



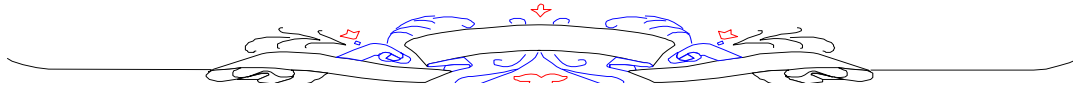
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



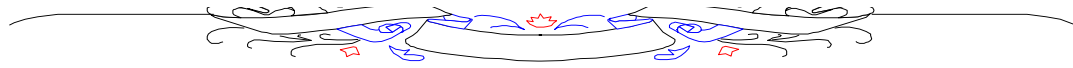
Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)
Spécialité : Génie civil
Option : Structures



Calcul numérique d'un bâtiment
(Étagé : supérieur à 6 niveaux)
En béton armé



Réalisé par : *Bibi Hanen*
Merdaci Nour Elhouda

Membres de jury :
M : Bouhadra Abdelhakim (Président)
M : Benaddi Hachemi (Examineur)

Dirigé par:
MAA. Lakouara Laid

Présenté le : 27 /06/2022



Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Allah qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Un très grand merci à :

Notre promoteur M.LKOUARA Pour nous avoir encadrés et orientés tout au long de cette recherche.

Nous remercions chaleureusement nos parents et nos familles.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil.

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



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents :

Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les Sacrifices consentis et ses précieux conseils, Pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments Et de mon éternelle gratitude.

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail Porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

A mon fois : Iyad

A mon cher mari : Khaled

A ma chère sœur : Anfel.

A mes frères : Amin, Taha, nadji.

A mes amies intimes : Salma, Hanen..

A tous ma promotion de Génie Civil 2021/2022.

Nour El- houda M.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents :

Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les Sacrifices consentis et ses précieux conseils, Pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments Et de mon éternelle gratitude.

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail Porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

A mes très chères sœurs : mouna , fouzia , malak

A mon frère : Adel.

A mes amies intimes : Souad , Amira, nour ,

A tous ma promotion de Génie Civil 2021/2022.

Hanen B.

RÉSUMÉ

Le projet consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à **khenchela** classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de faible sismicité (**Zone I**).

Cette étude se compose de quatre parties.

- La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de L'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le redimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles Pleines, l'acrotère).
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par le logiciel **Autodesk Robot structural Analysis Professional 2014** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la Structure (poteaux, poutres, voiles, fondation).

En tenant compte des recommandations du **RPA99 (version2003)**, **DTU Règles BAEL 91(révisées 99)**.

SOMMAIRE

REMERCIEMENT	
DEDICACE 1	
DEDICACE 2	
RESUME	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES NOTATION	
INTRODUCTION GENERAL	

Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction.....	04
I.2. Présentation du projet.....	04
I.2.1. Caractéristique architecturale.....	04
I.2.2. Donnée de site.....	04
I.3. Description structurale.....	04
a. planchers.....	04
b. maçonnerie.....	04
c. escaliers.....	05
d. balcon.....	05
e. revêtement.....	05
f. l'acrotère.....	05
g. terrasse.....	05
e. les voiles.....	05
j. l'infrastructure.....	05
I.4. Règles et hypothèses de calcul.....	05
I.4.1. Le règlement {BAEL91}(béton armé aux états limites).....	05
a. Etat limite ultime (ELU)	05
b. Etats limite de service (ELS)	06
I.4.2. [RPA] version 2003(Règles parasismique Algérienne)	07
I.4.3. Présentation des règles CBA (93).....	07
I.5. Actions.....	07
I.6. Sollicitation de calcul.....	08
I.7 : Les logiciels utilisés.....	08
I.8. Caractéristique des matériaux.....	08
I.8.1. Béton.....	08
I.8.2. Acier pour béton armé.....	16
I.9. Notation des Etats Limites.....	18
I.9.1. A E.L.U.R.....	18
I.9.2. A E.L.S.....	19
I.10. Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites	19
I.10.1. Etat limite ultime.....	19
I.10.2. Etat limite de service.....	19

Chapitre II : pré dimensionnement et descente de charge

II.1. Introduction.....	21
II.2. Pré dimensionnement des non structuraux	21
II.2.1. Pré dimensionnement des planchers.....	21
II.2.1.1. Planchers à corps creux	21

II.2.1.1.1. Les caractéristiques géométriques des nervures	22
II.2.2. La dalle pleine(Balcon).....	23
II.2.2.1 Les dalles Pleines pour balcon	23
II.2.3. Les escaliers.....	24
II.2.4. L'acrotère.....	27
II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	28
II.3.1. Pré dimensionnement des voiles.....	28
II.3.2. Les poutres.....	29
a. Les poutres principales.....	29
b. Les poutres secondaires.....	30
c. La poutre palière.....	31
II.4. La descente des charges.....	31
II.5. Evaluation des charges et surcharges.....	31
II.5.1. Plancher terrasse (inaccessible).....	32
II.5.2. Plancher étage courant (Corps creux).....	32
II.5.3. Mur extérieur.....	33
II.5.4 Mur intérieur.....	34
II.5.5. Les escaliers.....	34
II.5.6. Balcon.....	35
II.6. La loi de dégression des charges.....	35
II.7 Détermination du chargement.....	36
a. Poteau d'angle.....	36
b. Poteau de rive.....	40
c. Poteau central.....	45
A. Vérification de la section de poteau : BAEL 91(B.8.4, 1).....	49
II.8. Conclusion	51

Chapitre III : calcul des éléments

III.1. L'acrotère	53
III.1.1. ferrailage.....	54
A. calcul de l'excentricité.....	54
B. la section fictive d'acier tendue.....	55
C. la section d'acier tendue.....	55
D. condition de non fragilité : BAEL (art A .4. 2).....	56
III.1.2.vérification de la contrainte de cisaillement.....	56
III.1.3. vérification à limite de service.....	57
A. Etat limite d'ouverture des fissures.....	57
B. Etat limite de compression du béton.....	58
III.2. Les escaliers.....	59
III.2.1. Evaluation des charges.....	59
III.2.2. Combinaison des charges.....	59
a. Etat limite ultime (E LU).....	60
b. Etat limite service (E LS).....	60
III.2.3. Ferrailage à l'ELU.....	61
a. En travée	61
b. En appui.....	62
c. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton	63
III.2.4. Evaluation des charge.....	64
III.2.5. combinaison des charges	64
a. l'ELU	65

b. l'ELS	65
III.2. 6. ferrailage à l'ÉLU.....	66
a. En travée.....	66
b. En appui.....	67
III.2.7. Evaluation des charges.....	69
III.2.8. Combinaison des charges.....	70
a. L'E.L.U	70
c. L'E.L.S	70
III.2.9. Schéma de ferrailage.....	74
III.3. La poutre palière.....	75
III.3.1. Evaluations des charges.....	75
III.3.2. Pondération des charges.....	75
III.3.3. Calcul et répartition des moments.....	75
a. Moment en travée.....	75
b. Moment sur appui	76
III.3.4. Ferrailage de la poutre palière.....	76
a. En travée	76
b. Sur appui	76
III.3.5. Vérification à l'ELS.....	77
a. En travée	77
b. Sur appuis	78
III.3.6. Vérification de la flèche	78
III.3.7. Calcul de la poutre palière à la torsion	79
III.3.8. Vérification de l'effort tranchant	79
III.4. Les Balcons.....	80
III.4.1. Evaluation des charges.....	80
III.4.2. Ferrailage à l'ÉLU	81
III.4.3. Condition de non fragilité.....	81
III.4.4) Justification à l'ELS	82
III.4.5 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton.....	83
III.4.6) Schéma de ferrailage.....	84
III.5.1. Calcul des poutrelles.....	84
III.5.2. Combinaisons.....	85
III.5.3. Ferrailage.....	85
III.5.3. Ferrailage des poutrelles.....	88
III.5.3.1. En travée.....	88
III.5.3.2. Sur appuis.....	89
III.5.4. Calcul des armatures transversales et de l'espacement.....	90
III.5.5. Vérifications.....	91
III.5.5.1. Effort tranchant.....	91
III.5.5.2. Vérification de la condition de non fragilité.....	91
III.5.5.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	91
III.5.5.4. Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table-nervure).....	92
III.5.5.5. Vérification de la flèche.....	92
III.5.6. Ferrailage de la dalle de compression.....	93

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. Introduction.....	96
IV.2. Méthode statique équivalente.....	96
IV.2.1. Condition d'application.....	96
IV.2.2. Calcul de l'action sismique	96

IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale.....	99
a. Principe.....	99
b. Modélisation de la structure	99
c. Spectre de réponse.....	99
d. Présentation du logiciel de calcul	100
IV.4. Modélisation de la structure	100
IV.4.1. Analyse statique et dynamique.....	100
a. Analyse statique	100
b. Analyse par le spectre de réponse	101
IV.4.2. Détermination des paramètres des combinaisons d'action.....	101
IV.4.3. Poids total de la structure "W"	101
IV.4.4. Les données géométriques	102
IV.4.5. Centre de torsion	102
IV.4.6. Centre de masse	103
IV.4.7. Evaluation des excentricités.....	104
a. Excentricités théoriques	104
b. Excentricités accidentelles	105
IV.5. Résultats de calcul (ROBOT).....	105
IV.5.1. Périodes et facteurs de participation modale	105
IV.5.2. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement.....	106
IV.6. Distribution verticale de la force sismique	107
IV.7. Vérification des méthodes	108
IV.7.1. Vérification de la période	108
IV.7.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	108
IV.8. Calcul des déplacements	109
IV.9. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P. Δ	110
IV.10. Vérification au renversement.....	111
IV.11. Conclusion	113

Chapitre V : Etude des éléments résistants

V.1. Introduction	115
V.2. Ferrailage des portiques.....	115
V.3 Ferrailage des poutres	115
a. Armatures longitudinales	115
b. Armatures transversales	115
V.3. Calcul réglementaire et vérifications.....	116
V.2.1.2 Sollicitations.....	116
V.3 .1 Poutre principale (30×40)	117
V.2.1.3. Schéma de ferrailage structure	120
V.3 . 2 Poutre Secondaire (30×40).....	121
V. 4 Calcul des poteaux.....	125
V.4.1 Combinaison des charges.....	125
V.4.2. Ferrailage longitudinal.....	126
V.4.3. Ferrailage longitudinal.....	127
V.4.4 Armatures transversales Article 7.4.2.2 de RPA	128
V.4.5 Résultat des sollicitations	129
V.4.6 Détermination des armatures longitudinales.....	130
V.4.7 Détermination des armatures longitudinales	135
V.4.8 Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant	136
V.4.9 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant	137
V .5. Calcul des voiles	142

V .5. 1. Conception.....	142
V .5. 2. Principe de calcul	142
V .5.3. Combinaison.....	142
V .5.4. Ferrailage des voiles.....	142
V.5.5 Voiles pleins	143
a. Des armatures verticaux.....	143
b. Des aciers horizontaux.....	143
V .5 .6. La méthode de calcul	144
V .5.7. Ferrailage des voiles (v_{11}).....	148
V .5.8. Schéma de ferrailage	151

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	153
VI.2.Type des fondations.....	153
a. les semelles isolées.....	153
b. les semelles filantes.....	153
c. Les radiers ou dallage.....	153
VI.3. Le choix de type de fondation.....	153
VI.4. Calcul des semelles.....	155
VI .4.1. Calcul des semelles isolées.....	155
A. Condition d'homogénéité	155
B. Détermination de « d »et « ht »	156
C. Vérification de la condition de stabilité	156
D. Vérification de la condition de rigidité	156
E. Calcul du ferrailage.....	157
VI.4.2. Calcul de la semelle filante sous voile.....	159
A. calcul des sollicitations.....	159
B. vérification.....	159
C. calcul de l'excentricité.....	159
D. le ferrailage.....	162
VI.5 Les longrines.....	164
VI.5.1. Introduction.....	164
VI.5.2 Pré dimensionnement.....	164
VI.5.3. Sollicitations	164
VI.5.4. Ferrailage de longrines.....	164
VI.5.5 Schéma de ferrailage.....	166
Conclusion général	
Bibliographie	
Annexes	

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Diagramme des déformations limites de la section.....	6
Figure II.1. : Plancher à corps creux.....	21
Figure II.2 : Schéma des poutrelles.....	22
Figure II.3 : Schéma de balcon.....	24
Figure II. 4 : Schéma d'un escalier.....	25
Figure II.5 : L'acrotère.....	27
Figure II.6 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.....	27
Figure II.7: Détail plancher terrasse.....	32
Figure II.8 : Détail plancher étage.....	33
Figure II.9 : Le mur extérieur.....	33
Figure II.10: Schéma explicatif de loi de dégression.....	35
Figure II.11: surface de calcul.....	36
Figure II.12: surface de calcul.....	40
Figure II.13: surface de calcul.....	45
Figure III. 1 : L'acrotère.....	53
Figure III.2 : Section de calcul de l'acrotère.....	54
Figure III. 3 : Ferrailage de l'acrotère.....	58
Figure III. 4 : Schéma d'escalier type I.....	59
Figure III. 5 : Schéma statique de l'escalier type I.....	59
Figure III. 6 :Schéma des charge équivalentes de l'escalier type I.....	60
Figure III.7: section de béton armé en travée.....	61
Figure III.8: section de béton armé en appui a l'ELU.....	62
Figure III.9: Schéma statique de l'escalier type I.....	64
Figure III.10: Schéma des charge équivalentes de l'escalier type I.....	65
Figure III.11: Section de béton en travée.....	66
Figure III.12: section de béton armé en appui a l'ELU.....	67
Figure III.13: Schéma d'escalier type II.....	69
Figure III.14: Schéma statique d'escalier.....	70
Figure III.15 : Schéma des charge équivalentes de l'escalier type II.....	70
Figure III.16.: Section de béton armé en travée.....	71
Figure III.17 : section de béton armé en appui a l'ELU.....	73
Figure III.18 : Ferrailages d'escaliers.....	74
Figure III.19 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	80
Figure III.20: Schéma statique du balcon.....	80
Figure III.21: Schéma de ferrailage de balcon.....	84
Figure III.22 : Corps creux.....	84
Figure III.23: Schéma statique des poutrelles et des corps creux.....	85
Figure III.24: Schéma statique de la distribution de la charge permanente G.....	86
Figure III.25: Schéma statique de la distribution de la charge d'exploitation Q.....	87
Figure III.26: Diagramme de moments fléchissant des poutrelles à l'ELU.....	87
Figure III.27: Diagramme de moments fléchissant des poutrelles à l'ELS.....	88
Figure III.28: Diagramme de l'effort tranchant des poutrelles à l'ELU.....	88
Figure III.29: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	89

Figure III.30: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	93
Figure III.31: Ferrailages des poutrelles.....	94
Figure IV.1 : Spectre de repense.....	101
Figure IV.2 : Position des voiles.....	102
Figure IV.3: MODE 1 (3D).....	106
Figure IV.4: MODE 2 (3D).....	106
Figure IV.5 : MODE 3 (3D).....	107
Figure V .1 : Ferrailage de poutre principale.....	120
Figure V.2 : Ferrailage de poutre secondaire.	125
Figure V.3: Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composée.....	127
Figure V.4: Dimensionnement d'un noud poutre –poteau.....	138
Figure V.5: Schéma de ferrailage des poteaux.....	141
Figure V. 6: ferrailage d'un voile.....	143
Figure V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	144
Figure V.8: méthode des contraintes.....	144
Figure V.9 : diagramme d'une section entièrement comprimée.....	145
Figure V.10: diagramme d'une section entièrement tendue.....	145
Figure V. 11 : diagramme d'une section partiellement comprimée.....	146
Figure V. 12 : Les voiles du sens x-x.....	146
Figure V. 13 : Les voiles du sens y-y	147
Figure V.14: Schéma de ferrailage du voile.....	151
Figure VI.1 : Semelle isolé.....	155
Figure VI.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée.....	156
Figure VI.3. Ferrailage de la semelle intermédiaire.....	158
Figure VI.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x.....	163
FigureVI.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.....	163
Figure VI.6: schéma de Ferrailage des longrines.....	166

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Charges et surcharges du plancher terrasse.....	32
Tableau II.2 : Charges et surcharges du plancher étage.....	32
Tableau II.3 : Charges du mur extérieur.....	33
Tableau II.4 : Charges du mur intérieur.....	34
Tableau II.5 : Charges et surcharges de paillasse.....	34
Tableau II.6 Charges et surcharges du palier de repos.....	34
Tableau II.7 : Poids propre du balcon.....	35
Tableau II.8 : Charges permanentes et d'exploitations pour chaque niveau.....	36
Tableau II.9 : Loi de dégression.....	40
Tableau II.10 : Charges permanentes pour chaque niveau.....	41
Tableau II.11 : Loi de dégression.....	44
Tableau II.12 : Charges permanentes et d'exploitations pour chaque niveau.....	45
Tableau II.13 : Loi de dégression.....	49
Tableau II.14 : Vérification de la section de poteau (BAEL 91).....	50
Tableau II.15 : Vérification de la section de poteau (RPA 99).....	51
Tableau II.16 : Tableau récapitulatif de pré dimensionnement des sections.....	52
Tableau III.1. : Chargement et sollicitations.....	61
Tableau III.2 : Chargement et sollicitations.....	65
Tableau III.3 : Chargement et sollicitations.....	70
Tableau.III.4 : Calcul des charges ultime P_u et service P_{ser} pour tous les étages.....	86
Tableau.III.5 : Calcul des M_u , M_{ser} et T de chaque travée.....	87
Tableau.III.6 : Calcul la section d'armature A_s en travée.....	89
Tableau.III.7 : Calcul la section d'armature A_s à sur appui.....	89
Tableau.III.8 : valeurs de St selon le BAEL91 et le RPA99/ver 2003.....	90
Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités.....	98
Tableau IV.2 : Les poids de chaque niveau.....	102
Tableau IV.3 : Centre de torsion de chaque niveau.....	103
Tableau IV.4 : Les centres de masse de chaque niveau.....	104
Tableau IV.5 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau.....	104
Tableau IV.6 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau.....	105
Tableau IV.7 : périodes et facteurs de participation modale.....	105
Tableau IV.8 : Les valeurs des efforts F_i	108
Tableau IV.9 : Les déplacements relatifs pour chaque niveau dans le sens X.....	109
Tableau IV.10 : Les déplacements relatifs pour chaque niveau dans le sens Y.....	109
Tableau IV.11 :l'effet $P. \Delta$ dans le sens x-x.....	110
Tableau IV.12 : l'effet $P. \Delta$ dans le sens y-y.....	113
Tableau IV.13 : Vérification au renversement sens x	112
Tableau IV.14 : Vérification au renversement sens y	114
Tableau V.1 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.....	116

Tableau V.2 : Sollicitations des poutres.....	116
Tableau V.3 : caractéristiques mécanique des matériaux.....	125
Tableau V.4 : les sollicitations (M.N) des poteaux.....	129
Tableau V.5 : Choix des barres des poteaux.....	135
Tableau V.6 : Les résultats des calcule des contraintes de cisaillement.....	137
Tableau V.7 : les cadres des armatures minimales.....	141
Tableau V.8 : Ferrailage longitudinal des voiles d'épaisseur 16 cm du sens X.....	147
Tableau V.9 : Ferrailage longitudinal des voiles d'épaisseur 16 cm du sens Y.....	148
Tableau VI-1 : les efforts internes a la base du poteau de rive (le plus sollicité).....	155
Tableau VI-2 : sollicitation de la semelle filant sous voile sens x-x.....	159
Tableau VI-3 : sollicitation de la semelle filant sous voile sens y-y.....	161

LISTE DES NOTATIONS :

G : Action permanente.

Q: Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte ultime admissible de cisaillement.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{bc} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{bc} : Résistance caractéristique a 28 jours.

A_{st} : Section d'armature.

A_r : Armature de répartition.

γ_b : Coefficient de sécurité béton.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

θ : Coefficient d'application.

η : Facteur de correction d'amortissement.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

i_x, i_y : Rayon de giration.

μ_u : Moment ultime réduit.

α : Position relative de la fibre neutre.

Z: Bras de levier.

d: Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

C_p : Facteur de force horizontal.

B_r : Section réduite.

M: Moment fléchissant.

T: Effort tranchant.

N: Effort normal.

A: Coefficient d'accélération de zone.

D: Facteur d'amplification dynamique.

R: Coefficient de comportement global de la structure.

Q: Facteur de qualité.

W: Poids total de la structure.

V: Force sismique total.

W_i : Poids sismique au niveau « i ».

C_t : Coefficient de période.

β : Coefficient de pondération.

INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GÉNÉRAL:

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception à un mauvais comportement. A l'effet, des études bases sur des modèles physique et mathématique sont menés pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour les quelles un minimum de sécurité est assuré.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et commercial) en R+6, contreventé par un système mixte (voiles-portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99.V2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R. BC 2.2.

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

Ce mémoire est constitué des parties suivantes:

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments.
- Le troisième chapitre, pour calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude sismique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments résistants.
- Le dernier chapitre, pour l'étude des infrastructures.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

Présentation du projet



I.1. Introduction :

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

Notre projet a pour objectif d'étude d'un bâtiment à usage d'habitation collective et commercial (RDC + 6 étages) en béton armé, et implanté dans la Wilaya de khenchela, qui fait une partie de la zone de faible sismicité (zone I) selon les règles (Art 3.1 RPA 99/ version 2003).

D'après la classification de ces règles le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 02) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m (Art 3.2 RPA 99/ version 2003).

I.2. Présentation du projet :

I.2.1. Caractéristiques architecturales :

- Hauteur total du bâtiment est : $h_t = 21.76$ m
- Hauteur du RDC : $h_{RDC} = 3.40$ m
- Hauteur du étage : $h_{etg} = 3.06$ m
- La longueur totale du bâtiment : $L = 21.95$ m
- La largeur totale du bâtiment : $L = 8.60$ m

I.2.2. Données de site :

L'ouvrage appartient groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.

- La contrainte admissible du sol : $\sigma = 2$ bars
- L'ancrage minimal des fondations : $D = 2$ m

I.3. Description structurale

a - Plancher :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher semi-préfabriqué en « poutrelles+corps creux +dalle de compression», pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

b- Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- **Les murs extérieurs** sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- **Les murs intérieurs** sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

d- Escaliers :

Le bâtiment présente un seul type d'escalier, escalier droit en béton armé coulé sur place.

e- Balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

f-Revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Plâtre pour les cloisons

g-L'acrotère:

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 70 cm d hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

h-Terrasse:

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien.

e- les voiles :

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

j- l'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

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

I.4 Règles et hypothèses de calcul:

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

I. 4.1 Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :

Basé sur la théorie des états limites.

a. Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

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

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

➤ Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 o/oo et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 o/oo dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 o/oo dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).
 - ❖ Pivot A : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
 - ❖ Pivot B : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
 - ❖ Pivot C : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

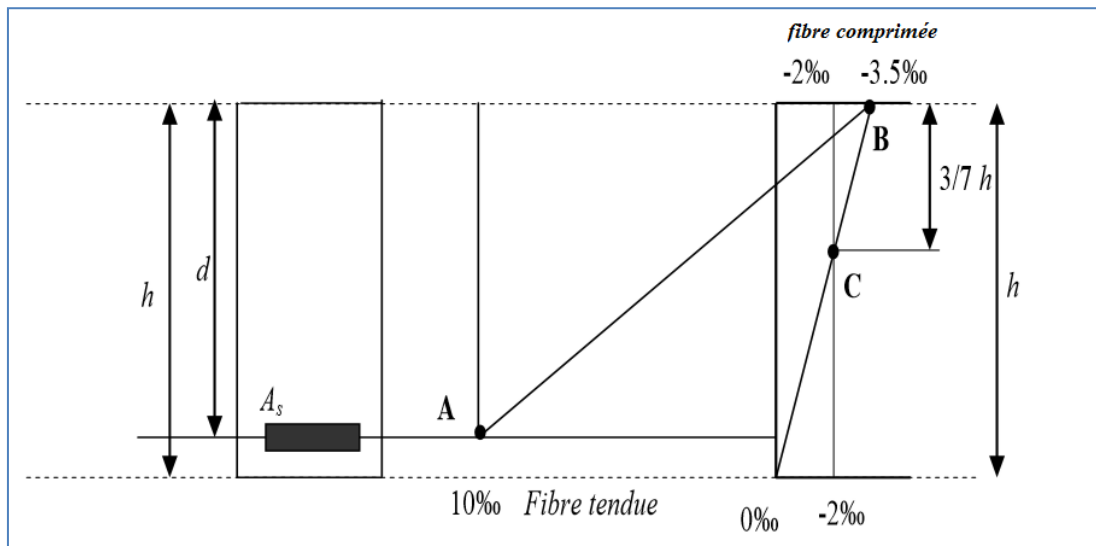


Figure I.1 : Diagramme des déformations limites de la section

- b. Etats limites de service (ELS) :** constituent les frontières aux de là desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :
- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
 - Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
 - Résistance à la compression du béton.

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

➤ **Hypothèses:**

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

I.4.2 [RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :

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

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

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

I. 4.3 Présentation des règles CBA (93) :

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » (*CBA 93*) a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus récentes devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

- **Domaine d'application :**

Le **CBA93** est applicable à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à $300\text{Kg par } m^3$ de béton mis en œuvre.

I.5 Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitation) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure. Elles sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition.

- a. **Actions permanentes (G) :**

Les charges permanentes à considérer définies par la norme **DTR BC 2.2** pour le calcul des structures en béton armé sont :

- **Poids propres :**

Les poids propres seront évalués avec un poids volumique de béton de $25\text{Kn}/m^3$.

- Actions variables (Q_i , $i=1, 2, n$): Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux.

- b. Actions accidentelles
- c. Actions de la température climatique

I.6 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

La combinaison de calcul à E.L.S est :

$$- P_1 = G + Q$$

Les combinaisons de calcul à E.L.U sont :

$$- P_2 = 1.35G + 1.5Q$$

Les combinaisons de calcul à E.L.A (séisme, choc ...) :

$$- P_3 = G + Q \pm E$$

$$- P_4 = G + Q \pm 1.2E$$

$$- P_5 = 0.8G \pm E$$

Avec :

- E : effort de séisme
- G : charge permanente
- Q : charge d'exploitation

I.7 Les logiciels utilisés :

- Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014 : pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD 2015: pour le dessin des plans.
- EXPERT 2010 : pour vérifier les calculs ferrailage manuels.
- WORD 2007.
- EXCEL 2007.

I.8 Caractéristiques des matériaux :

I.8.1 Béton:

Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- ❖ il est composé de matériaux abondants dans la nature et facilement disponibles directement comme les graviers et les sables ou indirectement comme le ciment.
- ❖ il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque ; ou dispose pour cela d'un temps suffisant (une demi-heure à une minute)
- ❖ il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.

- ❖ il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- ❖ il a une bonne durabilité.

Composition du béton :

Il est composé de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

Les qualités recherchées sont en général :

- ❖ la résistance mécanique à la compression simple et pour certains cas, la résistance à la traction, la résistance aux chocs.
- ❖ la résistance aux agents agressifs tels que l'eau de mer, les eaux séléniteuses, les eaux acides, les produits industriels.
- ❖ la maniabilité, c'est à dire la facilité de mise en œuvre.
- ❖ la déformation instantanée et différée, le retrait...
- ❖ les qualités particulières telles que la masse pour les bétons lourds, béton de protection contre les radiations, la légèreté (bétons légers pour ouvrage d'art ou bâtiment), la faible conductivité thermique.
- ❖ l'aspect de surface finie, la couleur (béton blanc, coloré)
- ❖ la dimension des granulations : micro-béton poutres de très petits ouvrages (maquettes) ou bétons cyclopéens avec des cailloux de 5 à 20 cm pour les gros ouvrages (barrages).

Dosage en ciment :

Le dosage en ciment varie suivants les caractéristiques exigées ; résistance mécaniques, résistance aux agents chimiques (eau de mer, eaux séléniteuses) compacité.

Les valeurs usuelles pour des bétons maigres ou non armé varient de 150 à 300 kg de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre.

Pour le béton armé, ces valeurs sont de 350 à 400 kg/m³ et pour le béton précontraint, elles peuvent atteindre 500 kg/m³.

La résistance d'un béton armé est sensiblement proportionnelle au dosage en ciment ; différentes formules permettent de la calculer.

Dosage en granulations :

Le dosage en granulation est représenté par les dimensions et proportions des différentes catégories de granulation allant du sable au gravier.

On distingue habituellement deux catégories de granulations :

- ❖ les sables de la classe 0/25.
- ❖ les graviers de la classe 5/20 ou 5/25.

Mise en œuvre du béton :

la mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telles la résistance mécanique, la compacité et l'inverse, la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- ❖ une bonne vibration.
- ❖ une granulométrie continue
- ❖ des adjuvants appelés plastifiants

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

- ❖ une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- ❖ les faibles températures
- ❖ les importantes épaisseurs de coulage.

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation ; c'est à dire l'accumulation des granulations lourds au fond du moule et la montée de l'eau et de laitance en partie supérieure, ce qui nuirait à sa compacité et à sa résistance.

Résistances caractéristiques à la compression :

Un béton est définie par la valeur de sa résistance au compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

Pour un nombre de jours $j < 28$, la résistance f_{cj} des bétons suit les lois suivantes :

- Bétons de résistance courante :

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

Bétons de haute résistance :

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

$$\text{pour } j \geq 28: f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

On constate que les bétons à haute résistance atteignent plus rapidement leurs valeurs maximales que les normaux et ont moins de ressource .Au –delà de 28 jours, les résistances sont mesurées par écrasement d'éprouvettes normalisées.

Résistances caractéristiques à la traction :

La résistance caractéristique à la traction f_{tj} du béton à j jours est définie par :

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

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

La formule est valable jusqu'à des valeurs de $f_{cj} < 60$ MPa.

Cependant, cette loi linéaire pourrait conduire à surestimer la résistance à la traction des bétons dont la résistance en compression est supérieure à 80 MPa. La loi donnée par :

$$f_{tj} = f_{cj}^{2/3} \text{ serait plus adaptée.}$$

Ces résistances sont tirées à partir de certains nombres d'essai :

Essais de rupture :

Essai de rupture par compression sous charge «instantanée» :

La résistance à la compression est mesurée par écrasement de cylindres droits de révolution de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, dont l'aire de la section droite est :

$$B = 200 \text{ cm}^2$$

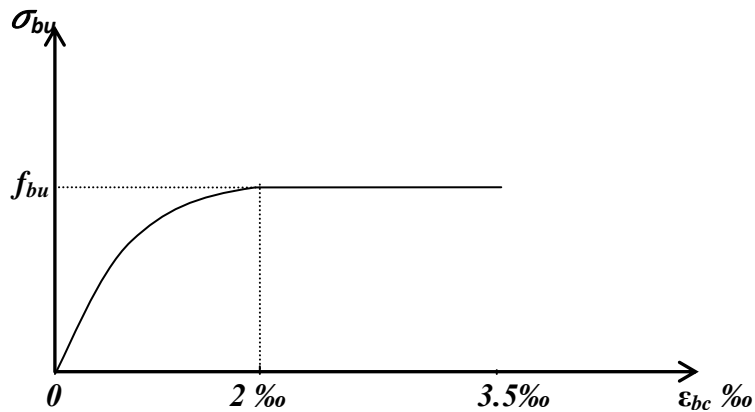
Ainsi si P est la charge de rupture de l'éprouvette (MN) on a pour une éprouvette âgée de « j » jours $f_{cj} = P/B = P/0.02$ (MPa) .

Essais de rupture par traction :

La résistance à la traction est déduite d'essais effectués selon deux modes opératoires :

- ❖ flexion d'éprouvettes prismatiques non armées de côté 7,07 cm et de section 50 cm²
- ❖ fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai dit «brésilien»).

Diagramme contraint - déformations instantanées du béton :



$$\begin{cases} \epsilon_b < 2 \times 10^{-3} & \sigma_{bc} = f_{cj}(-0.25 \times 10^{-3} \cdot \epsilon_b + 1)\epsilon_b 10^3 \\ \epsilon_b > 2 \times 10^{-3} & \sigma_{bc} = f_{cj} \end{cases}$$

Le diagramme de calcul comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_b = 2\%$ et d'une contrainte de

compression de béton donnée par : $f_{bu} = \sigma_{bc} = 0.85 f_{cj} / \theta \gamma_b$

Le coefficient de minoration de 0,85 de la résistance du béton, et le coefficient θ , tiennent compte de l'influence défavorable :

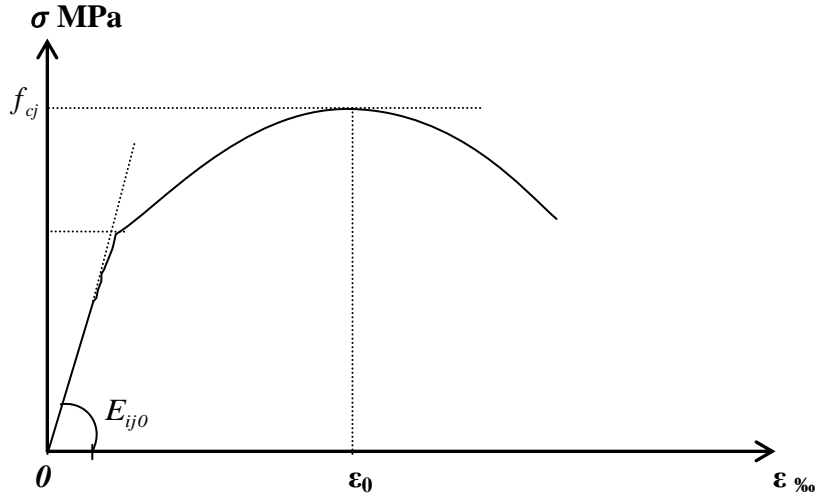
- De la durée d'application de la charge.
- Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.

$\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$: Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$: Lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Lorsqu'il est nécessaire d'évaluer les déformations avec une plus grande précision, le modèle parabole- rectangle n'est généralement pas suffisant. On utilise donc le diagramme réel, défini par la formule de SARGIN:



$$\sigma_b = f_{cj} \frac{k \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}}\right) + (k' - 1) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}}\right)^2}{1 + (k - 2) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}}\right) + k' \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}}\right)^2}$$

E_{ij} : Module d'élasticité

ϵ_{b0} : La déformation au pic de contrainte.

k : Coefficient donné par : $k = E_{ij} \epsilon_{b0} / f_{cj}$

k' : Coefficient permettant d'ajuster l'allure du début de la branche descendante au diagramme réel.

$k' = k - 1$ pour $f_{cj} \leq 30 \text{ MPa}$

$k' = 0$ pour $f_{cj} \geq 55 \text{ MPa}$

$k' = (k - 1)(55 - f_{cj}) / 25$ pour $30 < f_{cj} < 55 \text{ MPa}$

Coefficient de poisson : Si ϵ_l est la déformation relative longitudinale et ϵ_t la déformation relative transversale, le coefficient de poisson vaut :

$$v = \frac{\Delta_t/t}{\Delta/i} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

Il est pris égal à :

$v = 0$: Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).

$v = 0.2$: Pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

Modules d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} (MPa)$$

Le module de déformation longitudinale différée E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 3700 f_{cj}^{1/3} (MPa)$$

❖ La valeur du module de déformation croit avec la résistance à la compression du béton.

Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par : $G = E/2 (1 + v)$ et en simplifiant $G = 0.417 E$

Fluage :

Le fluage est une déformation du béton de longue durée, il dépend de certains paramètres : résistance du béton, la charge appliquée, l'âge du béton au moment de l'application de la charge, l'humidité relative, la durée d'application de la charge, les dimensions de la section, .. Etc.

Dans les calculs relatifs aux états- limites de service, la déformation de fluage à l'instant t d'un béton soumis à l'âge $j = t_1 - t_0$ à une contrainte constante σ_1 , est exprimée sous la forme:

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic} k_{fl} (t_1 - t_0) f(t - t_1)$$

Avec :

$t_0 = \text{date du bétonnage}$ $t_1 = \text{date de mise en charge d'ou:}$

$$\varepsilon_{ic} = \sigma_1 / E_{t28}$$

Est la déformation conventionnelle instantanée sous l'effet de la contrainte σ_1 ;

k_{fl} : Est le coefficient de fluage, qui dépend notamment de l'âge ($t_1 - t_0$) du béton au moment où il subit la contrainte σ_1 , et $f(t - t_1)$ une fonction de la durée du chargement ($t - t_1$), exprimée en jours, qui varie de 0 à 1 quand cette durée varie de 0 à l'infini.

On peut également mettre ε_{fl} sous la forme : $\varepsilon_{fl} = \varepsilon_i \emptyset (t_1 - t_0) f(t - t_1)$ où :

ε_i : Est la déformation réelle instantanée : $\varepsilon_{ic} = \sigma_1 / E_{t28}$

$\emptyset = k_{fl} E_{tj} / E_{128}$ le rapport entre la déformation finale de fluage et la déformation réelle instantanée

Dans les cas courants, on peut prendre : $\varepsilon_{fl} = \emptyset \frac{\sigma_1}{E_{ij}} f(t - t_1)$

La loi d'évolution de fluage $f(t - t_1)$ est donnée par la formule : $f(t - t_1) = \frac{\sqrt{t - t_1}}{\sqrt{t - t_1} + 5\sqrt{r_m}}$

Lorsque le béton est soumis à une succession de variations de contrainte il est admis de superposer les déformations de fluage dues à chaque variation de contrainte, sauf si certaines de ses variations sont de fortes diminutions.

Le retrait :

Le retrait est le raccourcissement instantané du béton dû au départ de l'eau libre interne ; il est d'autant plus important que la pièce est de grandes dimensions.

La valeur du retrait $\varepsilon_r(t)$ en fonction du temps peut être exprimée sous la forme : $\varepsilon_r = \varepsilon_{r0} r(t)$

$\varepsilon(t)$: Retrait final du béton.

$r(t)$: Une fonction du temps de 0 à 1 quand t varie de 0 à l'infini.

À défaut de résultats expérimentaux la loi d'évolution du retrait est donnée par :

$$r(t) \text{ est donné par : } r(t) = \frac{t}{t+9r_m}$$

t : l'âge du béton en jours.

$$r_m : \text{ rayon moyen de la pièce} = \frac{\text{aire de section de pièce}}{\text{périmètre du pièce}}$$

Dilatation :

À défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique λ est pris égal à 10^{-5} par degré C (identique à celui de l'acier).

I.8.2 Aciers pour béton armé :

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration...

Description des différents types d'aciers :

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories :

- ❖ Barres rondes lisses.
- ❖ Barres à haute adhérence.
- ❖ Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses.)
- ❖ Treillis soudés.

Diagramme contraintes- déformations :

Le diagramme contraintes- déformations à considérer pour les justifications aux états limites

ultimes de résistance est conventionnellement défini par

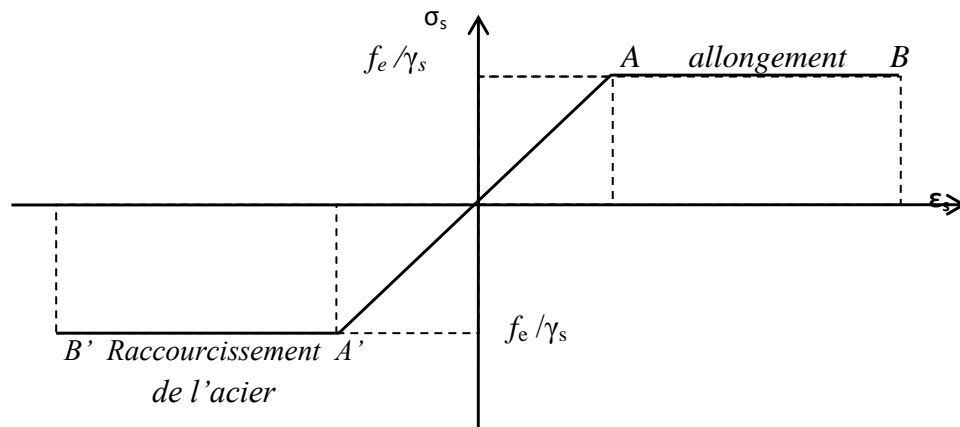


Diagramme de déformation - contrainte de calcul

Le diagramme contraintes- déformations se compose : d'une droite de pente $E_s = 200 \text{ GPa}$ (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée f_e .

Caractéristiques technologiques des aciers :

Les caractères technologiques sont :

- ❖ l'aptitude au façonnage, définie par référence à des essais de pliage et de pliage suivi de dépliage
- ❖ l'aptitude d'une barre à assurer les liaisons mécaniques entre elle et le béton qui l'entoure (caractères d'adhérence)
- ❖ l'aptitude au soudage.

Aptitude au façonnage :

Les diamètres de mandrins utilisés pour le façonnage des ronds lisses F_eE 235 sont égaux à cinq fois le diamètre des armatures, sauf dans le cas des cadres, étriers ou épingles (dont le diamètre est au plus égal à 20 mm), pour lesquels le diamètre du mandrin est égal à trois fois celui de l'armature concernée.

Caractères d'adhérence :

L'adhérence d'une barre au béton qui l'enrobe est définie par deux coefficients sans dimensions :

η : Coefficient de fissuration :

Ronds lisses	$\eta=1$
Barre HA $\varnothing \geq 6mm$	$\eta=1.6$
Fils HA $\varnothing \geq 6mm$	$\eta=1.6$
Fils HA $\varnothing < 6mm$	$\eta=1.3$

ψ_s Coefficient de scellement

Ronds lisses	$\psi_s=1$
Barres HA (quelque soit le \varnothing)	$\psi_s=1.6$
Fils HA (quelque soit le \varnothing)	$\psi_s=1.5$

I.9 Notation des Etats Limites :

On distingue deux états limite de calcul ;

- ❖ état limite ultime de résistance.
- ❖ état limite de service.

I.9.1 à E.L.U.R:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de ruptures minorées.

a. Hypothèses de calcul :

- ❖ les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions (Navier.B).
- ❖ la résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ❖ il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ❖ Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à 3,5‰ en flexion, 2 ‰ en compression simple.
- ❖ L'allongement relatif ε_s de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 %

Le diagramme linéaire de déformation de la section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.

I.9.2 à E.L.S :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

a. Hypothèses de calcul :

- ❖ les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions (Navier.B).
- ❖ la résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ❖ il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ❖ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation : $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$
- ❖ on définit un coefficient d'équivalence par la relation :

$$\sigma = \frac{E_s}{E_b} = 15 \text{ (forfaitairement)}$$

I.10 Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :**I.10.1 Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivante :

$$1.35 G + 1.5Q \quad \text{où : } G : \text{ charge permanente.}$$

Q : charge d'exploitation.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

Pour les poutres $0.8G \pm E$

$$G + Q \pm E$$

Pour les poteaux $G + Q \pm 1.2E$

Avec E : l'effort sismique horizontal.

I.10.2 Etat limite de service :

La seule combinaison à considérée est : $G + Q$

Chapitre II

Pré dimensionnement et descente des charges



II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du RPA99 version2003, CBA 93, BAEL 91, Il est aussi très important pour la détermination des dimensions économiques afin d'éviter un surplus d'acier et de béton.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des non structuraux :

II.2.1. Pré dimensionnement des planchers:

Les planchers sont des plaques minces limitant les différents niveaux d'un bâtiment dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, qui reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

II.2.1.1. Planchers à corps creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée. Les nervures sont en béton armé, reposant sur des poutres principales ou des voiles. On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 4.5 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

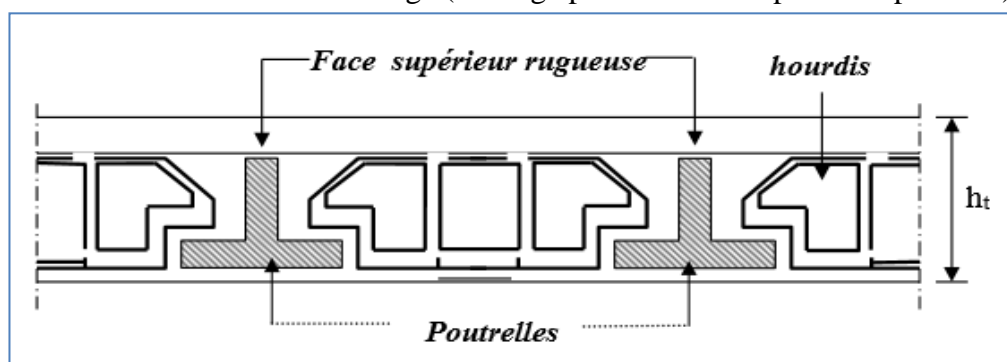


Figure II.1. : Plancher à corps creux.

❖ 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 que : $e_1 = 11\text{cm}$

❖ Isolation phonique (acoustique) :

Selon les règles techniques [CBA93] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à: $e_2 = 17.5\text{cm}$

❖ Condition de flèche :

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est ou moins égal à $1/22.5$

L_{\max} : est la plus grande portée parallèle à la poutrelle ($L_{\max} = 450\text{cm}$).

e_3 : l'épaisseur de plancher.

$$L_{\max} = \text{Min}(L_x^{\max}; L_y^{\max}) = \text{Min}(5.20; 4.50)\text{m} = 4.50\text{m} = 450\text{cm}$$

$$\frac{e_3}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{450}{22.5} = 20\text{cm}$$

On prend : $h_t = \text{Max}(e_1; e_2; e_3) = \text{Max}(11\text{cm}; 11\text{cm}; 20\text{cm}) = 20\text{cm}$

Donc :

- On utilise un plancher de type (16+4).
- Dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}$.

II.2.1.1.1. Les caractéristiques géométriques des nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en Té (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

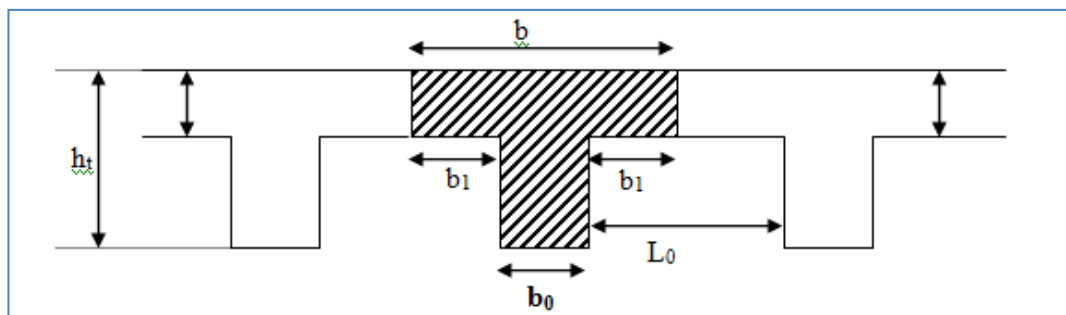


Figure II.2 : Schéma des poutrelles.

La largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \begin{cases} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.50\text{cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{450}{10} = 45.00\text{cm} \end{cases}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures ;

L : la longueur de la nervure.

Donc : $b_1=27.5$ cm

$$0,3 h_t < b_0 < 0,8 h_t$$

$$6.00 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16.00 \text{ cm} \text{ Pour des raisons constructives}$$

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

Le corps creux commercialisé à une hauteur de 16cm et une longueur de 55 cm.

$$\text{On prend : } b = 2b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

II.2.2. La dalle pleine(Balcon):

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur place repose sur des appuis (murs ou poutres).

L'estimation de l'épaisseur de la dalle est gouvernée par plusieurs critères, qui sont :

La résistance au feu, l'isolation thermique et phonique, et la résistance à la flexion, (condition de flèche)...etc.

II.2.2.1 Les dalles Pleines pour balcon :

❖ Condition de résistance au feu :

Selon (DTU P92-701) l'épaisseur minimal de la dalle en fonction sa résistance au feu :

- $e=6\text{cm}$ pour $\frac{1}{2}$ heure de coupe-feu.
- $e=7\text{cm}$ pour 1 heure de coupe-feu.
- $e=9\text{cm}$ pour 1 heure $\frac{1}{2}$ de coupe-feu.
- $e=11\text{cm}$ pour 2 heures de coupe-feu.
- $e=15\text{cm}$ pur 3 heures de coupe-feu.
- $e=17,5 \text{ cm}$ pour 4 heures de coupe-feu.

On prend : $e_1 = 11\text{cm}$.

❖ Isolation phonique :

L'épaisseur minimale du plancher est entre 14 cm et 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On prend : $e_2= 15 \text{ cm}$.

❖ Isolation phonique :

Pour une bonne isolation phonique, selon la loi de masse, le plancher doit y avoir une masse entre 350kg/m^2 à 450kg/m^2 , et puisque notre dalle est en béton armé on peut limiter l'épaisseur :

$$e_3 = 375/2500 = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

❖ Résistance à la flexion :(BAEL91)

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans la poutre, l'épaisseur est conditionnée par :

$$e \geq \frac{L_x}{10}$$

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

$$L_x = 100 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 315 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{L_x}{10} \Rightarrow e \geq \frac{100}{10} \Rightarrow e \geq 10 \text{ cm}$$

Alors on prend pour les dalles pleines une épaisseur égale : $e=15\text{cm}$.

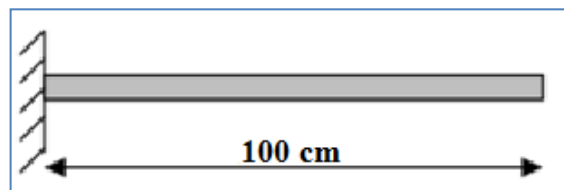


Figure II.3 : Schéma de balcon.

II.2.3. Les Escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

On appelle :

- **Emmarchement** : la longueur utile de marche.
- **Giron <g>** : la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée.
- **Hauteur <H>** : La hauteur d'une marche (de nez a nez).
- **Paillasse** : le plafond qui monte sous les marches.
- **Palier** : la partie horizontale entre deux volées (longueur minimal =3marches).
- **Garde-corps** : La protection du volée des paliers du coté du vide (Bais, Métal...).

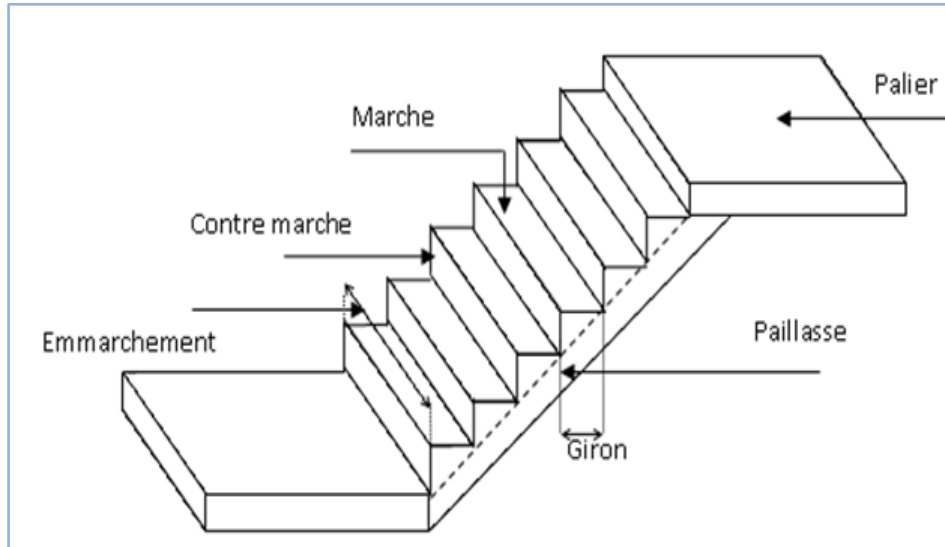


Figure II.4 : Schéma d'un escalier.

Caractéristiques techniques :

Pour les escaliers on considère les paramètres suivants:

h : hauteur de la contre marche, variant de **0.15 à 0.17m** ;

g : largeur de la marche, variant de **0.26 à 0.36m**;

α : Inclinaison de la volée = **arc tg (h/g)**.

Pour le pré dimensionnement en utilisant la formule de Blondel, la hauteur de la marche est limitée par:

$$59 < 2h + g < 66 \text{ cm}$$

Avec : **g** est le giron, que l'on prend égale à : **g = 30 cm**

$$\frac{59 - g}{2} < h < \frac{66 - g}{2} \rightarrow \frac{59 - 30}{2} < h < \frac{66 - 30}{2} \rightarrow 14.5 < h < 18 \text{ cm.}$$

On adopte : **h=17 cm**.

➤ **Pour RDC :**

Où : **H** est la hauteur d'étage, qui vaut **3.40 m**.

Ce qui donne :

$$N_c = \frac{340}{17} = 20 \text{ contremarches pour RDC.}$$

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et descente des charges

- Deux volées de 20 contre marches
 - Volée 1 : 12 contre marches
 - Volée 2 : 8 contre marches

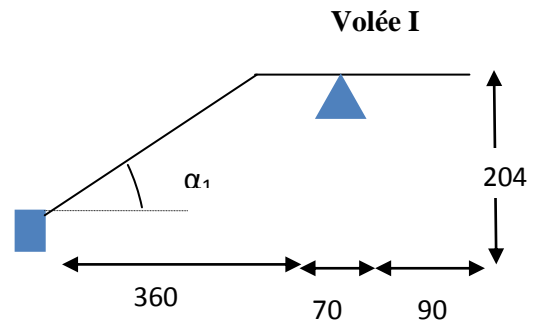
❖ Volée I :

La pente de volée peut se calculer par :

$$\tan \alpha_1 = \frac{H}{L} = \frac{204}{360} = 0.567 \rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

La longueur de volée se calcul par :

$$L_1 = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{204}{\sin 29.54} = 413.78 \text{ cm} \cong 4.14 \text{ m}$$



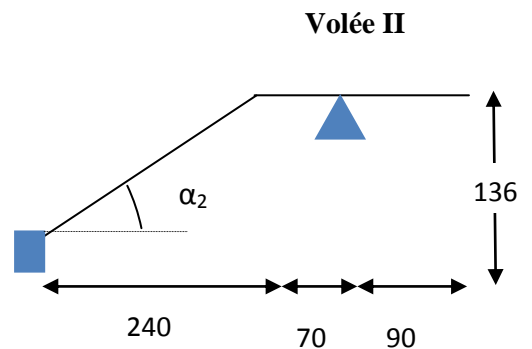
❖ Volée II :

La pente de volée peut se calculer par :

$$\tan \alpha_1 = \frac{H}{L} = \frac{136}{240} = 0.567 \rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

La longueur de volée se calcul par :

$$L_1 = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{136}{\sin 29.54} = 275.86 \text{ cm} \cong 2.76 \text{ m}$$



➤ Pour Etage courant :

Où : H est la hauteur d'étage, qui vaut 3.06 m.

Ce qui donne :

$$N_c = \frac{306}{17} = 18 \text{ contremarches pour RDC.}$$

- Deux volées de 18 contre marches
- Volée 1 : 9 contre marches
- Volée 2 : 9 contre marches

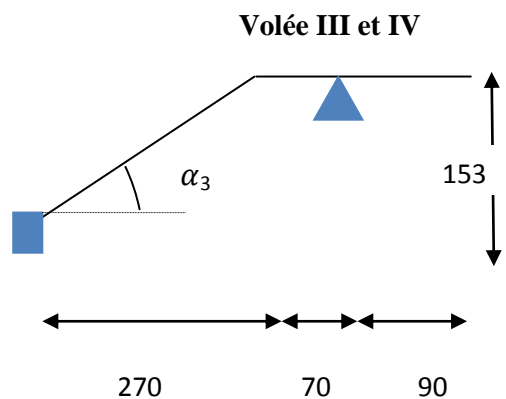
❖ Volée III et IV :

La pente de volée peut se calculer par :

$$\tan \alpha_1 = \frac{H}{L} = \frac{153}{270} = 0.567 \rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

La longueur de volée se calcul par :

$$L_1 = \frac{12 \times 17}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin 29.54} = 310.34 \text{ cm} \cong 3.10 \text{ m}$$



Finalement, l'épaisseur minimale de la paillasse est limitée suivant la condition de résistance

Suivante :

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

Avec : $L = 430 \text{ cm}$

Donc on trouve que:

$$\frac{430}{30} \leq e \leq \frac{430}{20} \rightarrow 14.33 \leq e \leq 21.50 \text{ cm.}$$

On prend l'épaisseur du palier de repos le même que la paillasse : $e = 15 \text{ cm.}$

II.2.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve du supérieur du bâtiment, il est assimilé comme une console encastrée dans le plancher par son poids et charge du à la main courante.

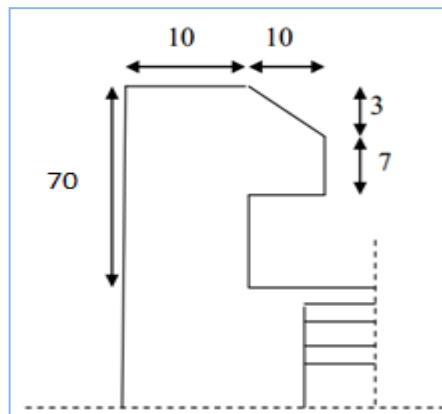


Figure II.5 : L'acrotère.

➤ Section transversale :

$$S = (0.7 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) = 0.0785 \text{ m}^2$$

➤ Poids propre:

$$G_1 = 0.0785 \times 25 = 1.9625 \text{ KN/m}$$

➤ Revêtement en enduit de ciment

$$G_2 = 0.02 \times 20[0.7 + 0.1 + 0.1 + 0.07 + 0.1 + 0.6] = 0.668 \text{ KN/m}$$

$$G = 1.9625 + 0.668 = 2.630 \text{ KN/ml}$$

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1. Pré dimensionnement des voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de [RPA 99].

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le [RPA 99] article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

- L'épaisseur minimale 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 indiquées à la Figure (II.6).

c.a.d:

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de [RPA99]:

$$e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow e \geq \frac{h}{25} \Rightarrow e \geq \frac{306}{25} \Rightarrow e \geq 12.24 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e \geq \frac{h}{22} \Rightarrow e \geq \frac{306}{22} \Rightarrow e \geq 13.90 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e \geq \frac{h}{20} \Rightarrow e \geq \frac{306}{20} \Rightarrow e \geq 15.30 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left(e_{\min}; \frac{h}{25}; \frac{h}{22}; \frac{h}{20} \right) \Rightarrow e \geq \max (15; 12.24 ; 13.90 ; 15.30)$$

$$e \geq 15.30 \text{ cm}$$

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

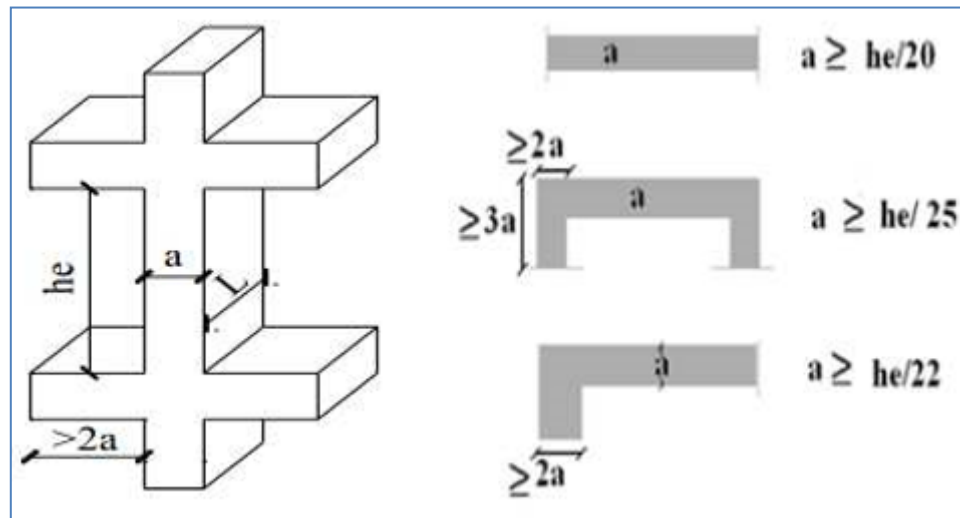


Figure II.6 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.

II.3.2. Les poutres :

a. Les poutres principales :

Les poutres principales transmettent les charges aux différents éléments verticaux :

La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

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

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h.$$

Avec :

- L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis ;
- h : hauteur totale de la poutre ;
- b : largeur de la poutre ;

▪ La hauteur h :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad ; L_{\max} = 5.20 \text{ m} ;$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad ; \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10}$$

$$34.67\text{cm} \leq h \leq 52.00\text{cm} ;$$

On adopte : $h=40 \text{ cm}$.

- **La largeur b :**

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h;$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40;$$

$$16.00\text{cm} \leq b \leq 28.00\text{cm}.$$

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

D'après le RPA99:

Il faut vérifier :

$$\Rightarrow \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv} \\ h/b = 1.5 \leq 4 \dots \dots \dots \text{cv} \end{cases}$$

Donc la poutre principale à une section : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

b. Les poutres secondaires:

- **La hauteur h :**

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10 \quad \text{ou} \quad L_{\max} = 4.50\text{m}$$

$$450/15 \leq h \leq 450/10$$

$$30.00\text{cm} \leq h \leq 45.00 \text{ cm}$$

On adopte : **h=40 cm**

- **La largeur b :**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$16.00\text{cm} \leq b \leq 28.00 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30 cm**

Condition du **RPA99** :

Il faut vérifier :

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv} ;$
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1.33 \leq 4 \dots \dots \dots \text{cv}$

Donc la poutre secondaire à une section : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

c. La poutre palière :

Selon BAEL91 :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h < \frac{L_{\max}}{10} ; \quad \frac{h_t}{2} < b < \frac{2 \times h_t}{3}$$

Avec : $L_{\max} = 450 \text{ cm}$

$$\bullet \quad \frac{L_{\max}}{15} < h < \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{450}{15} < h < \frac{450}{10} \Rightarrow 30.00 \text{ cm} < h < 45.00 \text{ cm.}$$

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

$$\bullet \quad \frac{h_t}{2} < b < \frac{2 \times h_t}{3} \Rightarrow \frac{40}{2} < b < \frac{2 \times 40}{3} \Rightarrow 20.00 \text{ cm} < b < 26.66 \text{ cm.}$$

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

La poutre palière à la section : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Condition du **RPA99** :

Il faut vérifier :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ cv} ;$
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ cv}$
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1.33 \leq 4 \dots \dots \dots \text{ cv}$

II.4. La descente des charges :

C'est l'opération qui consiste à déterminer le cumul des charges verticales sur chaque élément vertical depuis leur point d'application jusqu'à la fondation. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

II.5. Evaluation des charges et surcharges :

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 différents charges et surcharges existantes sont :

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

II.5.1. Plancher terrasse (inaccessible)

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

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccie (KN/m ²)
1-Gravillons de Protection	0.05	20	1.00
2-Etanchéité multicouches	0.02	12	0.24
3-forme Pente de béton	0.015	22	0.33
4-Isolation acoustique	0.04	04	0.16
5-Dalle en corps creux	16+4	/	2.85
6-Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
7- Papier kraft	2 feuilles	/	0.50
8- par vapeur	0.01	1	0.01
G (KN/m²)			5.29
Q (KN/m²)			1.00

Tableau II.1 : Charges et surcharges du plancher terrasse.

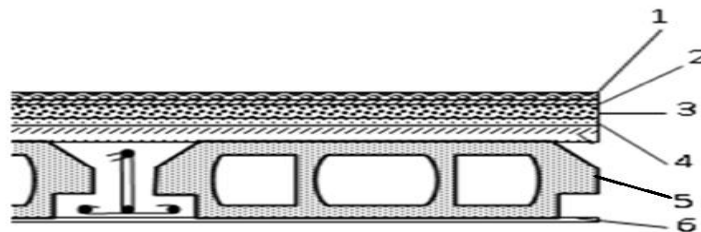


Figure II.7: Détail plancher terrasse.

II.5.2. Plancher étage courant (Corps creux) :

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccie (KN/m ²)
1- Carrelage	0.02	20	0.40
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Enduit de ciment	0.02	14	0.28
4- Lit sable	0.02	18	0.36
5- Dalle en corps creux (16+4)	0.20	14	2.85
6- Cloisons légère	0.1	9	0.90
G			5.19 KN/m²
Q			1.50 KN/m²

Tableau II.2 : Charges et surcharges du plancher étage.

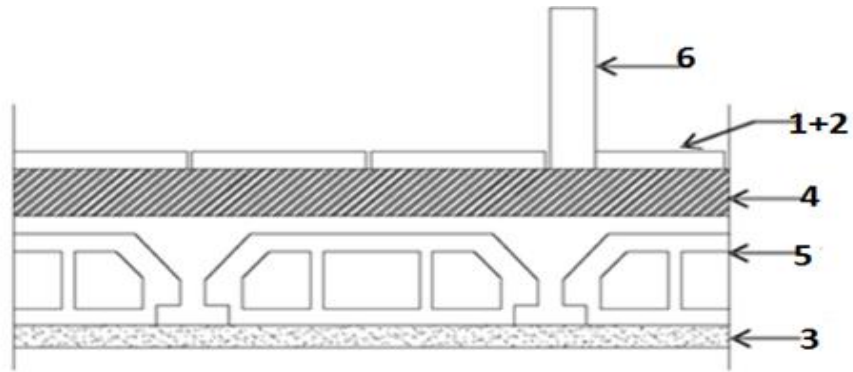


Figure II.8 : Détail plancher étage.

II.5.3. Mur extérieur :

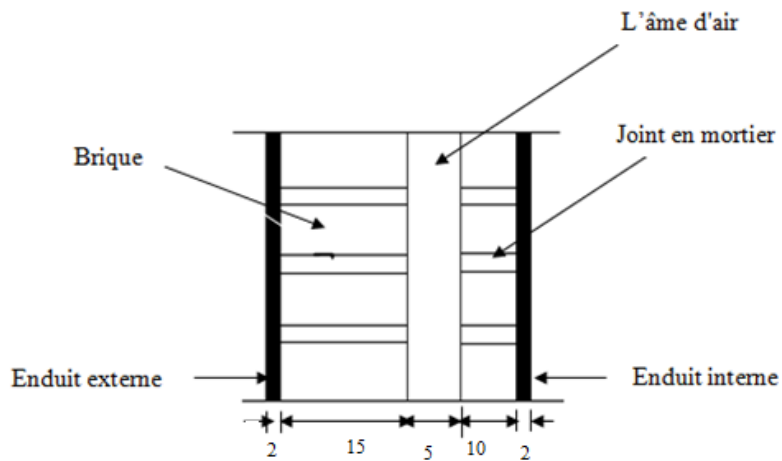


Figure II.9 : Le mur extérieur.

Les compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids surfacique (kn/m ²)
1-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2-Brique creuse	0.15	9	1.35
3- L'âme d'air	0.05	/	/
3-Brique creuse	0.10	9	0.90
4-Enduit de ciment	0.02	20	0.40
		G(KN/m²)	2.85

Tableau II.3 : Charges du mur extérieur.

II.5.4 Mur intérieur :

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1-Maçonnerie brique creuse	0.10	9	0.90
2-Enduit en ciment ×2	0.02×2	20	0.80
		G (KN/m²)	1.70

Tableau II.4: Charges du mur intérieur.

II.5.5. Les escaliers :

- La charge des volées : ($\alpha=29.54$)

Les compositions :	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaccique (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
2. Revêtement en carrelage vertical	0.02	22	0.44
3. Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
4. Mortier de pose vertical	0.02	20	0.40
5. Marche	h/2	22	1.87
6. Paillasse	0.15/cos α	25	4.31
7. Enduit en plâtre	0.02/cos α	10	0.02
8. garde-corps	-	-	0.20
		G (KN/m²)	8.08
		Q (KN/m²)	2.50

Tableau II.5: Charges et surcharges de paillasse.

- Palier de repos :

Les compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaccique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Poids propres de Palier de repos	0.15	25	3.75
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Enduit de ciment	0.02	14	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
		G (KN/m²)	5.23
		Q (KN/m²)	2,50

Tableau II.6 Charges et surcharges du palier de repos.

II.5.6. Balcon :

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1- Carrelage	0.02	20	0.40
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Enduit de ciment	0.02	14	0.28
4- Lit sable	0.02	18	0.36
5- Dalle pleine	0.15	25	3.75
6- Garde corps	/	/	0.15
		G	5.34 KN/m²
		Q	3.50 KN/m²

Tableau II.7: Poids propre du balcon.

II.6. La loi de dégression des charges :

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes.

Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après.

- Soit Q_0 la surcharge appliquée à la terrasse de couverture,
- Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage "i".

Les étages étant numérotés de haut en bas ; on calcul Σ_i surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n° i.

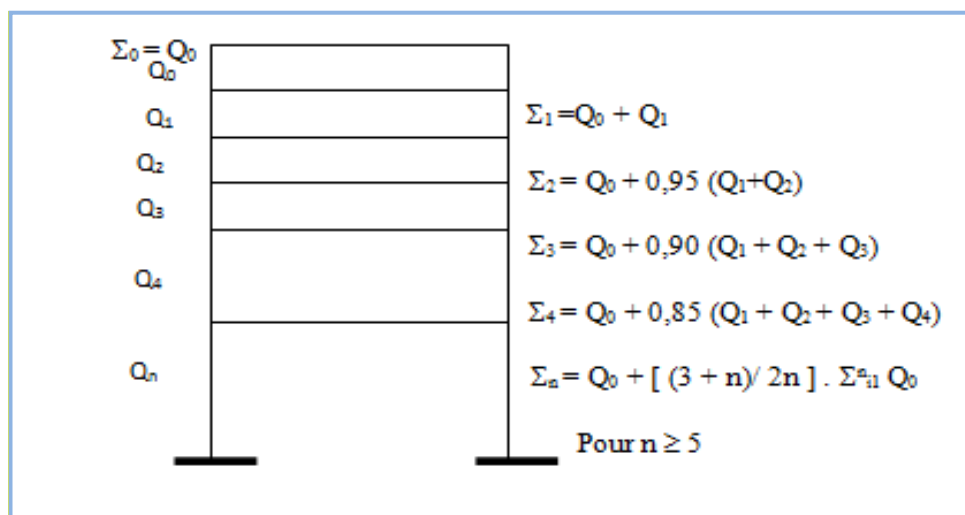


Figure II.10: Schéma explicatif de loi de dégression.

II.7 Détermination du chargement :

a. Poteau d'angle :

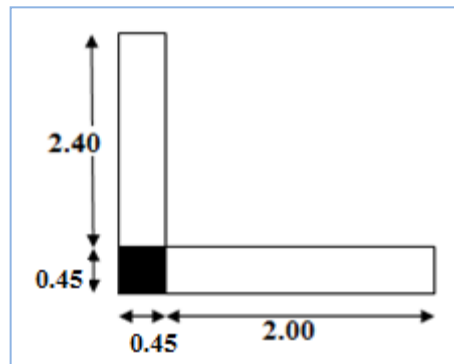


Figure II.11: surface de calcul.

$$S_G = [(2.00 + 2.40)] = 4.80 \text{ m}^2$$

$$S_Q = [(2.00 + 0.45) \times (2.40 + 0.45)] = 6.98 \text{ m}^2$$

L = 2.40 m pour les poutres principales

L = 2.00 m pour les poutres secondaire

Etages	Section (niveau)	G (KN)
6 ^{ème} étage	<u>Section 1-1</u>	
	-plancher terrasse : $S_G \times G_t = 4.80 \times 5.29$	25.39
	-poutreprincipales : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.40)$	7.20
	-Poutre secondaire: $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.00)$	6.00
	-Acrotère : $(2.80+2.40) \times 2.63$	13.68
	Σ	52.27
	<u>Section 2-2</u>	
	-poids venant de la section 1-1	52.27
	-poids de poteau : $(0.35 \times 0.35 \times 25) \times (3.06)$	9.37
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.35] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	27.10
	Σ	88.74

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et descente des charges

5^{ème} étage	<u>Section 3-3</u>	88.74
	-poids venant de la section 2-2	24.91
	-plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 4.80 \times 5.19$	7.20
	poutre principales : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.40)$	6.00
	-Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.00)$	
	Σ	126.85
	<u>Section 4-4</u>	
	-poids venant de la section 3-3	126.85
	-poids de poteau : $(0.35 \times 0.35 \times 25) \times (3.06)$	9.37
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.35] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	27.10
	Σ	163.32
4^{ème} étage	<u>Section 5-5</u>	163.32
	Poids venant de la section 4-4	24.91
	- plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 4.80 \times 5.19$	7.20
	-poutre principales: $(0.40 \times 0.30 \times 25) \times (2.40)$	6.00
	-Poutre secondaire : $(0.40 \times 0.30 \times 25) \times (2.00)$	
	Σ	201.43
	<u>Section 6-6</u>	
	-poids venant de la section 5-5	201.43
	-poids de poteau : $(0.40 \times 0.40 \times 25) \times (3.06)$	12.24
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.35] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	26.72
	Σ	240.39

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et descente des charges

3^{ème} étage	<u>Section 7-7</u>	
	-poids venant de la section 6-6	240.39
	- plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 4.80 \times 5.19$	24.91
	-poutre principale: $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.40)$	7.20
	-Poutre secondaire: $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.00)$	6.00
Σ		278.50
	<u>Section 8-8</u>	
	-poids venant de la section 7-7	278.50
	-poids de poteau : $(0.40 \times 0.40 \times 25) \times (3.06)$	12.24
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.40] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	26.72
	Σ	
2^{ème} étage	<u>Section 9-9</u>	
	-poids venant de la section 8-8	317.46
	- plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 4.80 \times 5.19$	24.91
	-poutre longitudinal : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.40)$	7.20
	-Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.00)$	6.00
Σ		355.57
	<u>Section 10-10</u>	
	-poids venant de la section 9-9	355.57
	-poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$	15.49
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.45] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	26.34
	Σ	
1^{ème} étage	<u>Section 11-11</u>	
	-poids venant de la section 10-10	397.40
	- plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 4.80 \times 5.19$	24.91
	-poutre longitudinal : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.40)$	7.20

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et descente des charges

	-Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.00)$	6.00
	Σ	435.51
	<u>Section 12-12</u>	
	-poids venant de la section 11-11	435.51
	- poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$	15.49
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.35] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	26.34
	Σ	477.34
RDC	<u>Section 11-11</u>	
	-poids venant de la section 12-12	477.34
	- plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 4.80 \times 5.19$	24.91
	-poutre longitudinal : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.40)$	7.20
	-Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.00)$	6.00
	Σ	515.45
	<u>Section 12-12</u>	
	-poids venant de la section 11-11	515.45
	- poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.40)$	17.21
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.35] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	29.71
Σ	562.37	

Tableau II.8 : Charges permanentes pour chaque niveau (poteau d'angle)

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et descente des charges

NIVEAU	DEGRESSION		Q EXPLOITABLE
6 ^{ème} étage	Q_0	1	6.98
5 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2.5	17.45
4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.85	26.87
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05	35.25
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1	42.58
1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7	48.86
RDC	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75	54.10

Tableau II.9: Charges d'exploitations pour chaque niveau (poteau d'angle).

b/ Poteau de rive :

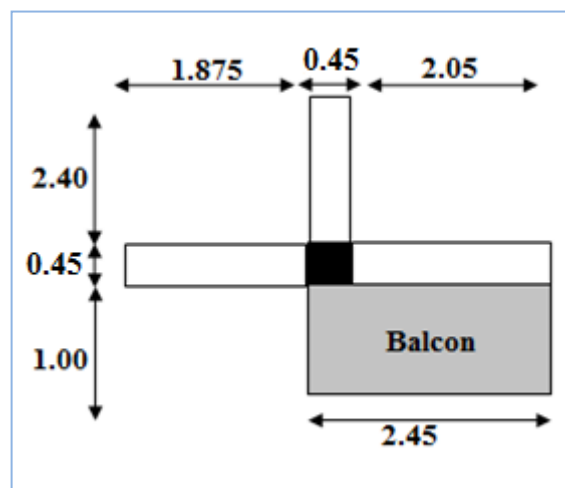


Figure II.12: surface de calcul.

$$S_{\text{balcon}} = [(1.00 + 2.45)] = 2.45 \text{ m}^2$$

$$S_G = [(1.00 \times 2.45) + (2.40 \times 1.875) + (2.05 \times 2.40)] = 11.87 \text{ m}^2$$

$$S_Q = [(1.00 \times 2.45) + ((2.40 \times 1.875) + 0.45) + ((2.05 \times 2.40) + 0.45)] = 12.77 \text{ m}^2$$

$L = 2.40 \text{ m}$ pour les poutres principales.

$L = 3.925 \text{ m}$ pour les poutres secondaire

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et descente des charges

Etages	Section (niveau)	G (KN)
6 ^{ème} étage	<u>Section 1-1</u>	
	-plancher terrasse : $S_G \times G_t = 11.87 \times 5.29$	62.79
	-poutreprincipales : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.40)$	7.20
	-Poutre secondaire: $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (3.925)$	11.77
	- Acrotère : $(2.05+0.40+1.875) \times 2.63$	11.37
	- poids du dalle pleine terrasse : $(1.00 \times 2.45) \times (5.34)$	13.08
	Σ	106.21
6 ^{ème} étage	<u>Section 2-2</u>	
	-poids venant de la section 1-1	106.21
	-poids de poteau : $(0.35 \times 0.35 \times 25) \times (3.06)$	9.37
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.35] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	27.10
	Σ	142.68
5 ^{ème} étage	<u>Section 3-3</u>	
	-poids venant de la section 2-2	142.68
	-plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 11.85 \times 5.19$	61.50
	-poutre principales : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.40)$	7.20
	-Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (3.925)$	11.77
	-Balcon : $(1.00 \times 2.45) \times (5.34)$	13.08
	Σ	236.23
5 ^{ème} étage	<u>Section 4-4</u>	
	-poids venant de la section 3-3	236.23
	-poids de poteau : $(0.35 \times 0.35 \times 25) \times (3.06)$	9.37
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.35] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	27.10

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et descente des charges

	Σ	272.70
4^{ème} étage	<u>Section 5-5</u>	
	-poids venant de la section 4-4	272.70
	-plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 11.85 \times 5.19$	61.50
	-poutre principales : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.40)$	7.20
	-Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (3.925)$	11.77
	-Balcon : $(1.00 \times 2.45) \times (5.34)$	13.08
	Σ	366.25
4^{ème} étage	<u>Section 6-6</u>	
	-poids venant de la section 5-5	366.25
	-poids de poteau : $(0.40 \times 0.40 \times 25) \times (3.06)$	12.24
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.40] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	26.72
	Σ	405.21
3^{ème} étage	<u>Section 7-7</u>	
	-poids venant de la section 6-6	405.21
	-plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 11.85 \times 5.19$	61.50
	-poutre principales : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.40)$	7.20
	-Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (3.925)$	11.77
	-Balcon : $(1.00 \times 2.45) \times (5.34)$	13.08
	Σ	498.76
3^{ème} étage	<u>Section 8-8</u>	
	-poids venant de la section 7-7	498.76
	-poids de poteau : $(0.40 \times 0.40 \times 25) \times (3.06)$	12.24
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.40] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	26.72
	Σ	537.72

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et descente des charges

2^{ème} étage	<u>Section 9-9</u>	
	-poids venant de la section 8-8	537.72
	-plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 11.85 \times 5.19$	61.50
	-poutre principales : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.40)$	7.20
	-Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (3.925)$	11.77
	-Balcon : $(1.00 \times 2.45) \times (5.34)$	13.08
	Σ	631.27
	<u>Section 10-10</u>	
	-poids venant de la section 9-9	631.27
	-poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$	15.49
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.45] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	26.34
		Σ
1^{ème} étage	<u>Section 11-11</u>	673.10
	-poids venant de la section 10-10	61.50
	-plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 11.85 \times 5.19$	7.20
	-poutre principales : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.40)$	11.77
	-Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (3.925)$	13.08
	-Balcon : $(1.00 \times 2.45) \times (5.34)$	13.08
	Σ	766.65
	<u>Section 12-12</u>	
	-poids venant de la section 11-11	766.65
	- poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$	15.49
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.45] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	26.34
		Σ

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et descente des charges

RDC	<u>Section 11-11</u>	
	-poids venant de la section 12-12	808.48
	-plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 11.85 \times 5.19$	61.50
	-poutre principales : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (2.40)$	7.20
	-Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (3.925)$	11.77
	-Balcon : $(1.00 \times 2.45) \times (5.34)$	13.08
	Σ	902.03
	<u>Section 12-12</u>	
	-poids venant de la section 11-11	902.03
	- poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.40)$	17.21
	-Mur extérieur : $[(2.05 + 1.875) - 0.40] \times (3.06 - 0.40) \times (2.85)$	29.71
	Σ	948.95

Tableau II.10 : Charges permanentes pour chaque niveau (poteau de rive).

NIVEAU	DEGRESSION		Q EXPLOITABLE
6^{ème} étage	Q_0	1	12.77
5^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2.5	31.93
4^{ème} étage	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.85	49.16
3^{ème} étage	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05	64.49
2^{ème} étage	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1	77.90
1^{ème} étage	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7	89.39
RDC	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75	98.97

Tableau II.11: Charges d'exploitations pour chaque niveau (poteau de rive).

c. Poteau central :

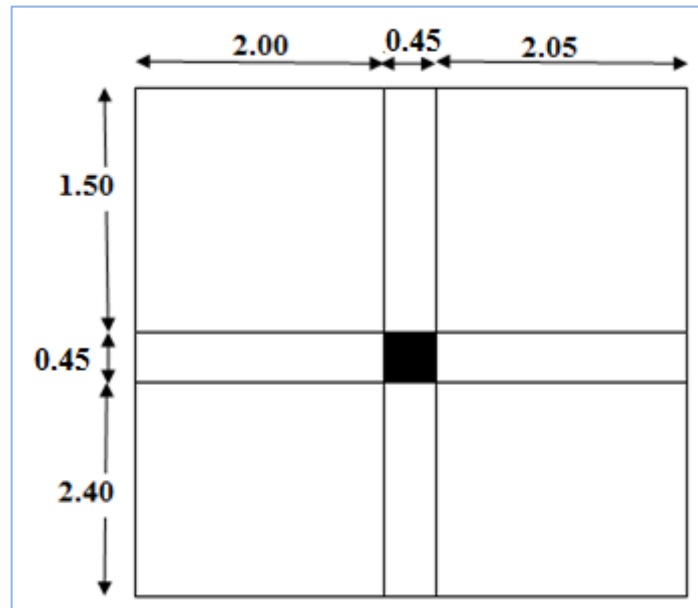


Figure II.13: surface de calcul.

$$S_G = [(2.00 + 2.05) \times (1.50 + 2.40)] = 15.795 \text{ m}^2$$

$$S_Q = [(2.00 + 2.05 + 0.45) \times (1.50 + 2.40 + 0.45)] = 19.58 \text{ m}^2$$

$$L = (2.40 + 1.50) = 3.90 \text{ m} \quad \text{pour les poutres principales.}$$

$$L = (2.00 + 2.05) = 4.05 \text{ m} \quad \text{pour les poutres secondaire.}$$

Etages	Section (niveau)	G (KN)
6 ^{ème} étage	Section 1-1	
	-plancher terrasse : $S_G \times G_t = 5.29 \times 15.795$	83.56
	-poutre principale: $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (3.90)$	11.70
	-Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (4.05)$	12.15
	Σ	107.41
	Section 2-2	
	-poids venant de la section 1-1	107.41

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et descente des charges

	-poids de poteau : $(0.35 \times 0.35 \times 25) \times (3.06)$	9.37
	Σ	116.78
5^{ème} étage	<u>Section 3-3</u>	
	-poids venant de la section 2-2	116.78
	-plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 5.19 \times 15.795$	81.98
	- poutre principale: $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (3.90)$	11.70
	-Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.40 \times 25) \times (4.05)$	12.15
	Σ	222.61
5^{ème} étage	<u>Section 4-4</u>	
	-poids venant de la section 3-3	222.61
	-poids de poteau : $(0.35 \times 0.35 \times 25) \times (3.06)$	9.37
	Σ	231.98
4^{ème} étage	<u>Section 5-5</u>	
	Poids venant de la section 4-4	231.98
	- plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 5.19 \times 15.792$	81.98
	- poutre principale: $(0.3 \times 0.40 \times 25) \times (3.90)$	11.70
	-Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times (4.05)$	12.15
	Σ	337.81
4^{ème} étage	<u>Section 6-6</u>	
	-poids venant de la section 5-5	337.81
	-poids de poteau : $(0.40 \times 0.40 \times 25) \times (3.06)$	12.24
	Σ	350.05
3^{ème} étage	<u>Section 7-7</u>	

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et descente des charges

	-poids venant de la section 6-6	350.05
	- plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 5.19 \times 15.792$	81.98
	- poutre principale: $(0.3 \times 0.45 \times 25) \times (3.90)$	11.70
	-Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times (4.05)$	12.15
	Σ	455.88
	<u>Section 8-8</u>	
	-poids venant de la section 7-7	455.88
	-poids de poteau : $(0.40 \times 0.40 \times 25) \times (3.06)$	12.24
	Σ	468.12
2^{ème} étage	<u>Section 9-9</u>	
	-poids venant de la section 8-8	468.12
	- plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 5.19 \times 15.792$	81.98
	- poutre principale: $(0.3 \times 0.40 \times 25) \times (3.90)$	11.70
	-Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times (4.05)$	12.15
	Σ	573.95
	<u>Section 10-10</u>	
	-poids venant de la section 9-9	573.95
	-poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$	15.49
	Σ	589.44
1^{ème} étage	<u>Section 11-11</u>	
	-poids venant de la section 10-10	589.44
	- plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 5.19 \times 15.792$	81.98
	- poutre principale: $(0.3 \times 0.40 \times 25) \times (3.90)$	11.70
	-Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times (4.05)$	12.15

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et descente des charges

	Σ	695.27
	<u>Section 12-12</u>	
	-poids venant de la section 11-11	695.27
	- poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$	15.49
	Σ	710.76
RDC	<u>Section 13-13</u>	
	-poids venant de la section 12-12	710.76
	- plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 5.19 \times 15.792$	81.98
	- poutre principale: $(0.3 \times 0.40 \times 25) \times (3.90)$	11.70
	-Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times (4.05)$	12.15
	Σ	816.59
	<u>Section 14-14</u>	
	-poids venant de la section 13-13	816.59
	- poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.40)$	17.21
	Σ	833.80

Tableau II.12 : Charges permanentes pour chaque niveau (poteau centrale).

NIVEAU	DEGRESSION		Q EXPLOITABLE
6 ^{ème} étage	Q ₀	1	19.58
5 ^{ème} étage	Q ₀ + Q ₁	2.5	48.95
4 ^{ème} étage	Q ₀ +0.95 (Q ₁ + Q ₂)	3.85	75.38
3 ^{ème} étage	Q ₀ +0.90 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	5.05	98.88
2 ^{ème} étage	Q ₀ +0.85 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ +Q ₄)	6.1	119.44
1 ^{ème} étage	Q ₀ +0.85 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7	137.06
RDC	Q ₀ +0.80 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆)	7.75	151.75

Tableau II.13: Charges d'exploitations pour chaque niveau (poteau centrale).

D'après la descente des charges, on distingue que le poteau le plus sollicité est le poteau de rive. Donc on prend en compte ce dernier pour la vérification des sections des poteaux.

- La charge permanente totale : **G = 948.95 KN**
- La charge d'exploitation totale : **Q= 98.97 KN**
- Nu=1.35G+1.5Q=**1429.54KN**
- Nu= 1.1 × 1429.54 KN
- Nu *= 1572.49 KN

A. Vérification de la section de poteau : BAEL 91(B.8.4, 1) :

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

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

➤ **D'après RPA 99 V-2003(art 7.4.2.1) :**

La section des armatures minimales est :

$$A = 0.7\% \times (B_r) \rightarrow \text{En zone (I)}$$

CHAPITRE II: Pré dimensionnement et descente des charges

$$A = 0.7\% \times (b_1 - 2)(h_1 - 2)$$

- $B = (35 \times 35) \Rightarrow A = 7.62 \text{ cm}^2$
- $B = (40 \times 40) \Rightarrow A = 10.11 \text{ cm}^2$
- $B = (45 \times 45) \Rightarrow A = 12.94 \text{ cm}^2$

B_r : est la section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (h_1 - 2)(b_1 - 2)$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

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

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{h} \leq 50 \Rightarrow \frac{3.46 \times 0.7 \times 306}{35} \leq 50 \Rightarrow \lambda = 21.18 \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.18}{35}\right)^2} = 0.792$$

Section (cm ²)	λ	α	B_r (cm ²)	A (cm ²)
35x35	21.18	0.792	(33x33)=1089	7.62
40x40	21.18	0.792	(38x38)=1444	10.11
45x45	23.53	0.779	(43x43)=1849	12.94

Tableau II.14 : Vérification de la section de poteau (BAEL 91).

II.8. Conclusion :

Après les calculs et les vérifications nécessaires des différents types des éléments secondaires en respectant la réglementation en vigueur, on résume les résultats dans le tableau récapitulatif suivant :

Élément	Dimensions
Plancher corps creux	(16+4) cm
Poteau carré	(45×45) cm
	(40×40) cm ²
	(35×35) cm ²
Poutre principale	(30×40) cm ²
Poutre secondaire	(30×40) cm ²
Poutre palière	(30×40) cm ²
Voile	e=16 cm
Palier de repos	e=15 cm
Paillasse	e=15 cm
L'acrotère	h=70 cm

Tableau II.15 : Tableau récapitulatif de pré dimensionnement des sections.

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires



III.1. L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$$F = \max (F_p, F_q)$$

Avec :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times w_p \text{ (RPA 99 version 2003 ; art 6.2.3)}$$

F_q : La poussée horizontale $F_q = 1 \text{ KN/ml}$

A: Coefficient d'accélération de la zone

(RPA 99 tableau 4.1) \Rightarrow groupe 2 ; zone I $\Rightarrow A = 0.08$

C_p : facteur de la force horizontale

(RPA 99 tableau 6.1) $\Rightarrow C_p = 0.8$

w_p : Poids propre de l'acrotère

$$w_p = 2.630 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.301 = 1.2624 \text{ KN/ml}$$

$$F = \max(F_p, F_q) = \max(1.2624 ; 1) = 1.2624 \text{ KN/ml}$$

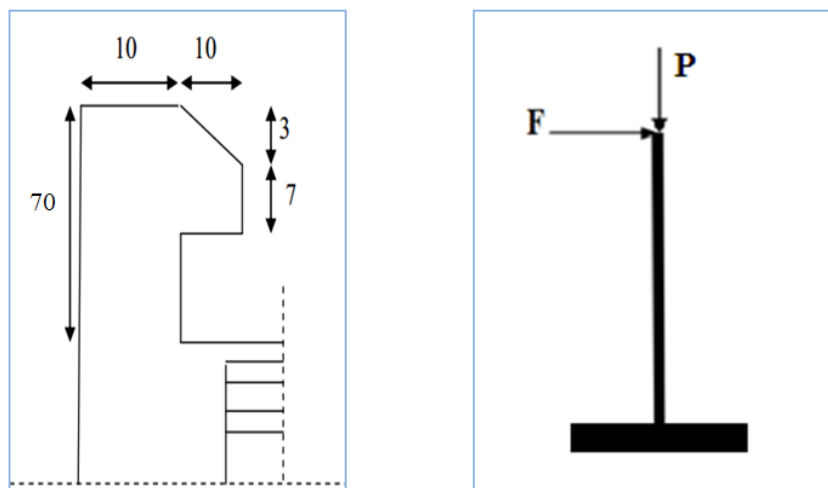


Figure III. 1 : L'acrotère.

- **Moments et efforts normaux :**

$$M_{ELU} = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1.2624 \times 0,7 = \mathbf{1.325KN.m.}$$

$$N_{ELU} = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,630 = \mathbf{3.55 KN.}$$

$$M_{ELS} = Q \times h = 1.2624 \times 0,7 = \mathbf{0.88KN.m.}$$

$$N_{ELS} = G = \mathbf{2,630 KN.}$$

III.1.1.Ferraillages :

A. Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

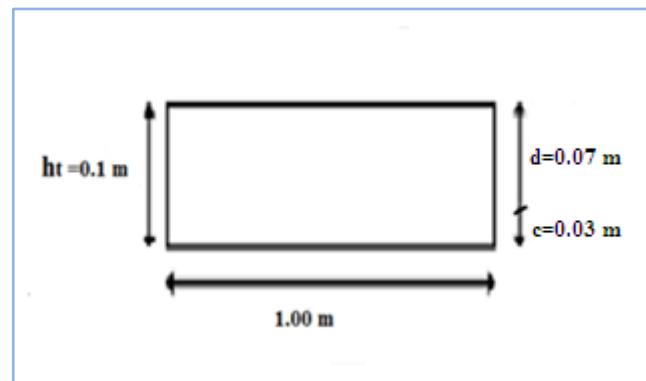


Figure III.2 : Section de calcul de l'acrotère.

$$M_u = N_u \times e_u$$

$$\Rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.325}{3.55} = 0.37 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m}$$

$$e_u = 0.37 > e_0 = 0.0167$$

Alors :

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section et l'effort normale étant un effort de compression, donc la section étudié est **partiellement comprimée**. On le calculé à la flexion simple.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif.

On prend: $d = 0.07 \text{ m}$

$$d' = h_t - d = 0.03 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h_t}{2}\right)$$

e_a : La distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = 0.37 + \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.39 \text{ m.}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 3.55 \times 0.39 = 1.384 \text{ KN. m.}$$

d: C'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

La hauteur utile, c'est-à-dire la distance du centre de gravité des armatures supérieures de section A au parement le plus comprimé. (**BAEL91 (art E. 6. 2, 1)**).

d': C'est la distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}\right) = \left(\frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5}\right) = 14.2 \text{ Mpa.} \quad (\text{BAEL91 (artA. 4. 3, 41)})$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times (d)^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.348 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14.2} = 0.019 < \mu_1 = 0.392$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$

Alors :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.02$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.992$$

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

B. La section fictive d'acier tendue :

On obtient une section fictive d'acier A_a puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.348 \times 10^3}{0.992 \times 7 \times 348} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

C. La section d'acier tendue :

$$A_{s \text{ cal}} = A_a - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.55 - \frac{3550}{100 \times 348} = 0.44 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

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

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1\text{Mpa.} \quad \text{(BAEL91 (art A.2.1, 12))}$$

f_{c28}, f_{t28} : Résistances caractéristiques à la compression et à la traction du béton âgé de 28 jours.

$$f_e = 400\text{Mpa.}$$

$$A_s \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_s(\text{calculé}) ; A_s(\text{BAEL})) = 0.845 \text{ cm}^2.$$

Choix : 4HA8=2.01cm²

– Vérification de l'espacement :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

***Les armatures de répartitions:**

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

$$\text{On adopte : } A_r = 4 \text{ HA } 6/\text{ml} = 1,13\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } S_t = 25\text{cm.}$$

– Vérification de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

III.1.2. Vérification de La contrainte de cisaillement :

BAEL 91 (art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d}$$

$$v_u = 1.5Q = 1.5F_p = 1.5(1262.4) = 1893.6\text{N}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{1893.6}{1000 \times 70} = 0.027 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) \text{BAEL91 (artA. 5. 1, 211)}$$

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

$$\tau_u = 0.027 < \bar{\tau}_u = 2.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas alors nécessaires, néanmoins nous prévoyons des cadres pour relever les armatures principales.

III.1.3.Vérification à l'état limite de service :

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

A. État limite d'ouverture des fissures :

(Fissuration préjudiciable)

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

Avec:

$$\bar{\sigma}_{st} = \xi = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})\right) \text{ (BAEL91 (art A.4.5, 33))}$$

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1.6 \text{ (Pour les armatures à haute adhérence)}$$

$$\sigma_{st} = n M_{ser} \left(\frac{d - y}{I}\right)$$

$$n = 15 : \text{c'est le coefficient d'équivalence acier - béton} \quad \text{(BAEL91 (art A.4.6, 12))}$$

Position de l'axe neutre ($A' = 0$).

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0 \Rightarrow \frac{100 \times y^2}{2} + 15(2.01 \times y) - 15(2.01 \times 7)$$

$$50y^2 + 30.15y - 211.05 = 0$$

$$y = 1.775 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre.

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15 A(d - y)^2 \Rightarrow \frac{100}{3} \times (1.775)^3 + 15 \times 2.01 \times (7 - 1.775)^2$$

$$I = 1009.53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = \eta M_{ser} \left(\frac{d - y}{I}\right) = 15 \times 2630 \times \left(\frac{7 - 1.775}{1009.53}\right) = 200.18 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5(400) ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1})\right) = \min(266.67; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 200.18 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

B. Etat limite de compression du béton :

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

Avec:

$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$ (BAEL91 (art A.4.5, 2))

$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} = 2630 \times \frac{1.775}{1009.53} = 4.62\text{Mpa}$

$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{Mpa}$

$\sigma_{bc} = 4.62 < \bar{\sigma}_b = 15 \dots \dots \dots$ Condition vérifié

Donc les sections d'armatures choisies sont acceptables

➤ **Schéma de ferrailage :**

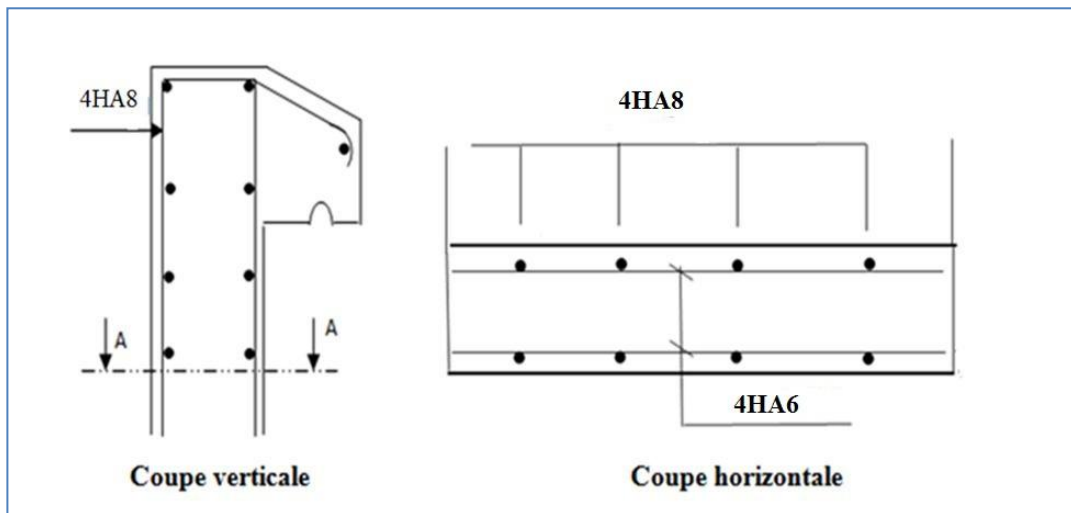


Figure III. 3 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2. Les Escaliers :

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (paillasse).

⇒ **Escalier type I :**

Ce type d'escalier est composé de :

- Un palier d'épaisseur 15 cm.
- Deux volées parallèles (12+8) d'épaisseur 15 cm.
- Giron de 30 cm.
- Centre marche de 17 cm.
- **Volée I**

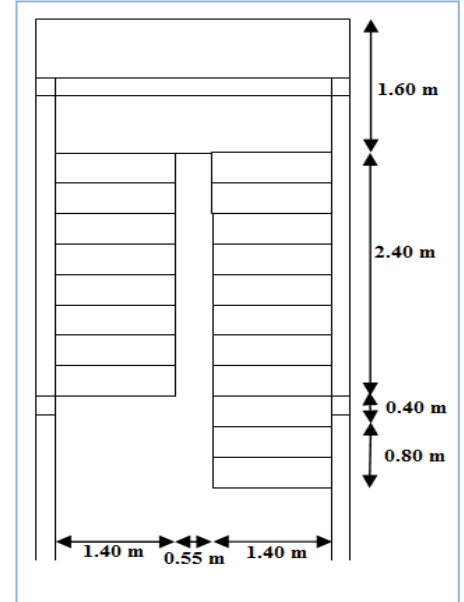


Figure III. 4 : Schéma d'escalier type I

III.2.1. Evaluation des charges:

- Poids propre : **G = 8.08 KN/ml.**
- Surcharge d'exploitation : **Q = 2,50 KN/ml.**

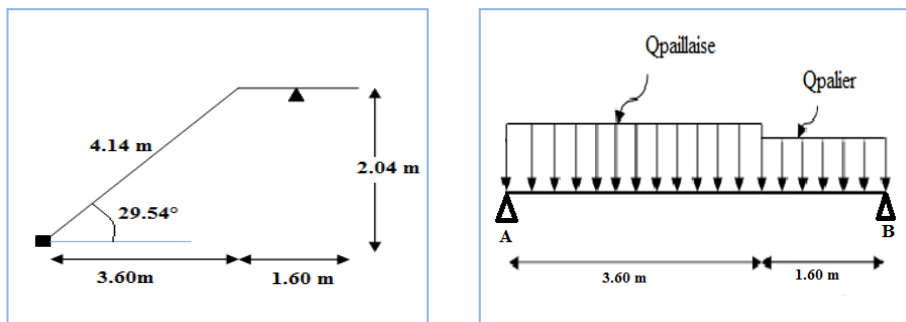


Figure III. 5 : Schéma statique de l'escalier type I.

III.2.2. Combinaison des charges:

a) **L'E.L.U :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

b) **L'E.L.S :**

$$q_s = G + Q$$

	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	qu ELU (KN/ml)	qs ELS (KN/ml)
Palier	5.34	2.5	10.96	7.84
volée	8.08	2.5	14.66	10.58

Tableau III.1.: Chargement et sollicitations.

a. Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$Q_{ueq} = \frac{Q_V \times L_V + Q_p \times L_p}{L_T}$$

$$Q_{ueq} = \frac{14.66 \times 3.60 + 10.96 \times 1.60}{5.20} = 13.52 \text{ KN/ml}$$

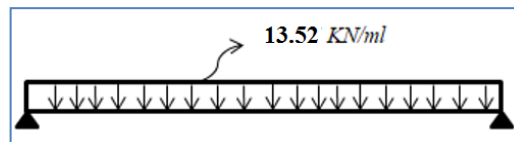


Figure III. 6 :Schéma des charge équivalentes de l'escalier type I.

$$M_0 = \frac{Q_{ueq} l^2}{8} = \frac{13.52 \times 5.20^2}{8} = 45.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85M_0 = 0.85 \times 45.70 = 38.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.3M_0 = 0.3 \times 45.70 = 13.71 \text{ KN.m}$$

a. Etat limite service (E.L.S.) :

$$Q_{ueq} = \frac{Q_V \times L_V + Q_p \times L_p}{L_T}$$

$$Q_{ueq} = \frac{10.58 \times 3.60 + 7.84 \times 1.60}{5.20} = 9.74 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{Q_{ueq} l^2}{8} = \frac{9.74 \times 5.20^2}{8} = 32.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_0 = 0.85 \times 32.92 = 27.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 0.3M_0 = 0.3 \times 32.92 = 9.88 \text{ KN.m}$$

III.2.3. Ferrailage à l'ELU:

a. En travée :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

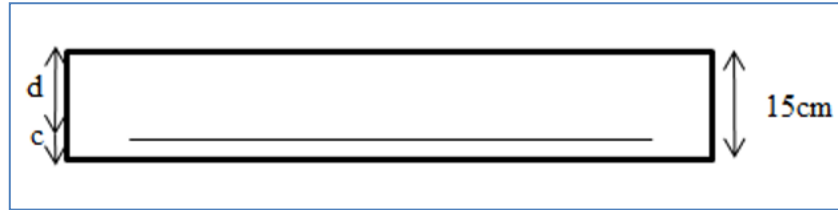


Figure III.7: section de béton armé en travée.

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

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

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

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_b} = \frac{38.85 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.175$$

$$\mu = 0.175 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.242$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{38.85 \times 10^3}{0.903 \times 12.5 \times 348} = 9.89 \text{ cm}^2$$

On adopte: **As = 5 HA 16/ml = 10.05 cm²/ml.**

– **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq s_{\min} = [3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

– **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10.05}{4} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **A_r = 4HA10/ml = 3.14 cm²/ml.**

– **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.509 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.509 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$A = \max(A_s; A_{\min})$$

On adopte : $A_s = 5 \text{ HA } 16/\text{ml} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ **Vérification à *Etat limite service (ELS)* :**

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

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{38.85}{27.98} = 1.39$$

A.N : $\alpha = 0.242 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \dots\dots\dots C.V.$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable → les armatures calculés à l'ELU seront maintenues

b. En appui :

❖ ***Etat limite ultime (ELU)* :**

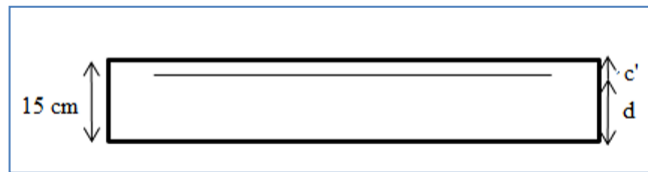


Figure III.8: section de béton armé en appui a l'ELU.

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

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

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

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_b} = \frac{13.71 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.062$$

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

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

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.71 \times 10^3}{0.968 \times 12.5 \times 348} = 3.256 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 3 \text{ T } 12 / \text{ml} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

– **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq s_{\min} = [3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

– **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.847 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_r = 4 \text{ T } 6 / \text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

– **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.509 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.509 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$A = \max(A_s; A_{\min})$$

On adopte: $A_s = 3 \text{ T } 12 / \text{ml} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ **Vérification à Etat limite service (ELS) :**

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

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{13.71}{9.88} = 1.39$$

$$\text{A.N : } \alpha = 0.080 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable → les armatures calculés a l'ELU seront maintenues

c. **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

On doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

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

$$V_u = 35.15 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{0.0351}{1.3 \times 0.108} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Volée 02 :

III.2.4. Evaluation des charges:

- Poids propre : **G = 8.08 KN/ml.**
- Surcharge d'exploitation : **Q = 2,50 KN/ml.**

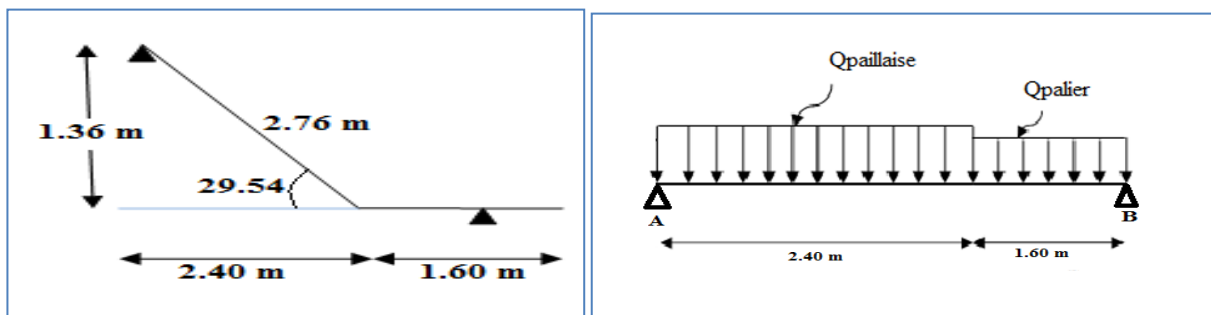


Figure III.9: Schéma statique de l'escalier type I.

III.2.5. Combinaison des charges:

a) L'E.L.U :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

b) L'E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2}$$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Palier	5.34	2.5	10.96	7.84
volée	8.08	2.5	14.66	10.58

Tableau III.2: Chargement et sollicitations.

b. Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$Q_{ueq} = \frac{Q_V \times L_V + Q_p \times L_p}{L_T}$$

$$Q_{ueq} = \frac{14.66 \times 2.40 + 10.96 \times 1.60}{4.00} = 13.18 \text{ KN/ml}$$

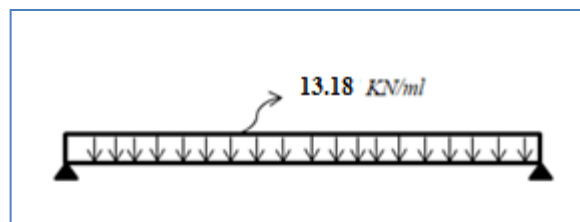


Figure III.10: Schéma des charge équivalentes de l'escalier type I.

$$M_0 = \frac{Q_{ueq} l^2}{8} = \frac{13.18 \times 4.00^2}{8} = 26.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85M_0 = 0.85 \times 26.36 = 22.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.3M_0 = 0.3 \times 26.36 = 7.91 \text{ KN.m}$$

b. Etat limite service (E.L.S.) :

$$Q_{ueq} = \frac{Q_V \times L_V + Q_p \times L_p}{L_T}$$

$$Q_{ueq} = \frac{10.58 \times 2.40 + 7.84 \times 1.60}{4.00} = 9.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{Q_{ueq} l^2}{8} = \frac{9.48 \times 4.00^2}{8} = 18.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_0 = 0.85 \times 18.96 = 16.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 0.3M_0 = 0.3 \times 18.96 = 5.69 \text{ KN.m}$$

III.2.6. Ferrailage à l'ELU:

d. En travée :

❖ *Etat limite ultime (ELU) :*

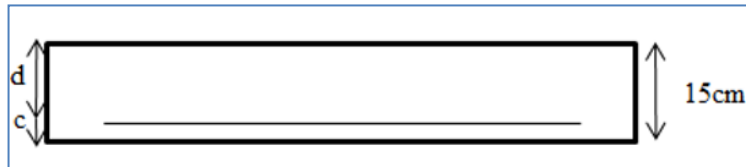


Figure III.11: Section de béton en travée.

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

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

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

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_b} = \frac{22.41 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.101$$

$$\mu = 0.101 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.133$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.947$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{22.41 \times 10^3}{0.947 \times 12.5 \times 348} = 5.44 \text{ cm}^2$$

On adopte: **As = 5 HA 12/ml = 5.65 cm²/ml.**

– **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq S_{min} = [3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

– **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **A_r = 3HA 8/ml = 1.51 cm²/ml.**

– Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,509 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,509 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv.}$$

$$A = \max(A_s; A_{min})$$

On adopte: $A_s = 5 \text{ HA } 12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ Vérification à *Etat limite ultime (ELS)* :

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

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{22,41}{16,12} = 1,39$$

A.N : $\alpha = 0,133 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable → les armatures calculés a l'ELU seront maintenues

e. *En appui* :

❖ *Etat limite ultime (ELU)* :

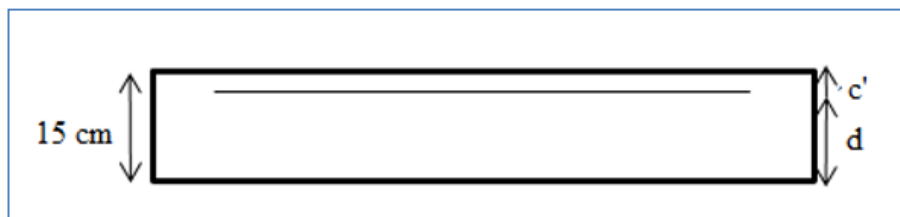


Figure III.12: section de béton armé en appui a l'ELU.

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ Avec } c \leq \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 1,5 \text{ et } e = 1 \text{ cm}$$

$$c \geq 1 + 0,75 \rightarrow c = 2,5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_b} = \frac{7.91 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.0356$$

$$\mu = 0.0356 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.91 \times 10^3}{0.964 \times 12.5 \times 348} = 1.89 \text{ cm}^2$$

On adopte: **As = 4 T 8 /ml = 2.01cm²/ml.**

– **Vérification de l'espaceur :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq s_{\min} = [3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

– **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **A_r = 2T8/ml = 1.01 cm²/ml.**

– **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.509 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.509 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$A = \max (A_s; A_{\min})$$

On adopte: **As = 4 T 8/ml = 2.01 cm²/ml.**

❖ **Vérification à Etat limite ultime (ELS) :**

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

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{7.91}{5.69} = 1.39$$

$$\text{A.N : } \alpha = 0.080 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable → les armatures calculés a l'ELU seront maintenues

f. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d}$$

$$V_u = 36.18 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{0.0361}{1.3 \times 0.108} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

(Fissuration peu préjudiciable)

$$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérif}$$

⇒ Escalier type II :

Ce type d'escalier est composé de :

- ⇒ Un palier d'épaisseur 15 cm.
- ⇒ Deux volées parallèles (9+9) d'épaisseur 15 cm.
- ⇒ Giron de 30 cm.
- ⇒ Centre marche de 17 cm.

III.2.7. Evaluation des charges:

- Poids propre : **G = 8.08 KN/ml.**
- Surcharge d'exploitation : **Q = 2,50 KN/ml.**

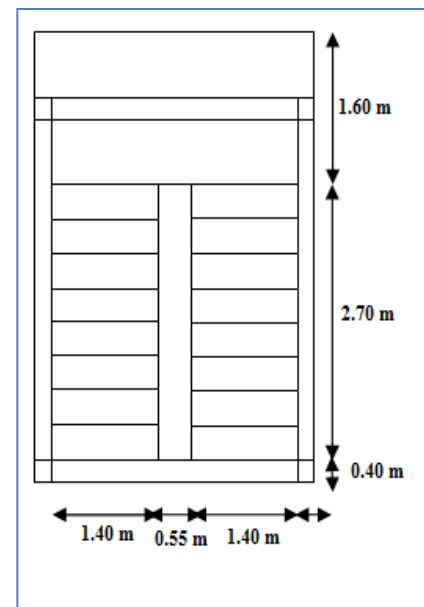


Figure III. 13 : Schéma d'escalier type II

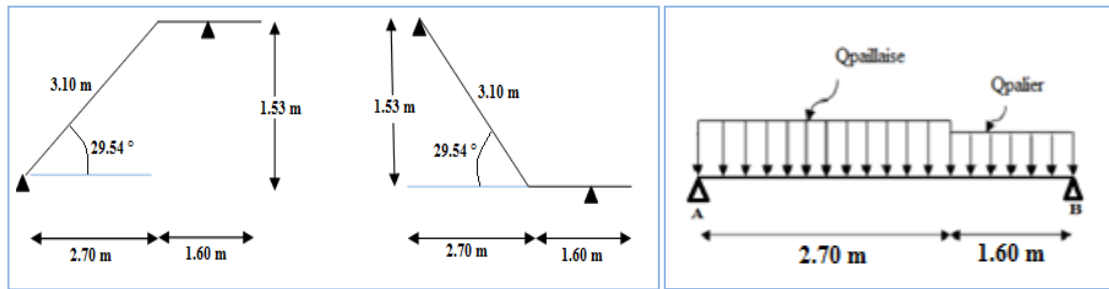


Figure III.14: Schéma statique d'escalier.

III.2.8. Combinaison des charges:

a) L'E.L.U :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

b) L'E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

	G (KN/ml)	Q(KN/ml)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Palier	5.34	2.5	10.96	7.84
volée	8.08	2.5	14.66	10.58

Tableau III.3: Chargement et sollicitations.

c. Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$Q_{ueq} = \frac{Q_v \times L_v + Q_p \times L_p}{L_T}$$

$$Q_{ueq} = \frac{14.66 \times 2.70 + 10.96 \times 1.60}{4.30} = 13.28 \text{ KN/ml}$$

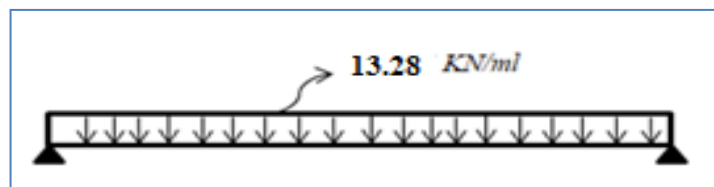


Figure III.15 : Schéma des charge équivalentes de l'escalier type II.

$$M_0 = \frac{Q_{ueq} l^2}{8} = \frac{13.28 \times 4.3^2}{8} = 30.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 30.69 = 26.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.3M_0 = 0.3 \times 30.69 = 9.21 \text{ KN. m}$$

c. Etat limite service (E.L.S.) :

$$Q_{ueq} = \frac{Q_V \times L_V + Q_p \times L_p}{L_T}$$

$$Q_{ueq} = \frac{10.58 \times 2.70 + 7.84 \times 1.60}{4.30} = 9.56 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{Q_{ueq} l^2}{8} = \frac{9.56 \times 4.30^2}{8} = 22.09 \text{ KN. m}$$

$$M_{st} = 0.85M_0 = 0.85 \times 22.09 = 18.78 \text{ KN. m}$$

$$M_{sa} = 0.3M_0 = 0.3 \times 22.09 = 6.63 \text{ KN. m}$$

III.2.6. Ferrailage à l'ELU:

g. En travée :

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

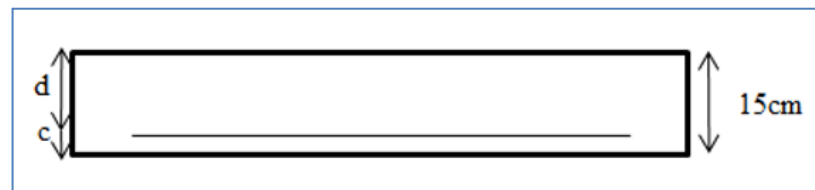


Figure III.16: Section de béton armé en travée.

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

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

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

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_b} = \frac{26.09 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.117$$

$$\mu = 0.117 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.156$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.938$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{26.09 \times 10^3}{0.938 \times 12.5 \times 348} = 6.39 \text{ cm}^2$$

On adopte: **As = 5 HA 14/ml = 7.70 cm²/ml.**

– **Vérification de l'espace :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq s_{\min} = [3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

– **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_r = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

– **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.509 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.509 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$A = \max(A_s; A_{\min})$$

On adopte: $A_s = 5 \text{ HA } 14/\text{ml} = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ **Vérification à Etat limite ultime (ELS) :**

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

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{26.09}{18.78} = 1.39$$

$$\text{A.N : } \alpha = 0.242 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable → les armatures calculés a l'ELU seront maintenues

h. En appui :

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

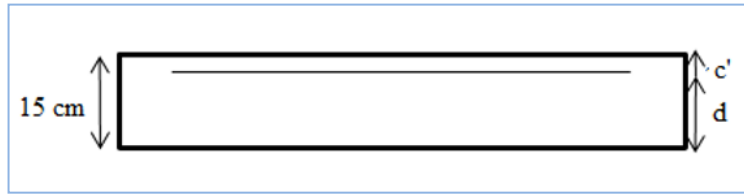


Figure III.17 : section de béton armé en appui a l'ELU

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

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

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

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_b} = \frac{9.21 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu = 0.042 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.054$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.978$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.21 \times 10^3}{0.978 \times 12.5 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 5 \text{ T } 8 / \text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

– Vérification de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq s_{\min} = [3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

– Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_r = 4 \text{ T } 6 / \text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

– Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.509 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.509 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}.$$

$$A = \max(A_s; A_{\min})$$

On adopte: $A_s = 5 \text{ T } 8 / \text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ Vérification à *Etat limite ultime (ELS)* :

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

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{9.21}{6.63} = 1.39$$

A.N : $\alpha = 0.080 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \dots\dots\dots C.V.$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6f_{c28} = 15 MPa$$

Fissuration peu préjudiciable → les armatures calculés a l'ELU seront maintenues

III.2.9. Schéma de ferrailage :

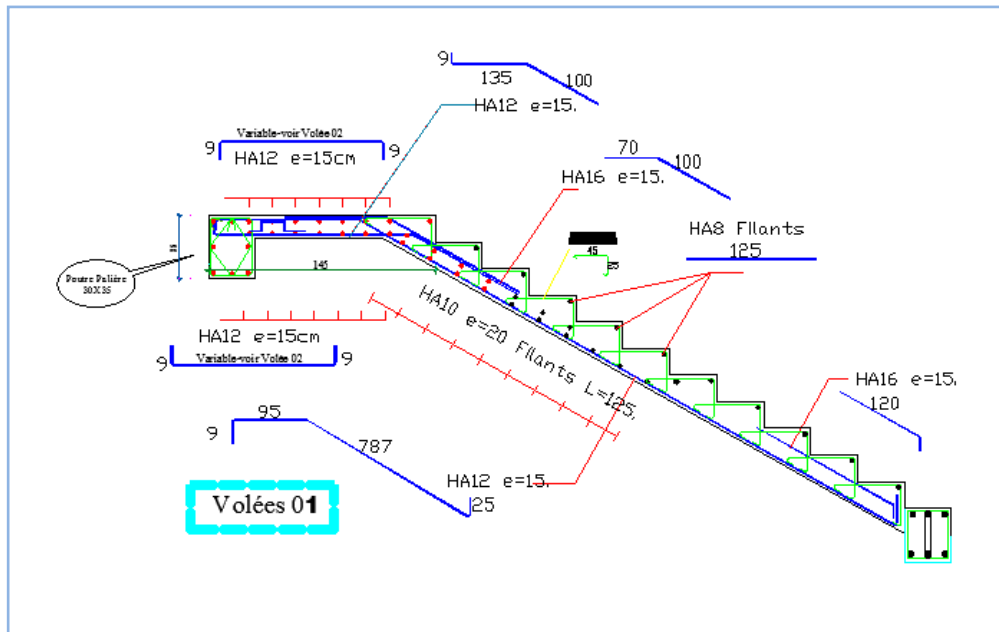


Figure III.18 : Ferrailages d'escaliers.

i. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

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

$$V_u = 35.15 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{0.0351}{1.3 \times 0.108} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3. La poutre palière:

III.3.1. Evaluations des charges:

Les poutres palières sont encadrées aux extrémités. Elles reprennent les charges suivantes :

- poids propre : $G_{p,p} = 0.30 \times 0.40 \times 25 = 3.00 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée par paillasse (volée) : $G_{\text{paillasse}} = 8.08 \times 0.2 = 1.61 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée par palier : $G_{\text{palier}} = 5.23 \times 1.4 = 7.32 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée du mur extérieur: $G = 3.34 \times 3.86/2 = 6.45 \text{ KN/ml}$
- $G_T = 15.38 \text{ KN/ml}$
- $Q_T = 2.50 \times 1.6 = 4 \text{ KN/ml}$

III.3.2. Pondération des charges:

$$\text{E.L.U} : Q_u = 1.35 G_T + 1.5 Q_T = 1.35 \times 15.35 + 1.5 \times 4 = 26.76 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : Q_s = G_T + Q_T = 15.38 + 4 = 19.38 \text{ KN/ml}$$

III.3.3. Calcul et répartition des moments:

Moment statique maximal :

$$\text{E.L.U} : M_{u0} = Q_u L^2 / 8 = 26.76 \times (4.3)^2 / 8 = 61.85 \text{ KN.m.}$$

$$\text{E.L.S} : M_{s0} = Q_s L^2 / 8 = 19.38 \times (4.3)^2 / 8 = 44.79 \text{ KN.m.}$$

Répartitions des moments:

a/Moment en travée:

$$M_t = 0.85 M_0;$$

$$\text{E.L.U} : M_{t,u} = 52,55 \text{ KN.m} ;$$

$$\text{E.L.S} : M_{t,s} = 38,07 \text{ KN.m.}$$

b/Moment sur appui :

$$M_a = 0.3 M_0 ;$$

E.L.U : $M_{a,u} = 18,56 \text{ KN.m}$;

E.L.S: $M_{a,s} = 13,48 \text{ KN.m}$.

III.3.4. Ferrailage de la poutre palière:

a) En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{52,55 \times 10^3}{0,30 \times (360)^2 \times 14,2} = 0,095 < \mu_{lim u} = 0,395$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{2 \times 0,095}) = 0,125$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 34,20 \text{ cm}$$

$$Z = 34,20 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{52,55 \times 10^3}{34,20 \times 348} = 4,41 \text{ cm}^2$$

On adopte: **A= 5HA 12/ml= 5.65cm²**

Condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} \dots \dots \dots \text{cv}$$

b) Sur appui :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,56 \times 10^3}{0,30 \times (360)^2 \times 14,20} = 0,03$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{2 \times 0,03}) = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 35,45 \text{ cm}$$

$$Z = 35,45 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{18,56 \times 1000}{35,45 \times 348} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **A= 3HA12/ml= 3.39cm² / ml**

Condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s \min} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.3.5.Vérification à l'ELS :

a)En travée :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15A_d = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 15(5.65)y_{ser} - 15(5.65 \times 36) = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 84,75 y_{ser} - 3051 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 419.38$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = \mathbf{11.15 \text{ cm.}}$$

• Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b + y_1^3}{2a} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 74528.47 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Contrainte maximale de compression de béton:**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{Y_c \cdot M_{ser}}{I} = 5.70 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **Contrainte maximale de traction des aciers:**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, \max[110 \sqrt{nf_{ij}}; \frac{F_e}{2}]\right] = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = \mathbf{190.40 \text{ MPa}} < \mathbf{201.66 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{cv}$$

b) Sur appuis :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15 Ad = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 15(3.39)y_{ser} - 15(3.39 \times 36) = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 50.85 y_{ser} - 1830.60 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 327.49.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = \mathbf{9,22 \text{ cm.}}$$

• Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = \mathbf{49815,17 \text{ cm}^4}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- **Contrainte maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 2,49 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Contrainte maximale de traction des aciers:**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times F_e E, \max \left[110 \sqrt{nf_{ij}}; \frac{F_e}{2} \right] \right] = \mathbf{201,66 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = \mathbf{169,75 \text{ MPa}} < \mathbf{201,66 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \mathbf{169.75 \text{ MPa}} < \mathbf{201.66 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.3.6. Vérification de la flèche :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{420} = 0,095 > 0,062 \dots\dots\dots \text{cv} ;$$

$$* \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2b}{f_e} = 0,005 \text{ cm}^2 \leq \frac{4,2 \times 30}{400} = 0,315 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} ;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,085 \geq 0,085 \dots\dots \text{cv}$$

On résulte que les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.7. Calcul de la poutre palière à la torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{t \max}}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

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

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

Avec : $e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$

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

Le couple de torsion est : $C = Vu \times 0,15 = 60,68 \times 0,15 = 9,10 \text{ KN}$

Le moment de torsion est : $M_t = C \frac{L}{2} \Rightarrow M_t = 9,10 \frac{4,1}{2} = 18,65 \text{ KN.m}$

$$\tau_t = \frac{9,90}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 0,30} = 355,23 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \tau_t = 0,355 \text{ MPa}$$

III.3.8. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_A = -V_B = -\frac{qu \cdot L}{2} = 60,68 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{60,68 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,38} \Rightarrow \tau_U = 0,532 \text{ MPa}$$

$$\tau_U^2 + \tau_t^2 = (0,532)^2 + (0,355)^2 = 0,4 \text{ Mpa} \pi \bar{\tau}_U^2 = (2,5)^2 = 6,25 \text{ MPa}$$

- **Armatures longitudinales :**

$$A_t = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{U \times \tau_t}{\sigma_s}$$

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

$$A_t = \frac{120 \times 18,65 \times 10^3}{2 \times 875 \times 348} = 3,67 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A=4HA12 = 4,52 cm²**

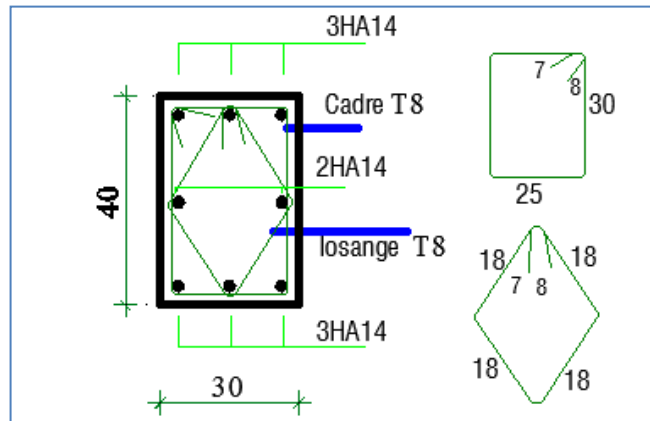


Figure III.19: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4) Les Balcons :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, il est calculé comme une console ferrillée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre de garde-corps), et une charge d'exploitation Q .

III.4.1) Evaluation des charges:

1. Poids propre : $G = 5.34 \text{KN/m}^2$.
2. Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$.
3. D'après le DTR BC.2.2 page 36 : On prend la charge du mur extérieure comme une charge concentrée = 2.85KN/m^2

La hauteur de mur : $h = 1.00 \text{m}$

$$P = \gamma \cdot b \cdot h \cdot l$$

$$P = 2.85 \times 1.00 = 2.85 \text{kN/m}$$

➤ Charges et surcharge :

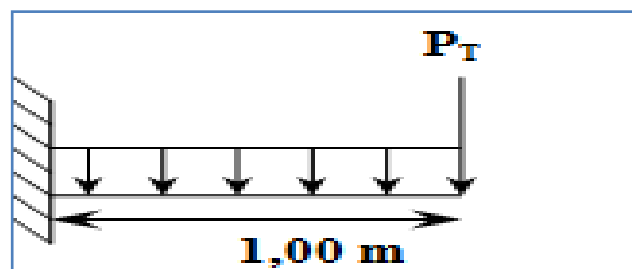


Figure III.20: Schéma statique du balcon.

À L'É.L.U :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.34 + 1.5 \times 3.5 = 12.46 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 G = 1.35 \times 5.34 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

À L'É.L.S :

$$q_s = G + Q = 5.34 + 3.5 = 8.84 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 2.85 \text{ KN/ml}$$

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + 1.35 P_u l = \frac{12.46 \times 1^2}{2} + 1.35 \times 3.75 \times 1 = 12.29 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_s l = \frac{8.84 \times 1^2}{2} + 2.85 \times 1 = 7.27 \text{ KN.m}$$

III.4.2) Ferrailage à l'ÉLU :

Le calcul se fait pour une bande de 1.00 m de largeur.

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12.29 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.047$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.060$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.976$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12.29 \times 10^3}{348 \times 0.976 \times 13.5} = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

III.4.3) Condition de non fragilité : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

– **Vérification de l'espace :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq s_{\min} = [3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

– **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **A_r = 4 T 6/ml = 1.13 cm²/ml.**

III.4.4) Justification à l'ELS :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

- **Position de l'axe neutre : (A' = 0)**

$$by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \rightarrow 100y^2 + 30 \times 3.14 \times y - 30 \times 13.5 \times 3.14 = 0$$

$$\rightarrow 100y^2 + 94.20 \times y - 1271.70 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac \rightarrow \Delta = 517553.64 \rightarrow \Delta = 719.41$$

$$y = 3.13 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15[A(d - y)^2] \rightarrow I = \frac{100}{3}(3.13)^3 + 15[3.14(13.5 - 3.13)^2] \rightarrow I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{7.27 \times 10^6 \times 31.30}{6087.13 \times 10^4} = 3.73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b. L'état limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration préjudiciable : $\eta = 1.6$ (acier HA)

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

$$\sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; \max \left(\frac{400}{2}, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right\}$$

$$\sigma_{s adm} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = \frac{15 \times 7.27 \times 10^6 \times (13.5 - 3.13)}{6087.13 \times 10^3} = 185.78 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$ CV

III.4.5 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

D'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$V_u = q_u \cdot l + 1.35P_u = 12.46 \times 1.00 + 1.35 \times 3.75 = 17.52 \text{ KN}$$

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

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

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau} = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\frac{17.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.13 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.4.6) Schéma de ferrailage:

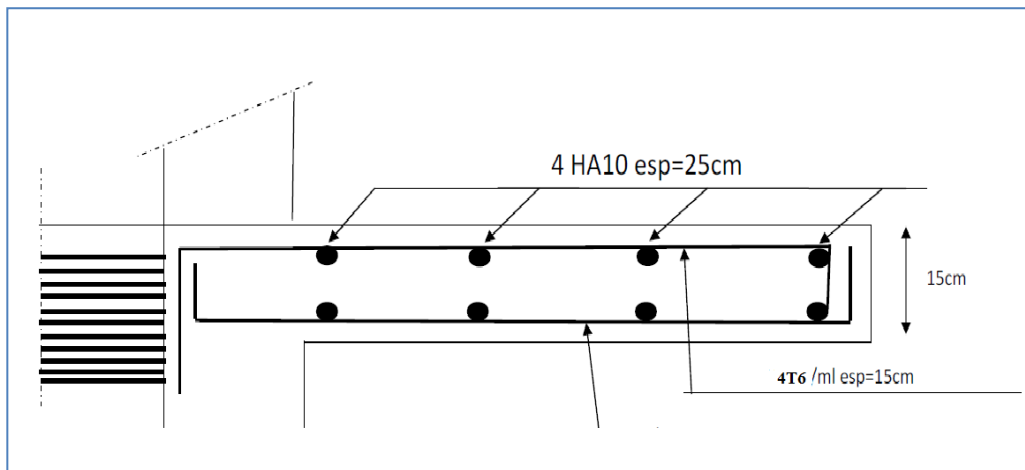


Figure III.21: Schéma de ferrailage de balcon.

III.5.1. Calcul des poutrelles

Le ferrailage des poutrelles se fera en deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape : après le coulage de la dalle de compression.

➤ 1^{ère} étape

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnes sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant isostatiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

Poids propre de poutrelle : $0.12 \times 0.65 \times 25 = 1.95 \text{ Kn/ml}$.

Poids propre du corps creux $16+4 : 0.65 \times 4.48 = 2.91 \text{ Kn/ml}$.

$G = 4.86 \text{ Kn/ml}$.

Surcharge d'exploitation du chantier :

$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.97 \text{ Kn/ml}$.

$Q = 0.97 \text{ Kn/ml}$.

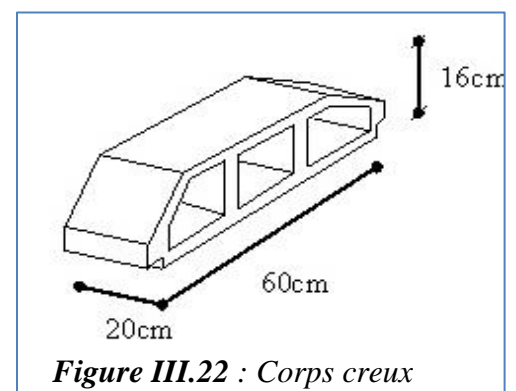


Figure III.22 : Corps creux

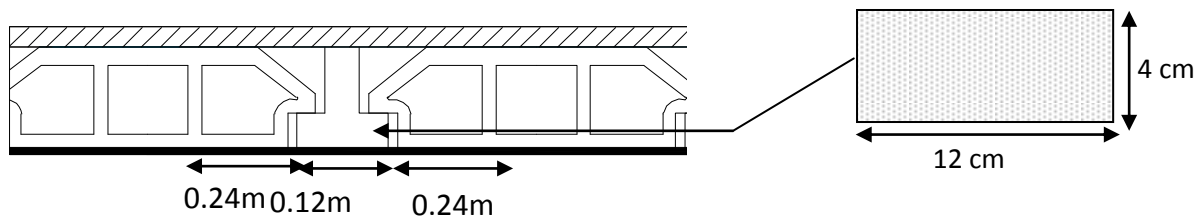


Figure III.23: Schéma statique des poutrelles et des corps creux

III.5.2. Combinaisons

- **A I 'ELU :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 0.97 = 8.01 \text{ Kn/ml}$$

- **A I 'ELS :**

$$P_{ser} = G + Q = 4.86 + 0.97 = 5.83 \text{ Kn/ml}$$

L'exploitation du moment maximum dans une telle poutre isostatique, le moment est donné par :

$$M_{\max} = \frac{PL^2}{8} \quad (\text{Dans notre cas } L_{\max} = 4.50\text{m})$$

$$\text{D'ou: à l'E.L.U: } M_{u \max} = \frac{P_u L^2}{8} \Rightarrow M_u = 20.50 \text{ Kn.m}$$

$$\text{à l'E.L.S : } M_{s \max} = \frac{P_{ser} L^2}{8} \Rightarrow M_s = 14.76 \text{ Kn.m}$$

L'effort tranchant maximum est donné par :

$$T_{s \max} = \frac{P_{ser} L}{2} \Rightarrow T_s = 13.12 \text{ Kn}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} \Rightarrow T_u = 18.00 \text{ Kn.m}$$

Les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'E.L.U car la fissuration

est jugée peu nuisible.

III.5.3. Ferrailage

Ces éléments de constructions travaillent souvent à la flexion simple pour laquelle on fera le calcul

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{20,50}{0,65 \times (0,9 \times 0,04)^2 \times 14,17} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu = 1,717$$

$\mu > \mu_c = 0,303$, d’où les armatures comprimées sont nécessaire afin d’équilibrer le moment M , mais on est limitée par la section du béton ($12 \times 4 \text{ cm}^2$). Il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant le durcissement de la table de compression.

Après le coulage de la table de compression, les poutrelles supportant les planchers (G, Q) à charges d’exploitations modérées.

	G (Kn/ml)	Q (Kn /ml)	P_u (Kn /ml)	P_{ser} (Kn /ml)
Plancher terrasse inaccessible	5.16	0.65	7,94	6,01
Plancher étage courant	4.86	0.97	8,01	5.83

Tableau.III.4: Calcul des charges ultime P_u et service P_{ser} pour tous les étages

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

$P_u = 8.01 \text{ KN /ml}$.

$P_s = 5.83 \text{ KN /ml}$.

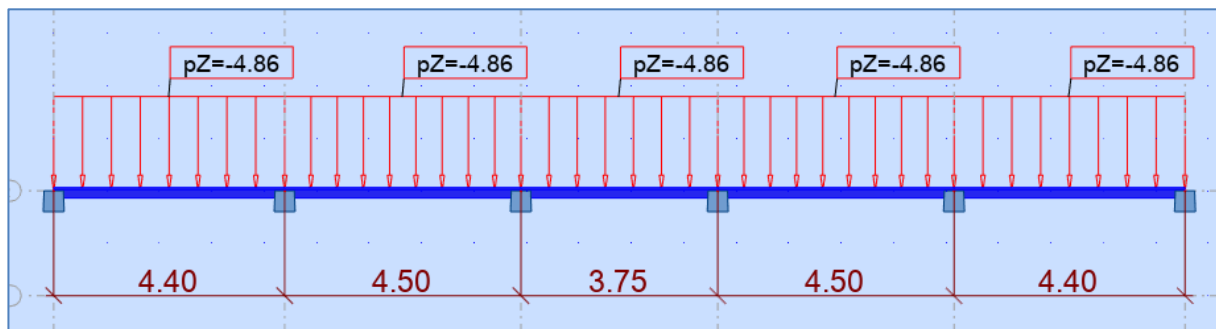


Figure III.24: Schéma statique de la distribution de la charge permanente G

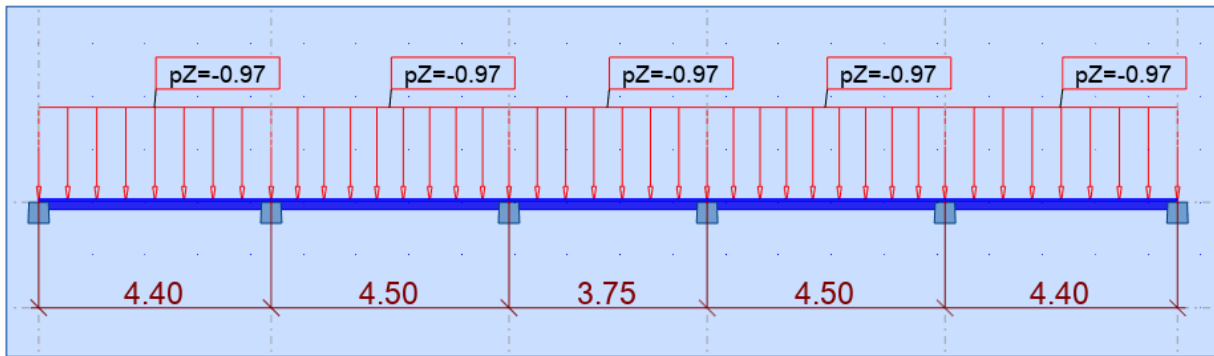


Figure III.25: Schéma statique de la distribution de la charge d'exploitation Q

Pour la détermination des moments (E.L.U, E.L.S) et des efforts tranchants on a utilisé le logiciel "ROBOT STRUCTURAL ANALYSE".

Les résultats obtenus par le logiciel sont représentés dans les schémas ci-après:

Travées		-----	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Appuis		1	2	3	4	5	
Sur appuis	M_u (Kn.m)	-15.35	-16.05	-11.15	-11.15	16,05	-15.35
	M_{ser} (Kn.m)	-11.01	-11.19	-8.13	-8.13	-11.71	-11.01
E.L.U	T_w (Kn)	15,75	-15,75	-13.01	13.01	15,61	-----
	T_e (Kn)	-----	15,75	13.01	-15.61	-15.21	15.27
En travée	M_u (Kn.m)	-7.67	-8.03	-5.57	-8.03	-7.67	----
	M_{ser} (Kn.m)	-----	5.60	5.85	4.04	5.85	-----

Tableau.III.5: Calcul des M_u , M_{ser} et T de chaque travée

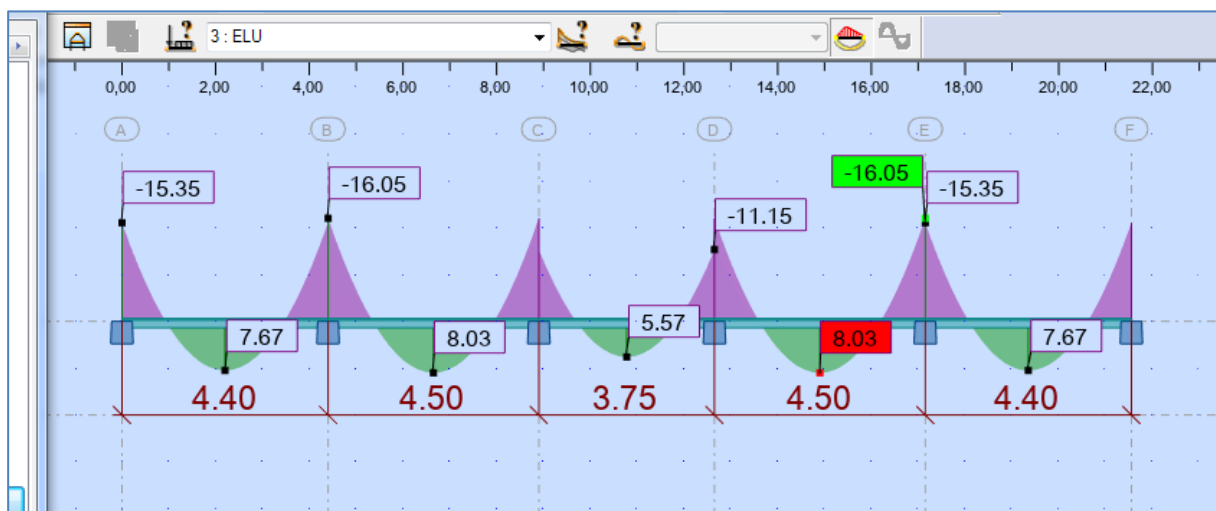


Figure III.26: Diagramme de moments fléchissant des poutrelles à l'ELU

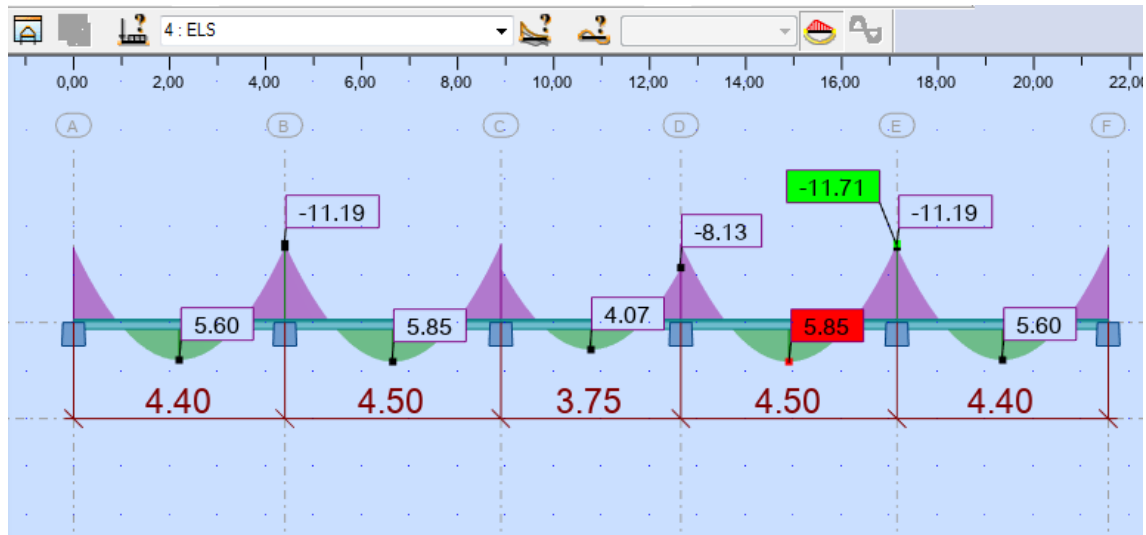


Figure III.27: Diagramme de moments fléchissant des poutrelles à l'ELS

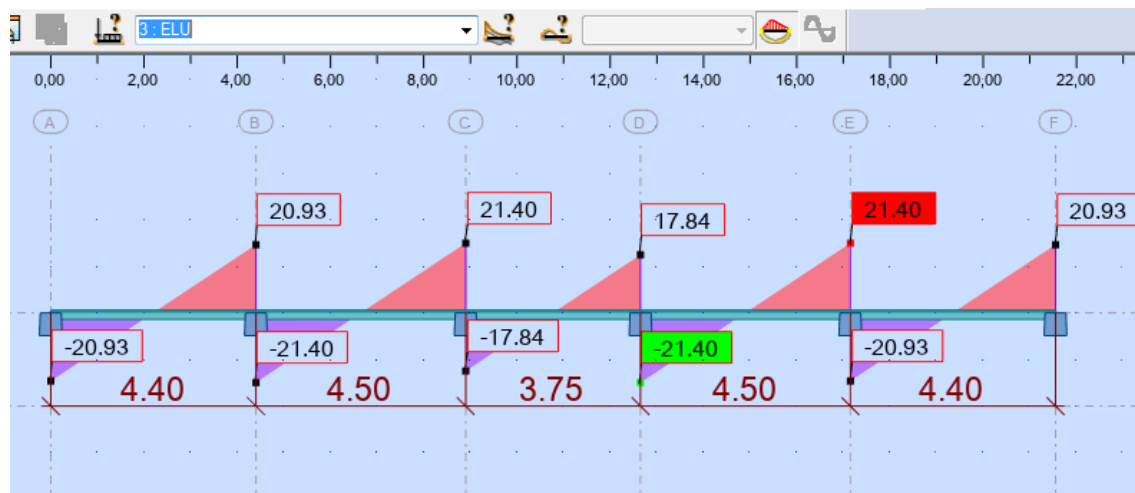


Figure III.28: Diagramme de l'effort tranchant des poutrelles à l'ELU

II.5.3. Ferrailage des poutrelles

III.5.3.1. En travée

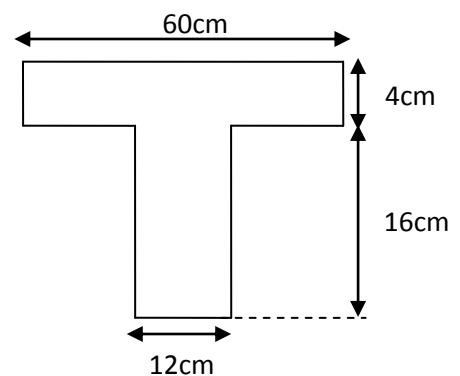
$$M_{u \max} = 8.03 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$b = 0.65 \text{ m} , h_0 = 0.04\text{m} , h = 0.20\text{m} , b_0 = 0.12\text{m}$$

$$d = 0.9 h = 0.18\text{m}$$

$$f_{bu} = 14.17\text{Mpa}$$



$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 (0.18 - 0.02) = 66.31 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_t$ (l'axe neutre est dans la table ou bien la totalité de la table est comprimée). Donc on est ramené à l'étude d'une section rectangulaire.

$$S = (b \times h) = 60 \times 20 \text{ cm}^2.$$

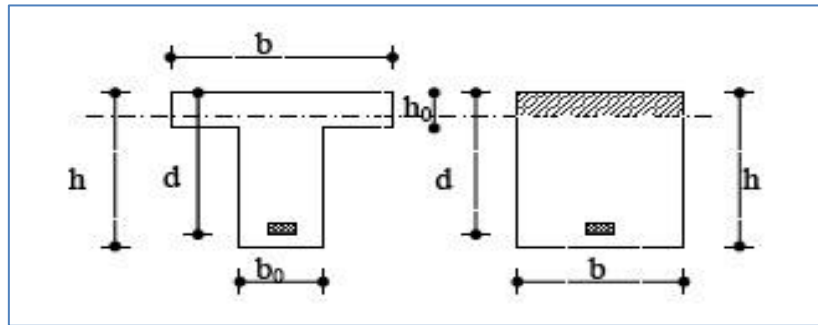


Figure III.29: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

	M_u (KN)	μ	μ_c	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	choix	$A_{s,adopt}$ (cm ²)
travée	8.03	0.0465	0.103	0.047	0.175	348	2.33	3HA10	2.36

Tableau.III.6: Calcul la section d'armature A_s en travée

III.5.3.2. Sur appuis

$$M_{max} = 16.05 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_t$ (l'axe neutre est dans la table ou bien la totalité de la table est comprimée). on fait

le calcul pour la même section rectangulaire ($60 \times 20 \text{ cm}^2$).

	M_u (KN)	μ	μ_c	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	choix	$A_{s,adopt}$ (cm ²)
Appuis	16.05	0.0723	0.411	0.083	0.175	348	2.95	3HA12	3.39

Tableau.III.7: Calcul la section d'armature A_s à sur appui

III.5.4. Calcul des armatures transversales et de l'espacement

Selon le BAEL91 : le Diamètre Φ_t des armatures transversale d'âme d'une poutre est donnée

par l'inégalité suivante : $\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_1 ; \frac{b}{10} \right)$

Φ_1 : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$\Phi_t : \min (0.571; 1; 1.2) \text{ cm}$

On adopte $\Phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

On choisit : $A_t = 2\Phi_6 = 0.57\text{cm}^2$ (A_t : section d'un seul cours transversal).

• Selon le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_{t1}} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 \cdot f_{tj} \cdot K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 0 \text{ cas de reprise de bétonnage } \alpha = 90^\circ \\ S_{t2} \leq \min \{0,9 \cdot d; 40\text{cm}\} \\ S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \end{array} \right.$$

• Selon le RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1 \right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ zone courante} \end{array} \right.$$

Selon le BAEL 91	Selon le RPA 99/ver2003
$S_{t1} \leq 12.4 \text{ cm}$	$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036$
$S_{t2} \leq 16.2 \text{ cm}$	$S_t \leq 5 \text{ cm}$
$S_{t3} \leq 47.5 \text{ cm}$	$S_t \leq 10 \text{ cm}$

Tableau.III.8: valeurs de S_t selon le BAEL91 et le RPA99/ver 2003

Donc on choisit: $St = 10 \text{ cm}$

III.5.5. Vérifications

III.5.5.1. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

($V_{u\max} = 21.40 \text{ KN}$), donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } b_0 = 12 \text{ cm, } d = 18 \text{ cm, } V_u = 21.40 \text{ KN, Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{21.40 \times 10^3}{0.12 \times 0.18} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.5.2. Vérification de la condition de non fragilité

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

- **En travée:** $A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée
- **Sur appui:** $A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

III.5.5.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

- **Appuis de rive :** l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante :

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

a: profondeur utile d'appui

b₀ : épaisseur de l'âme de la poutrelle.

V_u : effort tranchant a l'ELU

$$V_u = 21.40 \text{ KN}$$

La profondeur de l'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{3.75 \times V_u}{b_0 f_{c28}} \leq a \leq 0.9 d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

a = la - 2 cm tel que : la = ls - Type de crochet

la: Longueur d'ancrage.

ls: Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc : la = ls - 24.69Φ tel que : ls = 35Φ (f_{c28} = 25 MPa ; FeE40)

$$la = 10.31\Phi = 10.31 \times 1.0 = 10.31 \text{ cm}$$

Alors : a = 8.31 cm

$$\bar{V}_u = 21400 \times 0.831 \times 0.12 \times 25 = 47,45 \text{ KN}$$

$V_u < \bar{V}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

III.5.5.4. Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table-nervure)

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^1 = \frac{V_u \times b_1}{0.9d \times b \times h_0}$$

h₀: hauteur de plan de cisaillement.

$$\text{Tel que: } b_1 = \frac{b - b_0}{2}$$

$$\tau_u^1 = \frac{21400 \times (0.60 - 0.12) / 2}{0.9 \times 0.18 \times 0.60 \times 0.04} = 1.73 \text{ MPa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u^1 < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

III.5.5.5. Vérification de la flèche

$$f = \frac{M_{ser \max} \times L^2}{10EI} \text{ (BAEL 91.modifié 99)}$$

Avec :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A_s' (y - c)^2 = 0.0$$

$$\frac{1}{2} by^2 + 15A'_s(y-c) - 15A_s(d-y) = 0.0$$

Après calcul : $y = 1.97\text{cm} < h_0 = 4\text{ cm}$ (axe neutre dans la table)

Calcul du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale

$$I = (0.60 \times 0.0197^3) / 3 + 15(2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.0197)^2)$$

$$I = 3.83 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$E = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$M_{ser\ max} = 9.74 \text{ KN.m}$$

Calcul de la flèche

$$f = \frac{9.74 \times 10^3 \times 4.63^2}{10 \times 32164.20 \times 3.69 \times 10^{-3}} = 0.022 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.63}{500} = 0.0093 \text{ m} = 0.93 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.5.6. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec } (L \text{ en cm}).$$

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 60 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles

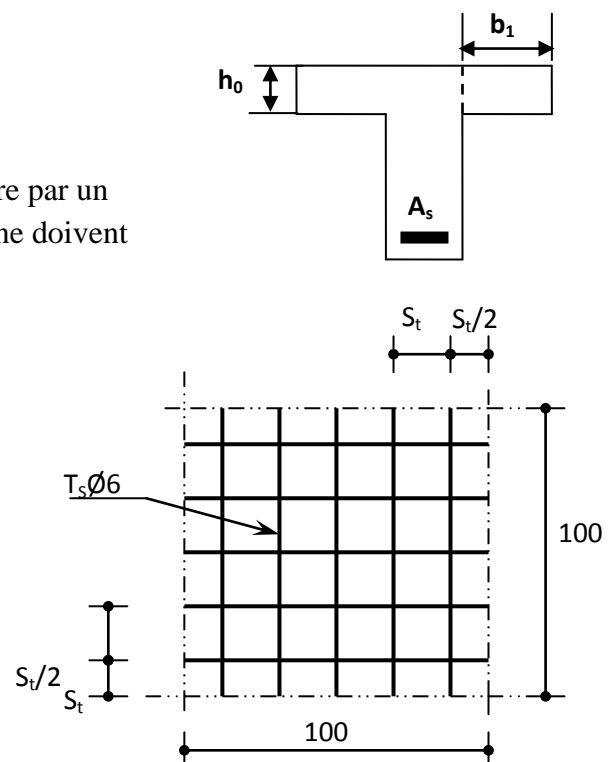


Figure III.30: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

(A.P).

A2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

Fe=520 MPa quadrillage de T.S.TIE 520.

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

■ **Armatures de répartition :**

$$A_2 = A_1/4 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

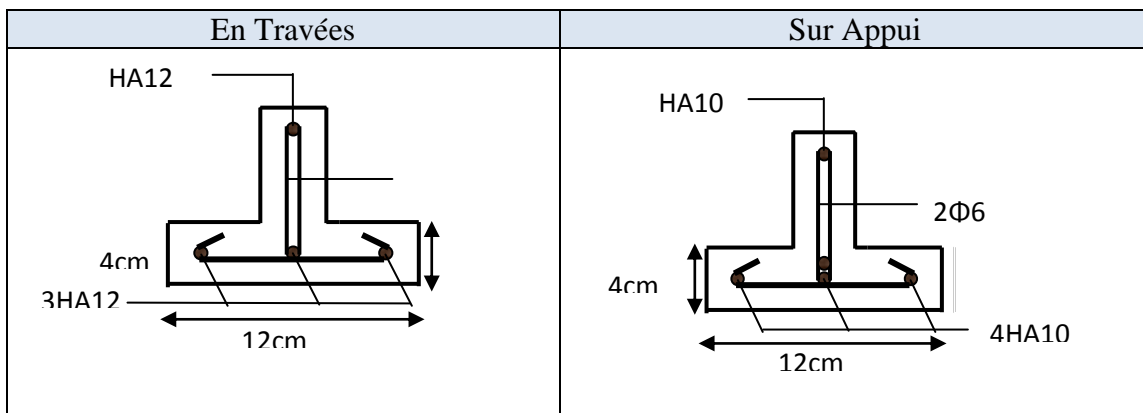
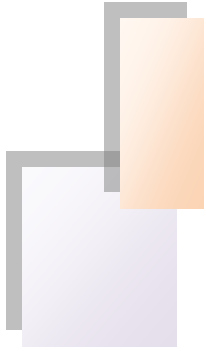
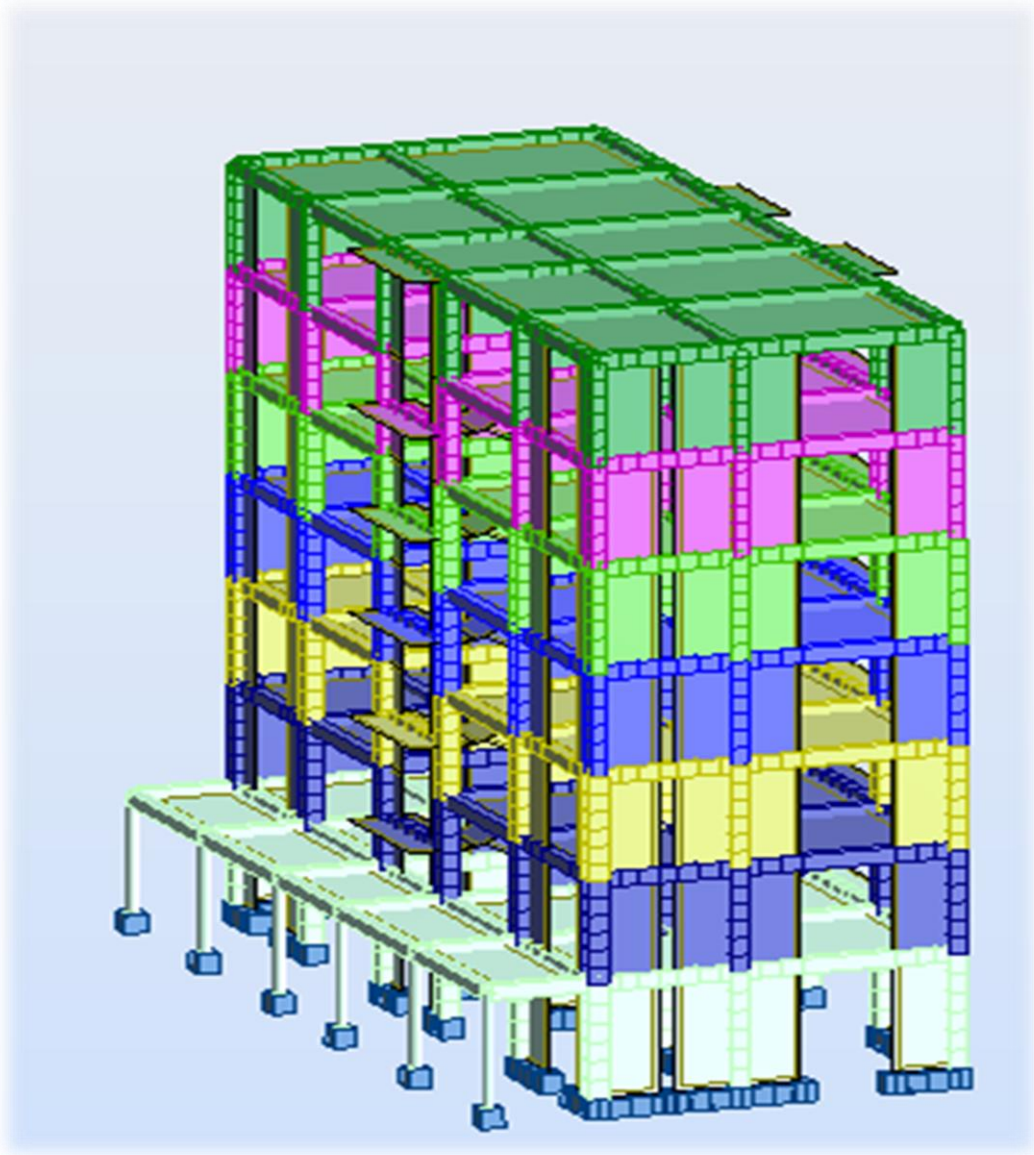


Figure III.31: Ferrillages des poutrelles



CHAPITRE IV :

Etude Sismique



IV.1. Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode dynamique (modale spectrale).

IV.2. Méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

IV.2.1. Condition d'application :

Notre bâtiment présente une régularité en élévation, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement **65 m**, donc selon RPA 99 on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

IV.2.2. Calcul de l'action sismique :

$$V = \frac{ADQ}{R} \times W$$

A : coefficient d'accélération de zone, **A = 0.08**

Zone **I**, Groupe d'usage : **2**

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

T₁, T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site, site ferme (S₂) .

T₁ = 0.15 sec.

T₂ = 0.40 sec.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Avec $\xi = 7\%$ Donc : $\eta = 0.882$

T : période fondamentale de la structure

$$T = \min \left(T = C_T \times (h_N)^{3/4} ; \left(T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right) \dots \dots \dots \begin{cases} T = C_T \times (h_N)^{3/4} \\ T = 0.09 \times h_N / \sqrt{L} \end{cases} \right.$$

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

Avec : $C_T = 0.050$

$$h_N = 21.76 \text{ m}$$

h_N : hauteur totale de la structure

$$T = 0.050 \times (21.76)^{3/4} = 0.504 \text{ sec}$$

On a aussi :

$$T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L_x}} \quad \text{Avec :} \quad L_x = 21.55 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.422 \text{ sec}$$

$$T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L_y}} \quad \text{Avec :} \quad L_y = 8.60 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.668 \text{ sec}$$

On a :

$$T_2 \leq T_x = 0.422 \leq 3$$

$$\text{Et :} \quad T_2 \leq T_y = 0.668 \leq 3$$

$$T_x = \min(T, T_x) = 0,422 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T, T_y) = 0,504 \text{ s}$$

❖ Calcul de D_x, D_y :

$$D_x = 2.5 \times 0.882(0.40/0.469)^{2/3} = 1.98$$

$$D_y = 2.5 \times 0.882(0.40/0.504)^{2/3} = 1.89$$

$$D_x = 1.98$$

$$D_y = 1.89$$

❖ Coefficient de comportement (R) :

D'après le RPA99/V2003 art.4.2.3 (page 41) :

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4.

Le système de contreventement de notre structure étant voile portique.

Donc : **R = 3.5.**

❖ Le facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

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

➤ Valeurs des pénalités P_q :

Dans les deux sens (x et y) :

Critère	P_q	
Condition minimale sur les files de contreventement	0.05	Non Observé
Redondance en plan	0.00	Observé
Régularité en plan	0.00	Observé
Régularité en élévation	0.00	Observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	Non Observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	Non Observé

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_q \Rightarrow Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 P_q \Rightarrow Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

❖ Poids total de la structure :

Calcul du poids de la structure :

W : poids total de la structure,

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

$\beta=0.2$ (RPA99 Tab 4.5).

$$W_G=14817.43 \text{ KN}$$

$$W_Q=2206.08 \text{ KN}$$

Alors : $W_i = 15258.64 \text{ KN}$

La force sismique totale à la base de la structure est :

– **Suivant l'axe (x) :**

$$V_x = \frac{ADQ}{R} \times W \Rightarrow V_x = \frac{0.08 \times 1.98 \times 1.20}{3.5} \times 15258.64 = 828.64 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V_x = 0.8 \times 828.64 = 662.91 \text{ KN}$$

$$E_x = 1022,76 \text{ KN} > 0.8 \times V_x = 662.91 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifier}$$

– **Suivant l'axe (y) :**

$$V_y = \frac{ADQ}{R} \times W \Rightarrow V_y = \frac{0.08 \times 1.89 \times 1.20}{3.5} \times 15258.64 = 791.01 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V_x = 0.8 \times 791.01 = 632.81 \text{ kg}$$

$$E_y = 1172,22 \text{ KN} > 0.8 \times V_x = 632.81 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifier}$$

Nombre de modes à considérer :

D'après le **RPA99 V.2003** : 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 l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

$$\mathbf{K} = 3 (\mathbf{N})^{1/2} \quad \text{et} \quad \mathbf{T}_K < 0,20$$

Où : **N** est le nombre de niveaux au-dessus du sol et **T_k** la période du mode **K**.

IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale:

a- Principe :

Pour 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.

b- Modélisation de la structure :

Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul degré de liberté en translation horizontale.

c- Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Pour cette étude on a utilisé le logiciel **Autodesk ROBOT Structural Analysis 2014**

d- Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) **ROBOTstructuralAnalysisProfessional2014**

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non-linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception international (BAEL, RPA,).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser ,analysé ,et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet,
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO,
- La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.),

IV.4. Modélisation de la structure :

IV.4.1. Analyse statique et dynamique :

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements.

a) Analyse statique :

Elle implique la résolution de l'équation $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec : $[K]$: Matrice de rigidité

$\{U\}$: Vecteur de déplacement

$\{R\}$: Vecteur de chargement

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge $\{R\}$ et calcul de déplacement $\{U\}$.

Chaque cas de chargement inclus :

- Le poids propre de l'élément poutre ou poteau.
- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.

b) Analyse par le spectre de réponse :

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\}$$

Avec :

$[C]$: Matrice d'amortissement

$\{\ddot{U}_s\}$: Accélération du sol.

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$: sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélération sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

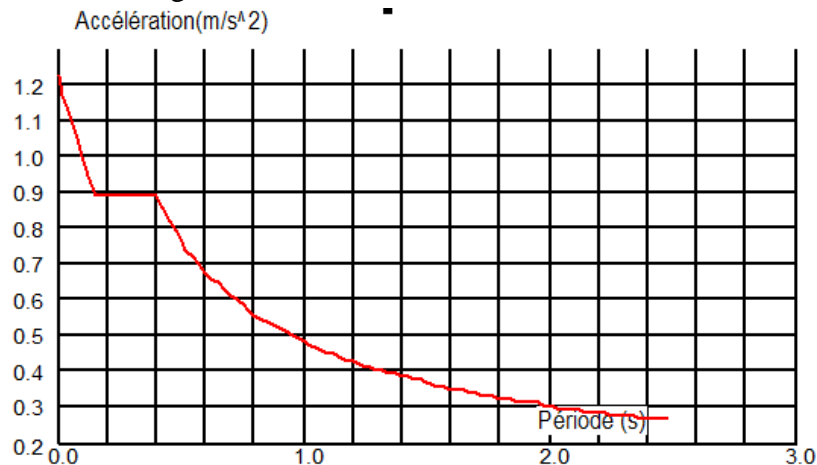


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

IV.4.2. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \mp 1.2 \times E$$

$$G + Q \mp E$$

$$0.8 \times G \mp E$$

IV.4.3. Poids total de la structure "W" :

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations, d'après RPA 99 :

$$W_T = \beta W_i$$

Avec : $W_i = W_{gi} + \beta W_{qi}$

W_{gi} : Poids due aux charges permanente

W_{qi} : Charge d'exploitation

β : coefficient de pondération ($\beta = 0, 20$)

Niveau	W étage (KN)
R.D.C	461301,67
1 ^{er} étage	371388,75
2 ^{ème} étage	371388,75
3 ^{ème} étage	358506,77
4 ^{ème} étage	358506,77
5 ^{ème} étage	347140,33
6 ^{ème} étage	342130,00

Tableau IV.2 : Les poids de chaque niveau.

IV.4.4. Les données géométriques :

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

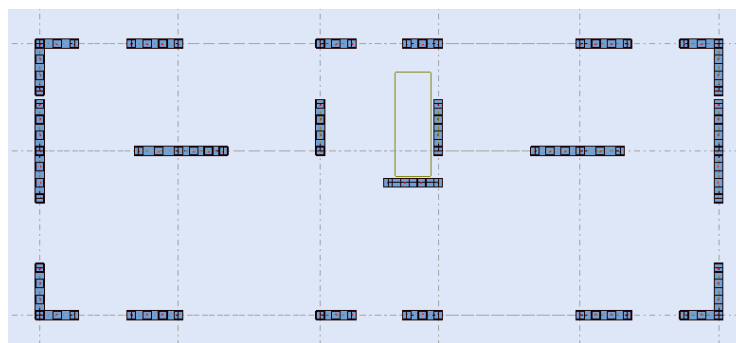


Figure IV.2 : Position des voiles.

IV.4.5. Centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum(I_{x1} \times x_i)}{\sum(I_{x1})} \\ Y_t = \frac{\sum(I_{y1} \times y_i)}{\sum(I_{y1})} \end{cases}$$

Avec

X_t : L'abscisse du centre de torsion ;

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion ;

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox) ;

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy) ;

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément;

y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- Pour les poteaux :

$$\begin{cases} I_{x_i} = \frac{b \times a^3}{12} \\ I_{y_i} = \frac{a \times b^3}{12} \end{cases}$$

- Pour les voiles :

Les dimensions sont constantes, alors :

$$\begin{cases} I_{x_i} = \frac{b' \times L^3}{12} \\ I_{y_i} = \frac{L \times b'^3}{12} \end{cases}$$

Si $\alpha = 0$: En prend les formules précédentes.

α : l'angle d'inclinaison par rapport à l'axe globale de la structure.

Si $\alpha \neq 0$:

$$\begin{cases} I_{x_i} = I_x \times (\sin\alpha)^2 + I_y \times (\cos\alpha)^2 \\ I_{y_i} = I_y \times (\sin\alpha)^2 + I_x \times (\cos\alpha)^2 \end{cases}$$

D'après l'application de la formule(A) les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	X _t (m)	Y _t (m)
RDC	10.77	4.86
1 ^{er} étage	10.77	4.83
2 ^{eme} étage	10.77	4.83
3 ^{eme} étage	10.77	4.83
4 ^{eme} étage	10.77	4.83
5 ^{eme} étage	10.77	4.83
6 ^{eme} étage	10.78	4.59

Tableau IV.3 : Centre de torsion de chaque niveau.

IV.4.6. Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_m = \frac{\sum(W_i \times x_i)}{\sum W_i} \\ Y_m = \frac{\sum(W_i \times y_i)}{\sum W_i} \end{cases}$$

Les résultats du centre de masse des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$X_m(m)$	$Y_m(m)$
RDC	10,78	5.41
1 ^{er} étage	10,78	4.44
2 ^{eme} étage	10,78	4.44
3 ^{eme} étage	10,78	4.44
4 ^{eme} étage	10,78	4.44
5 ^{eme} étage	10,78	4.43
6 ^{me} étage	10,78	4.41

Tableau IV.4 : Les centres de masse de chaque niveau.

IV.4.7. Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.

a) Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} e_{xt} = |X_m - X_t| \\ e_{yt} = |Y_m - Y_t| \end{cases}$$

Avec : X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$e_{xt} (m)$	$e_{yt} (m)$
RDC	0.01	0.55
1 ^{er} étage	0.01	0.39
2 ^{eme} étage	0.01	0.39
3 ^{eme} étage	0.01	0.39
4 ^{eme} étage	0.01	0.39
5 ^{eme} étage	0.01	0.40
6 ^{eme} étage	0.00	0.18

Tableau IV.5 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau.

b) Excentricités accidentelles :

$$\begin{cases} e_{xa} = \max(5\% \times L_{X_{max}}; e_{xt}) \\ e_{ya} = \max(5\% \times L_{y_{max}}; e_{yt}) \end{cases}$$

$L_x=21,55 \text{ m} \quad ; \quad L_y=8.60 \text{ m}$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$e_{xa}(\text{m})$	$e_{ya}(\text{m})$
RDC	1,08	0,61
1 ^{er} étage	1,08	0,53
2 ^{eme} étage	1,08	0,53
3 ^{eme} étage	1,08	0,53
4 ^{eme} étage	1,08	0,53
5 ^{eme} étage	1,08	0,53
6 ^{eme} étage	1,08	0,53

Tableau IV.6 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau.

IV.5. Résultats de calcul (ROBOT)

IV.5.1. Périodes et facteurs de participation modale :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	2,14	0,47	71,16	0,00	Translation	71,16	0,00
2	2,47	0,40	71,16	70,37	Translation	0,00	70,37
3	3,48	0,29	71,47	70,37	Torsion	0,32	0,00
4	7,29	0,14	85,45	70,37	/	13,97	0,00
5	8,55	0,12	85,45	87,11	/	0,00	16,74
6	11,87	0,08	85,55	87,11	/	0,11	0,00
7	14,55	0,07	91,57	87,11	/	6,01	0,00
8	16,41	0,06	91,57	87,69	/	0,00	0,58
9	16,96	0,06	91,57	92,96	/	0,00	5,27

Tableau IV.7: périodes et facteurs de participation modale.

$K = 3 (7)^{1/2} = 7.94 :$

$K = 8 \text{ modes; } T_K = 0,07 < 0,20 \dots\dots\dots cv$

IV.5.2. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement :

Mode (1) :

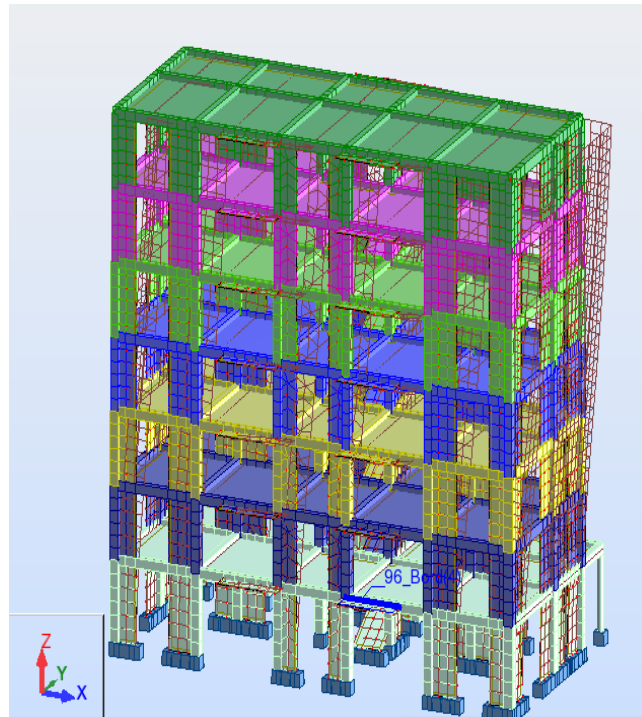


Figure IV.3: MODE 1 (3D).

Mode (2) :

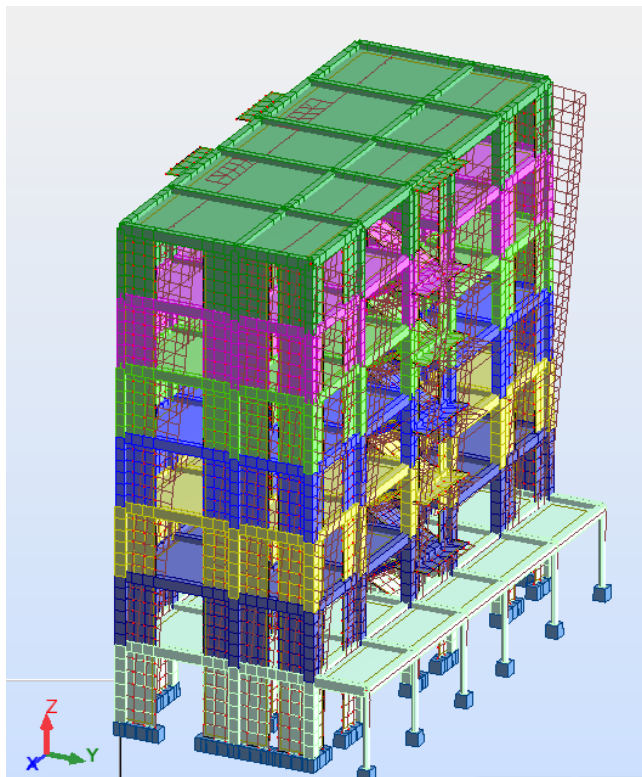


Figure IV.4:MODE 2 (3D).

Mode (3) :

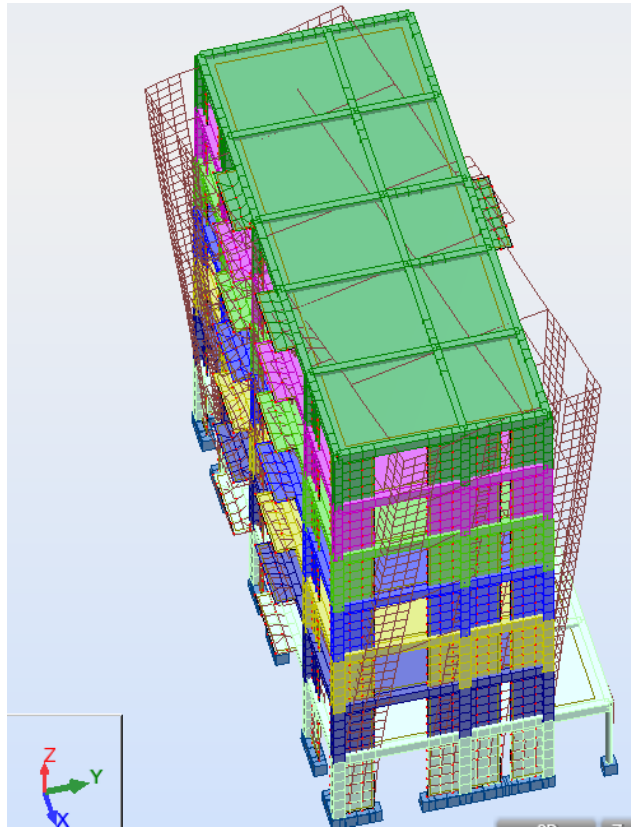


Figure IV.5 : MODE 3 (3D).

IV.6. Distribution verticale de la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a: $T = 0.504 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(v - F_i) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau j.

h_i : niveau de plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i : poids de l'étage.

Niveau	h (m)	W (KN)	W.h	F _X (KN)	F _Y (KN)
6eme étage	21.76	342130,00	7444748.80	37,31	46,42
5eme étage	18.70	347140,33	6491542.17	70,23	81,02
4eme étage	15.64	358506,77	5607045.88	105,58	118,9
3eme étage	12.58	358506,77	4510015.17	141,45	157
2eme étage	9.52	371388,75	3535620.90	176,46	198,31
1 ^{er} étage	6.46	371388,75	2399171.33	213,18	247,4
RDC	3.40	461301,67	1568425.68	278,56	323,23
Σ		2610363,04	31556570.64	1022,77	1172,28

Tableau IV.8 : Les valeurs des efforts F_i.

IV.7. Vérification des méthodes :

IV.7.1. Vérification de la période :

Les valeurs de la période de calcul à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

- La période donnée par **ROBOT** est : **T_{ROBOT} = 0.47s**
- La période de la méthode statique équivalente est : **T_{MSE} = 0.504 s**
 $T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.47 = 0.65 \text{ s}$
 $T_{\text{Robot}} = 0.47 < 1.3 \times T_{\text{MSE}} = 0.66\text{s} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

IV.7.2. Vérification de l’effort tranchant à la base :

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.

Si V_t < 0.8V. Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces. Déplacements. moments...) dans le rapport $0.8 \times \frac{V}{V_t}$.

L’effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente est :

$$\begin{cases} V_x = 828.64 \text{ KN} \\ V_y = 791.01 \text{ KN} \end{cases}$$

L’effort tranchant obtenu par ROBOT est :

$$\begin{cases} V_{tx} = 1022.76 \text{ KN} \\ V_{ty} = 1172.22 \text{ KN} \end{cases}$$

$$0.8V_x = 0.8 \times 828.64 = 662.91 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 0.8 \times 791.01 = 632.81 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 1022.76 > 0.8 \times V_x = 662.91 \text{ KN} \\ V_{ty} = 1172.22 > 0.8 \times V_y = 632.81 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV} \end{cases}$$

IV.8. Calcul des déplacements :

Les déplacements horizontaux maximums sont dus aux effets des efforts horizontaux aux niveaux des planchers.

- **Vérification des déplacements :**

Sens x : combinaison UX

Etage	UX	drx
1	0,176	0,176
2	0,488	0,311
3	0,849	0,362
4	1,212	0,363
5	1,543	0,331
6	1,828	0,284
7	2,057	0,229

Tableau IV.9: Les déplacements relatifs pour chaque niveau dans le sens X.

Sens x : combinaison UY

Etage	UY	dry
1	0,155	0,155
2	0,404	0,249
3	0,695	0,292
4	1,000	0,305
5	1,296	0,295
6	1,568	0,272
7	1,810	0,242

Tableau IV.10 : Les déplacements relatifs pour chaque niveau dans le sens Y.

Selon RPA 99 le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec : δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement ($R= 3.5$)

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_{ek} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k \leq h_e \times \frac{1}{100} = 340 \times \frac{1}{100} = 3.40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\Delta_k \leq h_e \times \frac{1}{100} = 306 \times \frac{1}{100} = 3.06 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.9. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P. Δ :

Article

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : $\sum W_G(i) + \beta W_Q(i) \quad i = k \dots \dots \dots n$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ;

h_k : Hauteur d'étage du niveau (k) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) ;

K_f : Coefficient d'amplification des efforts de l'action sismique (M.N) calculé au moyen d'une analyse élastique de 1^{er} ordre.

Etage	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ	Observation
6	1968,11	0,229	278,56	306	0,005	vérifiée
5	4008,59	0,284	491,74	306	0,008	vérifiée
4	6099,32	0,331	668,2	306	0,010	vérifiée
3	8194,28	0,363	809,65	306	0,012	vérifiée
2	10341,87	0,362	915,23	306	0,013	vérifiée
1	12494,8	0,311	985,46	306	0,013	vérifiée
RDC	15258,64	0,176	1022,77	340	0,008	vérifiée

Tableau IV.11: l'effet P. Δ dans le sens x-x.

Etage	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ	Observation
6	1968,11	0,242	323,23	306	0,005	vérifiée
5	4008,59	0,272	570,63	306	0,006	vérifiée
4	6099,32	0,295	768,94	306	0,008	vérifiée
3	8194,28	0,305	925,94	306	0,009	vérifiée
2	10341,87	0,292	1044,84	306	0,009	vérifiée
1	12494,8	0,249	1125,86	306	0,009	vérifiée
RDC	15258,64	0,155	1172,28	340	0,006	vérifiée

Tableau IV.12 : l'effet P. Δ dans le sens y-y

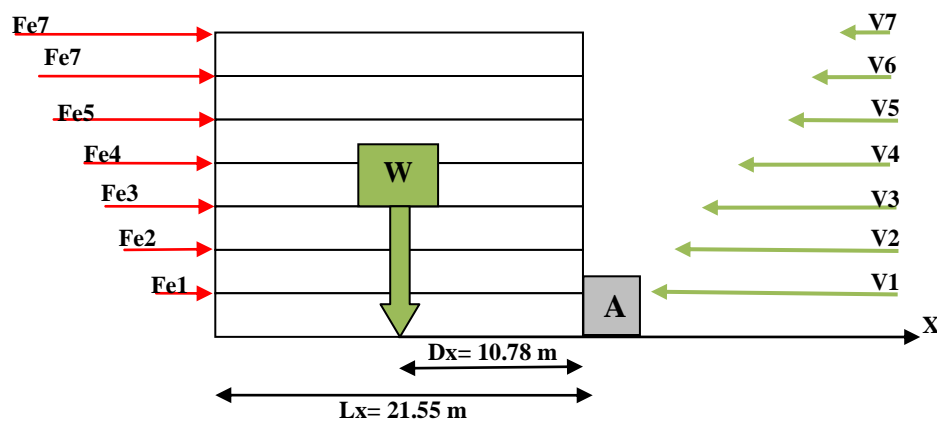
- Le facteur θ suivant (x) = **0.013** < **0.1** à tous les niveaux (k=1,...n)
- Le facteur θ suivant (y) = **0.009** < **0.1** à tous les niveaux (k=1,...n)
- Les effets de second ordre (effet P- Δ) peuvent être par conséquent négligés (Kf=1) conformément à RPA 99.

IV.10. Vérification au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : **Moment résistant/moment de renversement ≥ 1.5**

❖ **Vérification au renversement sens X :**



$$M_s/A = W \times D_x$$

$$M_r/A = \sum F_i \times h_i$$

$$K = M_s/M_r \geq 1.5$$

Avec :

M_r : moment de stabilité.

M_r : moment de renversement.

F_i : la force sismique.

$$D_x = \frac{L_x}{2} = \frac{21.55}{2} = 10.78 \text{ m}$$

$$M_r = F_{e1} \times h_1 + F_{e2} \times h_2 + F_{e3} \times h_3 + F_{e4} \times h_4 + F_{e5} \times h_5 + F_{e6} \times h_6 + F_{e7} \times h_7$$

D'après le RPA99/v2003 on a : $V = \sum F_i$

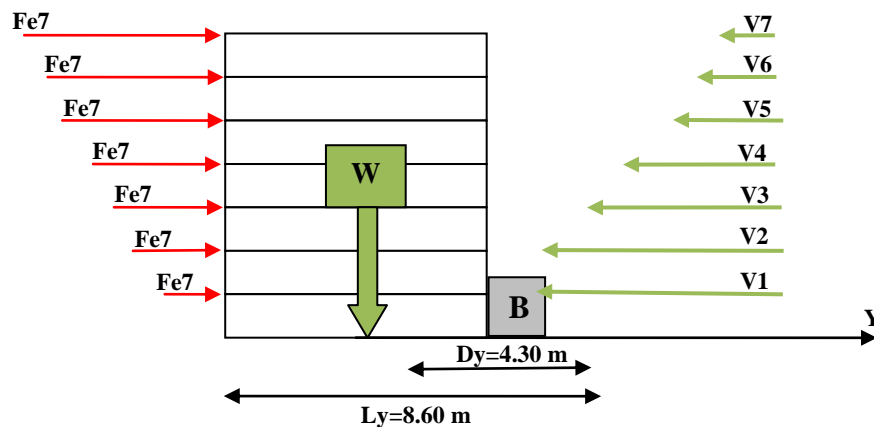
Avec :

V : effort tranchant.

Etage	Effort V_x	Force F_{ex}	H	M_r	W	D_x	M_s	K	vérification
1	1022,77	37,31	3.40	126.85	15038,04	10.78	162110.07	10.02 >1.5	vérifié
2	985,46	70,23	6.46	453.69					
3	915,23	105,58	9.52	1005.12					
4	809,65	141,45	12.58	1779.44					
5	668,20	176,46	15.64	2759.83					
6	491,74	213,18	18.70	3986.47					
7	278,56	278,56	21.76	6061.47					
La somme				16172.87					

Tableau IV.13 : Vérification au renversement sens x

❖ **Vérification au renversement sens Y :**



$$M_s/A = W \times D_y$$

$$M_r/A = \sum F_i \times h_i$$

$$K = M_s/M_r \geq 1.5$$

Avec :

M_r : moment de stabilité.

M_r : moment de renversement.

F_i : la force sismique.

$$D_y = \frac{L_y}{2} = \frac{8.60}{2} = 4.30 \text{ m}$$

$$M_r = F_{e1} \times h_1 + F_{e2} \times h_2 + F_{e3} \times h_3 + F_{e4} \times h_4 + F_{e5} \times h_5 + F_{e6} \times h_6 + F_{e7} \times h_7$$

D'après le RPA99/v2003 on a : $V = \sum F_i$

Avec :

V : effort tranchant.

Etage	Effort V_y	Force F_{ey}	H	Mr	W	D_y	M_s	K	vérification
1	1172,28	46,42	3.40	157.83	15038,04	4.30	64663.57	3.49>1.5	vérifiée
2	1125,86	81,02	6.46	523.40					
3	1044,84	118,90	9.52	1131.93					
4	925,94	157,00	12.58	1975.06					
5	768,94	198,31	15.64	3101.57					
6	570,63	247,40	18.70	4626.38					
7	323,23	323,23	21.76	7033.48					
La somme				18549.65					

Tableau IV.14: Vérification au renversement sens y

IV.11. Conclusion :

Après l'analyse sismique et dynamique de la structure suivant le logiciel Robot, on déduit les résultats suivants :

- Les modes sont vérifiés où les deux premiers modes sont des translations et le troisième est de torsion, avec la vérification des périodes de chaque mode.
- La condition des efforts tranchant à la base ($V_{robot} > 0.8 V_{MSE}$) 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 pour les deux blocs au renversement est vérifiée dans les deux sens.



Chapitre V: Etude des éléments résistants



V.1.Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé : **R.P.A.99v2003** et **C.B.A.93.....** etc.

V.2.Ferraillage des portiques :

❖ Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes ;
- P : Charges d'exploitations ;
- E : Efforts sismiques.

Les combinaisons prises en compte sont :

⇒ **Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires :**

$$1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{ELU}$$

$$G + Q \rightarrow \text{ELS}$$

⇒ **Combinaisons accidentelles :**

$$\text{poteaux} \rightarrow \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$\text{poutres} \rightarrow \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

V.3 Ferraillage des poutres :

On distingue deux types de poutres :

⇒ Poutres principales $\rightarrow (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

⇒ Poutres secondaires $\rightarrow (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

a) Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : $0.5 \% \times B$

- Armatures maximales : $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Longueur de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone I

Avec :

B : Section de la poutre

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{\min} = 0.005 \cdot S \cdot b$$

Avec :

- b : Largeur de la section
- S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \varnothing\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \rightarrow \text{Pour les armatures tendues}$$

V.3. Calcul réglementaire et vérifications :

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel " Autodesk Robot Structural Analysis 2014 ", on obtient les résultats suivants :

Situation	γ_b	γ_s	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$f_{c28}(Mpa)$
Situation durable	1.5	1.15	14.17	348	25
Situation accidentelle	1.15	1	21.74	400	25

Tableau V.1 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

- Pour poutre principale: $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 45 = 40.05 \text{ cm}$; c (l'enrobage) = 4.05 cm
- Pour poutre secondaire: $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 40 = 36.00 \text{ cm}$; c (l'enrobage) = 4.05 cm

Les Armatures longitudinales Suivant le RPA :

- Poutre principale : $A'_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A'_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité suivant le BAEL :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 40.5 = 1.71 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaire : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 36 = 1.30 \text{ cm}^2$

V.2.1.2 Sollicitations :

Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale (30x45)		Poutre secondaire (30x40)	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée
ELU	$M_{\max}[KN.m]$	-101.45	62.76	-21.80	15.79
ELS	$M_{\max}[KN.m]$	-73.91	45.78	-15.71	11.14
Effort tranchant [KN]		120.19		30.48	

Tableau V.2 : Sollicitations des poutres.

V.3.1 Poutre principale (30×45) :

En travée :

▪ **ELU :**

$$M_{u,t} = 62.76 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{62.76 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times (40.05)^2} = 0.092$$

$$\mu = 0.092 < \mu_{AB} = 0.395 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.121$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.952$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{62.76 \times 10^3}{348 \times 0.952 \times 40.05} = 4.73 \text{ cm}^2$$

On a: $A = 4.73 \text{ cm}^2$

$$A_u \geq \max (A_{min} (RPA); A_{min} (BAEL); A_{cal})$$

$$A_u \geq \max (6.75; 1.71; 4.73) = 6.75 \text{ Cm}^2$$

On adopte : $A_u = 6HA 12 = 6.79 \text{ cm}^2$

▪ **ELS :**

(Fissuration peu préjudiciable)

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

$$M_{t,ser} = 45.78 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_t}{M_{ser}} = \frac{62.76}{45.78} = 1.37 \quad \text{Sur travée}$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \geq \alpha_{travée} = 0.121$$

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

Sur appuis :

* **ELU :**

$$M_{u,a} = -101.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{101.45 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times (40.05)^2} = 0.149$$

$$\mu = 0.149 < \mu_{AB} = 0.395 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.203$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.919$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{101.45 \times 10^3}{348 \times 0.919 \times 40.05} = 7.92 \text{ cm}^2$$

On a: $A = 7.92 \text{ cm}^2$

$$A_u \geq \max (A_{min} (RPA); A_{min} (BAEL); A_{cal})$$

$$A_u \geq \max (6.75; 1.71; 7.92) = 7.92 \text{ Cm}^2$$

On adopte : $A_u = 6HA 14 = 9.24 \text{ cm}^2$

▪ **ELS :**

(Fissuration peu préjudiciable)

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

$$M_{a,ser} = 53.50 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_t}{M_{ser}} = \frac{101.45}{73.50} = 1.38 \text{ Sur appui}$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \geq \alpha_{appui} = 0.203$$

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

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

Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211) :

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

Fissuration peu préjudiciable :

$$V_u = 120.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{120.19 \times 10^3}{30 \times 40.5} = 0.99 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.99 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Les armatures transversales :

✓ **Section minimale d'armatures d'âme : (Règles BAEL 91 article A.7.2, 2) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{45}{35}; 1.4; \frac{30}{10}\right) = \min(1.28; 1.4; 3)\text{cm} = 1.28\text{cm}$$

$$\phi_t = 14\text{mm}$$

On prend : $\phi_t = 8$ mm de nuance d'acier FeE400

✓ **Espacement des armatures transversales : (RPA 99 V-2003 article 7.5.2.2) :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.4\right) = \min(11.25; 16.80) = 11.25 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10$ cm

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15$ cm

✓ **Section des armatures transversales :**

Zone nodale :

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

Zone courante :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des espacements des cadres : (Règles BAEL 91 article A.5.1, 22) :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 40.05; 40\text{cm}) = \min(36.05 \text{ cm}; 40\text{cm}) = 36.05 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 36.05 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

Zone nodale :

La quantité d'armatures minimale $\left(\frac{A_t}{b} \times S_t\right)$ est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 10 \times 30}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm²

Zone courante :

La quantité d'armatures minimale $\left(\frac{A_t}{b} \times S_t\right)$ est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 15 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm²

✓ **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.

$$N^{br}(\text{espacement}) = \frac{L'}{S_t} = \frac{90}{10} = 9 \Rightarrow N^{br}(\text{barres}) = 9 + 1 = 10$$

On prend : A_t = 10 HA 8 = 5.03 cm²

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

Ancrage des armatures tendues

✓ **Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :**

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj} \quad \text{BAEL 91 (A.6.1, 21)}$$

Ψ_s = 1.5 Pour les barres à haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

✓ **Longueur de scellement droit : BAEL 91 (A.6.1, 221) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

$$l_r^{\min} = 40 \times \phi_{L\min} = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

V.2.1.3. Schéma de ferrailage structure :

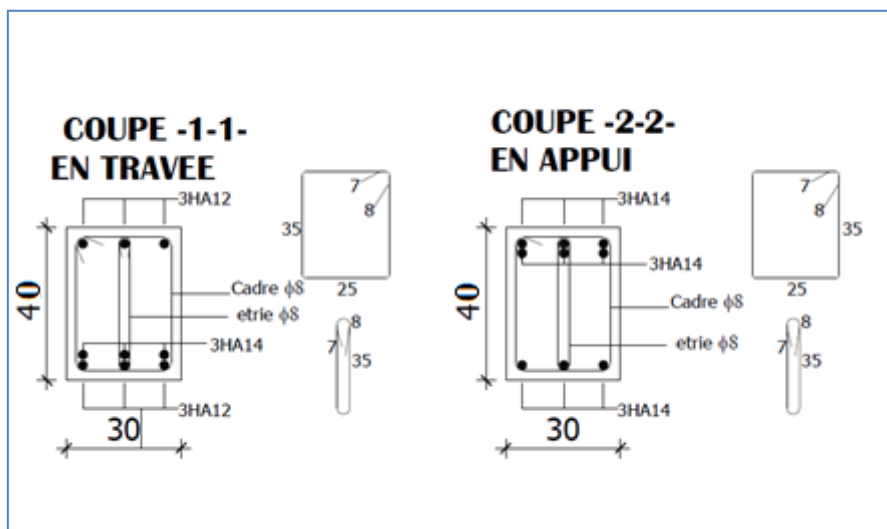


Figure V.1 : Ferrailage de poutre principale.

V.3 . 2 Poutre Secondaire (30×40) :**En travée :***** ELU :**

$$M_{u,t} = 15.79 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15.79 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times (36)^2} = 0.029$$

$$\mu = 0.029 < \mu_{AB} = 0.395 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.037$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.985$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15.79 \times 10^3}{348 \times 0.985 \times 36} = 1.28 \text{ cm}^2$$

On a: $A = 1.28 \text{ cm}^2$

$$A_u \geq \max (A_{min} (RPA); A_{min} (BAEL); A_{cal})$$

$$A_u \geq \max (6; 1.30; 1.28) = 6.00 \text{ Cm}^2$$

On adopte : $A_u = 6HA 12 = 6.79 \text{ cm}^2$

*** ELS :**

(Fissuration peu préjudiciable)

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

$$M_{t,ser} = 11.44 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_t}{M_{ser}} = \frac{15.79}{11.14} = 1.41 \text{ Sur travée}$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \geq \alpha_{travée} = 0.037$$

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

Sur appuis :* **ELU :**

$$M_{u,a} = 21.80 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{21.80 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times (36)^2} = 0.040$$

$$\mu = 0.040 < \mu_{AB} = 0.395 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.051$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

$$A_{cal}^a = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{21.80 \times 10^3}{348 \times 0.979 \times 36} = 1.77 \text{ cm}^2$$

On a: $A = 1.77 \text{ cm}^2$ ▪ **ELS :**

(Fissuration peu préjudiciable)

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

$$M_{a,ser} = 15.71 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_a}{M_{ser}} = \frac{21.80}{15.71} = 1.38 \text{ Sur appui}$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \geq \alpha_{appui} = 0.051$$

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

▪ **Vérification de l'effort tranchant :****Poutre Secondaire :****Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211) :**

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

Fissuration peu préjudiciable :

$$V_u = 30.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{30.48 \times 10}{30 \times 36} = 0.28 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.28 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa}$$

Condition vérifiée

Les armatures transversales :

✓ **Section minimale d'armatures d'âme : (Règles BAEL 91 article A.7.2, 2) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{40}{35}; 1.4; \frac{30}{10}\right) = \min(1.14; 1.4; 3.00)\text{cm} = 1.14\text{cm}$$

$$\phi_t = 14 \text{ mm}$$

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

✓ **Espacement des armatures transversales : (RPA 99 V-2003 article 7.5.2.2) :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4\right) = \min(10; 16.8) = 10 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

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

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Section des armatures transversales :**

Zone nodale :

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

Zone courante :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des espacements : (Règles BAEL 91 article A.5.1, 22) :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 36; 40\text{cm}) = \min(32.40\text{cm}; 40\text{cm}) = 3.24 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 3.24 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

Zone nodale :

La quantité d'armatures minimale $\left(\frac{A_t}{b} \times S_t\right)$ est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 10 \times 30}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

On prend : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Zone courante :

La quantité d'armatures minimale $\left(\frac{A_t}{b} \times S_t \right)$ est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 15 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On prend : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

h : Hauteur de la poutre.

$$N^{\text{br}}(\text{espacement}) = \frac{L'}{S_t} = \frac{80}{10} = 8 \Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = 8 + 1 = 9$$

On prend : $A_t = 10 \text{ HA } 8 = 5.03 \text{ cm}^2$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

Ancrage des armatures tendues✓ **Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :**

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj} \text{BAEL 91 (A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s = 1.5$ Pour les barres à haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

✓ **Longueur de scellement droit : BAEL 91 (A.6.1, 221) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{\text{min}} = 40 \times \phi_{L\text{min}} = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

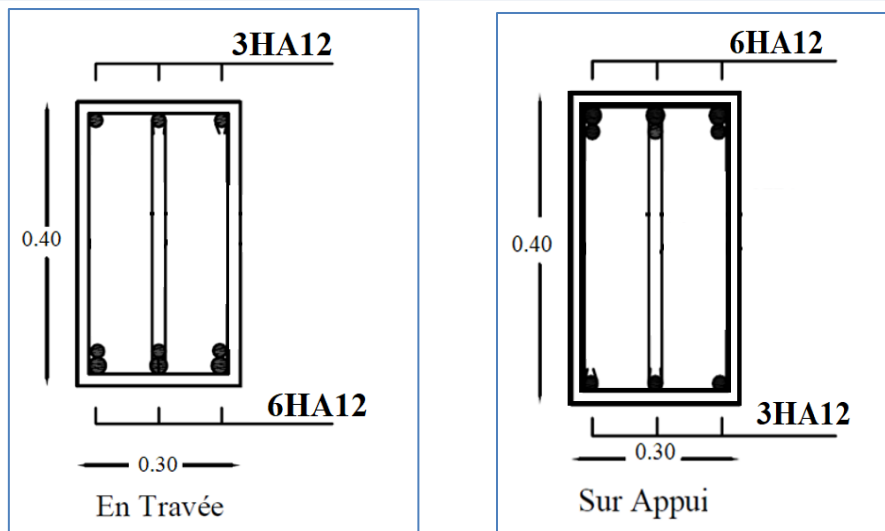


Figure V.2 : Ferrailage de poutre secondaire.

V.4 Calcul 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.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

Tableau V.3 : caractéristiques mécaniques des matériaux

V.4.1 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **SelenC.B.A:**

ELU $1,35 G + 1,5 Q$

ELS $G + Q$

➤ **Selen RPA 99** (situation accidentelle)

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N^{\max} : $M^{\text{correspondant}}$

N^{\min} : $M^{\text{correspondant}}$

M^{\max} : $N^{\text{correspondant}}$

On a 3 types des poteaux :

-Type 01 : niveau (RDC et 1^{er} et 2^{ème} étage) : Poteaux **45x45 cm²**

-Type 02 : niveau (3^{ème} et 4^{ème}) : Poteaux **40x40 cm²**

-Type 03 : niveau (5^{ème} étage et 6^{ème}) : Poteaux **35x35 cm²**

Le calcul se font, en tenant compte de trois types de sollicitation :

-Effort normal maximal et le moment correspondant.

-Effort normal minimal et le moment correspondant.

-Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

V.4.2. Ferrailage longitudinal:

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (s.p.c).
- Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

Pour la détermination des armatures à L'E L U, on a appliqué une méthode plus simplifiée :

▪ Section partiellement comprimée :

L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > h/6$.

▪ Section entièrement comprimée :

Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$) totale rendue homogène.

▪ Section entièrement tendue :

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

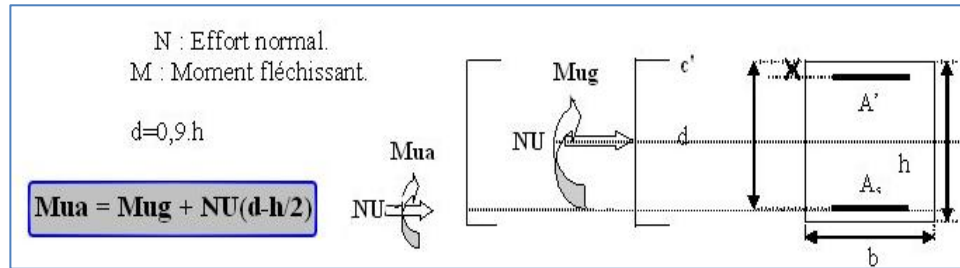


Fig. V.3: Organigramme de calcul de ferrailage en flexion composée

▪ **Recommandations de RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.1) :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimale sera de 0.7% (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm .
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

V.4.3. Ferrailage longitudinal :

❖ Ferrailage minimum d'après CBA :

Etage	RDC-1-2	3-4-5	6-7-8	9
$A_{CNF} \text{ cm}^2$	2,71	2,17	1,74	1,35

$A \geq A_{CNF}$ (Condition de non fragilité) = $0.23 b_0 . d . f_{t28} / f_e$

❖ Ferrailage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :

Le pourcentage minimale de l'acier sera de 0.7% (zone I)

Etage	RDC-1-2	3-4-5	6-7-8	9
$A_{CNF} \text{ cm}^2$	20	16,2	12,8	9,8

❖ Ferrailage maximum :(zone IIa)

Le pourcentage maximal de l'acier sera de 4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

➤ Zone de recouvrement

Etage	RDC-1-2	3-4-5	6-7-8	9
$A_{CNF} \text{ cm}^2$	150,0	121,5	96,0	73,5

➤ zone courante :

Etage	RDC-1-2	3-4-5	6-7-8	9
$A_{CNF} \text{ cm}^2$	100	81,0	64,0	49,0

V.4.4 Armatures transversales Article 7.4.2.2 de RPA :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

- V_u : est l'effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- t est l'espacement des armatures transversales donc la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

▪ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min}(10 \varnothing_1, 15 \text{ cm}) \text{ en zone Iia}$$

▪ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone IIa}$$

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.4.5 Résultat des sollicitations :

Les efforts (M,N) obtenues avec le logiciel **ROBOT ANALYSE STRUCTURAL** sont donnés dans les tableaux suivantes :

Combinaisons	E.L.U		0.8G+E		G+Q+E		E.L.S	
	Nmax (KN)	Mcor (KN.M)	Nmax (KN)	Mcor (KN.M)	Nmax (KN)	Mcor (KN.M)	Nmax (KN)	Mcor (KN.M)
1^{er} Cas								
Poteau (35x35)	201.74	4.93	125.25	14.84	173.34	16.13	146.84	3.57
Poteau (40x40)	423.78	5.93	308.39	4.27	343.24	23.92	308.39	4.27
Poteau (45x45)	842.15	7.91	712.92	30.71	902.13	32.97	612.81	5.70
2^{ème} Cas	Mmax (KN.M)	Ncor (KN)	Mmax (KN.M)	Ncor (KN)	Mmax (KN.M)	Ncor (KN)	Mmax (KN.M)	Ncor (KN)
Poteau (35x35)	11.51	134.26	13.33	105.98	15.90	137.86	8.40	97.74
Poteau (40x40)	10.66	288.09	15.36	204.57	18.34	259.26	7.69	209.92
Poteau (45x45)	13.12	721.12	21.04	601.66	21.98	773.50	9.46	524.14
3^{ème} Cas	Nmin (KN)	Mcor (KN.M)	Nmin (KN)	Mcor (KN.M)	Nmin (KN)	Mcor (KN.M)	Nmin (KN)	Mcor (KN.M)
Poteau (35x35)	3.24	0.70	10.72	1.72	11.27	1.73	2.35	0.51
Poteau (40x40)	64.61	0.70	53.56	2.05	29.00	2.08	47.47	0.81
Poteau (45x45)	148.52	1.23	293.13	15.95	239.02	15.50	109.12	0.90

Tableau V.4 : les sollicitations (M,N) des poteaux.

V.4.6 Détermination des armatures longitudinales

Exemple de calcul :

1° Cas ; A P.E.L.U :

Poteau RDC (45x45) cm² :

$$N_u = 842.15 \text{ KN} ; M_u = 7.91 \text{ KN.m}$$

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $\gamma_b = 1.5$

Armature: Acier F_eE400 ; $\gamma_s = 1.15$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.91}{842.15} = 0.009 \text{ m} = 0.94 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

e₀: excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

e₂ : excentricité due aux effets du second ordre.

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 45 = 40.50 \text{ cm}$$

$$d' = 0,11 \times d = 4,46 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_b = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_s} = 14,20 \text{ Mpa}$$

$$N_0 = b \cdot h \cdot \sigma_b = 45 \times 45 \times 14.20 \times 10^{-3} = 28.76 \text{ KN}$$

$$l_f = k \cdot l_0$$

$$k = \begin{cases} 0,5 \text{ encastré - encastré} \\ 1 \text{ articulé - articulé} \\ 0,7 \text{ encastré - articulé} \end{cases} \text{ dans notre cas: } k = 0,7$$

$$L_f = 0,7 \times 2.95 = 2.07 \text{ m}$$

$$N_u > 0$$

Majoration du moment

$$e_a = \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \frac{l_0}{250} \frac{295}{250} = 1.18 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.94 + 2 = 2.94 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{207}{45} = 4.60 \leq \max \left\{ \frac{20 e_1}{h} = \frac{20 \times 2.94}{45} = 1.31 \right.$$

$$4.60 \leq 1.31 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\text{Donc : } e_2 = 0$$

$$e = e_a + e_0 + e_2$$

$$e = 2.94 \text{ cm}$$

$$M_2 = (N_u - N_0) \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_2 = (842.15 - 28.76) \cdot \left(\frac{0.45}{2} - 0.04 \right)$$

$$M_2 = 150.48 \text{ Kn.m}$$

$$M_3 = N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337 \times h - 0.81 \times d')$$

$$M_3 = 842.15 \cdot \left(\frac{0.45}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.04)$$

$$M_3 = 155.68 \text{ Kn.m}$$

$$\begin{cases} M_u \leq M_2 \\ M_u \geq M_3 \end{cases} \dots\dots\dots \text{C. N. V}$$

$$\Psi = \frac{0,3754 \times N_0 \cdot h + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0,8571 \times 0,50 - 0,05) \cdot 35,5} = \frac{0,3754 \times 28.76 \times 0.45 + 842.15 \cdot \left(\frac{0.45}{2} - 0.04 \right) - 7.91}{(0,8571 \times 0,45 - 0,04) \times 28.76}$$

$$\Psi = 14.88$$

$$\Psi > 0,8095$$

donc la section entièrement comprimée ($A_1 = 0$)

$$A_2 = \frac{N_u - \Psi N_0}{\sigma_s} = \frac{8421.5 - (14.88 \times 287.6)}{348} = 11.9 \text{ cm}^2$$

2° Cas ; A l' E.L.A :

Poteau RDC (45x45) cm² :

$M_{\max} = 21.04 \text{ Kn.m} ; N_{\text{corr}} = 601.66 \text{ KN}$

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $\gamma_b = 1.5$

Armature: Acier $F_e E400$; $\gamma_s = 1.15$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{21.04}{601.66} = 0.035 \text{ m} = 3.49 \text{ cm}$$

$$N_0 = b.h.\sigma_b = 45 \times 45 \times 14.20 \times 10^{-3} = 28.76 \text{ KN}$$

$$N_u > 0$$

Majoration du moment

$$e_a = \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \frac{l_0}{250} = 1.18 \end{cases} \dots\dots e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 3.49 + 2 = 5.49 \text{ cm} = 0.055$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{207}{45} = 4.6 \leq \max \left\{ \begin{matrix} 1,5 \\ \frac{20 e_1}{h} = \frac{20 \times 5.49}{45} \end{matrix} \right.$$

$$4.6 \leq 2.44 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Donc : $e_2 = 0$

$$e = e_a + e_0 + e_2$$

$$e = 5.49 \text{ cm}$$

$$M_2 = (N_u - N_0) \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

$$M_2 = (630.07 - 28.76) \times \left(\frac{0,45}{2} - 0,04 \right)$$

$$M_2 = 111.24 \text{ Kn.m}$$

$$M_3 = N_u \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - (0.337 \times h - 0.81 \times d')$$

$$M_3 = 630.07 \times \left(\frac{0.45}{2} - 0.04\right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.04)$$

$$M_3 = 116.44 \text{ Kn.m}$$

$$\begin{cases} M_u \leq M_2 \\ M_U \geq M_3 \end{cases} \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$\Psi = \frac{0,3754 \times N_0 \times h + N_u \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - M_u}{(0,8571 \times 0,50 - 0,05) \times 35,5} = \frac{0,3754 \times 28.76 \times 0.45 + 630.07 \times \left(\frac{0.45}{2} - 0.04\right) - 21.04}{(0,8571 \times 0,45 - 0,04) \times 28.76}$$

$$\Psi = 10.10$$

$$\Psi > 0,8095$$

donc la section entièrement comprimée ($A_1 = 0$)

$$A_2 = \frac{N_u - \Psi N_0}{6s} = \frac{6300.7 - (10.10 \times 287.6)}{348} = 9.75 \text{ cm}^2$$

3° Cas ; G+Q±E

Poteau RDC (45x45) cm² :

$$N_{\min} = 239.02 \text{ Kn} ; M_{\text{cor}} = 15.50 \text{ Kn.m}$$

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $\gamma_b = 1.5$

Armature: Acier $F_e E400$; $\gamma_s = 1.15$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{15.50}{239.02} = 0.06 \text{ m}$$

$$e_a = \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \frac{l_0}{250} \end{cases} \dots \dots e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,08 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{207}{45} = 4.6 \leq \max \left\{ \frac{1,5}{h} = \frac{20 \times 8}{45} = 3.55 \right.$$

$4.6 \leq 3.55 \dots \dots \dots \text{C. N.V}$

$4.6 \leq 2.44 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$

Donc : $e_2 = 0$

$$e = e_a + e_0 + e_2$$

$$e = 0.02 + 0.06 + 0.00 = 0.08 \text{ m} = 8.00 \text{ cm}$$

$$M_2 = (N_u - N_0) \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)$$

$$M_2 = (239.02 - 28.76) \times \left(\frac{0.45}{2} - 0.04\right)$$

$$M_2 = 38.90 \text{ Kn.m}$$

$$M_3 = N_u \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - (0.337 \times h - 0.81 \times d')$$

$$M_3 = 239.02 \times \left(\frac{0.45}{2} - 0.04\right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.04)$$

$$M_3 = 44.10 \text{ Kn.m}$$

$$\begin{cases} M_u \leq M_2 \\ M_u \geq M_3 \end{cases} \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$\Psi = \frac{0,3754 \times N_0 \cdot h + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) - M_u}{(0,8571 \times 0,50 - 0,05) \cdot 35,5} = \frac{0,3754 \times 28,76 \times 0,45 + 239,02 \times \left(\frac{0,45}{2} - 0,04\right) - 15,50}{(0,8571 \times 0,45 - 0,04) \times 28,76}$$

$$\Psi = 3.37$$

$$\Psi > 0,8095$$

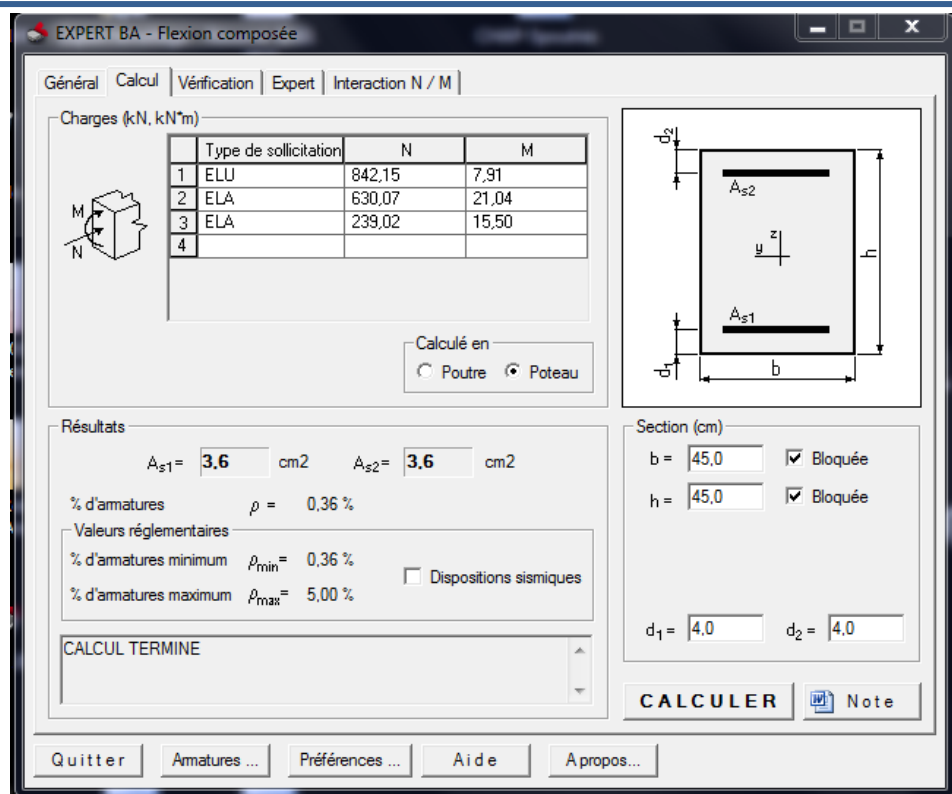
donc la section entièrement comprimée ($A_1 = 0$)

$$A_2 = \frac{N_u - \Psi N_0}{6s} = \frac{2390.2 - (3.37 \times 287.6)}{348} = 4.08 \text{ cm}^2$$

On prend la section maximum calculée a E.L.U : $A_S = 11.90 \text{ cm}^2 > A_{min \text{ CNF (RPA)}}$
condition de non fragilité= 20,0 cm²

❖ **Exemple de calcul numérique :**

On utilise le logiciel **EXPERT 2010** qui contient les règles de BAEL91 rev 99 calculette la section d'armature sous sollicitations internes (M, N) qu'est donnée par logiciel **ROBOT 2014**



V.4.7 Détermination des armatures longitudinales :

La quantité de ferrailage (par face) des poteaux est montrée dans les tableaux suivants :

On utilise le logiciel **EXPERT 2010** de calcul de robot qui contient les règles de BAEL91 REV99.

- **Choix des barres :**

étage	A _s (solicitation) expert	A _s max	A _s min RPA	A _s (CNF) BAEL	A _s adopte expert	Choix des barres
RDC	11.90	81	14.17	2,17	15.14	6HA16+2HA14
1	11.90	81	14.17	2,17	15.14	6HA16+2HA14
2	11.90	81	14.17	2,17	15.14	6HA16+2HA14
3	10.85	64	11.20	1.74	12.32	8HA14
4	10.85	64	11.20	1.74	12.32	4HA16+8HA14
5	6.63	49	8.57	1.35	9.05	4HA16+8HA14
6	6.63	49	8.57	1.35	9.05	8HA12

Tableau V.5: Choix des barres des poteaux.

V.4.8 Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

La contrainte de cisaillement conventionnelle calculé dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA99})$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant sous combinaison sismique de la section étudiée

b_o : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

➤ **Selon le C.B.A : ArtA .5.1.2.1 :**

$\tau_u < \min (0,2 f_{c28}/\gamma ; 5\text{MPa})$ pour une fissuration peu nuisible $\gamma=1.5$

$\tau_u < \min (3,33 ; 5\text{MPa}) = 3,33 \text{ Mpa}$.

➤ **Selon RPA99 :Art 7.4.3.1 :**

$$\tau_b = \rho_0 f_{c28}$$

$$\rho_0 = 0,075 \quad \text{si } \lambda > 5$$

$$\rho_0 = 0,040 \quad \text{si } \lambda < 5$$

Détermination de ρ_a :

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 4.60$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{26,86 \times 10^3}{350 \times 315} = 0,161 \text{ Mpa} \quad (\text{calculé pour un poteau de } 35 \times 35 \text{ cm}^2)$$

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et dans les deux plans sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

étage	Vu (Kn)	τ_u (Mpa)	λ	ρ_b	τ_{ub} [Mpa]	$\tau_u \leq \tau_{ub}$
RDC	47.22	0.259	4.62	0,04	1,00	Vérifie
1	47.22	0.259	4.06	0,04	1,00	Vérifie
2	47.22	0.259	4.06	0,04	1,00	Vérifie
3	41.50	0.288	4.56	0,04	1,00	Vérifie
4	41.50	0.288	4.56	0,04	1,00	Vérifie
5	26.86	0.161	5.22	0.075	1,87	Vérifie
6	26.86	0.161	5.22	0.075	1,87	Vérifie

Tableau V.6: Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement.

On $\tau_{u\max} = 0,259 < 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ donc la condition de **C.B.A** (A.5.1.2.1) est vérifiée.

$\tau_{u\max} = 0,259 < 1,00 \text{ Mpa} \Rightarrow$ donc la condition de **RPA 99 V2003** (Art 7.4.3.1) est vérifiée.

VIII. 1.9 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant :

D'après l'article 7.6.2 de RPA, il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissants au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou travers affectés d'un

coefficient majorateur de 1.25. Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

$$122,13 + 100,27 \geq 1,25(52,74 + 96,11)$$

$$222,40 \geq 123,27 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

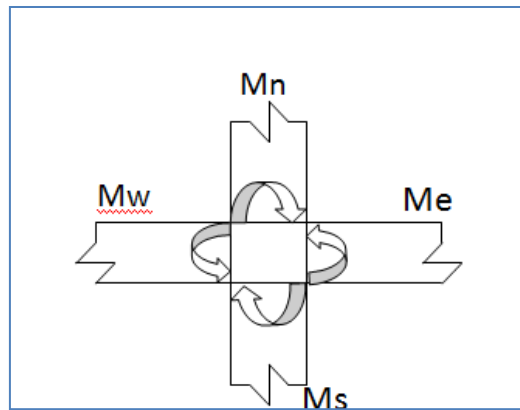


Figure V.4: Dimensionnement d'un nœud poutre - poteau

▪ **Vérification à L' ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- ✓ les contraintes sont calculées à l' E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})
 - ✓ la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
 - ✓ la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$
 - ✓ les poteaux sont calculée en flexion composée, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque section il faut suivre l'organigramme de la flexion composée suivant à l'ELS
- Nous avons les notions suivantes :

Avec : $b= 45 \text{ cm}$; $\eta= 15$; $A'=0$; $A= 15.14 \text{ cm}^2$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{5.70}{612.81} = 0.009 \text{ m}$$

$$S = b \times h + 15 A_{total} = 45 \times 45 + 15 \times 15.14 = 2252.10 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A's(\frac{h}{2} - d') - As(d - \frac{h}{2})}{b.h + 15(As + A's)} = 15 \frac{26,1(45 - \frac{50}{2})}{50.50 + 15 \times 26,1} = 2,71 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15(A's(\frac{h}{2} - d' - X_G)^2 + As(d - \frac{h}{2} + X_G)^2)$$

$$I = \frac{50^4}{12} + 50 \times 50 \times 2,71^2 + 15 \times 26,1(45 - \frac{50}{2} + 2,71)^2$$

$$I = 741107,40 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e + XG) (\frac{h}{2} + XG)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{1312,75}{2891,5} + \frac{1312,75(1,5 + 2,71) (\frac{50}{2} + 2,71)}{741107,40} = 0,66 \text{ Kn/cm}^2 = 6,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e - XG) (\frac{h}{2} - XG)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{1312,75}{2891,5} + \frac{1312,75(1,5 - 2,71) (\frac{50}{2} - 2,71)}{741107,40} = -0,406 \text{ Kn/cm}^2 = -4,06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sup} = 6,6 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

▪ **Armatures transversales :**

On vérifié la condition préconise par le RPA99 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad \text{RPA99 (Art 7.4.2.2)}$$

ρ_a : est un coefficient correcteur.

t : l'espacement des armatures transversales.

▪ **Vérification des cadres des armatures minimales « RPA Art 7.4.2.2 » :**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{tb1} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow silg \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow silg \leq 3 \end{cases}$$

▪ **L'espacement :**

D'après RPA99 (art 7.4.2.2) l'espacement des armature transversales en zone III St est fixe comme suit :

- ✓ dans la zone nodale $t \leq \text{Min} (10\Phi_1, 15\text{cm})$
- ✓ dans la zone courante $t' \leq 15\Phi_1$

Où \emptyset est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

▪ **Exemple de calcul :**

Calcul des armatures transversal des poteaux de RDC :

➤ **L'espacement :**

- ✓ en zone nodale $t \leq 10\text{cm}$

On prend une valeur de $t=10\text{cm}$

- ✓ en zone courante

$$t \leq 20 \text{ cm}$$

On prend la valeur de $t = 20\text{cm}$.

L'espacement : D'après RPA99 (art 7.4.2.2) l'espacement des armature transversales en zone III St est fixe comme suit :

- ✓ dans la zone nodale $t \leq \text{Min} (10\Phi_1, 15\text{cm})$

- ✓ dans la zone courante $t' \leq 15\Phi_1$

Où Φ est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

Exemple de calcul :

Calcul des armatures transversal des poteaux de RDC :

➤ **L'espacement :**

- ✓ en zone nodale $t \leq 10\text{cm}$

On prend une valeur de $t=10\text{cm}$

- ✓ en zone courante

$$t \leq 20 \text{ cm}$$

On prend la valeur de $t = 20\text{cm}$.

➤ **Détermination de ρ_a : RPA 99 V 2003 (Art 7.4.2.2)**

λ_g : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\lambda_g = 6.55 > 5 \Rightarrow \lambda_g = 2.5$$

➤ **Détermination de A_t :**

$$A_t = \frac{2.5 \times 42.72 \times 10^{-3}}{0.50 \times 400} = 1.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit 3 cadres de } \Phi_8 \Rightarrow A_t = 1,07 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\text{On a: } \lambda_g = 5,18 \Rightarrow A_t / t b_1 = 0,22\% \geq 0.3\%$$

On a $\lambda_g = 5,18 \Rightarrow A_t / t b_1 = 0,22\% \geq 0,3\%$

Donc la condition est vérifiée.

Le reste de calcul se résume comme suit :

❖ Pour une bonde de 1 m

étage	Vu	A _t	espacement	Choix des barres	A _t choisis	A _t /b.t	A _t /b.t ≥ 0,3
RDC	42,72	1,07	20	6 cadres Φ ₈	1,51	0,22	Vérifie
1	44,00	1,65	20	6 cadres Φ ₈	1,51	0,33	Vérifie
2	43,40	1,63	20	6 cadres Φ ₈	1,51	0,32	Vérifie
3	37,24	1,40	20	6 cadres Φ ₈	1,51	0,28	Vérifie
4	35,02	1,31	20	6 cadres Φ ₈	1,51	0,26	Vérifie
5	36,55	1,37	20	6 cadres Φ ₈	1,51	0,27	Vérifie
6	31,02	1,16	20	6 cadres Φ ₈	1,51	0,23	Vérifie

Tableau V.7: les cadres des armatures minimales.

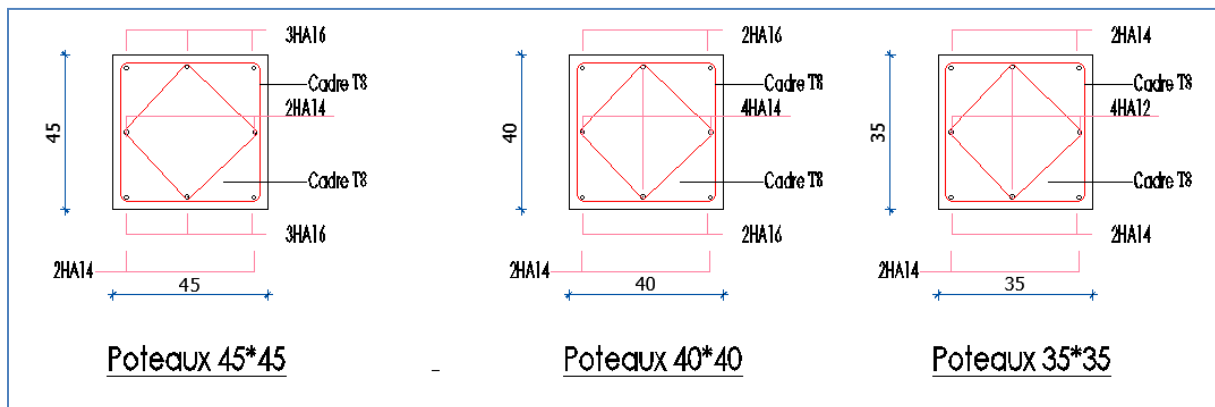


Figure V.5: Schéma de ferrailage des poteaux.

V .5. Calcul des voiles :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels).

V .5. 1. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

V .5. 2. Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales ;
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).

V .5.3. Combinaison :

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99**) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- $1,35G + 1,5 Q$
- $G + Q + E$

V .5.4. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces du aux charges verticales, Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces du aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont:

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge Sismique.

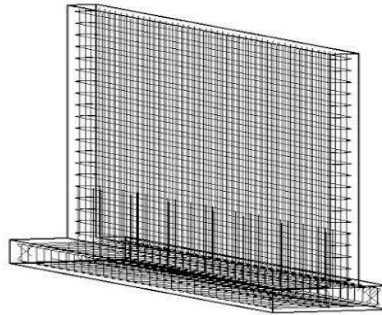


Figure V. 6: ferrailage d'un voile.

V.5.5 Voiles pleins :

le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

a. Des armatures verticaux : la disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99/version 2003** : L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

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.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

à chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

La largeur de découpage en bandes du diagramme des contraintes (d) est donnée par la formule :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_3 \right) \quad \text{RPA (art 7.7.4)}$$

L_3 : la longueur de la zone comprimée

h : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Dans le calcul de ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie.

b. Des aciers horizontaux : les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de $10 \varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \geq 1.5. e$$

$$S \geq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre $\emptyset t$ des épingles est :

$$\emptyset = 6 \text{ mm Lorsque } \emptyset_v \leq 20\text{mm}$$

$$\emptyset = 8 \text{ mm Lorsque } \emptyset_v \leq 20\text{mm}$$

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.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40 \times \emptyset$: pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $20 \times \emptyset$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

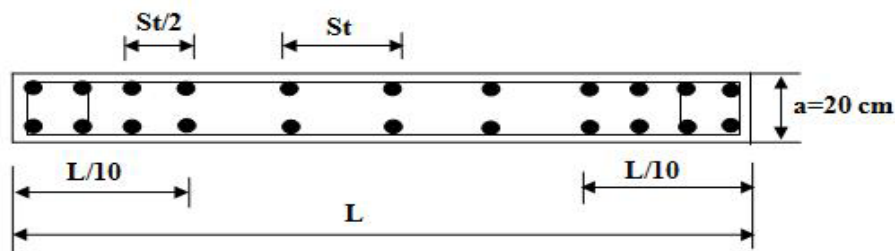


Figure V. 7: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.5. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

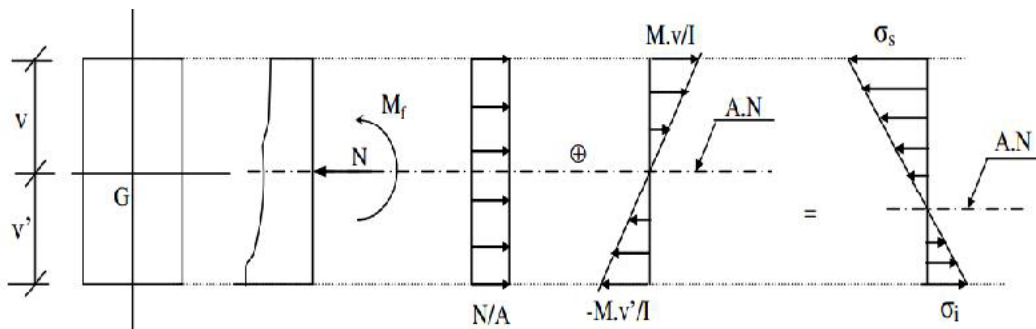


Figure V. 8: méthode des contraintes.

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v'$$

Pour une section rectangulaire :

$$v = v' = \frac{L}{2}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

M: moment fléchissant appliqué;

A : section du voile ;

e : Épaisseur du voile ;

v': distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I: Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1er cas :

Si : σ_1 et $\sigma_2 > 0$, la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0.15 \times a \times L$$

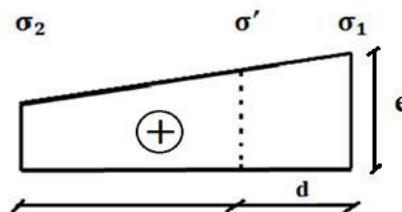


Figure V. 9 : diagramme d'une section entièrement comprimée.

2ème cas :

Si : σ_1 et $\sigma_2 < 0$, la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} \quad \text{On compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).}$$

- Si : $A_v < A_{\min} = 0.15 \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale ;

- Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

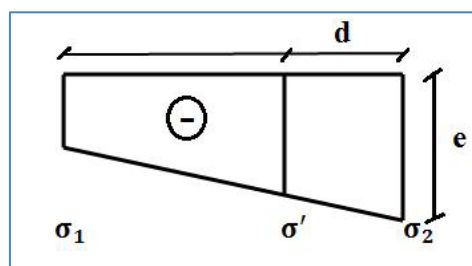


Figure V. 10 : diagramme d'une section entièrement tendue.

3eme cas :

Si : σ_1 et σ_2 , sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

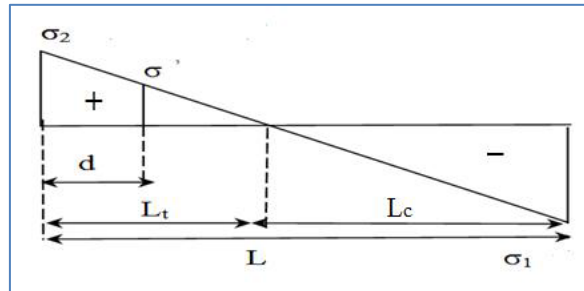


Figure V. 11 : diagramme d'une section partiellement comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

L_t : Longueur tendue.

$$L_t = L - L_c$$

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue (L_t) en utilisant les triangles semblables:

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_1}{L + L_t} = \frac{\sigma_2}{L_t} \Rightarrow \sigma_1 L_t = \sigma_2 (L - L_t)$$

$$L_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

V .5 .6. Exemple de calcul d'un voile plein (16 cm)

Calcul récapitulatif du ferrailage vertical :

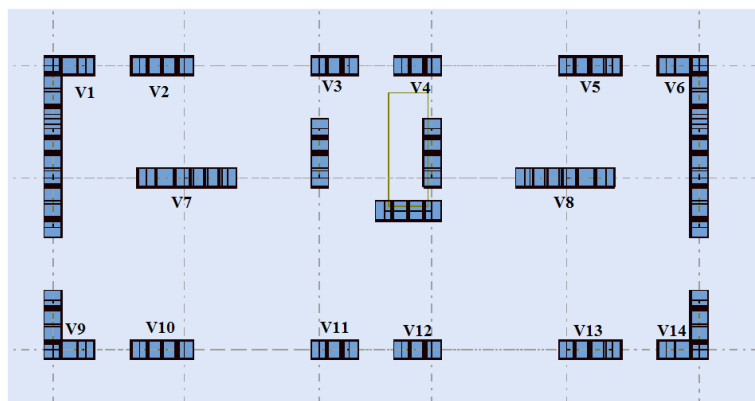


Figure V. 12 : Les voiles du sens x-x

VOILES	L	N	M	I	V	Ω	σ_1	σ_2	N1	M1	ARPA	Amin
P1	1,10	248,64	0,50	0,018	0,55	0,18	1,43	1,40	1,46	1,39	1,7	2,64
P2	1,50	515,91	4,39	0,045	0,75	0,24	2,22	2,08	2,20	2,08	2,3	3,65
P3	1,00	462,85	0,10	0,013	0,50	0,16	2,90	2,89	3,00	2,89	1,6	2,40
P4	1,00	451,41	1,76	0,013	0,50	0,16	2,89	2,75	2,86	2,75	1,6	2,42
P5	1,50	416,67	0,05	0,045	0,75	0,24	1,74	1,74	1,84	1,74	2,4	3,60
P6	1,10	249,08	0,37	0,018	0,55	0,18	1,43	1,40	1,47	1,40	1,7	2,60
P7	1,27	656,77	6,02	0,027	0,64	0,20	3,37	3,09	3,24	3,09	1,9	3,01
P8	1,43	737,14	-7,32	0,039	0,72	0,23	3,09	3,36	3,56	3,36	2,4	3,42
P9	1,43	736,07	7,09	0,039	0,72	0,23	3,35	3,09	3,26	3,09	2,2	3,46
P10	1,27	657,14	6,21	0,027	0,64	0,20	3,38	3,09	3,24	3,09	1,9	3,02
P11	1,10	311,16	0,38	0,018	0,55	0,18	1,78	1,76	1,83	1,76	1,7	2,63
P12	1,50	679,43	5,78	0,045	0,75	0,24	2,93	2,73	2,89	2,73	2,3	3,66
P13	1,00	592,84	3,35	0,013	0,50	0,16	3,83	3,58	3,71	3,58	1,5	2,43
P14	1,00	591,98	3,12	0,013	0,50	0,16	3,82	3,58	3,72	3,58	1,5	2,41
P15	1,50	680,51	6,34	0,045	0,75	0,24	2,94	2,73	2,89	2,73	2,3	3,62
P16	1,10	309,62	0,11	0,018	0,55	0,18	1,76	1,76	1,83	1,76	1,8	2,61

Tableau V.8 : Ferrailage longitudinal des voiles d'épaisseur 16 cm du sens X.

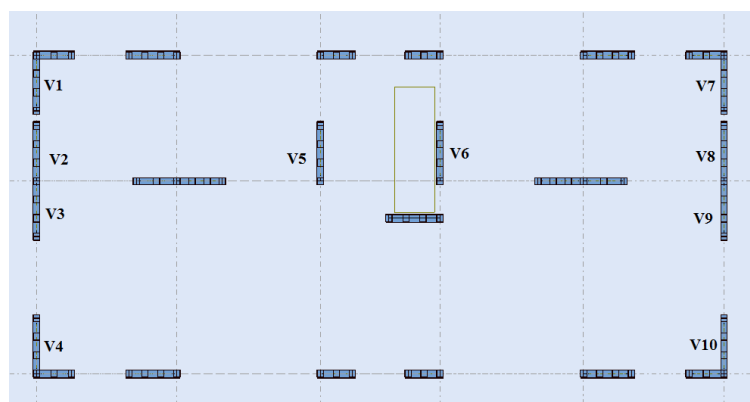


Figure V. 13 : Les voiles du sens y-y .

VOILES	L	N	M	I	V	Ω	σ_1	σ_2	N1	M1	ARPA	Amin
P1	1,50	347,28	3,80	0,018	0,75	0,24	1607,59	1286,41	88270,86	-1285,30	2,13	3,6
P2	1,50	431,25	3,20	0,045	0,75	0,24	1850,21	1743,54	176982,52	-1743,54	2,33	3,6
P3	1,50	451,72	7,08	0,013	0,75	0,24	2290,63	1473,71	102029,31	-1473,71	1,88	3,6
P4	1,50	416,67	0,05	0,013	0,75	0,24	1739,01	1733,24	179947,85	-1733,24	2,40	3,6
P5	1,00	988,48	12,69	0,045	0,50	0,16	6319,00	6037,00	1424543,17	-6037,00	1,56	2,4
P6	1,00	996,47	12,72	0,018	0,50	0,16	6586,31	5869,56	1298770,63	-5869,56	1,51	2,4
P7	1,50	349,78	3,30	0,027	0,75	0,24	1549,08	1365,75	104877,22	-1365,75	2,25	3,6
P8	1,50	431,94	3,60	0,039	0,75	0,24	1868,98	1730,52	172770,01	-1730,52	2,31	3,6
P9	1,50	449,58	6,66	0,039	0,75	0,24	2001,33	1745,17	170243,69	-1745,17	2,24	3,6
P10	1,50	417,53	0,43	0,027	0,75	0,24	1751,65	1727,76	177880,35	-1727,76	2,38	3,6

Tableau V.9 : Ferrailage longitudinal des voiles d'épaisseur 16 cm du sens Y.

V .5.7. Ferrailage des voiles (V₁₁):

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$M = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$N = 737.14 \text{ KN}$$

Avec la combinaison (0.8G - E_y) on a :

$$M_{\max} = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 565.19 \text{ KN}$$

• Calcul des armatures verticales :

⇒ Cas n° 01 :

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$M = -7.32 \text{ KN.m}$$

$$N = -737.14 \text{ KN}$$

$$L = 1.43 \text{ m} ; \quad c(\text{l'enrobage}) = 3 \text{ cm} .$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.16 \times 1.43^3}{12} = 0.039 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.16 \times 1.43 = 0.23 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{1.43}{2} = 0.72 \text{ m}$$

Avec :

I : Inertie du voile.

Ω : Surface en plan du voile.

V : La position de l'axe neutre.

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\Rightarrow \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v = \frac{737.14 \times 10^3}{0.23 \times 10^6} + 6 \times \frac{-7.32 \times 10^6}{0.039 \times 10^9} \times 0.72$$

$$\sigma_1 = 3.09 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v = \frac{737.14 \times 10^3}{0.23 \times 10^6} - 6 \times \frac{-7.32 \times 10^6}{0.039 \times 10^9} \times 0.72$$

$$\sigma_2 = 3.36 \text{ MPa}$$

σ₁ et σ₂ > 0, la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "

Calcul de L_c :

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1.43 \times \left(\frac{3.09}{3.09 + 3.36} \right) = 0.69 \text{ m}$$

$$L_t = |L - L_c| = |1.43 - 0.69| = 0.74 \text{ m}$$

La largeur de découpage en bandes du diagramme des contraintes (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{3.40}{2}; \frac{2}{3 \times 0.69} \right) = 0.97 \text{ m}$$

soit : d = **0.97 m**

$L_t < d \Rightarrow$ On utilise la longueur de la partie tendue (**L_t**) pour le calcul de ferrailage.

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \sigma_1 \times e \times L_t = 3.09 \times 10^3 \times 0.16 \times 0.74 = 365.86 \text{ KN}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par:

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{365.86 \times 10}{\frac{400}{1}} = 9.15 \text{ cm}^2$$

Le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) :

$$L_t = 0.74 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.20\% \times a \times L_t = 0.002 \times 16 \times 74 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Donc on prend dans la zone tendue :

$$A_{\min} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min \text{ RPA}}) = \max(9.15; 2.36)$$

Donc : $A = 2.99 \text{ cm}^2$

Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min} \geq 0.15 \% \times a \times L = 0.0015 \times 16 \times 150 = 3.60 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$h' = h - 2L_t = 1.50 - 2 \times 0.34 = 0.82 \text{ m}$$

$$A_{\min} \geq 0.10 \% \times a \times h' = 0.0010 \times 16 \times 820 = 13.12 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$S_t \leq \min(1.5a ; 30\text{cm}) = \min(1.5 \times 16 ; 30) = 25 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20\text{cm}$

$$L_2 = L - 2L_1 = 150 - 2 \times 15 = 120 \text{ cm}$$

$$\text{Nombre de l'espacement} = \frac{L_2}{S_t} = \frac{120}{20} = 6$$

On prend : N (espacements) = 6

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 6 + 1 = 7$$

La zone d'about :

$$\frac{S_t}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Le diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{1}{10} a = \frac{1}{10} \times 160 = 16 \text{ mm}$$

On adopte : $\emptyset = 12 \text{ mm}$

Zone courante :

$$A = 23 \text{ HA } 12 = 26.01 \text{ cm}$$

$$A = 7 \text{ HA } 12 = 7.92 \text{ cm}$$

$$A = 2A + A = 2 \times 7.92 + 26.01 = 41.85 \text{ cm}$$

$$A = 41.85 \text{ cm} > A (\text{globale}) = 16.05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

V .5.8. Schéma de ferrailage :

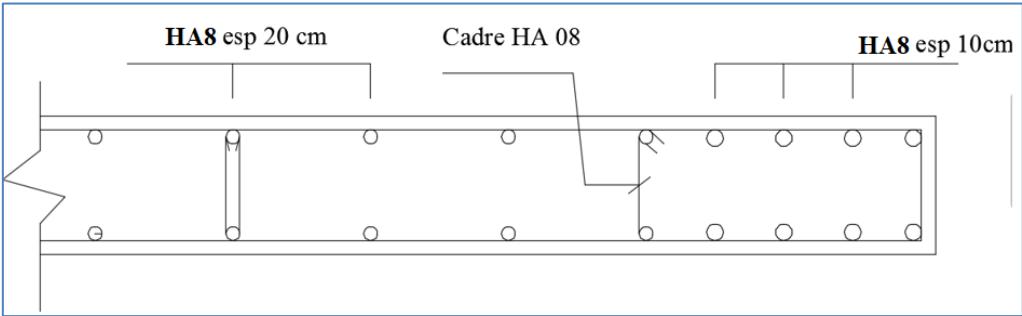
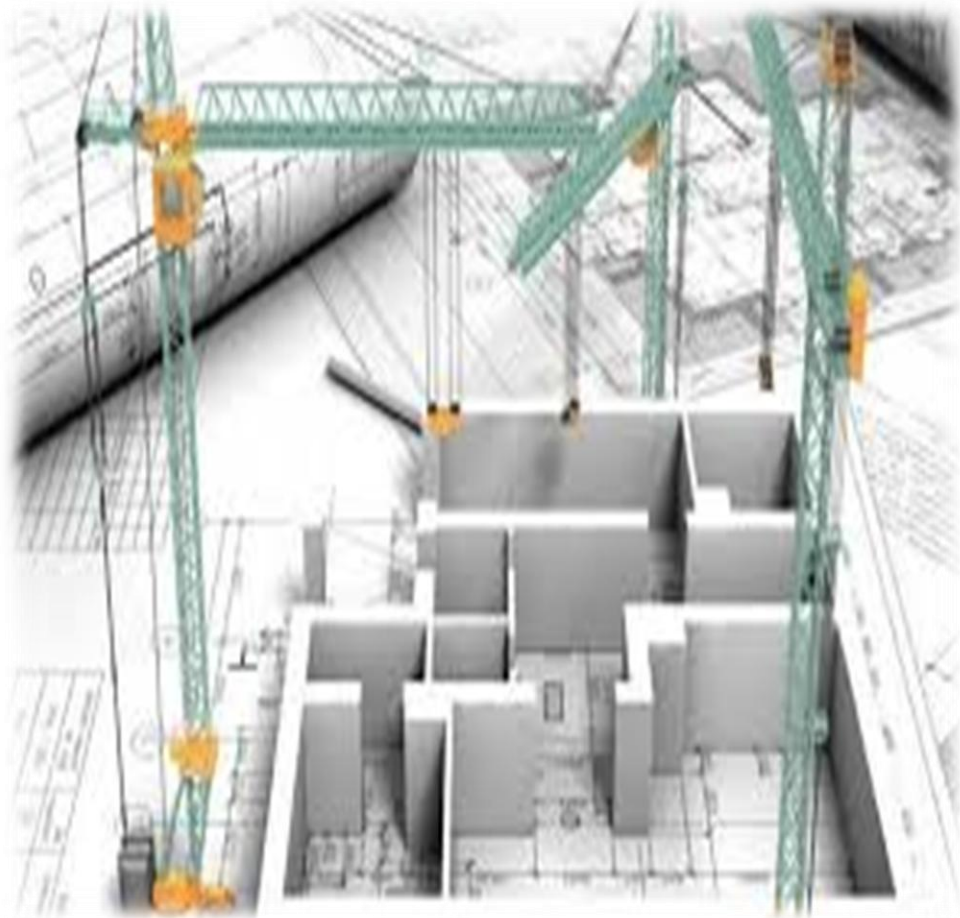


Figure V.14: Schéma de ferrailage du voile.



CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



VI.1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles Posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, Fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2 Types des fondations :

Pour les fondations, on distingue :

A- Les semelles isolées: Dont les dimensions en plan **B** et **L** sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L=1$) et les semelles Circulaires (de diamètre B).

B- Les semelles filantes : Généralement de largeur **B** modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur **L** : ($L/B > 10$).

C- Les radiers ou dallages : de dimensions **B** et **L** importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

VI.3 Le choix de type de fondation

Le choix de type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage à construire ;
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol ;
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation ;
- ❖ La charge totale transmise au sol ;
- ❖ La raison économique ;
- ❖ La facilité de réalisation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;
- si $S > S_0$: la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

S : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

σ_s : La contrainte admissible pour le sol de fondation.

Pendant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

D'après logiciel « **robot structural analyses Professional 2014** »

$$N_{\max} = 842.15 \text{ KN}$$

$$S_0 = 21.55 \times 8.60 = 185.33 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{842.15}{200} = 4.21 \text{ m}^2$$

• **Verification:**

On doit verifier que:

La surface total de semelle doit etre inferieure a 50% de la surface totale de batiment

- $S / S_0 = 71.62 / 182,58.135 = 2.27\%$
- $S / S_0 = 2.27\% < 50 \%$

Combinaisons d'actions à considérer

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

VI.4 Calcul des semelles

VI.4.1 Calcul de la semelle isolée

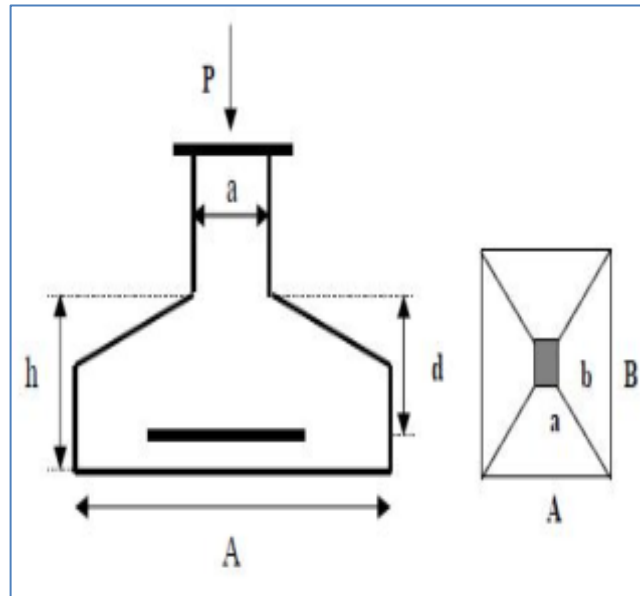


Figure VI.1 : Semelle isolé.

A) Condition d'homogénéité

$a = 40 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm}$

$A/B = a/b = 1.00$

On a :

Combinaisons	Effort normal (KN)	Le moment (KN.m)
1.35G+1.5Q	842.15	7.91
G+Q	612.81	5.70

Tableau VI-1 : les efforts internes a la base du poteau de rive (le plus sollicité)

$\frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{842.15}{200} = 4.21 \text{ m}^2; \quad \frac{N_{ult}}{\sigma_s} = \frac{612.81}{200} = 3.06 \text{ m}^2$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU

$\sigma_{sol} \leq \pi \sigma_{sol}$

$\sigma_{sol} = \frac{Nu}{A \times B} \quad A \times B = \frac{Nu}{\sigma_{sol}}$

$$B \geq \sqrt{\frac{Nu}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{842.15}{200}} \quad \mathbf{B \geq 2.05m}$$

$A/B=a/b=1.00$

$A=a/b \times B$

A = 2.05m

Donc finalement on choisie une semelle de **(2.10m×2.10m)**

B) Détermination de "d" et "ht"

D'prés la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$d \geq \begin{cases} A-a / 4 = 4.67 \text{ cm} \Rightarrow d = 48 \text{ cm} \\ B-b / 4 = 4.67 \text{ cm} \Rightarrow d = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

D'ou : **h = d+4 cm → h = 52 cm**

C) Vérification des conditions de stabilité

Selon le BAEL on a :

$$e_{0,u} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{7.91}{842.15} = 0.009 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.009m \leq \frac{A}{6} = \frac{2.10}{6} = 0.35 \dots\dots\dots cv$$

Selon on a :

$$e_0 = 0.009m \leq \frac{A}{4} = \frac{2.10}{4} = 0.523 \dots\dots\dots cv$$

D) Vérification des conditions de rigidité

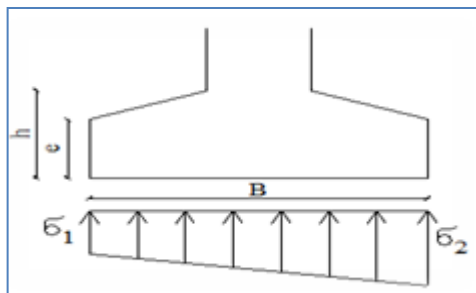


Figure VI.2: Schéma équivalent d'une semelle isolée.

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_M &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A.B} = 195.87 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A.B} = 186.05 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{moy} &= \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 193.42 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{aligned} \right.$$

$$\sigma_{moy} = 193.42 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{c.n.v}$$

E) Calcul du ferrailage :

– Poids propre de la semelle

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times (2.10) (2.10) \times 0.52 = 57.33 \text{ KN}$$

– Poids de remblai

$$P_r = 18 (2.10 \times 2.10 - 0.45 \times 0.45) (2.10 - 0.52)$$

$$P_r = 119.66 \text{ KN}$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 612.81 + 57.33 + 119.66 = 789.80 \text{ KN.}$$

$$N_{tu} = N_u + 1.35 (P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 842.15 + 1.35 (57.33 + 119.66) = 1081.09 \text{ KN.}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

• Sens X-X

$$\eta = 1.6 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$Nu' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) Nu = 852.98 \text{ KN} \quad ;$$

$$A_{xst} = \frac{Ns'(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{842.15(2.10 - 0.45)}{8 \times 0.48 \times 348 \times 10^{-1}} = 10.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{xst} = A_{yst} = 10.40 \text{ cm}^2.$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times \frac{45 \times 40 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{ A_{min} ; A_u \} = 10.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_s = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Soit : $S_t=25\text{cm}$.

➤ **Vérification de l'espacement**

$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$

➤ **La longueur de scellement**

$L_s = 40\Phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

$B/8 \leq h \leq B/4; \quad 26.25\text{cm} \leq 52\text{cm} \leq 52.5\text{cm}$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

Vérification du non poinçonnement de la semelle

$$\begin{cases} a_1 = A + h = 2.10 + 0.52 = 2.62\text{m} \\ b_1 = B + h = 2.10 + 0.52 = 2.62\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_2 = a + 2h = 2.10 + (2 \times 0.52) = 3.14\text{m} \\ b_2 = b + 2h = 2.10 + (2 \times 0.52) = 3.14\text{m} \end{cases}$$

$u_c = 2(a_1 + b_1) = 2(2.62 + 2.62) = 10.48\text{m}$

$P_u' = (P_s + 1.35 \times G_o) [1 - (a_2 \times b_2 / AB)] = -497.72\text{KN}$

$P_u' = -67.36\text{KN} \leq 0.045 \times u_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 693\text{KN}$

Schéma de ferrailage

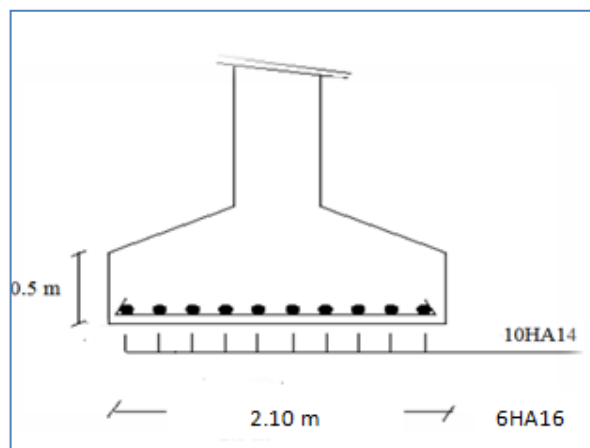


Figure VI.3. Ferrailage de la semelle intermédiaire.

VII.4.2 Calcul de la semelle filante sous voile

❖ Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 16 cm(X-X)

Avec : $L=1.50$ m

A) Calcul des sollicitations

$N_{ser}=7.91$ KN; $M_{ser}= 842.15$ KN.m

$N_u=5.70$ KN; $M_u=612.48$ KN.m

Combinaisons	Effort normal (KN)	Les moments (KN.m)
1.35G+1.5Q	842.15	7.91
G+Q	612.48	5.70

Tableau VI-2 : sollicitation de la semelle filant sous voile sens x-x

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = 842.15 / 1.5 = 561.43 \text{ KN /ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = 5.70 / 1.5 = 3.8 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = 612.48 / 1.5 = 408.32 \text{ KN /ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = 7.91 / 1.5 = 5.27 \text{ KN.m/ml}$$

B) Vérification

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0.41 \text{ m}^2 ; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 0.8 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ C) Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5.70}{842.15} = 0.67M$$

Il est vraisemblablement que

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 4.067$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \cdot 0.67}{2.05}\right) \frac{842.15}{200} = 8.33$$

Donc on adopte : B=5 m

$$B=3.5 \text{ m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.67}{5}\right) \frac{842.15}{1 \times 5} = 236.13$$

54.99 KN/m² < 200KN/m²cv

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 1.21 \Rightarrow d = 1.20 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 125 \text{ cm}$$

➤ **D) Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut

$$= \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B-b) = \frac{842.15}{8 \times 125 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.67}{5}\right) (5 - 0.35) = 0.01 \text{ cm}^2 \text{As}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 2.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{A_{\min}; A_u\} = 2.6 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A_s=6HA16=12.06cm²/ml**

➤ **L'espacement**

$$\text{Soit : } S_t = 100/6 = 17 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 12.5 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{rep}} = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **La longueur de scellement**

$$L_s = 40\Phi = 48\text{cm}$$

$$B/8 \leq 48 \text{ cm} \leq B/4; \quad 47.5\text{cm} \leq 62.5\text{cm} \leq 125\text{cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

- ❖ **Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 16 cm (sens y-y)**

Avec $L = 1.50 \text{ m}$

- **A) Calcul des sollicitations**

Combinaisons	Effort normal (KN)	Le moments (KN.m)
1.35G+1.5Q	842.15	7.91
G+Q	612.48	5.7

Tableau VI-3 : sollicitation de la semelle filant sous voile sens y-y

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{842.15}{1.5} = \mathbf{561.43 \text{ KN /ml}}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{612.48}{1.5} = \mathbf{408.32 \text{ KN.m/ml}}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{7.91}{1.5} = \mathbf{5.27 \text{ KN /ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{5.70}{1.5} = \mathbf{3.8 \text{ KN.m/ml}}$$

- **B) Vérification**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0.39 \text{ m}^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 0.62 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

- **C) Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{612.15}{842.15} = 0.72\text{m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 5.88\text{m}$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.72}{5.88}\right) \frac{842.15}{200} = 5.75$$

Donc on adopte : B=6 m

$$B=6 \text{ m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.72}{6}\right) \frac{842.15}{1 \times 6} = 190.88 \text{ KN/m}^2$$

18.43 KN/m² < 200KN/m²cv

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 140\text{cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 145\text{cm}$$

➤ **D) Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B-b) = \frac{842.15}{8 \times 145 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.72}{6}\right) (6-0.35) = 0.016 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 3.44 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{\min} ; A_u\} = 3.44 \text{ cm}^2$$

On adopte : A_s=3HA13=3.16cm²/ml

➤ **L'espacement**

Soit : S_t=25cm.

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{3.16}{4} = 0.79\text{cm}^2$$

Soit : A_{rep} =4HA10/ml=3.14cm²/ml

Soit : $S_t=25\text{cm}$.

➤ **Vérification de l'espacement**

$S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv.}$

➤ **La longueur de scellement**

$L_s=40\Phi=56\text{cm}$

$B/8 \leq 56\text{ cm} \leq B/4; \quad 56\text{cm} \leq 75\text{cm} \leq 150\text{cm}$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

Schéma de ferrailage

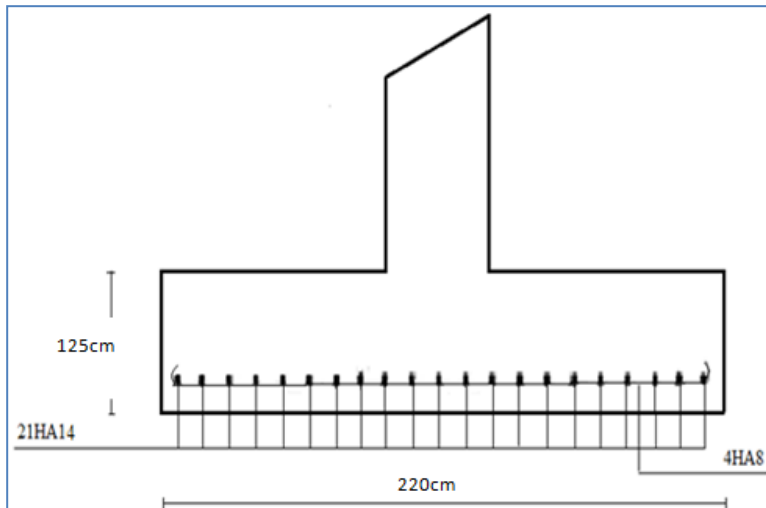


Figure VI.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x.

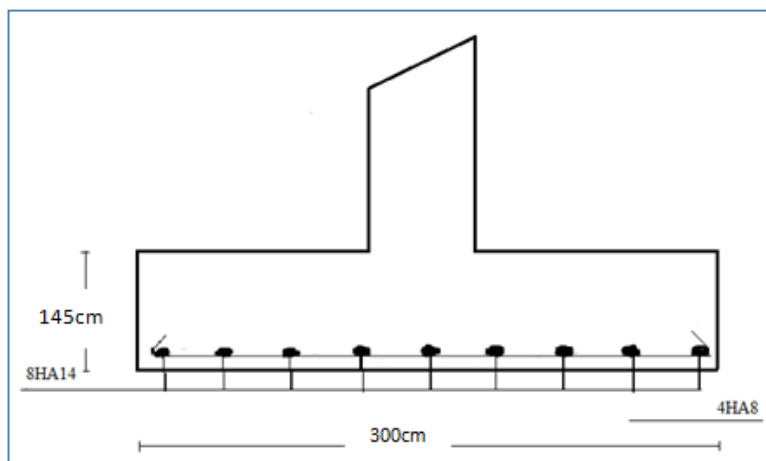


Figure VI.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.

VI.5 Les longrines

VI.5.1 Introduction

Les longrines sont généralement des éléments en béton armé, qui sont coulées sur le sol et qui servent à relier les Fondations superficielles ou les semelles sur pieux ainsi que les amorces poteaux.

Leur rôle est de transmettre les efforts de traction et de compression pouvant exister entre les fondations, accessoirement ils peuvent jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales ou des moments.

VI.5.2 Pré dimensionnement:

D'après le R.P.A 99-2003 [A10.1.1].

Pour un sol de fondation de catégorie (S2) , les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte (b x h) = (35x 35) cm².

VI.5.3 Sollicitations :

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{KN}$$

$$F = \frac{842.15}{\alpha} = 842.15 \geq 20 \text{KN}$$

Avec:

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

A : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

VI.5.4 Ferrailage de longrines

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 Ø_□).

- **A l'état limite ultime**

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_{\text{ser}} \geq \frac{N}{15\sigma_s}$$

On à: $N_u = 842.15 \text{ KN}$

$$\text{Alors: } A_u \geq \frac{842.15}{348 \times 10^{-1} \times 15} = 1.61 \text{ cm}^2$$

▪ **Etat limite de service: (CBA 93)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_{\text{ser}} = 612.81 \text{ KN}$$

$$\text{Alors: } A_{\text{ser}} \geq \frac{612.81}{348 \times 10^{-1} \times 15} = 1.17 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale :(RPA 99)**

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).

$$\text{Alors: } A_{\text{min}} = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_{\text{min}} = 0.6\% \times (35 \times 35) = 7.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Résultats**

$$A = \max [A_u ; A_{\text{ser}} ; A_{\text{min}}] = 7.35 \text{ cm}^2$$

On adopte **A = 6 HA 14 = 9.24 cm²**

➤ **Espacement**

$$S_t = \min[20 \text{ cm}; 15\phi_1] = S_t = \min[20 \text{ cm}; 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}]$$

On adopte : **S_t = 20 cm.**

➤ **Armatures transversales:**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm}$$

On adopte : **$\phi_t = 8 \text{ mm}$**

VI.5.5 Schéma de ferrailage

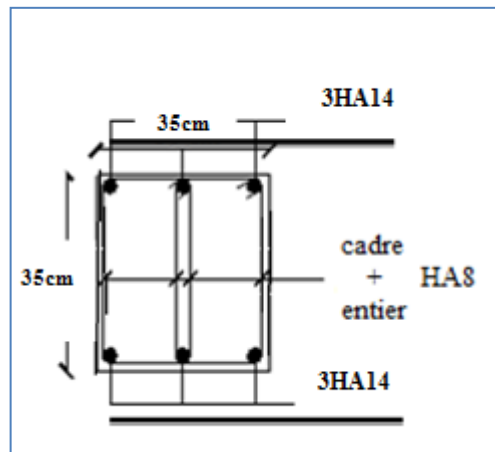


Figure VI.6: schéma de Ferrailage des longrines.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION
GENERALE

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que : **RPA99, DTU , DTR ,CBA, BAEL 91.**

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures, même sur le pratique des logiciels comme :

ROBOT, AUTOCAD, EXPERT.

Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, donc la conception de l'ouvrage.

Pour le contreventement et la disposition des voiles ; on constate que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

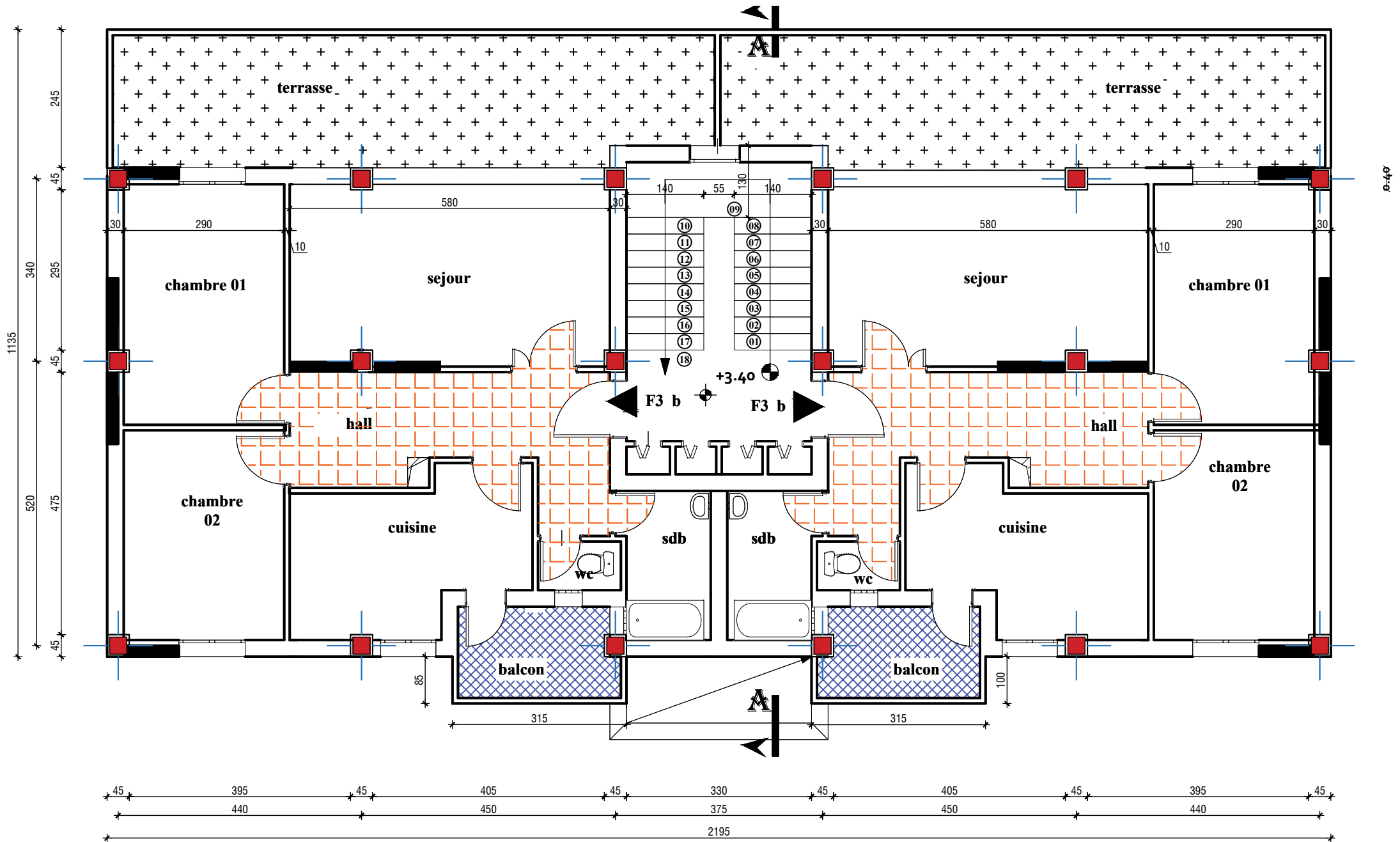
Finalement cette étude, constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter, ainsi que les différentes techniques de calcul.

Bibliographie :

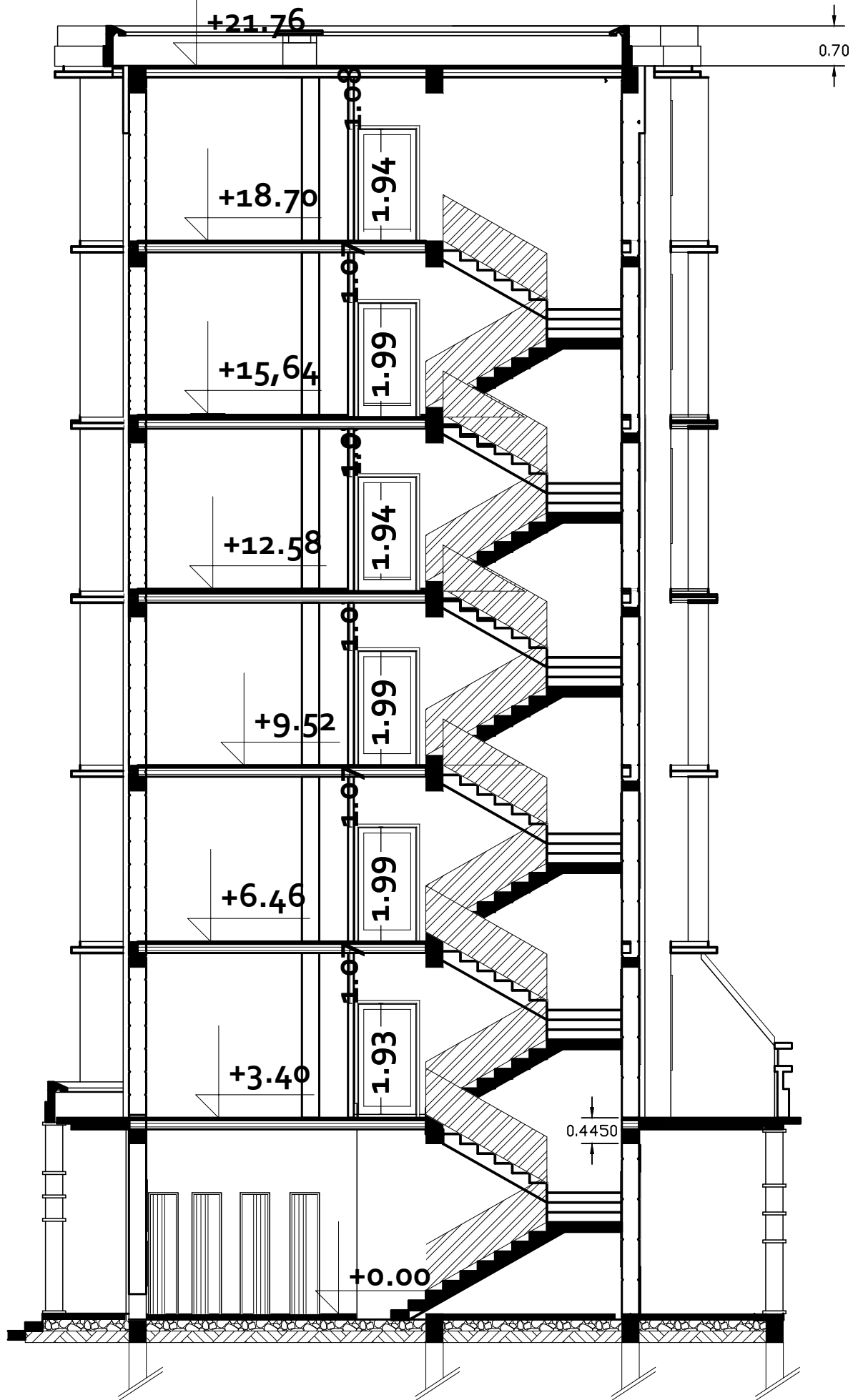
- Règles B.A.E.L 91(révisées 99).
- Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 « version 2003 ».
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2.
- Pratique du B.A.E.L 91.
- CBA 93-Règles Conception et Calcul Structures BA.
- Les mémoires des années précédentes.
- Cours des années précédentes.

Logiciels utilisés :

- AUTOCAD (2015).
- ROBOT(2014).
- EXPERT 2010
- Microsoft Office Word 2007
- Microsoft Office Excel 2007



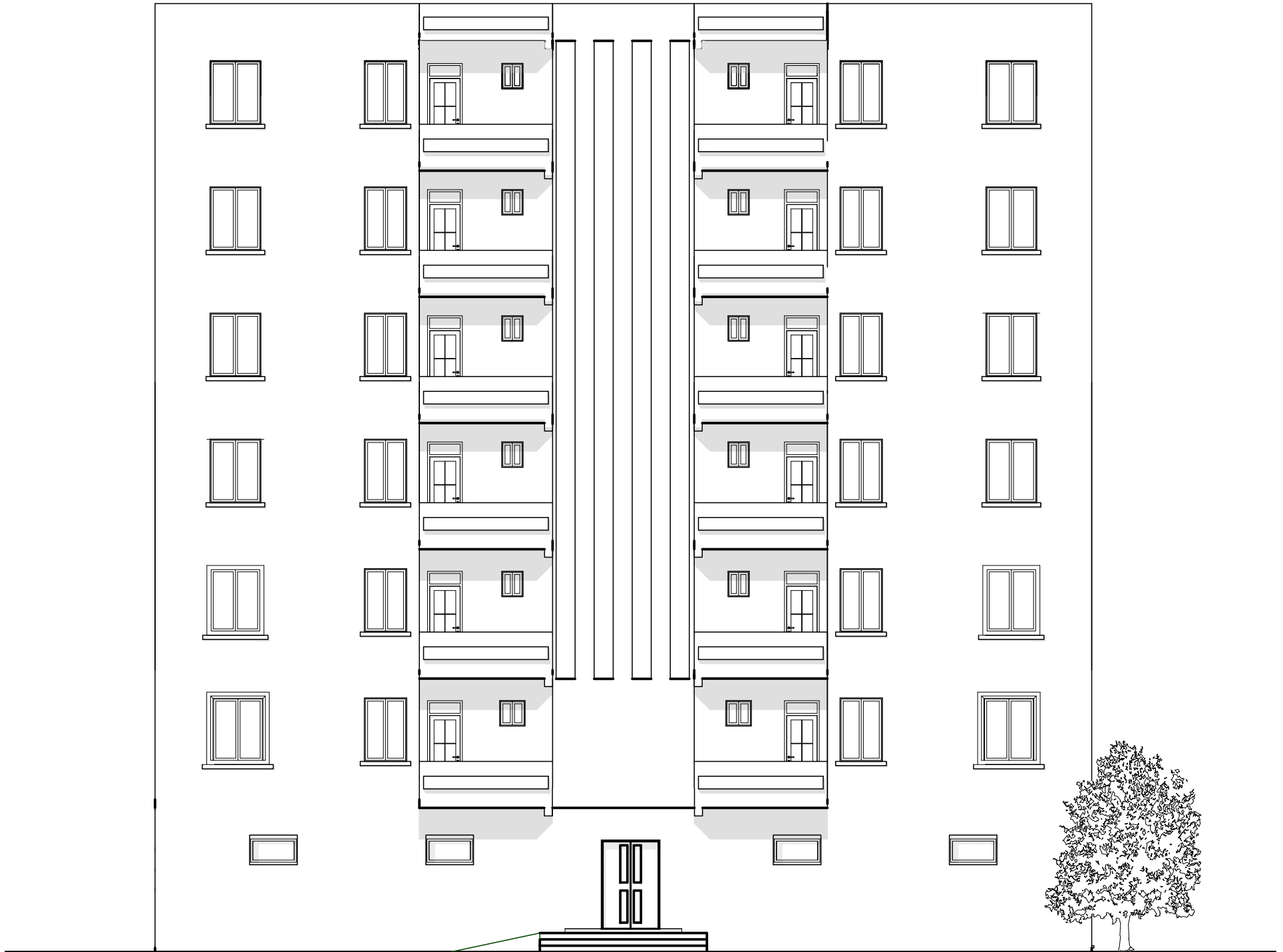
PLAN 1ER ETAGE

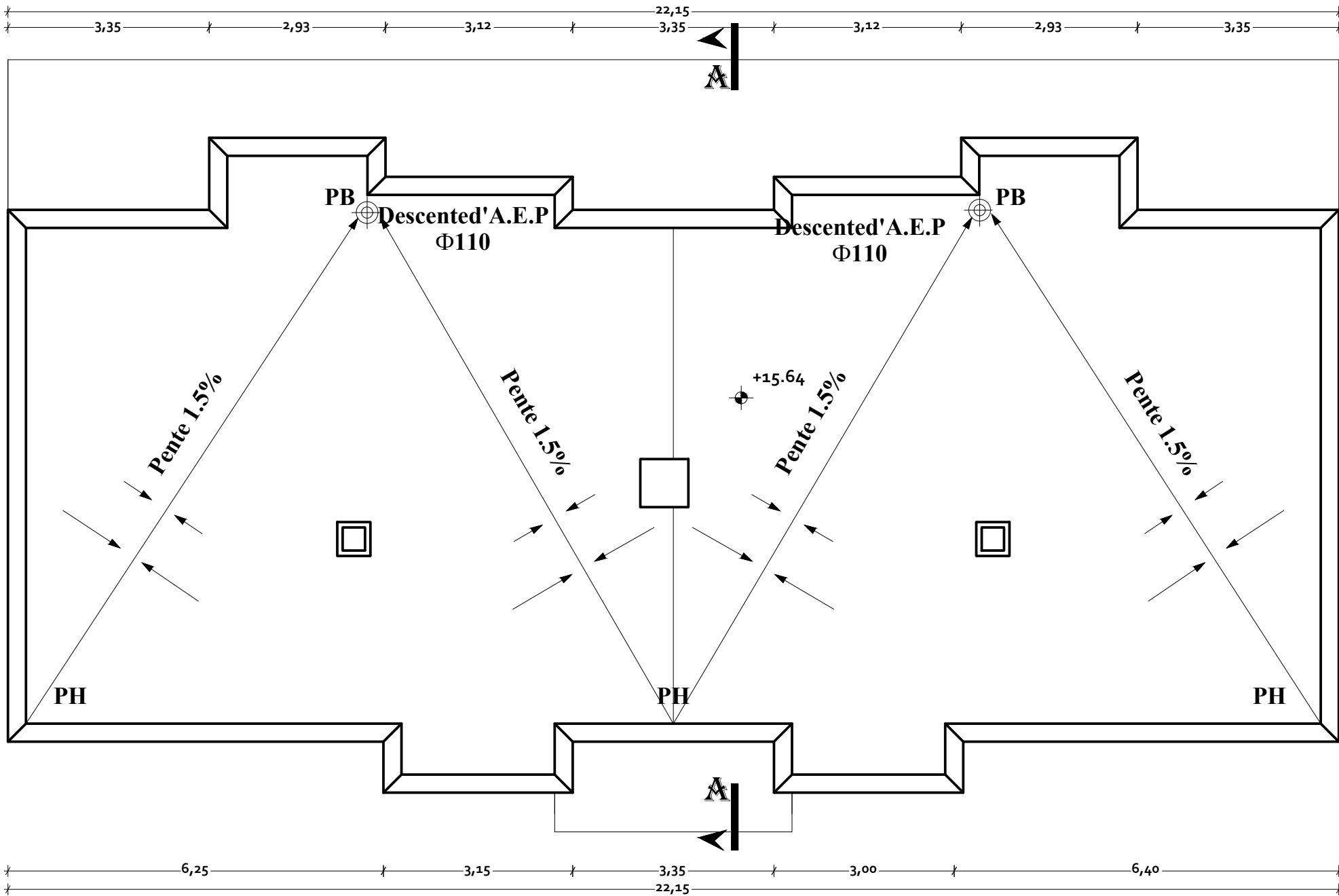


COUPE AA BLOC BARRE



FACAD 01





PLAN TERRASSE