



République Algérienne Démocratique et populaire

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

Université A. MIRA -Bejaïa-

Faculté de Technologie

Département Génie civil

Projet Fin de cycle

Pour l'obtention du diplôme de master en Génie civil

Option : structure

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+8 avec duplexe)
en béton armé
Contreventé par un système mixte*

Présenté par :

M^r. BOUDJEMIL Arezki

M^r. NAIT HADDAD Walid

Devant le jury composé de :

Président

M^r.BOUZIDI

Examinatrice

M^{me}. DJERROUD

Encadreur

M^r. MAZHOUD

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier DIEU le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

*Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur **Mr. MEZHOUD DJILLALI** pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.*

Nous sincère remerciement vont également à M^r le recteur de l'université, au chef département.... Pour leur soutien et leur collaboration et a tous les enseignants du département génie civil qui nous fournit les outils nécessaires à la réussite de notre cursus universitaire

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Sommaire

Sommaire

Remerciements

Sommaire

Liste d'abréviation

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction Générale 1

Chapitre I

Généralités

Introduction 5

I.1. Description de l'ouvrage 5

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 5

I.3. Les éléments structuraux 5

I.4. Caractéristiques du sol 7

I.5. Les caractéristiques mécaniques des matériaux 7

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction 16

II.1. Pré dimensionnement des planches 16

II.2. Pré dimensionnement des poutres 20

II.3. Pré dimensionnement des voiles 21

II.4. Pré dimensionnement de l'acrotère 21

II.5. Pré dimensionnement des escaliers 21

II.6. Evaluation des charges et des surcharges 25

II.7. Pré- dimensionnement des poteaux 29

Conclusion 40

Sommaire

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

Introduction	42
III.1 Calcul des planchers	42
III.2. Etude de l'ascenseur	73
III.3. Etude de la poutre de chainage	79
III.4. Etude de l'acrotère	82
III.5. Etude des escaliers	86
Conclusion	95

Chapitre IV

Etude dynamique

Introduction	97
IV.1 Méthodes de calcul	98
IV.2. Description du logiciel ETABS /V2016	103
IV.3. Disposition des voiles	103
IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V/2016 ..	104
Conclusion	112

Chapitre V

Etude des éléments principale

Introduction	115
V.1. Étude des poteaux	115
V.2. Etude des poutres	126
V.3. Vérification des zones nodales	131
V.4. Etude des voiles	135
Conclusion	144

Sommaire

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Introduction	146
VI.1.Choix de type de fondations	146
VI.2. Etude des fondations	146
VI.3. Etude du radier général	148
VI.4. Ferrailage du radier général	151
VI.5. Etude des nervures	154
Conclusion	160
Conclusion Générale	161
Bibliographie	163
Annexe	165
Tables des matières	182

Liste D'abréviation

Liste d'abréviation

<i>Symboles</i>	<i>Notations</i>
<i>A', Aser</i>	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
<i>At</i>	Section d'un cours d'armature transversale
<i>a</i>	Coefficient d'accélération de zone
<i>B</i>	Coefficient de la fibre neutre
<i>Br</i>	Aire d'une section de béton
<i>b</i>	Section réduite
<i>c</i>	Cohésion du sol
<i>D</i>	Facteur d'amplification dynamique
<i>E</i>	Module d'élasticité longitudinale
<i>Ei</i>	Module de Yong instantané
<i>Ev</i>	Module de Yong différé.
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'acier
<i>ELU</i>	Etat limite ultime
<i>ELS</i>	Etat limite de service
<i>fbu</i>	Contrainte de compression du béton
<i>fe</i>	Limite d'élasticité de l'acier
<i>fc28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours
<i>ft28</i>	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours
<i>fji</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
<i>fgi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes
<i>fqi</i>	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
<i>fgv</i>	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale
Δf_{adm}	Fleche admissible
<i>G</i>	Charges permanentes.
<i>H</i>	Hauteur
<i>ht</i>	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
<i>hcc</i>	Hauteur du corps creux
<i>hr</i>	Hauteur de la dalle du radier.
<i>hrdc</i>	Hauteur de la dalle de compression
<i>he</i>	Hauteur libre d'étage

Liste D'abréviation

<i>I</i>	Moment d'inertie
<i>I_f</i>	Moment d'inertie fissuré
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<i>L</i>	Portée d'un élément
<i>L_{max}</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs
<i>L_x</i>	Distance entre de deux poutrelles
<i>L_t</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles
<i>M</i>	Moment en générale
<i>M_a</i>	Moment en appui.
<i>M_t</i>	Moment en travée.
<i>M₀</i>	Moment isostatique
<i>N</i>	Effort normal
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément
<i>S_{rad}</i>	Surface du radier
<i>S_t</i>	Espacement des armatures
<i>T₁, T₂</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<i>V</i>	Effort tranchant
<i>W</i>	Poids de la structure
<i>σ_{bc}</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σ_{st}</i>	Contrainte de traction dans l'acier
<i>γ_b</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton
<i>γ_w</i>	Pois volumique de l'eau
<i>γ_s</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<i>σ_{adm}</i>	Contrainte admissible
<i>τ</i>	Contrainte de cisaillement
<i>ε</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>C_T</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<i>β</i>	Coefficient de pondération
<i>λ_i</i>	Coefficient instantané
<i>λ_v</i>	Coefficient différé.

Liste des tableaux

Liste des tableaux

<i>Titre</i>	<i>Page</i>
Tableau II.1 Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux	25
Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux	25
Tableau II.3. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux	26
Tableau II.4. Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine	26
Tableau II.5. Evaluation des charges de Balcon	26
Tableau II.6. Evaluation des charges de mur extérieur	26
Tableau II.7. Evaluation des charges de l'acrotère	27
Tableau II.8. Evaluation des charges de volée type 01	28
Tableau II.9. Evaluation des charges de volée type 02	28
Tableau II.10. Evaluation des charges de palier	29
Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres	29
Tableau II.12. Evaluation de la descente de charge de poteau B4	33
Tableau II.13. Evaluation de la descente de charge de poteau C4	37
Tableau II.14. Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux	38
Tableau II.15. Résultats de la Vérification à la compression simple	38
Tableau II.16. Résultats de la vérification au flambement	39
Tableau III .1. Schéma définitif type des poutrelles	45
Tableau III .2. Chargement sur les poutrelles	46
Tableau III.3. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	46
Tableau III.4. Les sollicitations en travées	47

Liste des tableaux

Tableau III.5. Sollicitations des différents types de poutrelles étage courant +RDC	48
Tableau III.6. Les sollicitations en travées	49
Tableau III.7. Sollicitations des différents types de poutrelles terrasse accessible	49
Tableau III.8. Sollicitations des différents types de poutrelles sur terrasse inaccessible	51
Tableau III.9. Sollicitations des maximale des poutrelles	52
Tableau III.10. Résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux	55
Tableau III.11. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les niveaux à L'ELS	57
Tableau III.12. Etat limite de déformation des planches	60
Tableau III.13. Le schéma de ferrailage des poutrelles	61
Tableau III.14. Les résultats du ferrailage de la dalle sur trois appuis	64
Tableau III.15. Vérification de contrainte de compression dans le béton	65
Tableau III.16. Les résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis	66
Tableau III.17. Vérification de contrainte de compression dans le béton	68
Tableau III.18. Les résultats du ferrailage balcon sur trois appuis	69
Tableau III.19. Les résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis	72
Tableau III.20. Ferrailage de la dalle d'ascenseur	75
Tableau III.21. Vérification des contraintes dans le béton	76
Tableau III.22. Calcul Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	78
Tableau III.23. Vérification des contraintes dans le béton	78
Tableau III.24. Calcul des sollicitations de la poutre chaînage	80
Tableau III.25. Moment et ferrailage de la poutre chaînage	80
Tableau III.26. Vérification des contraintes	81

Liste des tableaux

Tableau III.27. Etat limite de déformation	81
Tableau III.28. Combinaison d'action de l'acrotère	83
Tableau III.29. Sollicitation de premier type d'escalier	87
Tableau III.30. Ferrailage de premier type d'escalier	87
Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'ELS	88
Tableau III.32. Sollicitation deuxième type d'escalier	90
Tableau III.33. Ferrailage l'escalier type 2	90
Tableau III.34. Vérification des contraintes à l'ELS	91
Tableau III.35. Sollicitation de la poutre brisée	93
Tableau III.36. Ferrailage de la poutre la poutre brisée	93
Tableau III.37. Vérification des contraintes à l'ELS	94
Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q	100
Tableau IV.2. Période et taux de participation	104
Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles	106
Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	107
Tableau IV.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	108
Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	108
Tableau IV.7. Vérification des déplacements suivant sens xx	109
Tableau IV.8. Vérification des déplacements suivant sens YY	110
Tableau IV.9. Vérification a L'effet P-D suivant sens x-x	111
Tableau IV.10. Vérification a L'effet P-D suivant sens y-y	111
Tableau IV.11 : vérification de la résultante des forces	112
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	116
Tableau V.2 : Résumé des sollicitations minimales et maximales dans les poteaux	118

Liste des tableaux

Tableau V.3 : Ferrailages adoptés pour les poteaux longitudinaux	120
Tableau V.4 : Armatures transversales des poteaux	121
Tableau V.5 Vérification au flambement des poteaux	122
Tableau V.6 Les sollicitations maximales à l'ELS	122
Tableau V.7 Vérification des contraintes dans le béton	123
Tableau V.8 Vérification des contraintes tangentielles	124
Tableau V.9 : les sollicitations les plus défavorables	127
Tableau V.10 : Ferrailage longitudinal des poutres	128
Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles	129
Tableau V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	129
Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression	130
Tableau V.14 : Vérification de la flèche pour les poutres	130
Tableau V.15 : les moments résistant dans les poteaux	132
Tableau V.16 : les moments résistant dans les poutres	132
Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale dans différent étage	133
Tableau V.18 : Récapitulation des efforts dans les voiles	139
Tableau V.19 : Ferrailage des voiles Vx1, Vx2, Vx3, Vx4	141
Tableau V.20 : Ferrailage des voiles Vy1, Vy2, Vy3, Vy4	142
Tableau V.21 : Ferrailage des voiles Vy5, Vy6, Vy7	143
Tableau VI.1 : ferrailage de radier	152
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à ELS	153
Tableau VI.3. Ferrailage du radier à l'ELS	153
Tableau VI.4. Les chargements sur les travées sens x-x (Nervure 1)	155
Tableau VI.5. Les chargements sur les travées sens y-y (Nervure 2)	156
Tableau VI.6. Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x	156

Liste des tableaux

Tableau VI.7. Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y	<i>156</i>
Tableau VI.8. Sollicitation maximale sur les nervures	<i>157</i>
Tableau VI.9. Résultats de ferrailage des nervures	<i>157</i>
Tableau VI.10. Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier	<i>158</i>
Tableau VI.11. Ferrillages des nervures à l'ELS	<i>158</i>

Liste des figures

Liste des figures

Titre	Page
Figure I.1. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	8
Figure I.2 : Diagramme des Contraintes- Déformations du béton a ELU	10
Figure I.3 : Diagramme des contraintes- Déformations du béton à l'ELS	11
Figure I.4 : diagramme contraintes déformations a ELU	12
Figure II.1 Plancher à corps creux	16
Figure II.2. La Déposition des poutrelles	17
Figure II.3. Coupe transversale d'une poutrelle	18
Figure II.4. Dalle sur 2 appuis (DP1)	19
Figure II.5. Dalle sur 3 appuis (DP2)	19
Figure II.6. Dalle sur 3 appuis (DP3)	19
Figure II.7. Dalle sur 2 appuis (DP4)	19
Figure II.8. Vue en plan d'un acrotère	21
Figure II.9. Schéma de terminologie d'escalier	22
Figure II.10. Vue en plan d'un escalier droite à deux volées	22
Figure II.11. Coupe en élévation de l'escalier du type 01	22
Figure. II.12. Coupe en élévation de l'escalier type 02	24
Figure. II.13. Surface afférente du poteau D3(T.I)	30
Figure. II.14. Surface afférente du poteau	30
Figure. II.15. Surface afférente du poteau D3(E.C)	31
Figure. II.16. Surface afférente du poteau D2(T.I)	34
Figure. II.17. Surface afférente du poteau D2 (T.I + E.C)	34
Figure. II.18. Surface afférente du poteau D2(E.C)	35
Figure III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	43

Liste des figures

<i>Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées</i>	43
<i>Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées</i>	43
<i>Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées</i>	44
<i>Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle Type 3</i>	46
<i>Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle Type 7</i>	48
<i>Figure III.7. Schéma statique de la poutrelle Type 9</i>	49
<i>Figure III.8. Les efforts tranchants sur la poutre</i>	51
<i>Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle de compression</i>	61
<i>Figure III.10. Dalle sur 3 appuis (DP1)</i>	62
<i>Figure III.11. Schéma de ferrailage sur trois appuis (DP1)</i>	66
<i>Figure III.12. Dalle sur 2 appuis (DP2)</i>	66
<i>Figure.III.13. Schéma de ferrailage sur deux appuis (DP2)</i>	68
<i>Figure III.14. Dalle sur 3 appuis (DP4)</i>	69
<i>Figure.III.15. Schéma ferrailage sur trois appuis (DP4)</i>	71
<i>Figure III.16. Dalle sur 2 appuis (DP3)</i>	71
<i>Figure. II.17. Schéma ferrailage sur deux appuis (DP3)</i>	72
<i>Figure III.18 Schéma statique et concept d'ascenseur</i>	73
<i>Figure III.19. Schémas représentant la surface d'impacte</i>	74
<i>Figure III.20. Schéma ferrailage de la dalle ascenseur de la locale machinerie</i>	77
<i>Figure III.21. Schéma ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur</i>	79
<i>Figure III.22. Schéma statique de la poutre chainage</i>	79
<i>Figure III.23. Schéma ferrailage de la poutre de chainage</i>	82
<i>Figure III.24. Vue en plan d'un acrotère</i>	82
<i>Figure III.25. Section de l'acrotère à ferrailer</i>	84

Liste des figures

<i>Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère</i>	86
<i>Figure III.27. Coupe en élévation de l'escalier du type 01</i>	86
<i>Figure III.28. Schéma statique de l'escalier type1</i>	86
<i>Figure III.29. Section d'escalier à ferrailer</i>	87
<i>Figure III.30. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1</i>	88
<i>Figure III.31. Coupe en élévation de l'escalier type 02</i>	89
<i>Figure III.32. Schéma statique de l'escalier type 2</i>	89
<i>Figure III.33. Schéma statique avec la simplification des charges</i>	89
<i>Figure III.34. Section d'escalier à ferrailer</i>	90
<i>Figure III.35. Schéma ferrailage de l'escalier type 2</i>	91
<i>Figure III.36. Vue en élévation de la poutre</i>	91
<i>Figure III.37. Schéma statique de la poutre avec la simplification des charges</i>	92
<i>Figure III.38. Schéma ferrailage des armatures longitudinales</i>	95
<i>Figure III.39. Schéma ferrailage de la poutre brisée</i>	95
<i>Figure IV. 1 : vue en 3D</i>	98
<i>Figure IV. 2 : spectre de calcule</i>	102
<i>Figure IV. 3 : disposition des voiles</i>	103
<i>Figure IV. 4 : 1^{ere} mode de vibration</i>	104
<i>Figure IV. 5 : 2^{eme} mode de vibration</i>	105
<i>Figure IV. 6 : 3^{eme} mode de vibration</i>	105
<i>Figure V.1 : Zone nodal</i>	116
<i>Figure V.2 : section de Poteau</i>	123
<i>Figure. V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux</i>	125
<i>Figure V.4 : les moments dans les zones nodales</i>	131
<i>Figure V.5 : Section de ferrailage des poutres principales</i>	134

Liste des figures

<i>Figure. V.6 : Section de ferrailage des poutres secondaires</i>	<i>135</i>
<i>Figure V.7.Voile simple</i>	<i>135</i>
<i>Figure V.8.Voile composé</i>	<i>135</i>
<i>Figure V.9 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)</i>	<i>136</i>
<i>Figure V.10. Plan de répartition des voiles</i>	<i>137</i>
<i>Figure V.11 : schéma ferrailage de voile Vx1</i>	<i>144</i>
<i>Figure VI .1. Semelle isolée de fondation</i>	<i>147</i>
<i>Figure VI .2. Semelle filante de fondation</i>	<i>147</i>
<i>Figure VI .3. Dimension du radier</i>	<i>148</i>
<i>Figure VI .4. Schéma de ferrailage du radier</i>	<i>153</i>
<i>Figure VI .5. Schéma des lignes de rupture du radier</i>	<i>154</i>
<i>Figure VI .6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x</i>	<i>155</i>
<i>Figure VI .7. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y</i>	<i>155</i>
<i>Figure VI .8. Schéma des nervures</i>	<i>157</i>
<i>Figure VI .9. Schéma de ferrailage des nervures selon le sens x-x</i>	<i>159</i>
<i>Figure VI .10. Schéma de ferrailage des nervures selon le sens y-y</i>	<i>159</i>

Introduction Générale

Introduction Générale

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les normes et les règlements. Par conséquent, la classification des zones sismiques en Algérie est classée comme étant une région de forte activité sismique.

Pour cela, l'ingénieur en bâtiment cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments, respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Aujourd'hui, le besoin en matière de logements et de l'équipement collectifs est le résultat bien évidemment de l'évolution démographique, mais également aussi des changements économiques, la combinaison de ces facteurs nous conduit à une accélération de rythme de l'urbanisation.

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

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant, un RDC de (deux niveaux) et 9 étages sont réalisés à Bejaia.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

Introduction Générale

L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 2016.

- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS 2016 est présenté dans le 5ème chapitre.

Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre I
Généralités

Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur les quelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.1. Description de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire une étude génie civil d'une construction en R+8 avec un duplexe au niveau 9 en béton armé implanté à TALA MERKHA (Bejaïa).

Le RDC (niveau 1 & 2) est constitué d'appartement de type F3 est des locaux, les huit étages constitué des appartements de type F3, F5, le neuvième niveau un duplexe constituer des appartements de type F3 et le dernier niveau est une terrasse inaccessible. La structure est un ouvrage courant à usage d'habitation, ayant une importance moyenne, classé dans le groupe d'usage 2 d'après le règlement parasismique algérien (RPA), puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Le bâtiment aux dimensions suivantes :

- Longueur..... 20.26 m
- Largeur17.00 m
- Hauteur totale.....34.48 m
- Hauteur du RDC (niv 01) 3.36 m
- Hauteur du RDC (niv 02).....2.88 m
- Hauteur d'étage courant.....2.88 m
- Surface totale du bâtiment399.66 m²

I.3. Les éléments structuraux**3.1. Les planchers**

Ce sont des aires, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression, ils peuvent être des dalles pleines aussi. Qui forme un diaphragme horizontal rigide et contreventement assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

3.2. Les poutres

C'est des éléments structuraux horizontaux se décomposent en :

➤ **Poutre principale :**

Sont des poutres porteuses elle reçoit les charges transmette par le plancher et le transmette vers les poteaux.

➤ **Poutre secondaire :** elle sert à regrouper la structure.

3.3. Les poteaux

Sont des éléments structuraux verticaux supporter est transmette les charges au-dessus vers les fondations, il sert à maintenir la structure et résister aux différentes sollicitations.

3.4. Les voiles

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres Dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

Les éléments non structuraux

3.5. Les escaliers

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

3.6. La maçonnerie

✓ **Les murs extérieurs :** Ils sont réalisés en briques creuses à double parois séparées par une lame d'air afin d'assurer une isolation thermique.

✓ **Les murs intérieurs :** Ils sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales sont la séparation des espaces ainsi l'isolation thermique et acoustique.

3.7. L'acrotère

C'est une murette en béton armé situé en bordure d'une toiture-terrasse, encastrer à sa base son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

3.8. L'infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limiter les tassements.
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

1.4. Caractéristiques du sol

D'après le rapport de sol de l'assiette foncière réservée à notre projet les caractéristiques du sol en place sont les suivantes :

- ❖ La contrainte admissible du sol tirée de la portance : 2.00 bars
- ❖ La nature du sol : sol ferme de catégorie (S2)

1.5. Les caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé.

5.1. Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

5.1.1. Les constituants du béton

a. Le ciment :

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

b. Les granulats :

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

✓ Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

✓ Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

c. Les adjuvants :

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

5.1.2. Résistance caractéristique du béton

a. Résistance à la compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur Caractéristique requise ; notée **f_{c28}** . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm. Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

(RPA 99 article 8.1.1)

• $f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j}$ Pour : $f_{c28} \leq 40$ MPa ($j \leq 28$ jours)BAEL91 (Article A.2.1.11)

• $f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j}$ Pour : $f_{c28} > 40$ MPa ($j \leq 28$ jours)BAEL91 (Article A.2.1.11)

Avec : f_{cj} : résistance du béton à l'âge J.

J : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J, on a : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$.

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

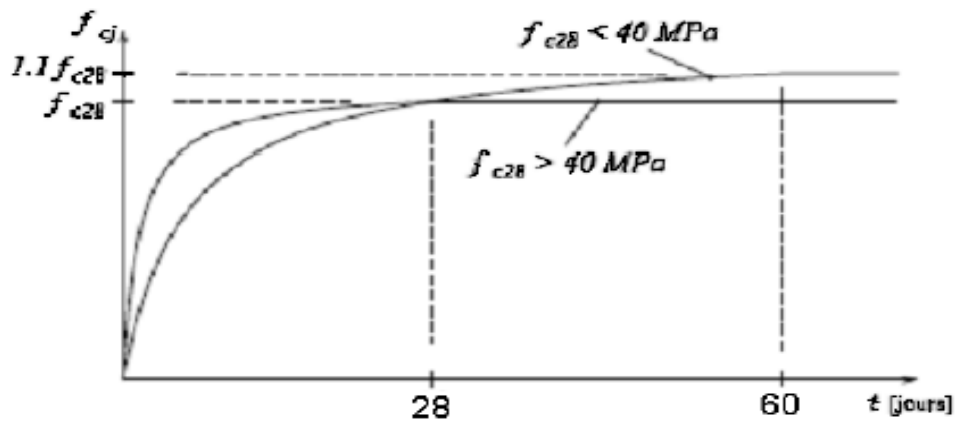


Figure I.1. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge J jours notée (f_{tj}) est Conventionnellement

Définie par :

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ si $f_{c28} \leq 60$ MPA
- $f_{tj} = 0.275 f_{cj}$ si $f_{c28} > 60$ MPA CBA93 (Article A.1.2.1.2).

Pour notre cas $f_{c28} = 25$ MPA donc $f_{t28} = 2,1$ MPA

5.1.3. Module de déformation longitudinale béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

a. Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ Pour $f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow E_{t28} = 32164$ MPa..... CBA93 (Article A.2.1.2.1)

Pour $f_{c28} = 25$ MPA donc $E_{ij} = 32164.2$ MPA.

b. Module de déformation différée :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ Pour $f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow E_{t28} = 10818,86$ MPa..... CBA93 (Article A.2.1.2.2).

5.1.4. Coefficient de Poisson

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

v : coefficient de Poisson $\left\{ \begin{array}{l} v = 0 \text{ pour E LU} \\ v = 0.2 \text{ pour ELS} \end{array} \right.$ **CBA93** (article A.2.1.3)

5.1.5. Module déformation transversale béton

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

Avec : E : module de Young

V : Coefficient de Poisson

G = 0.4E pour le béton non fissuré (ELS).

G = 0.5E pour le béton fissuré (ELU).

5.1.6. Contraintes limite du Béton

a. La Contraintes de compression à L'ELU

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3.4).}$$

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

Avec : γ_b : coefficient de sécurité du béton :

- $\gamma_b=1,5$ Situation durable.
- $\gamma_b=1,15$ Situation accidentelle.

θ : Coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée

Durée d'application	> 24 h	[1h : 24h]	< 1h
θ	1	0,9	0,85

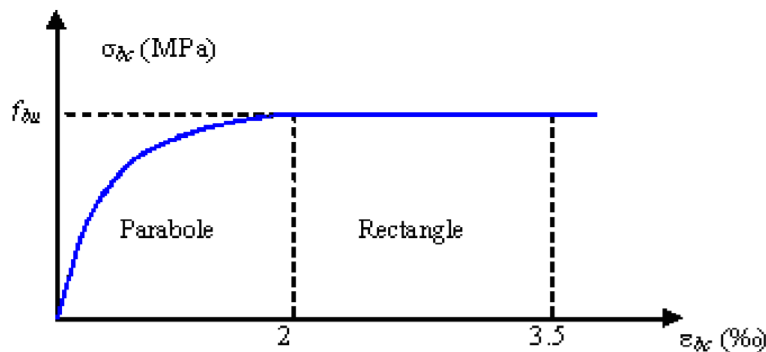


Figure I.2 : Diagramme des Contraintes- Déformations du béton à ELU

Le diagramme parabole rectangle (Figure I-2) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance. Le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3,5‰ : en flexion simple ou composée.

b. La Contraintes de compression à L'ELS :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limite de fissuration ne sont plus satisfaites.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

CBA 93 (Article A.4.5.2).

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$ a l'ELS.

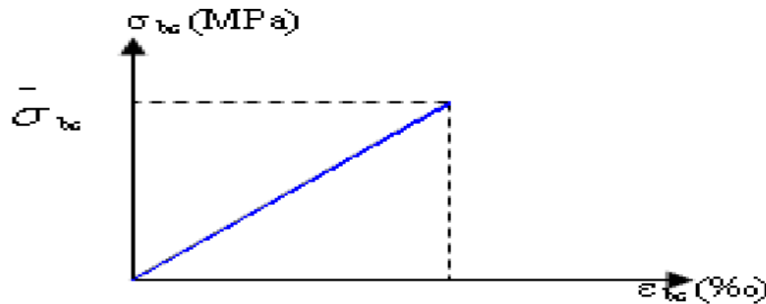


Figure I.3 : Diagramme des contraintes- Déformations du béton à l'ELS

c. Contrainte ultime de cisaillement de béton

- $\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

- $\tau_{Adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

✓ $\tau_{Adm} = 3.33\text{MPa}$ Fissuration peu nuisible.

✓ $\tau_{Adm} = 2.5\text{MPa}$ Fissuration préjudiciable.

Le retrait :

Dans le cas des pièces de dimension courante à l'air libre, on admettra un raccourcissement relatif de retrait qui n'excède 3%.

5.2. Acier

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés :** Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à Haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500

- **Les ronds lisses :** Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

- **Les barres de haute adhérence** : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton

Selon le **RPA99 (Article 7.2.2)**, les armatures longitudinales doivent être :

- ✓ De haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{MPa}$.
- ✓ L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%.

Dans notre ouvrage on a utilisé :

- ✓ L'acier a haute adhérence (HA) : feE400 pour les armatures longitudinales.
- ✓ L'acier rond lisse (RL) : feE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- ✓ L'acier treilles soudé (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

5.2.2. Contraintes limites

- ❖ **A l'ELU** : elle est définie par la formule suivante : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

Avec : $\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables

$\gamma_s = 1$ Pour les situations accidentelles

- ✓ $\sigma_s = 348$ En situation durable.
- ✓ $\sigma_s = 400$ En situation accidentelle.

D'après le règlement [**BAEL91 Art A.2.2.2**], le diagramme des contraintes-déformations à l'ELU est comme suit :

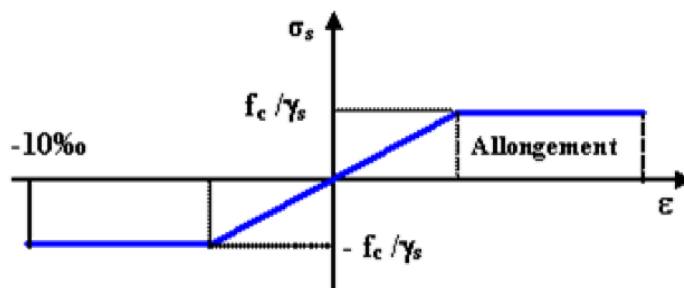


Figure I.4 : diagramme contraintes déformations a ELU

- ❖ **A l'ELS** :

La valeur de σ_s admissible est donnée en fonction de la fissuration :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32).}$$

- Fissuration très nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}) \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32).}$$

Avec : η : Coefficient numérique des armatures :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses

$\eta = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence

$\eta = 1.3$ Pour les cas des fils de diamètres inférieur 6mm.

5.2.3. Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets Intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards Salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, Canalisations).
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

(Art A.7-2.4 BAEL91)

5.2.4. Les méthodes de calcul

➤ Calcul aux états limites de service (E.L.S)

Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal

à :

($n = E_s / E_b = 15$), n : est appelé coefficient d'équivalence.

➤ Calcul aux états limites ultime (E.L.U):

• Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les Armatures et le béton.

- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$\varepsilon_{bc} = 3.5$ ‰ en flexion

$\varepsilon_{bc} = 2$ ‰ en compression centrée

5.2.5. Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Les combinaisons d'action à considérer sont :

➤ **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

ELA : $G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

➤ **Combinaison du BAEL 91 :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

5.3. Règlements et normes utilisés

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

Chapitre II
Pré dimensionnement des
éléments

Introduction

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.1. Pré dimensionnement des planches

1.1. Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est composé de corps creux et de dalle de compression ferrillée par treuils soude reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit.

L'épaisseur de ce type de planches doit être calculée pour que les flèches développées durant d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop lèves il permet d'avoir une bonne isolation thermique et phonique en plus d'être économique.

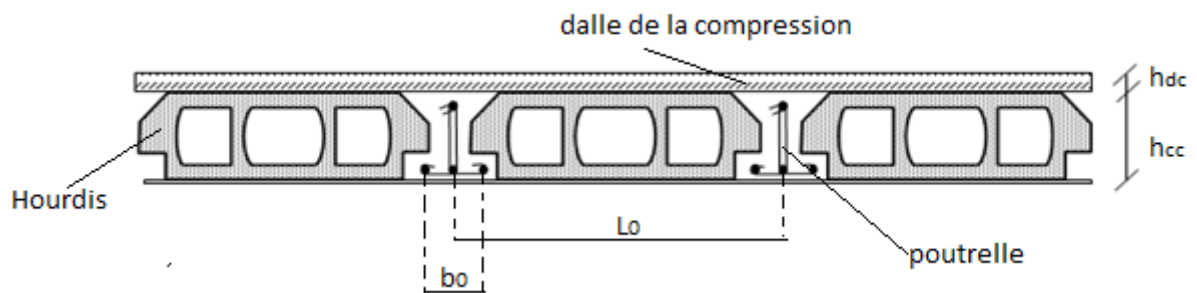


Figure II.1 Plancher à corps creux.

Avec :

- hcc: hauteur du corps creux
- hdc : hauteur de dalle de compression
- b0 : largeur de la nervure de 8 à 12cm
- L0 : distance entre axe des poutrelles

D'après le CB 935 (Art B.6.8.4.2.4) $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

L^{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées

h_t : Hauteur totale du plancher.

$L_{max} = 456 - 30 = 426 \text{ cm}$

$h_t \geq 426/22.5 \rightarrow h_t \geq 18.93 \text{ cm}$ on prendre $h = 20 \text{ cm}$

Soit un planchée de (16+4) cm

1.2. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants.

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de continuité

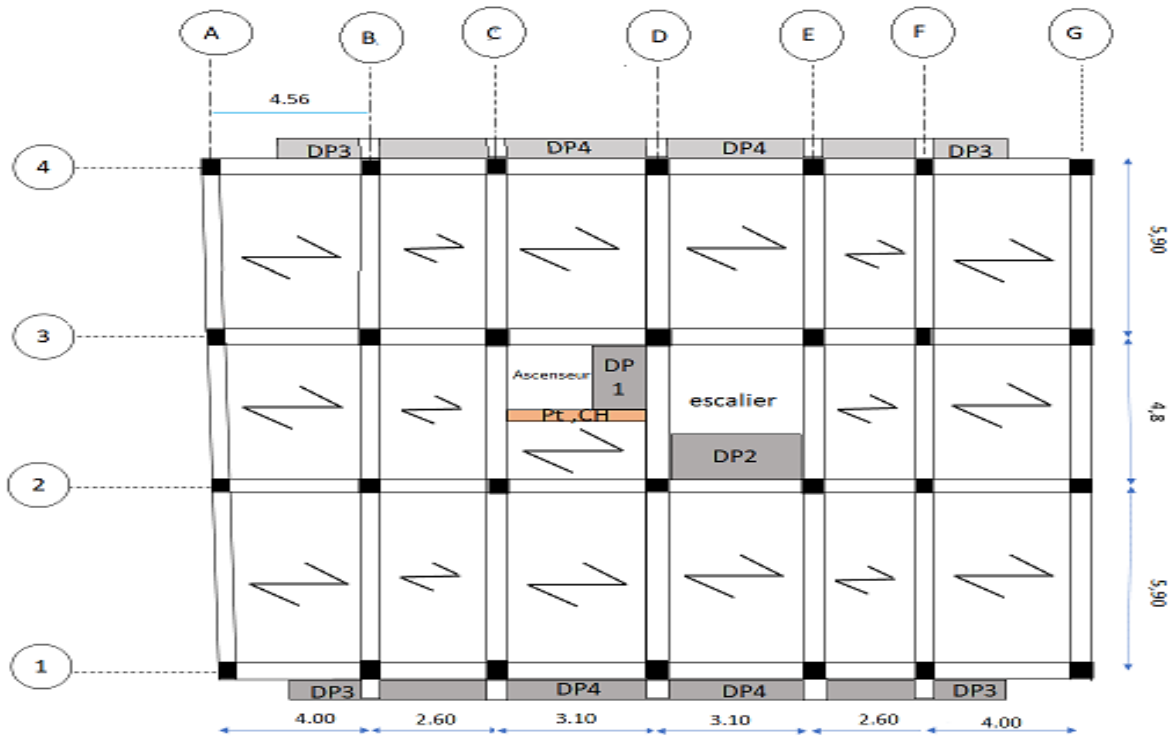


Figure II.2. Schéma La Disposition des poutrelles

1.3. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$b_1 = b - b_0/2 \leq \min (L_x/2; L_y/10) \dots\dots\dots \text{CBA93 (ART A.4.1.3)}$

Avec :

b : Largeur de la table de compression.

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement = 10cm

h : Épaisseur du plancher = 16+4cm

L_x : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Donc :

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 260 - 30 = 230 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * 20 = (8 \text{ à } 12) \text{ on prendre } \mathbf{b_0 = 10 \text{ cm}}$$

$$b - 10/2 \leq \min(55/2 ; 230/10) \rightarrow b - b_0/2 \leq \min(27.5 ; 23) = 23 \text{ cm} \rightarrow b \leq (23 * 2) + 10 = 56 \text{ cm}$$

On opte $\mathbf{b = 55 \text{ cm}}$

$$b_1 = 55 - 10/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm on opte } \mathbf{b_1 = 22.5 \text{ cm}}$$

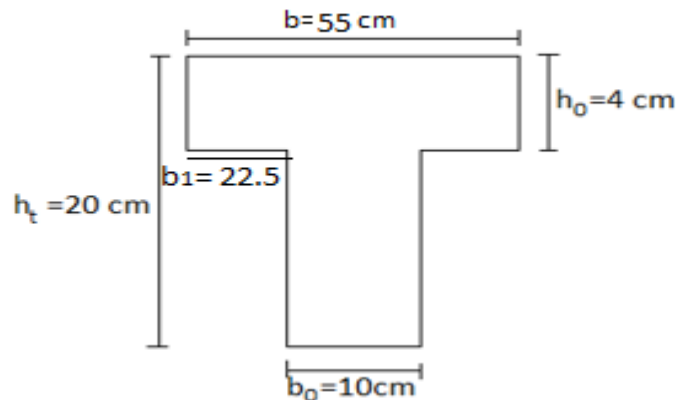


Figure II.3. Coupe transversale d'une poutrelle

1.4. Les dalles pleines

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants d'après le (CBA93) :

Résistance au feu :

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

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e > 14 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

L'isolation phonique :

Selon les règles technique (CBA93) l'épaisseur de la planche doit être supérieur ou égale à 13 cm pour a une bonne isolation acoustique on limite donc notre épaisseur à $e = 15 \text{ cm}$.

Critère de résistance à la flexion :

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \langle e \langle \frac{L_x}{30}$.avec $\rho \leq 0.4$

Dalle reposant sur un seul appui ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis avec $\rho > 0.4$: $\frac{L_x}{45} \langle e \langle \frac{L_x}{40}$

L_x : est la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

1.5. Types des dalles pleines

- Dalle sur deux appuis (DP1)

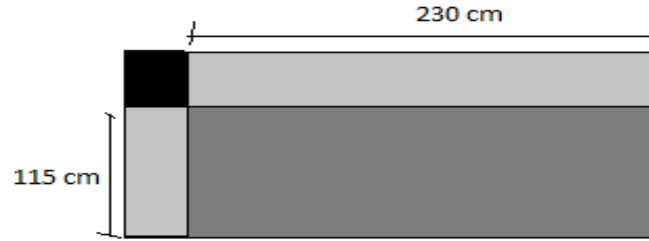


Figure II.4. Dalle sur 2 appuis (DP1)

$$\rho = \frac{155}{230} = 0.5 > 0.4 \text{ Travaille selon deux sens}$$

$$\frac{L_x}{45} \langle e \langle \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{155}{45} \langle e \langle \frac{155}{40} \rightarrow 2.55 \langle e \langle 2.87 \rightarrow e = 2 \text{ cm}$$

- Dalle sur trois appuis (DP2)

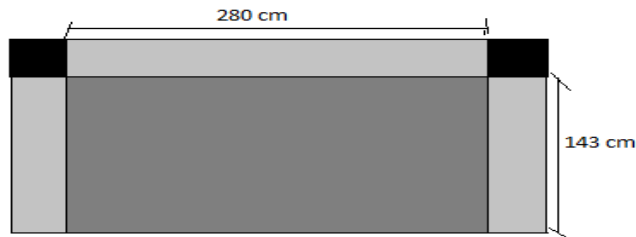


Figure II.5. Dalle sur 3 appuis (DP2)

$$\rho = \frac{143}{280} = 0.51 > 0.4 \text{ Travaille selon deux sens}$$

$$\frac{L_x}{45} \langle e \langle \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{143}{45} \langle e \langle \frac{143}{40} \rightarrow 3.17 \langle e \langle 3.57 \rightarrow e = 3 \text{ cm}$$

On adopté pour l'épaisseur des dalles 15cm selon l'isolation est de la résistance.

1.6. Les Balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine il travaille comme une console encastree au niveau de la Poutre de rive.

L'épaisseur de dalle de balcon est donnée par la formule suivant : $e = \frac{L}{10}$ selon **BAEL 91**

L : longueur de balcon

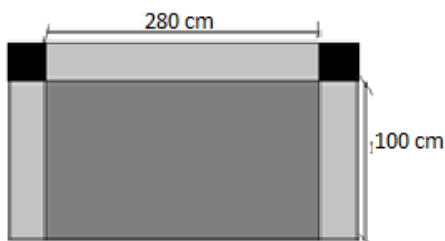


Figure II.6. Dalle sur 3 appuis (DP3)

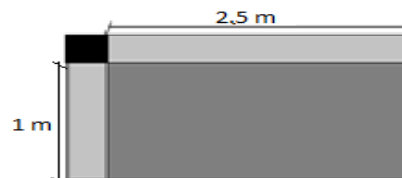


Figure II.7. Dalle sur 2 appuis (DP4)

$$\rho = \frac{100}{280} = 0.35 \leq 0.4 \quad \rho = \frac{100}{250} = 0.4 \leq 0.4$$

Les dalles suivant une seule direction comme une console.

$$e = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \text{ Alors on adopte l'épaisseur de tout les dalle pleine } e = 15 \text{ cm}$$

II.2. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux ayant un rôle la transmission des charges verticales et horizontal aux éléments porteur (poteaux, voiles), dont la portée est prise entre nus d'appuis on a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

2.1. Poutres Principales (PP)

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{BAEL91/99}$$

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis

$$L_{max} = 590 - 30 \rightarrow L_{max} = 560\text{cm} \rightarrow 37,3\text{cm} \leq h \leq 56\text{cm}$$

On opte pour : $h=45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

➤ Vérification des exigences du RPA99/2003 5(Art 7.5.1)

$b = 30 \geq 20\text{cm}$Vérifié

$h = 45 \geq 30\text{cm}$Vérifié

$h/b = 1.16 < 4$ Vérifié

2.2 Poutres secondaires (PS)

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{BAEL91/99}$$

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis

$$L_{max} = 456 - 30 \rightarrow L_{max} = 426\text{cm} \rightarrow 28.4\text{cm} \leq h \leq 42.6\text{cm}$$

On adopté pour $h=35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des exigences du RPA99/2003 5(Art 7.5.1)

$b = 30 \geq 20\text{cm}$Vérifié

$h = 35 \geq 30\text{cm}$Vérifié

$h/b=1.16 \leq 4$Vérifié

II.3. Pré dimensionnement des voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$\text{Avec } e \geq \max \left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right)$$

h_e : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – épaisseur de dalle)

e : épaisseur du voile

➤ **RDC niveau 01**

$$h_e = 336 - 20 = 316 \text{ cm } e \geq \max \left(\frac{316}{20}; 15 \text{ cm} \right) \text{ ce qui donne } e \geq \mathbf{15.8 \text{ cm}}$$

➤ **RDC niveau 02 et d'autre niveau (étage courant)**

$$h_e = 288 - 20 = 260 \text{ cm } e \geq \max \left(\frac{260}{20}; 15 \text{ cm} \right) \text{ ce qui donne } e \geq \mathbf{15 \text{ cm}}$$

Au final on a opté l'épaisseur des voiles **e = 20 cm**

II.4. Pré dimensionnement de l'acrotère

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique.

$$h = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

$$S = (0.4 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03) / 2$$

$$S = \mathbf{0.05 \text{ m}^2}$$

$$\text{Poids propre: } 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ kn /ml}$$

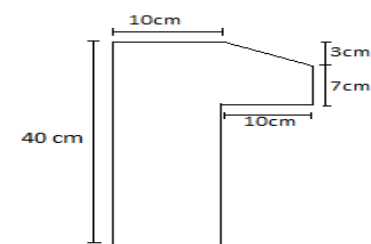


Figure II.8. Vue en plan d'un acrotère

II.5. Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place puis nous avons d'autre type en bois au niveau duplexe. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur du contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

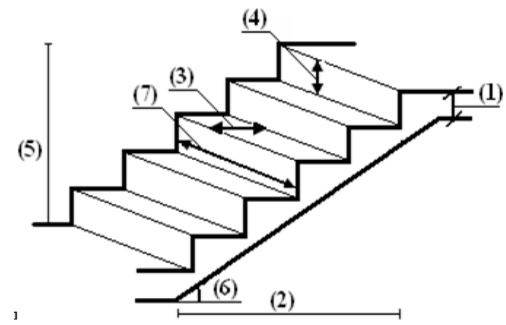


Figure II.9. Schéma de terminologie d'escalier

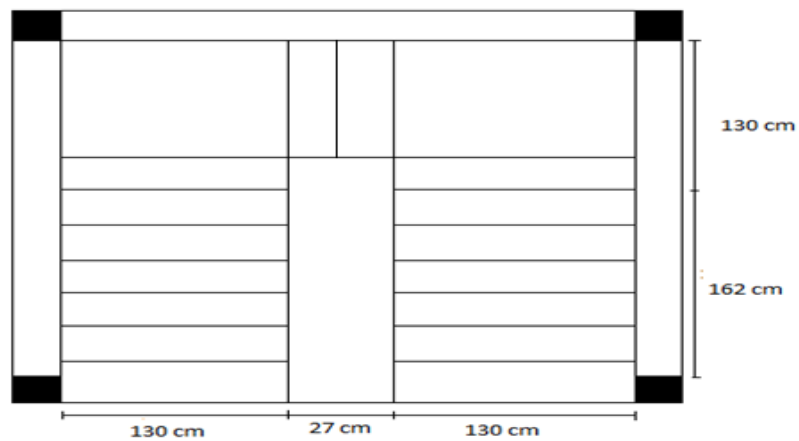


Figure II.10. Vue en plan d'un escalier droite à deux volées.

On a deux types d'études :

- **Etude type 01 :**

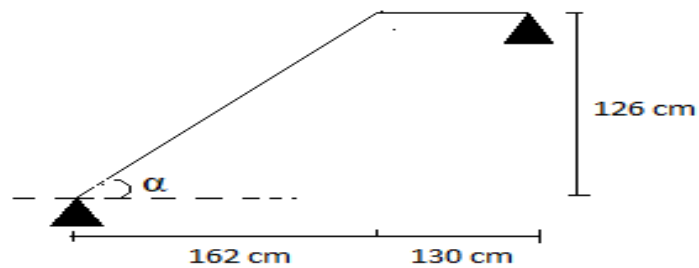


Figure II.11. Coupe en élévation de l'escalier du type 01.

Pour Les dimensionnements des marches (g) et contre marche (h) nous allons utiliser la formule de BLONDEL suivant :

$$59 \leq g+2h \leq 64$$

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

Avec :

n : nombre de contre marche.

$(n-1)$: nombre de marche.

$h = H/n$ (la hauteur de la contremarche)

$g = L/n-1$ (le giron)

$$59 \leq g+2h \leq 64$$

$$(L/n-1)+2(H/n) \leq 64 \text{ cm}$$

On trouve :

$$64n^2 - (64+2H+L_0) n + 2H \geq 0$$

$$64n^2 - 478n + 252 = 0$$

$$n = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \rightarrow n = 6.897 \text{ donc on prend } \mathbf{n = 7} \text{ contre marche.}$$

Donc :

$$h = H/n = 126/7 = 18 \text{ cm } \mathbf{h = 18 \text{ cm}}$$

$$g = L /N-1 = 162/7-1 = 27 \text{ cm } \mathbf{g = 27 \text{ cm}}$$

Vérification : $g+2n = 27 + 2(18) = 63 \text{ cm}$ Alors la condition est vérifiée.

- Angle de raccordement α :

$$\tan(\alpha) = H/L = 126/162 = 0.778 \rightarrow \mathbf{\alpha = 37.27^\circ}$$

- Epaisseur de paillasse et palier

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

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

$$e \geq 11 \text{ cm}$$

$$L = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{126^2 + 162^2} = 335.23 \text{ cm}$$

Soit :

$$335.23/30 \leq e \leq 335.23/20$$

$$11.174 \leq e \leq 16.76$$

Donc ont adopté l'épaisseur de paillasse et palier $\mathbf{e = 15 \text{ cm}}$

- Etude type 02 :

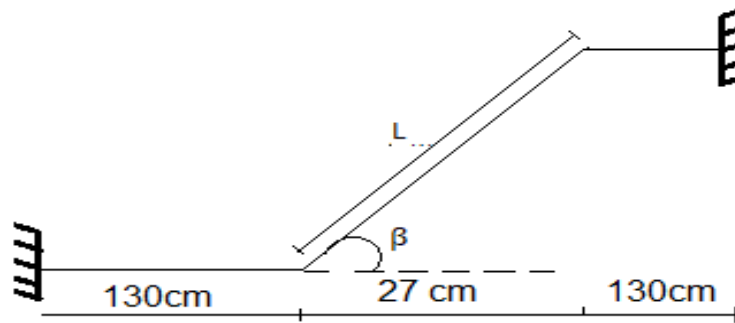


Figure. II.12. Coupe en élévation de l'escalier type 02

Comme le premier type on utilise la formule de BLONDEL

$$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H \geq 0$$

$$64n^2 - 163n + 72$$

$$n = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \rightarrow n = 1.978 \text{ donc on prend } n = 2 \text{ contre marche.}$$

$$\text{Donc : } h = H/n = 36/2 = 18 \text{ cm } \mathbf{h = 18 \text{ cm}}$$

$$g = L / (N-1) = 27/2 - 1 = 27 \text{ cm } \mathbf{g = 27 \text{ cm}}$$

Vérification : $g + 2n = 27 + 2(18) = 63 \text{ cm}$ Alors la condition est vérifiée.

- Angle de raccordement β :

$$\tan(\beta) = H/L = 36/27 = 1.33 \rightarrow \alpha = \mathbf{53.13^\circ}$$

- Epaisseur de paillasse et palier

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

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

$$e \geq 11 \text{ cm}$$

$$L = \sqrt{H^2 + L^2} + 130 + 130 = \sqrt{36^2 + 27^2} + 160 = 305 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } 305/30 \leq e \leq 305/20$$

$10.17 \leq e \leq 15.25 \text{ cm}$ Donc on a adopté l'épaisseur de paillasse et palier $e = \mathbf{15 \text{ cm}}$

II.6. Evaluation des charges et des surcharges

a-Plancher terrasse inaccessible à corps creux

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

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfacique « G » (KN/m ²)
01	Gravillons de protection	0.05	20	1.00
02	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
04	Forme de pente	0.1	22	2.2
05	Plancher à corps creux (16+4) cm	0.2	/	2.85
06	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent (G)				6.53 KN/m²
Charge d'exploitation (Q)				1 kN/m²

b-Plancher terrasse accessible à corps creux

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

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfacique « G » (KN/m ²)
01	Couche sable	0.02	18	0.36
02	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
04	Forme de pente	0.1	22	2.2
05	Plancher à corps creux (16+4) cm	0.2	/	2.85
06	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
07	Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
08	Mortier de pose	0.02	20	0.4
Charge permanent (G)				6.69 KN/m²
Charge d'exploitation (Q)				1 kN/m²

c-Plancher courant à corps creux

Tableau II.3. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m3)	Poids surfacique « G » (KN/m ²)
01	Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Couche sable	0.02	18	0.36
04	Mur intérieur	0.1	/	1
05	Plancher à corps creux (16+4) cm	0.2	/	2.80
06	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent (G)				5.16 KN/m ²
Charge d'exploitation (Q)				1.5 Kn

d-Plancher courant à dalle pleine

Tableau. II.4. Evaluation des charges de plancher courant à dalle pleine

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m3)	Poids surfacique « G » (KN/m ²)
01	Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Mur intérieur	0.1	/	1
05	Dalle pleine (15) cm	0.15	25	3.75
06	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent (G)				6.11 KN/m ²
Charge d'exploitation (Q)				1.5 kN/m ²

e-Balcon

Tableau. II.5. Evaluation des charges de Balcon.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m3)	Poids surfacique « G » (KN/m ²)
01	Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Couche de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine (15) cm	0.15	25	3.75
05	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent (G)				5.18 KN/m ²
Charge d'exploitation (Q)				3.5 kN/m ²

f-Mur extérieur

Tableau. II.6. Evaluation des charges de mur extérieur.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m3)	Poids surfacique « G »(KN/m²)
01	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
02	Berque creuse de 15cm	0.015	/	1.3
03	Lame d'aire	0.05	/	/
04	Berque creuse de 10 cm	0.01	/	0.9
05	Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanent (G)				G = 2.67 KN/m²

g- L'acrotère de terrasse inaccessible.

Tableau. II.7. Evaluation des charges de l'acrotère.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m3)	Poids surfacique « G » (KN/m²)
01	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
02	Béton	0.01	25	2.5
03	Enduit ciment intérieur	0.015	18	0.27
Charge permanent (G)				3.04KN/m²
Charge d'exploitation (Q)				1kN/m²

h-Volée

Premier type volée.

Tableau. II.8. Evaluation des charges de volée type 01.

N°	Description		Description	Poids volumique "γ" (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m²)
01	Revêtement De carrelage	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02*0.18/0.27		0.27
02	Mortier de Pose	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02*0.18/0.27		0.27
03	Marche		$h/2=0.18/2=0.09$	22	1.98

04	Dalle pleine	$0.15/\cos \alpha$	25	4.75
05	Enduit ciment	$0.015/\cos \alpha$	18	0.34
06	Garde de corps	/	/	0.6
Charge permanent (G)				G=9.01KN/m²
Charge d'exploitation (Q)				Q = 2.5 kN/m²

Deuxième type volée.

Tableau II.9. Evaluation des charges de volée type 02.

N°	Description		Description	Poids volumique γ (KN/m ³)	Poids surfacique (KN /m ³)
01	Revêtement De carrelage	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	$0.02*0.18/0.27$		0.27
02	Mortier de Pose	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	$0.02*0.18/0.27$		0.27
03	Marche		$h/2=0.18/2=0.09$	22	1.98
04	Dalle pleine		$0.15/\cos \alpha$	25	6.249
05	Enduit ciment		$0.015/\cos \alpha$	18	0.45
06	Garde de corps		/	/	0.6
Charge permanent (G)					G=10.62 KN/m²
Charge d'exploitation (Q)					Q = 2.5 kN/m²

i-Palier

Tableau II.10. Evaluation des charges de palier.

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " γ " (KN/m ³)	Poids surfacique « G » (KN/m ²)
01	Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Couche de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine (15) cm	0.15	25	3.75

05	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanent (G)				5.18 KN/m²
Charge d'exploitation (Q)				2.5 kN/m²

II.7. Pré- dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à répondre et transmette les sollicitations (efforts normaux et moment fléchissant) à la base de la structure. Le pré-dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à L'ELU :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance.
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement).
- 3- Conditions de RPA :

he =2.88 m pour les étages courantes

he = 3.36 m pour le RDC

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit :

Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.

Niveau	Dimensions	Poids proper G(KN) {G=h*b*He * γc}
RDC Niveau 01	55 × 50	23.10
RDC Niveau 02	55 × 50	19.8
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	50 × 45	16.2
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	45 × 40	12.96
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	40 × 35	10.08
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	35 × 30	7.56
Duplexe	30 × 30	6.48

Avec :

γc = 25 KN/m³ : poids volumique du béton.

Les conditions à vérifier selon RPA 995(Art 7.4.1) :

- $\text{Min}(b ; h) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{min}(30 ; 30) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ Alor la condition est vérifier.
- $h/b < 4 \rightarrow 55/50 = 1.1 < 4$ Alor la condition est vérifier.

Les conditions sont vérifiées pour tous les poteaux, sont vérifiés, le poteau qu'on va étudier et le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau recevra plus l'effort de compression qui est maximal, qu'on déterminer à partir de descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné deux poteaux qui nous semblent susceptible d'être le plus sollicités à savoir le poteau D3 et Poteau D2.

7.1 Pré dimensionnement du poteau (D3)

7.1.1 La surface afférente :

➤ Terrasse inaccessible (T.I)

$$S1 = S2 = 1.4 * 2.25 = 3.15 \text{ m}^2$$

$$\text{Sous G} \rightarrow S^{G\text{aff}} = S1 + S2 = 6.30 \text{ m}^2$$

$$\text{Sous Q} \rightarrow S^{\text{affQ}} = 6.30 + (0.3 * 5.05) = 7.815 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * l_{pp}$$

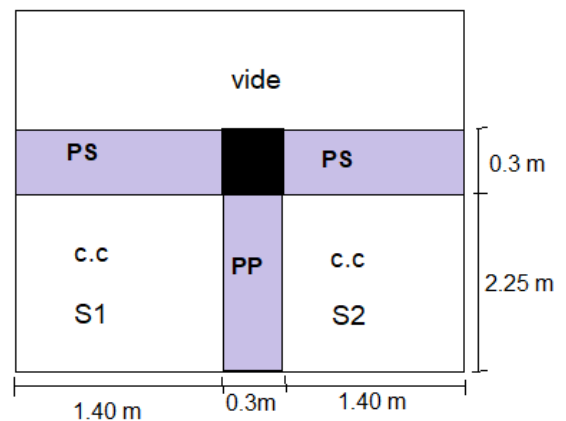


Figure. II.13. Surface afférente du poteau D3(T.I)

C.C : corps creux PP : poutre principale PS : poutre secondaire

$$G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.45 * 2.25 = 7.60 \text{ KN.}$$

$$G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.35 * 2.80 = 7.35 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow \text{G poutre} = 14.95 \text{ KN}$$

➤ Terrasse inaccessible + étage courant (T.I + E.C)

$$S1 = S2 = 2.80 * 1.40 = 3.92 \text{ m}^2$$

$$S3 (\text{palier}) = 1.15 * 2.25 = 2.59 \text{ m}^2$$

$$S4 (\text{volée}) = 1.40 * 2.25 = 3.14 \text{ m}^2$$

$$\text{Sous G} \rightarrow S^{G\text{aff}} = S1 + S2 = 7.84 \text{ m}^2$$

$$\text{Sous Q} \rightarrow S^{\text{affQ}} = 7.84 + (0.3 * 7.85) = 10.19 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.45 * 5.05 = 17.04 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.35 * 2.80 = 7.35 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \text{G Poutre} = 24.39 \text{ KN.}$$

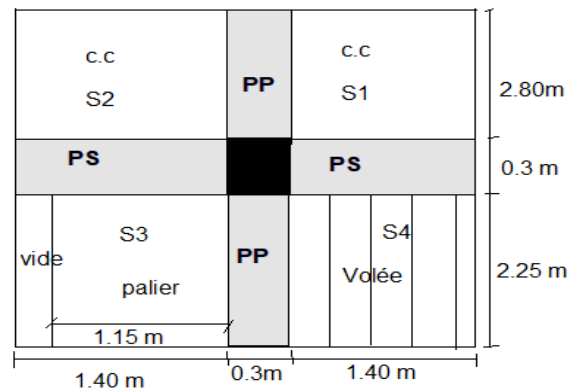


Figure. II.14. Surface afférente du poteau D3 (T.I+E.C)

➤ Etage courant (E.C)

$$S1=S2= 2.80*1.40 = 3.92 \text{ m}^2$$

$$S3 (\text{palier}) = 1.15*2.25 = 2.59 \text{ m}^2$$

$$S4 (\text{volée}) = 1.40*2.25 = 3.14 \text{ m}^2$$

$$\text{Sous G} \rightarrow S^{\text{Gaff}} = S1+S2 = 7.84 \text{ m}^2$$

$$\text{Sous Q} \rightarrow S^{\text{affQ}} = 7.84 + (0.3*7.85) = 10.19 \text{ m}^2$$

$$G_{pp} = 25*0.3*0.45*5.05 = 17.04 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25*0.3*0.35*2.80 = 7.35 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \text{G Poutre} = 24.39 \text{ KN.}$$

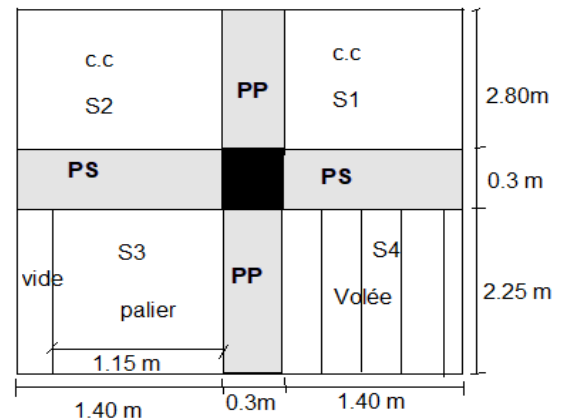


Figure. II.15. Surface afférente du poteau D3(E.C)

7.1.2 Poids des planches (Ppl)

➤ Terrasse inaccessible (T.I)

$$\text{Sous G} \rightarrow P_{pl} = S^{\text{Gaff}} * G_{T.I} = 6.30*6.53 = 41.14 \text{ KN}$$

$$\text{Sous Q} \rightarrow P_{pl} = S^{\text{affQ}} * Q_{T.I} = 7.815 * 1 = 7.815 \text{ KN}$$

➤ Terrasse inaccessible + étage courant (T.I + E.C)

$$\text{Sous G} \rightarrow P_{pl} = 7.84*6.53 = 51.19 \text{ KN} / P_{\text{volée}} = 3.15*9.01 = 28.38 \text{ KN} / P_{\text{palier}} = 2.59*5.18 = 13.41 \text{ KN}$$

$$\text{Sous Q} \rightarrow P_{pl} = 10.19 * 1 = 10.19 \text{ KN} / P_{\text{volée}} = 3.15*2.5 = 7.87 \text{ KN} / P_{\text{palier}} = 2.59*2.5 = 6.47 \text{ KN}$$

$$\text{G planche} = 92.28 \text{ KN} ; \text{Q planche} = 24.53 \text{ KN}$$

➤ Étage courant (T.I + E.C)

$$\text{Sous G} \rightarrow P_{pl} = 7.84*5.16 = 40.45 \text{ KN} / P_{\text{volée}} = 3.15*9.01 = 28.38 \text{ KN} / P_{\text{palier}} = 2.59*5.18 = 13.41 \text{ KN}$$

$$\text{Sous Q} \rightarrow P_{pl} = 10.19 * 1.5 = 15.30 \text{ KN} / P_{\text{volée}} = 3.15*2.5 = 7.87 \text{ KN} / P_{\text{palier}} = 2.59*2.5 = 6.47 \text{ KN}$$

$$\text{G planche} = 82.24 \text{ KN} ; \text{Q planche} = 29.64 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau **D3** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. II.12. Evaluation de la descente de charge de poteau D3.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N12	Planche terrasse inaccessible	41.14	7.815
	Poutre (PP+PS)	14.95	
	Poteau (30*30)	6.48	
	Acrotère	12.01	
Total		74.58	7.815
N11	N12	74.58	7.815+24.53
	Planche (TI + EC)	92.28	
	Poutre (PP+PS)	24.39	
	Poteau (30*30)	6.48	
Total		197.73	32.345
N10	N11	197.73	7.815+0.95
	Planche étage courant	82.24	*(24.53+29.64)
	Poutre (PP+PS)	24.39	
	Poteau (30*35)	7.56	
Total		311.92	59.27
N9	N10	311.92	7.815+0.90
	Planche étage courant	82.24	*(24.53+29.64*2)
	Poutre (PP+PS)	24.39	
	Poteau (30*35)	7.56	
Total		426.11	83.244
N8	N9	426.11	7.815+0.85
	Planche étage courant	82.24	*(24.53+29.64*3)
	Poutre (PP+PS)	24.39	
	Poteau (40*35)	10.08	
Total		542.82	104.25
N7	N8	542.82	7.815+0.80
	Planche étage courant	82.24	*(24.53+29.64*4)
	Poutre (PP+PS)	24.39	
	Poteau (40*35)	10.08	
Total		659.53	122.28
	N7	659.53	7.815+0.75

N6	Planche étage courant	82.24	*(24.53+29.64*5)
	Poutre (PP+PS)	24.39	
	Poteau (40*45)	12.96	
Total		779.12	137.36
N5	N6	779.12	7.815+0.71
	Planche étage courant	82.24	*(24.53+29.64*6)
	Poutre (PP+PS)	24.39	
	Poteau (40*45)	12.96	
Total		898.7	151.50
N4	N5	898.7	7.815+0.68
	Planche étage courant	82.24	*(24.53+29.64*7)
	Poutre (PP+PS)	24.39	
	Poteau (45*50)	16.2	
Total		1021.54	165.58
N3	N4	1021.54	7.815+0.66
	Planche étage courant	82.24	*(24.53+29.64*8)
	Poutre (PP+PS)	24.39	
	Poteau (50*55)	16.2	
Total		1144.32	180.5
N2	N3	1144.32	7.815+0.65
	Planche étage courant	82.24	*(24.53+29.64*9)
	Poutre (PP+PS)	24.39	
	Poteau (50*55)	23.10	
Total		1274.1	197.15
N1	N2	1274.1	7.815+0.636
	Planche étage courant	82.24	*(24.53+29.64*10)
	Poutre (PP+PS)	24.39	
	Poteau (50*55)	23.10	
Total		1403.89	211.92

7.2 Pré dimensionnement du poteau (D2)

7.2.1 La surface afférente

➤ Terrasse inaccessible (T.I)

$$S1 = S2 = 1.4 * 2.25 = 3.15 \text{ m}^2$$

Sous G → $S^{Gaff} = S1 + S2 = 6.30 \text{ m}^2$

Sous Q → $SaffQ = 6.30 + (0.3 * 5.05) = 7.815 \text{ m}^2$

$$Gpp = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * l_p$$

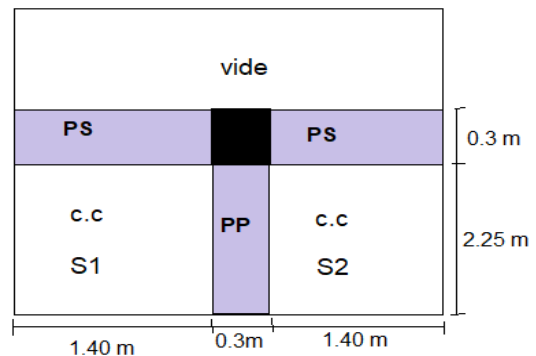


Figure.II.16. Surface afférente du poteau D2(T.I).

C.C : corps creux PP : poutre principale PS : poutre secondaire

$$Gpp = 25 * 0.3 * 0.45 * 2.25 = 7.60 \text{ KN.}$$

$$Gps = 25 * 0.3 * 0.35 * 2.80 = 7.35 \text{ KN.}$$

→ **G poutre = 14.95 KN**

➤ Terrasse inaccessible + étage courant (T.I + E.C)

$$S1 = S2 = 2.80 * 1.40 = 3.92 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.95 * 1.40 = 2.73 \text{ m}^2$$

$$S4 \text{ (dalle pleine)} = 1.40 * 1.58 = 2.21 \text{ m}^2$$

$$S5 \text{ (volée)} = 0.67 * 1.40 = 0.938 \text{ m}^2$$

Sens G → $SaffG = S1 + S2 + S3 = 10.57 \text{ m}^2$

Sens Q → $SaffQ = 10.57 + (0.3 * 7.85) = 13.34 \text{ m}^2$

D.P : dalle plein Pch : poutre de chiénage

$$Gpp = 25 * 0.3 * 0.45 * 5.05 = 17.04 \text{ KN}$$

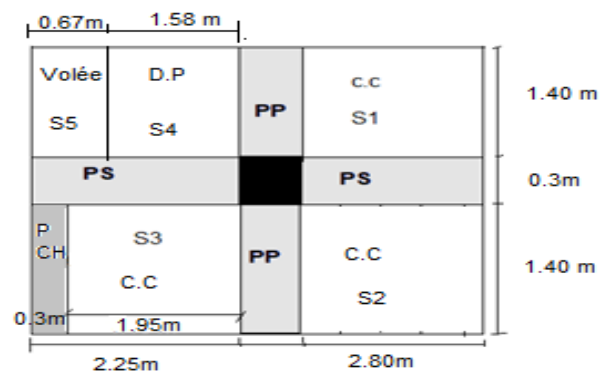


Figure. II.17. Surface afférente du poteau D2 (T.I + E.C)

$$Gps = 25 * 0.3 * 0.35 * 2.80 = 7.35 \text{ KN}$$

$$Gpch = 25 * 0.3 * 0.3 * 1.4 = 3.15 \text{ KN}$$

→ **G Poutre = 27.54 KN**

➤ **Étage courant (E.C)**

$$S1=S2= 2.80*1.40 = 3.92 \text{ m}^2$$

$$S3= 1.95*1.40= 2.73 \text{ m}^2$$

$$S4 (\text{dalle plain}) = 1.40*1.58= 2.21 \text{ m}^2$$

$$S5 (\text{volée}) = 0.67*1.40 = 0.938 \text{ m}^2$$

$$\text{Sous G} \rightarrow S^{G\text{aff}} = S1+S2+S3 = 10.57 \text{ m}^2$$

$$\text{Sous Q} \rightarrow S^{\text{affQ}} = 10.57+ (0.3*7.85) = 13.34 \text{ m}^2$$

D.P : dalle plain **Pch** : poutre de chiénage

$$G_{pp} = 25*0.3*0.45*5.05 = 17.04 \text{ KN}$$

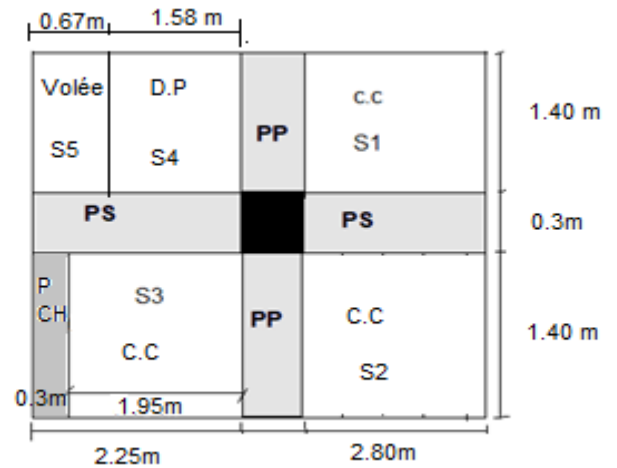


Figure. II.18. Surface afférente du poteau D2(E.C)

$$G_{ps} = 25*0.3*0.35*2.80 = 7.35 \text{ KN}$$

$$G_{pch} = 25*0.3*0.3*1.4 = 3.15 \text{ KN} \rightarrow \text{G Poutre} = 27.54 \text{ KN}.$$

7.2.2 Poids des planches (Ppl)

➤ **Terrasse inaccessible (T.I)**

$$\text{Sous G} \rightarrow P_{pl} = S^{G\text{aff}} * G_{T.I} = 6.30*6.53 = 41.14 \text{ KN}$$

$$\text{Sous Q} \rightarrow P_{pl} = S^{\text{affQ}} * Q_{T.I} = 7.815 * 1 = 7.815 \text{ KN}$$

➤ **Terrasse inaccessible + étage courant (T.I + E.C)**

$$\text{Sous G} \rightarrow P_{pl} = 10.57*6.53 = 69.02 \text{ KN} / \text{P volée} = 0.938*9.01= 8.45 \text{ KN} /$$

$$\text{P D.P} = 25*0.15*2.21+6.11=14.39 \text{ KN}$$

$$\text{Sous Q} \rightarrow P_{pl} = 13.34 * 1 = 13.34 \text{ KN} / \text{P volée} = 0.938*2.5= 2.345 \text{ KN} /$$

$$\text{P D.P} = 25*0.15*2.21*1.5 = 9.787 \text{ KN}$$

$$\text{G planche} = 91.86 \text{ KN} ; \text{Q planche} = 25.47 \text{ KN}$$

➤ **Étage courant (E.C)**

$$\text{Sous G} \rightarrow P_{pl} = 10.57*5.16 = 54.54 \text{ KN} / \text{P volée} = 0.938*9.01= 8.45 \text{ KN} /$$

$$\text{P D.P} = 25*0.15*2.21+6.11=14.39 \text{ KN}$$

$$\text{Sous Q} \rightarrow P_{pl} = 13.34 * 1.5 = 20.01 \text{ KN} / \text{P volée} = 0.938*2.5= 2.345 \text{ KN} /$$

$$\text{P D.P} = 25*0.15*2.21*1.5 = 9.787 \text{ KN}$$

$$\text{G planche} = 77.38 \text{ KN} ; \text{Q planche} = 32.13 \text{ KN}$$

❖ Les résultats de la descente des charges pour le poteau **D2** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. II.13. Evaluation de la descente de charge de poteau D2.

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N12	Planche terrasse inaccessible	41.14	7.815
	Poutre (PP+PS)	14.95	
	Poteau (30*30)	6.48	
	Acrotère	12.01	
Total		74.58	7.815
N11	N12	74.58	7.815+24.47
	Planche (TI + EC)	91.36	
	Poutre (PP+PS+Pch)	27.54	
	Poteau (30*30)	6.48	
Total		200.46	33.28
N10	N11	197.73	7.815+0.95 *(25.47+32.13)
	Planche étage courant	82.24	
	Poutre (PP+PS+Pch)	24.39	
	Poteau (30*35)	7.56	
Total		312.94	62.13
N9	N10	312.94	7.815+0.90 *(25.47+32.13*2)
	Planche étage courant	77.38	
	Poutre (PP+PS+Pch)	27.54	
	Poteau (30*35)	7.56	
Total		425.45	88.52
N8	N9	425.45	7.815+0.85 *(25.47+32.13*3)
	Planche étage courant	77.38	
	Poutre (PP+PS)	27.54	
	Poteau (40*35)	10.08	
Total		547.45	111.39
N7	N8	547.45	7.815+0.80 *(25.47+32.13*4)
	Planche étage courant	77.38	
	Poutre (PP+PS)	27.54	
	Poteau (40*35)	10.08	

Total		662.45	131.01
N6	N7	662.45	7.815+0.75
	Planche étage courant	77.38	*(25.47+32.13*5)
	Poutre (PP+PS)	27.54	
	Poteau (40*45)	12.96	
Total		780.33	143.65
N5	N6	780.33	7.815+0.71
	Planche étage courant	77.38	*(25.47+32.13*6)
	Poutre (PP+PS)	27.54	
	Poteau (40*45)	12.96	
Total		898.21	162.77
N4	N5	898.21	7.815+0.68
	Planche étage courant	77.38	*(25.47+31.13*7)
	Poutre (PP+PS)	27.54	
	Poteau (45*50)	16.2	
Total		1019.33	178.07
N3	N4	1019.33	7.815+0.66
	Planche étage courant	77.38	*(25.47+32.13*8)
	Poutre (PP+PS)	27.54	
	Poteau (50*55)	16.2	
Total		1140.45	194.27
N2	N3	1140.45	7.815+0.65
	Planche étage courant	77.38	*(25.47+32.13*9)
	Poutre (PP+PS)	27.54	
	Poteau (50*55)	23.10	
Total		1268.47	212.33
N1	N2	1274.1	7.815+0.636
	Planche étage courant	77.38	*(25.47+32.13*10)
	Poutre (PP+PS)	27.54	
	Poteau (50*55)	23.10	
Total		1396.49	233.21

Tableau II.14. Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux.

Poteaux	G(KN)	Q(KN)	ELU	ELS
PD3	1403.89	211.92	2212.0665	1625.81
PD2	1396.49	233.21	2235.0795	1619.7

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le Poteaux (PD2) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1, 1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de **10%**.

$$Nu' = 1.1 \times 2235.08 = 3475.72 \text{ KN}$$

$$Nu' = 2458.58 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des poteaux**

a. Vérification à la compression simple de poteau plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu'}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow B \geq \frac{Nu' \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}}$$

$$B_{cal} \geq \frac{2458.58 \times 10^{-3}}{0.85 \times 25} = 0.1735 \text{ m}^2$$

$$B_{adp} = 0.55 \times 0.50 = 0.275 \text{ m}^2$$

Donc $B_{cal} = 0.1735 \text{ m}^2 \leq B_{adp} = 0.275 \text{ m}^2$ Alor la condition est vérifier

Tableau II.15. Résultats de la Vérification à la compression simple.

Etages	Nu (KN)	a×b	Comparaison		Observation
			<i>B_{adp}</i>	<i>B_{cal}</i>	
Duplexe	352.60	30*30	0.09	0.025	Vérifier
8eme étage	567.23	35*30	0.105	0.040	Vérifier
7eme étage	777.93	35*30	0.105	0.055	Vérifier
6eme étage	996.75	40*35	0.14	0.070	Vérifier
5eme étage	1199.90	40*35	0.14	0.084	Vérifier
4eme étage	1395.81	45*40	0.18	0.098	Vérifier
3eme étage	1602.41	45*40	0.18	0.110	Vérifier
2eme étage	1807.52	50*45	0.225	0.127	Vérifier
1 ^{er} étage	2014.11	50*45	0.225	0.142	Vérifier
RDC niveau 02	2234.02	55*50	0.275	0.157	Vérifier
RDC niveau 01	2488.58	55*50	0.275	0.1735	Vérifier

b. Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$Nu \leq \overline{Nu} = \alpha (Br * fc28 / 0.9\gamma_b + A_s * f_e / 100\gamma_s)$ α : coefficient tenant compte de l'élanement.

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

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 50$$

– Vérification du poteau du RDC Niveau 01 :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad l_f = 0.7l_0 = 0.7 * 3.36 = 2.532 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \rightarrow B = 0.5 * 0.55 = 0.275 \text{ m}^2 \rightarrow I = 0.5 * 0.55^3 / 12 = 6.93 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{6.93 * 10^{-3}}{0.275}} = 0.158 \quad ; \quad \lambda = \frac{2.532}{0.158} = 15.88 \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{15.88}{35}\right)^2} = 0.820$$

D'après BAEL99 on doit vérifier

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left(\frac{fc28}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s}\right)} \geq \frac{2458.58 * 10^{-3}}{0.82 \times \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15}\right)} = 0.136 \text{ m}^2$$

$$Br = (50-2) * (55-2) * 10^{-4} = 0.254 \text{ m}^2$$

Donc $0.254 \geq 0.136$ Alor pas de risque de flambement.

Tableau. II.16. Résultats de la vérification au flambement.

Étage	Nu	I (m)	λ	α	Comparaison		Observation
					Br(m²)	Br cal(m²)	
Duplexe	352.60	0.086	23.44	0.780	0.078	0.020	Vérifier
8eme étage	567.23	0.101	20.16	0.797	0.0924	0.032	Vérifier
7eme étage	777.93	0.101	20.16	0.797	0.0924	0.044	Vérifier
6eme étage	996.75	0.115	17.53	0.810	0.125	0.056	Vérifier
5eme étage	1199.90	0.115	17.53	0.810	0.125	0.067	Vérifier
4eme étage	1395.81	0.129	15.63	0.820	0.163	0.077	Vérifier
3eme étage	1602.41	0.129	15.63	0.820	0.163	0.088	Vérifier
2eme étage	1807.52	0.144	14.00	0.823	0.210	0.10	Vérifier
1 ^{er} étage	2014.11	0.144	14.00	0.823	0.210	0.110	Vérifier
RDC niveau 02	2234.02	0.159	12.68	0.828	0.254	0.122	Vérifier
RDC niveau 01	2488.58	0.159	14.88	0.828	0.254	0.136	Vérifier

Conclusion

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : $45*30 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $35*30\text{cm}^2$
- Epaisseur des voiles : $e = 20 \text{ cm}^2$
- RDC (niveaux 01 et 02) : $(b*h) = 50*55\text{cm}^2$
- 1^{ème} et 2^{ème} étage : $(b*h) = 45*50\text{cm}^2$
- 3^{ème} et 4^{ème} étage : $(b*h) = 40*45\text{cm}^2$
- 5^{ème} et 6^{ème} étage : $(b*h) = 35*40\text{cm}^2$
- 7^{ème} et 8^{ème} étage : $(b*h) = 30*35\text{cm}^2$
- Duplex : $(b*h) = 30*30\text{cm}^2$

Chapitre III
Etude des éléments
secondaires

Introduction

Les éléments secondaires ce sont des éléments porteurs qui ne font pas partie au système de contreventement, sont réalisées généralement en béton armé ou bien métalliques, bois ...etc.

Son rôle transmette les charges aux éléments principal durant, ce chapitre le calcule va concerner les éléments suivants : les planches, les escaliers, les poutres chaînages, la dalle d'ascenseur, l'acrotère.

III.1 Calcul des planchers

Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planche (planche corps creux et planche da pleine).

1.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot
- Méthode de RDM

a) Méthode Forfaitaire

Le BAEL91 (Art. L.III,2) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i-1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

• Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

- * $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3 \alpha) M_0)$
- * $M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.
- * $M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et $\alpha = Q / (G+Q)$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

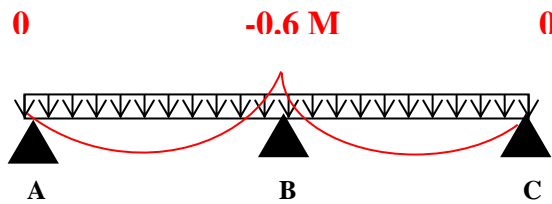


Figure III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

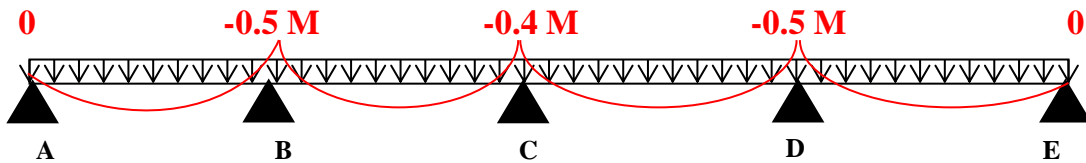


Figure III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$0.15M_0. \text{ Tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

• **Evaluation de l'effort tranchant**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- * 15 % si c'est une poutre à deux travées.
- * 10 % si c'est une poutre à plus de deux travées.

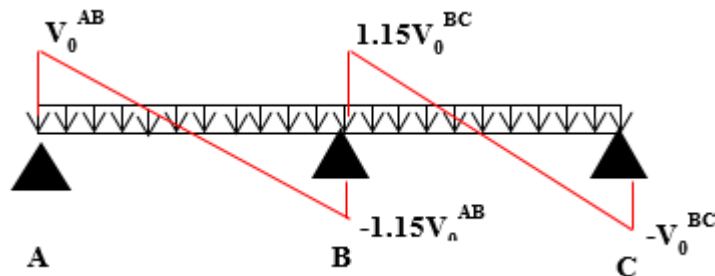


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

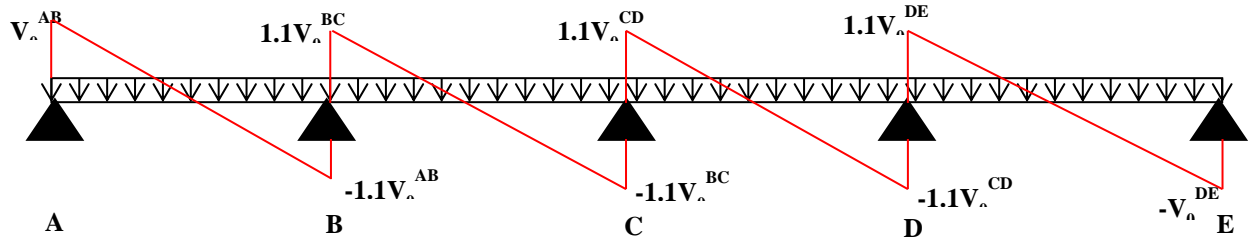


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

a) Méthode de Caquot

Domaine d'application

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

Application de la méthode

Moment en travée

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x);$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

En appuis

$$M_a = -\frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \text{BAEL (Art. L.III, 3)}$$

- * l'_g et l'_d Longueur fictive
- * P_g et P_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considère
- * $l' = \begin{cases} 0.8l: \text{Travée intermédiaire} \\ l: \text{Travée de rive} \end{cases}$



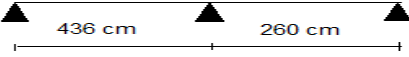
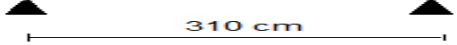
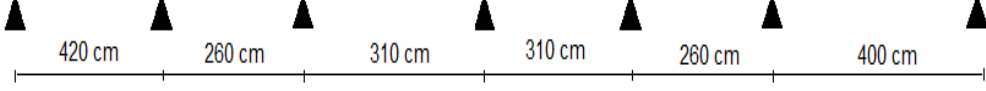
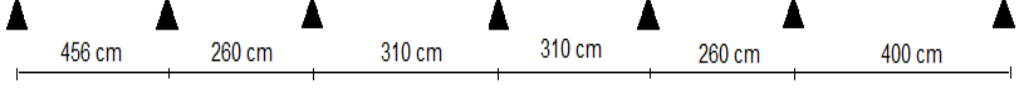

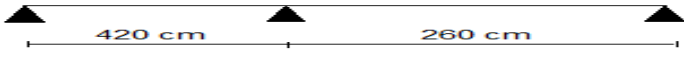

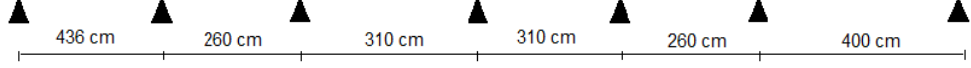
- L'effort tranchant

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \quad \text{BAEL(Art. L. III. 3)}$$

Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

1.2. Les différents types des poutrelles

Tableau III .1. Schéma défèrent type des poutrelles.

N°	Type de poutrelle
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	
Type 05	
Type 06	
Type 07	
Type 08	
Type 09	
Type 10	

Les charges revenant aux poutrelles sont données dans tableau suivant :

Tableau III .2. Chargement sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.53	1.00	10.31	6.70	7.53	4.89
Terrasse accessible	6.69	1.00	11.28	7.33	8.19	5.32
Etage courants	5.16	1.50	9.016	6.00	6.66	4.33

Avec : ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ $p_u = q_u \cdot l_0$

ELS : $q_s = G + Q$ $P_s = q_s \cdot l_0$ $l_0 = 0.65 \text{ m}$

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types des poutrelles est défini dans le tableau suivant :

Tableau III.3. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

Types de poutrelles	Conditions d'application De la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 09	Vérifiées	$Q = 1 \text{ KN} \leq \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$ F.P.N $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$ $I = \text{constante}$	Méthode forfaitaire
Type 1, 2, 3, 5, 6, 7, 8,10	Non Vérifiées	$L_i/L_{i+1} [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 04	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

❖ Calcul des sollicitations (M, V)

Les sollicitations pour les poutrelles d'étage courant + RDC :

Exemple illustratif (type 3) dans RDC

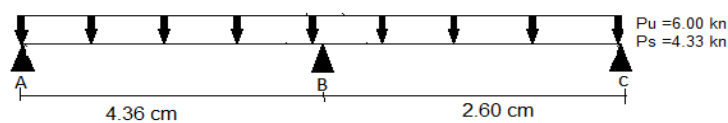


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle Type 3

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode Caquot minorée sur cette planche même.

Vu que la condition n'est pas vérifiée on applique directement la méthode Caquot minorée.

On calcule G' sachant que $G' = 2/3 G = 2/3 * 5.16 = 3.44 \text{ KN/m}$

$P_u = (1.35G' + 1.5Q) * 10 = (1.35*3.44 + 1.5*1.5) * 0.65 = 4.48 \text{ KN/m}$

$P_s = (G' + Q) * 10 = (3.44 + 1.5) * 0.65 = 3,211 \text{ KN/m}$

Moment aux Appuis :

$$M_A = M_C = -0.15M_0^{AB}$$

- A L'ELU

$$M_0^{AB} = 6,00 * 4,363^2 / 8 = 14,28 \text{ KN.m} \rightarrow M_A = M_C = -0,15 * 14,28 = -2,15 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS

$$M_0^{AB} = 4,33 * 4,363^2 / 8 = 10,31 \text{ KN.m} \rightarrow M_A = M_C = -0,15 * 10,31 = -1,54 \text{ KN.m}$$

Moment en appui intermédiaire :

$$M_B = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU} = -7.61 \text{ kn. m} \\ \text{ELS} = -5.45 \text{ kn. m} \end{cases}$$

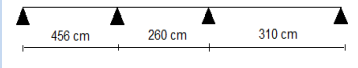
Moment en travée :

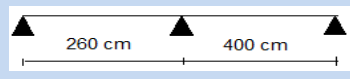
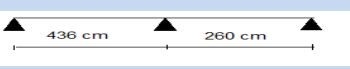
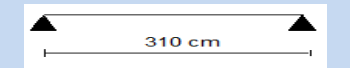
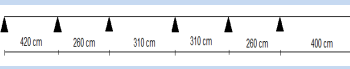
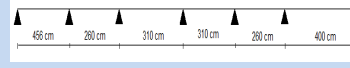
Tableau III.4. Les sollicitations en travées.

Les traves	X=li/2- Mg+Md/qu*li (m)	M0 = qu*x/2(li - x) (KN.m)	L'effort tranchant (KN)			Mt (KN.m)	
			VA	VB	VC	ELU	ELS
Travée AB	1.89	14.00	11.33	-14.82	/	10.70	7.74
Travée BC	1.788	4.36	/	10.72	-4.87	1.98	1.44

Sollicitation des poutrelles Etage courant +RDC

Tableau III.5. Sollicitations des différents types de poutrelles étage courant +RDC.

Les types des poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	M_a^r Max	M_a^{int} Max	Mt Max	V Max	M_a^r Max	M_a^{int} Max	Mt Max
	-2.33	-8.240	22.72	15.465	-1.688	-5.906	8.493

	-1.8	-6.516	8.944	13.609	-1.299	-4.669	6.481
	-2,15	-7.610	10.70	14.82	-1,54	-5.45	7.74
	-3.646	/	7.207	9.300	-0.780	/	5.201
	-1.984	-6.975	10.856	14.24	-1.432	-4.998	7.852
	-2.339	-8.243	11.72	15.465	-1.688	-5.906	8.493

Les sollicitations pour les poutrelles terrasse Accessible :

Exemple illustratif (type 07) dans le duplexe niveau 02 :

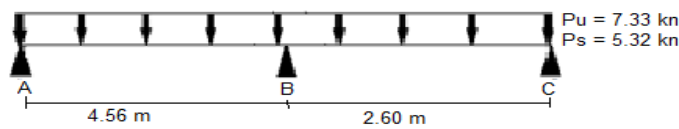


Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle Type 7

Vu que la condition n'est pas vérifiée on applique directement la méthode caquot minorée.

On calcule G' sachant que $G' = 2/3 G = 2/3 * 6.69 = 4.46 \text{ KN/m}$

$P_u = (1.35G' + 1.5Q) * 10 = (1.35 * 4.46 + 1.5 * 1.5) * 0.65 = 5.376 \text{ KN/m}$

$P_s = (G' + Q) * 10 = (4.46 + 1.5) * 0.65 = 3.874 \text{ KN/m}$

Moment aux Appuis :

$$M_A = M_C = -0.15M_0^{AB}$$

- A L'ELU

$$M_0^{AB} = 7.33 * 4.56^2 / 8 = 19.05 \text{ KN.m} \rightarrow M_A = M_C = -0.15 * 19.05 = -2.857 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS

$$M_0^{AB} = 5.32 * 4.56^2 / 8 = 13.827 \text{ KN.m} \rightarrow M_A = M_C = -0.15 * 13.827 = -2.074 \text{ KN.m}$$

Moment en appui intermédiaire :

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \rightarrow \begin{cases} ELU = -9.928 \text{ kn.m} \\ ELS = -7.154 \text{ kn.m} \end{cases}$$

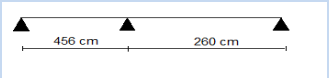
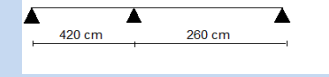
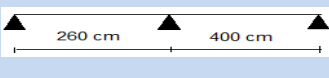
Moment en travée :

Tableau III.6. Les sollicitations en travées.

Les travées	X=li/2- Mg+Md/qu*li (m)	M0=qu*x/2(li - x) (KN.m)	L'effort tranchant (KN)			Mt (KN.m)	
			VA	VB	VC	ELU	ELS
Travée AB	1.98	18.72	14.53	-18.89	/	14.411	10.482
Travée BC	1.82	7.43	/	13.347	-5.710	2.224	1.629

Sollicitation des poutrelles terrasse accessible :

Tableau III.7. Sollicitations des différents types de poutrelles terrasse accessible.

Les types des poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	M _a ^r Max	M _a ^{int} Max	Mt Max	V Max	M _a ^r Max	M _a ^{int} Max	Mt Max
 Type 07	-2.86	-9.928	14.411	18.896	-2.07	-7.154	10.482
 Type 08	-2.424	-8.526	12.187	17.429	-1.759	-6.144	8.868
 Type 02	-2.199	-7.817	11.018	16.62	-1.596	-5.633	8.018

Les sollicitations pour les poutrelles terrasse inaccessible :

Exemple illustratif (type 09)

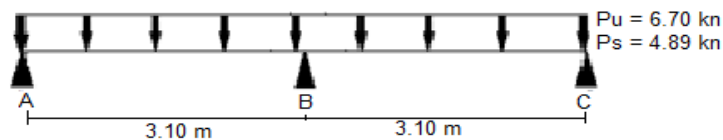


Figure III.7. Schéma statique de la poutrelle Type 9

Application des conditions méthode forfaitaire :

- $Q = 1 \text{ kn/m}^2 \leq \min(5 \text{ kn/m}^2 ; 13.06 \text{ kn/m}^2)$ vérifiée
- $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq l \leq 1.25$ Vérifiée.

- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.....Vérifiée
- F.P.N..... Vérifiée

Toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

Moment isostatique

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$ELU \rightarrow M_{AB}^0 = \frac{6.70 \times 3,10^2}{8} = 8.048 \text{ KN.m}$$

$$ELS \rightarrow M_{BC}^0 = \frac{4.89 \times 3,10^2}{8} = 5.784 \text{ KN.m}$$

Moment en appui

Appuis de rive :

$$M^A = M^C = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0.15 \times M_0$

$$M_0 = \frac{q L^2}{8}$$

$$ELU: M_A^U = M_C^U = - 1.207 \text{ KN.m}$$

$$ELS: M_A^S = M_C^S = - 0.88 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$ELU : M_B^U = -0.6 M_0^{AB} = -0,6 \times 8.048 = -4.828 \text{ kn.m}$$

$$ELS: M_B^S = -0.6 M_0^{AB} = -0,6 \times 5.874 = -3.524 \text{ kn.m}$$

Moments en travées :

Chaque travée est calculée indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.53} = 0.132$$

$$\left[\begin{array}{l} 1 + 0,3 \alpha = 1+0,3 \times 0,132 = 1.039 \\ 1,2 + 0,3 \alpha = 1,2+0,3 \times 0,132 = 1.239 \end{array} \right.$$

Travée (AB) :

$$ELU : M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t = \max (6.036; 4.985) = 6.036 \text{ KN.m}$$

$$ELS: M_t = \max (4.405; 3.638) = 4.405 \text{ KN.m}$$

Travée (BC) :

ELU :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0, 1.05 M_0 \right\}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t \geq 8.450 - 2.414 = 6.036$$

$$M_t \geq 4.985$$

$$M_t = \max (6.036 ; 4.985) = 6.036 \text{ KN.m}$$

ELS : $M_t = \max (4.405 ; 3.638) = 4.405 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants

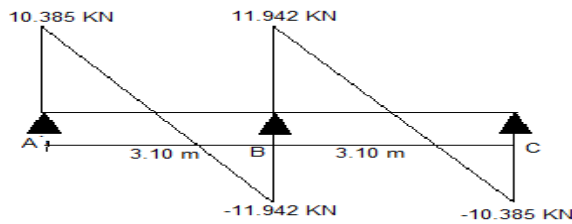


Figure III.8. Les efforts tranchants sur la poutrelle

Travée (AB)

$$V_A = PL/2 = 6.70 \times 3.10 / 2 = 10.385 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times PL/2 = -1.15 \times 6.70 \times 3.10 / 2 = -11.942 \text{ KN}$$

Travée (BC)

$$V_B = -1.15 \times PL/2 = -1.15 \times 6.70 \times 3.10 / 2 = 11.942 \text{ KN}$$

$$V_C = -PL/2 = -6.70 \times 3.10 / 2 = -10.385 \text{ KN}$$

Sollicitation des poutrelles terrasse inaccessible :

Tableau III.8. Sollicitations des différents types de poutrelles sur terrasse inaccessible.

Les types des poutrelles	Etat limite						
	ELU				ELS		
	M_a^r Max	M_a^{int} Max	Mt Max	V Max	M_a^r Max	M_a^{int} Max	Mt Max
Type 09 	-1.207	-4.048	6.035	11.94	-0.88	-3.524	4.405
Type 10 	-2.388	-8.048	12.20	16.46	-1.743	-5.841	8.916

❖ Sollicitation maximale des poutrelles :

Tableau III.9. Sollicitations des maximale des poutrelles.

Sollicitation maximale	ELU				ELS		
	M_a^r Max	M_a^{int} Max	Mt Max	V Max	M_a^r Max	M_a^{int} Max	Mt Max
Etage courant +RDC	-3.646	-8.243	11.72	15.465	-1.688	-5.906	8.493
Terrasse accessible au niveau duplexe	-2.857	-9.928	14.411	18.896	-2.074	-7.154	10.482
Terrasse inaccessible	-2.388	-8.048	12.205	16.463	-1.743	-5.841	8.916

1.3. Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant.

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 55\text{cm } b_0 = 10\text{cm } h = 16 \text{ cm } h_0 = 4\text{cm } h_t = 20 \text{ cm}$$

Calcul à L'ELU : le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec sollicitation maximale :

❖ Ferrailage en travée :

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.55 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \Rightarrow$$

$$M_{tu} = 0.0499\text{MN}$$

$$M_{tu} = 0.0499 \text{ MN} > M_{trav}^{max} = 0.01172 \text{ MN}$$

La table de compression n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe par la table de compression, ce qui non conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$

$$\mu bu = \frac{M_t^{max}}{f_{bu} \times d^2 \times b} \rightarrow \mu bu = \frac{11.72 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu bu = 0.0463) < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\Rightarrow (\mu bu = 0.0463 < \mu l = 0,392) \Rightarrow A' = 0: \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) \Rightarrow \alpha = 0.0592$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0592) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{travée} = \frac{M_t}{\xi \times f_{st}} \rightarrow A_t = \frac{11.72 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 1.924 \text{ cm}^2$$

Donc on opte **3HA10 = 2.36 cm²**

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0.23b_{od} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 55 * 18 * \frac{2.1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 1.195 \text{ cm}^2 < A_{travée} = 1.924 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Ferraillage en Appui :**

Appui intermédiaire : le moment est négatif $M_a < 0$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{8.243 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.179) < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$(\mu_{bu} = 0.179) < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,179)}) \Rightarrow \alpha = 0.248$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.248) = 0.162 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_t}{Z * f_{st}} \rightarrow A_a = \frac{8.243 \times 10^{-3}}{348 \times 0.162} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0.23b_{od} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 10 * 18 * \frac{2.1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.210 \text{ cm}^2 < A_{travée} = 1.460 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc on ferraille avec $A = 1.460 \text{ cm}^2$ en opte **2HA10 = 1.57 cm²**

Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,646 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0.18^2 \times 14,2} = 0,080 \quad (\mu_{bu} = 0.080) < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,08)}) = 0.105$$

$$z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,105) = 0,172 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{3,646 \times 10^{-3}}{0,172 \times 348} = 6,2 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{rive} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_r^{\min} = 0.23b_{od} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 10 * 18 * \frac{2.1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_r^{\min} = 0.210 \text{ cm}^2 < A_r = 0,62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc on ferraille avec $A = 0,62 \text{ cm}^2$ en opte **1HA12 = 1.13 cm²**

❖ Vérification à L'ELU :

a. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{15.465 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.859 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.859 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = (0,2 \times f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$ Condition vérifié pas de risque de rupture par cisaillement

b. ferrailage transversale

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1 \min}; h/35; b_0/10) \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min (1; 20/35; 10/10) = 0,57 \text{ cm Soit : } \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

On opte un étrier $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

C. escapements:

- $S_t \leq \text{Min} (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$

- $S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f'_{tj} K)} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,57 \times 0,8 \times 400}{0,1 \times (0,859 - 0,3 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 79.65 \text{ cm.}$

$\alpha = 90^0$ (Flexion simple, cadres droites.) ; $f'_{tj} = \min (f_{tj}; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ MPA}$

$K=1$ (pas de reprise de bétonnage)

- $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$

$S_t \leq \text{Min} (1; 2; 3) = \rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \rightarrow$ on prend **$S_t=15 \text{ cm}$** .

d. vérification de la table – nervure :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ avec $b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 0.225 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{15.465 \times 10^{-3} \times 0,225}{0,9 \times 0,18 \times 0,55 \times 0,04} = 0.976 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.976 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$. Condition vérifiée.

Donc pas de risque de cisaillement à la table – nervure.

e. vérification des armatures longitudinales A_l :

- Appui de rive :

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{15.465 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_t + A_a = 2.36 + 1,13 = 3.49 \text{ cm}^2 \geq 0,44 \text{ cm}^2 \Rightarrow C' \text{ est vérifié.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (15.465 + \frac{8.243}{0,9 \times 0,18}) \times 10^{-3} \times \frac{1,15}{400} \times 10^4 = 1,90 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 2.36 + 1.57 = 3.93 \text{ cm}^2 > 1,90 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

f. vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 * a * b_0 * f_{c28} \text{ avec } a = \min (a_1 ; a_2)$$

$$a_1 = 0.9d = 0.9 * 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$a_2 = l_a - 2c = 30 - 4 = 26 \text{ cm } l_a : \text{ largeur de l'appui}$$

$$V_u = 15.465 \text{ KN} \leq 0.267 * 0.162 * 0.1 * 25 = 108.13 \text{ KN} \dots \text{condition vérifier.}$$

- ❖ Les résultats du ferrailage sont résumés dans tableau suivant :

Tableau III.10. Résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux.

Position	Nature	M (KN.m)	μbu	α	Z (m)	Acal (cm²)	Amin (cm²)	Aadopter (cm²)
Etage courant	Travée	11.72	0.046	0.059	0.175	1.92	1.19	3HA10=2.36
	Appui (int)	8.243	0.179	0.248	0.162	1.46	0.21	2HA10=1.57
	Appui (rive)	3.64	0.135	0.182	0.166	0,62	0.21	1HA12=1.13
Terrasse accessible	Travée	14.411	0.056	0.073	0.174	2.37	1.19	2HA10+1HA12=2.7
	Appui (int)	9.928	0.215	0.307	0.157	1.80	0.21	1HA10+1HA12=1.92
	Appui (rive)	2.857	0.062	0.080	0.174	0.47	0.21	1HA10= 0.79
Terrasse inaccessible	Travée	12.205	0.048	0.061	0.175	1.99	1.19	3HA10=2.36
	Appui (int)	8.048	0.174	0.242	0.162	1.42	0.21	2HA10=1.57
	Appui (rive)	2.388	0.051	0.066	0.175	0.39	0.21	1HA8=0.50

Vérification à L'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures BAEL 91(art B.6.3)

La fissuration est peu nuisible, donc elle n'exige pas de faire des vérifications.

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

En travée :

Position de l'axe neutre (y) :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.55 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -5.56 \times 10^{-5}$$

$$H = -55.6 \text{ cm}^3$$

H<0 (alors l'axe neutre passe par la nervure ⇒calcul d'une section en (T)

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0) \cdot h_0]y - 15(A \cdot d + A' \cdot d') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\rightarrow 5y^2 + 215y - 997.2 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 257.23 \rightarrow y = 4.21 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 8099.675 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.493 \times 10^{-3}}{8099.675 \times 10^{-8}} \times 0.0421 = 4.414 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \text{ fc}28$$

=15 MPA.....condition vérifiée

En appuis intermédiaires :

Position de l'axe neutre (y) :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.55 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = 110.3 \text{ cm}^3$$

H>0 (alors l'axe neutre passe par la nervure ⇒calcul d'une section en rectangulaire (b*h)

$$\frac{b}{2} Y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\rightarrow 27.5y^2 + 23.55y - 423.9 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 217.27 \rightarrow y = 3.52 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I

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

$$I = 5002.271 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.906 \times 10^{-3}}{5002.271 \times 10^{-8}} \times 0.0352 = 4.155 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée}$$

Tableau III.11. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les niveaux à L'ELS.

Plancher	En Travée				En Appui				Observation
	Mt KN.m	Y cm	I Cm ⁴	σ_{bc} MPA	Mt KN.m	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc} MPA	
RDC+ étage courant	8.493	4.21	8099.675	4.41	5.906	3.52	5002.27	4.155	Vérifiée
Terrasse accessible	10.482	4.48	9049.627	5.189	7.154	3.85	5836.99	4.71	Vérifiée
Terrasse inaccessib le	8.916	4.21	8099.675	4.63	5.841	3.52	5002.27	4.110	Vérifiée

Etat limite de déformation

Conditions de la vérification de la flèche Données :

$L = 4.56 \text{ m}; M_0 = 13.827 \text{ KN.m}; M_t = 10.482 \text{ KN.m} \text{ } A_t = 2.7 \text{ cm}^2$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées

$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{456} = 0.043 < \frac{10.482}{15 \times 13.827} = 0.0505 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$

$\frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.7}{10 \times 18} = 0.015 \geq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$

$L < 8 \text{ m} \rightarrow L = 4.56 < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq f_{adm} : f_{adm} = \begin{cases} \frac{L}{500} \text{ si } L \leq 5 \text{ cm} \\ \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ si } L > 5 \text{ cm} \end{cases} \text{ donc } f_{adm} = L/500 = 4560/500 = 9.12 \text{ mm}$$

$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

Δf : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (Retrait, fissure)

f_{gv}, f_{gi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.55 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.55 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.55 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation

$$q_{jser} = 0.55 \times G = 0.55 * 2.85 = 1.57 \text{ KN.m}$$

$$q_{gser} = 0.55 \times G = 0.55 * 6.69 = 3,68 \text{ KN.m}$$

$$q_{pser} = 0.55 \times (G + Q) = 0.55(6.69+1.00) = 4,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = \frac{k * q_{jser} * l^2}{8} = \frac{0.76 * 1.852 * 4.56^2}{8} = 3.658 \text{ KN.m} , k = \frac{M_t}{M_0} = \frac{10.482}{13.82} = 0.76$$

$$M_{gser} = \frac{k * q_{gser} * l^2}{8} = \frac{0.76 * 4,348 * 4.56^2}{8} = 8.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{k * q_{pser} * l^2}{8} = \frac{0.76 * 5,32 * 4.56^2}{8} = 10.51 \text{ KN.m}$$

Contraint (σ) :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3.658 \times (18 - 4.48)}{9049.627} = 81,97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{8.59 \times (18 - 4.48)}{9049.627} = 192,50 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{10.51 \times (18 - 4.48)}{9049.627} = 235,52 \text{ Mpa}$$

Calcule les coefficients ρ et λ

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2.7}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 2.750 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.1 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

Calcule de μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 81,97 + 2.1} = 0.47$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 192.50 + 2.1} = 0.73$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 235.52 + 2.1} = 0.77$$

Propriété de la section

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + n(A+A')} = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (55-10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (2.7 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (55-10)4 + 15(2.7+0)} \Rightarrow y_G = 7.346 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} h^3 + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$$I_0 = 38054.932 \text{ cm}^4 \text{ (} I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale)}$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 38054.932}{1 + 2.750 \times 0,73} = 13918,678 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 38054.932}{1 + 2.75 \times 0,47} = 18259.727 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 38054.932}{1 + 2.75 \times 0,77} = 13427.56 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 38054.932}{1 + 1,1 \times 0,73} = 23217.096 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.658 \times 4.56^2}{10 \times 32164.2 \times 18259.727} \Rightarrow f_{ji} = 1.30 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{8.59 \times 4.56^2}{10 \times 32164.2 \times 13918.678} \Rightarrow f_{gi} = 3.989 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{10.51 \times 4.56^2}{10 \times 32164.2 \times 13427.56} \Rightarrow f_{pi} = 5.06 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = \frac{8.59 \times 4.56^2}{10 \times 10818.86 \times 23217.096} \Rightarrow f_{vg} = 7.11 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 7.11 - 1.30 + 5.06 - 3.989 \Rightarrow \Delta f_t = 6.881 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 6.881 \text{ mm} \leq f_{adm} = 9.12 \text{ mm}$$

La condition de la flèche vérifiée au niveau terrasse accessible

$$A_{\text{adopte}} = 2HA10+1HA12= 2.7 \text{ cm}^2$$

Etage courant la flèche est vérifiée : $A_{\text{adopte}} = 3HA10= 2.36 \text{ cm}^2$

Etat limite de déformation

Tableau III.12. Etat limite de déformation des planches.

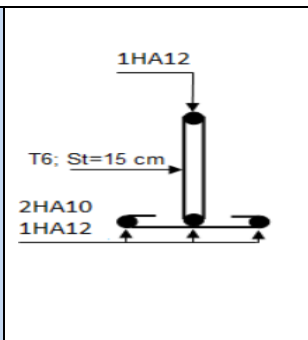
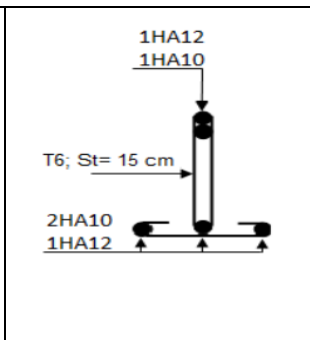
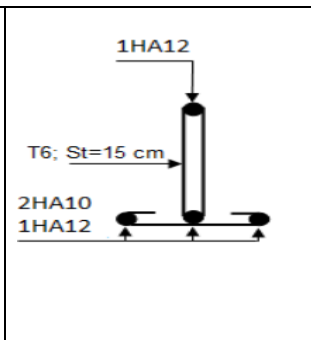
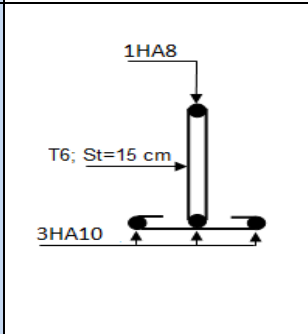
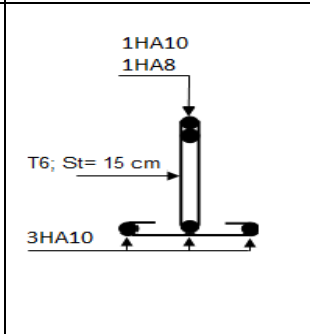
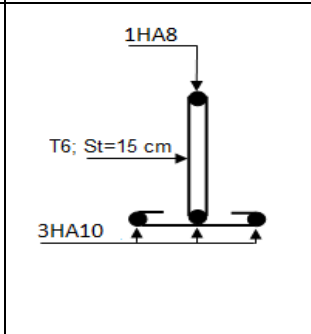
Planches	Etage courant	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
$q_{jser}(\text{KN/m})$	2.09	1.567	1.567
$q_{gser}(\text{KN/m})$	2,838	3.679	3.5915
$q_{pser}(\text{KN/m})$	3.66	4.504	4.1415
$M_{jser}(\text{KN.m})$	4.072	3.658	2.852
$M_{gser}(\text{KN.m})$	5.532	8.59	6.538
$M_{pser}(\text{KN.m})$	7.132	10.51	7.532

$I_0 \text{ cm}^4$	37469.664	38643	37469.664
ρ	0.013	0.017	0.013
λ_i	3.181	2.440	3.181
λ_v	1.272	0.976	1.272
$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	104.003	81.97	72.83
$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	141.276	192.50	166.97
$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	182.149	235.52	192.353
μ_j	0.51	0.47	0.38
μ_g	0.61	0.73	0.66
μ_p	0.68	0.77	0.70
$I_{f_{ij}}(\text{cm}^4)$	15963.187	18259.727	18951.831
$I_{f_{ig}}(\text{cm}^4)$	14236.254	13918.678	13505.71
$I_{f_{ip}}(\text{cm}^4)$	13234.071	13427.56	12973.138
$I_{f_{vg}}(\text{cm}^4)$	23571.121	23217.096	22756.167
$f_{ji}(\text{mm})$	1.64	1.30	0.972
$f_{gi}(\text{mm})$	2.51	3.989	3.12
$f_{pi}(\text{mm})$	3.48	5.06	3.753
$f_{vg}(\text{mm})$	4.51	7.11	5.52
$\Delta f(\text{mm})$	3.84	6.881	5.18
$f_{adm}(\text{mm})$	9.12	9.12	9.12
$\Delta f \leq f_{adm}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Ferrailage des poutrelles

Tableau III.13. Le schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			

<p>Plancher terrasse accessible</p>			
<p>Planche terrasse inaccessible</p>			

1.4. Etude de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression doit être armée pour un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 400\text{MPa}$.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{CB93}(6.8.4.2.3)$$

$$St \leq \min(2e; 25) \text{ cm} \rightarrow St \leq 20 \text{ cm on opte} \rightarrow St = 20\text{cm}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,325\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$St \leq \min(3e; 33) \text{ cm} \rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \rightarrow St = 30\text{cm}$$

D'où pour faciliter la mise en œuvre a utilisé des treilles soudés $\Phi 5$ 150*150

Ferraillage de la dalle de compression

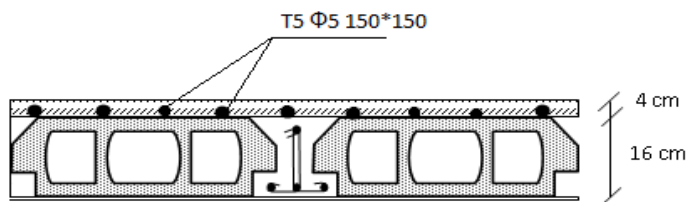


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

1.5. Etude des dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalle bordées par des appuis :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

1.5.1. Dalle sur trois appuis (DP1)

Evaluation des charges

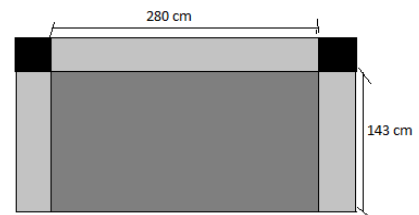
On a $G = 6.11 \text{ KN/m}^2$ $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.11 + 1.5 \times 1.5 = 10.50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6.11 + 1.5 = 7.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{143}{280} = 0.51 > 0.4$$

Figure III.10. Dalle sur 3 appuis (DP1)



→ La dalle travaille selon deux sens L_x et L_y .

Calcul des moments :

$$\frac{l_y}{2} = \frac{280}{2} = 140 \rightarrow L_x > \frac{l_y}{2}$$

$$\left(M_{ox} = \frac{P \cdot l_y^3}{24} \right) ; \left(M_{oy} = \frac{P \cdot l_y^2}{24} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P x \cdot l_y^3}{48} \right)$$

$$\mathbf{A \text{ ELU}} \begin{cases} M_{ox} = 9.604 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 5.110 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \mathbf{A \text{ ELS}} \begin{cases} M_{ox} = 6.960 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 3.703 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage :

$$\mathbf{A \text{ ELU}} \begin{cases} M_{ox} = 9.604 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 5.110 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (9.604) = 8.163 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (5.110) = 4.343 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0.4 \times M_{ox} = -0.4 \times (9.604) = -3.840 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.4 \times M_{oy} = -0.4 \times (5.110) = -2.044 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bande de longueur $b=1\text{ml}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$

En travée

Sens x-x : $M_x^t = 8.163 \text{ kn.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{8.163 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.034 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.043 \quad Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) = 0.127 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{8.163 \times 10^{-3}}{0.127 \times 348} \Rightarrow A = 1.84 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition non fragilité :

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$; avec : $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

$$A_{\min}^x = \rho_0 \frac{3-\rho}{2} b \cdot e = 1.494 \text{ cm}^2 < A_x^t = 1.84 \text{ cm}^2 \text{ donc on choisit } \mathbf{4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2}$$

Sens y-y $M_y^t = 4.343 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{4.343 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.018 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.023 \quad Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) = 0.128 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{4.343 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348} \Rightarrow A = 0.97 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition non fragilité :

$A_{\min}^y = \rho_0 \cdot e \cdot b = 0.0008 \cdot 15 \cdot 100 = 1.2 \text{ cm}^2$ Alors la condition n'a pas été vérifiée donc on ferraille avec A_{\min}^y on opte **4HA10 = 3.14 cm²**.

En appui

Sens x-x : $M_x^a = 3.841 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3.841 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.016 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0201 \quad Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) = 0.129 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{3.841 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} \Rightarrow A = 0.85 \text{ cm}^2 < A_{\min}^x = 1.494 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min}^x on opte **4HA10 = 3.15 cm²**

Sens y-y : $M_y^a = 2.044 \text{ cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.044 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0852 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0106 \quad Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha) = 0.129 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{2.044 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} \Rightarrow A = 0.45 \text{ cm}^2 < A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 \text{ On ferraille avec } A_{\min}^y$$

On opte **4HA10 = 3.15 cm²**

Espacement des armatures

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$, On opte : $S_t=25\text{cm}$ pour les deux sens

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\varphi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \varphi \leq \frac{15}{10} = 1.5\text{cm} = 15 \text{ mm}$ condition

vérifiée

Vérification à l'ELU :

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{10.50 \times 1.43}{2} \times \frac{2,80^4}{2,80^4 + 2,80^4} = 7.027 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{uy} = \frac{10,50 \times 2,80}{2} \times \frac{1,43^4}{2,80^4 + 1,43^4} = 0.93\text{KN}$$

$$\tau_u^x = \frac{V_u^x}{b \times d} = (7.027 \times 10^{-3}) / 0.13 \times 1 = 0.05 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

$$\tau_u^y = \frac{V_u^y}{b \times d} = (0.93 \times 10^{-3}) / 0.13 \times 1 = 0.075 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée Donc pas de rupture par cisaillement.

Tableau III.14. Les résultats du ferrailage de la dalle sur trois appuis.

Sens		M (KN.m)	A ^{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	18,163	1,84	1.49	4HA10 = 3.14
	y-y	4,343	0,97	1.2	4HA10 = 3,14
Appuis	y-y	3,841	0,85	1,49	4HA10 = 3.14
	x-x	2,044	0,45	1,2	4HA10 = 3.14

Vérification à l'ELS

$$\begin{cases} M_{ox} = 6.960 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 3.703 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (6.960) = 5.916 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (3.703) = 3.147 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0.4 \times M_{ox} = -0.4 \times (6.960) = -2.78 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.4 \times M_{oy} = -0.4 \times (3.703) = -1.481 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Etat limite de compression du béton :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans béton est nécessaire.

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \text{ Il faut que } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \rightarrow 50y^2 + 47.1y - 612.3 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 353.098 \rightarrow$$

$$y = 3.095 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \rightarrow I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (5.196 \times 10^{-3}) / (5608.73 \times 10^{-8}) \times 0.03059 = 3.22 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA}$$

Tableau III.15. Vérification de contrainte de compression dans le béton.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée (X)	5.916	5608	3.059	3.22	15	Vérifiée
Appuis (Y)	2.78	5608	3.059	1.516	15	Vérifiée
Travée (X)	3.147	5608	3.059	1.72	15	Vérifiée
Appuis (Y)	1.481	5608	3.059	0.81	15	Vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures :

La Fissuration peu nuisible → aucune vérification à faire

Etat Limite de déformation :

Selon x :

$$h_x/L_x > 3/80 \rightarrow 15/143 = 0.104 > 3/80 = 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \rightarrow (0.15/1.43) = 0.104 > (5.916/20 \times 6.960) = 0.0425 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow (3.14/100 \times 13) = 0.00241 < (2/400) = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire selon xx.

Selon y :

$$h_y/L_y > 3/80 \rightarrow (15/280) = 0.05 > (3/80) = 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \rightarrow (0.15/2.80) = 0.05 > (3.147/20 \times 3.703) = 0.042 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow (3.14/100 \times 13) = 0.00241 < (2/400) = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire selon yy.

Schéma de ferrailage :

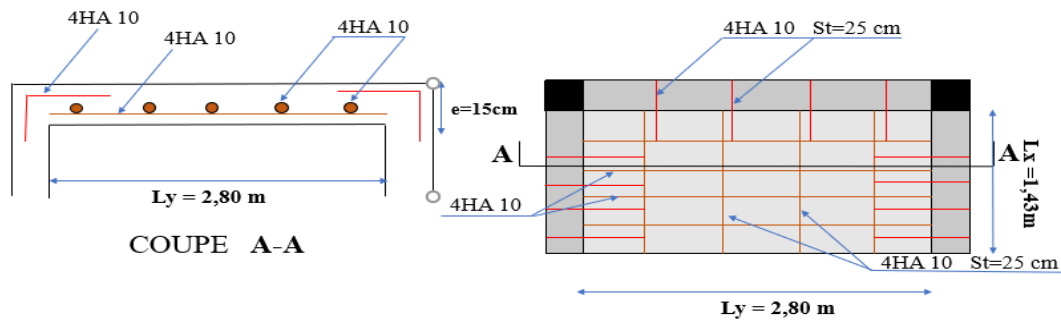


Figure III.11. Schéma de ferrailage sur trois appuis (DP1).

1.5.2. Dalle sur deux appuis (DP2)

Evaluation des charges

On a $G = 5.18 \text{ KN/m}^2$ $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 5.18 + 1.5 \cdot 2.5 = 10.743$

KN/m^2

$q_s = G + Q = 5.18 + 2.5 = 7.68 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.15}{2.30} = 0.5 > 0.4$

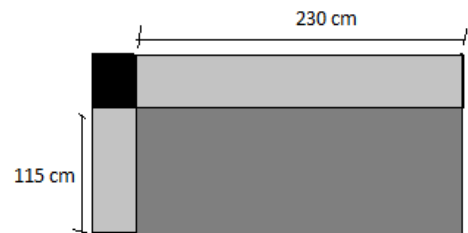


Figure III.12. Dalle sur 2 appuis (DP2)

La dalle travail selon deux sens L_x et L_y .

Calcul des sollicitations à L'ELU

$\rho = 0.50 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \rightarrow (\text{Annexe01})$

$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0966 \times 10.703 \times (1.15)^2 \Rightarrow M_0^x = 1.373 \text{ KN.m}$

$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 1.373 \Rightarrow M_0^y = 0.343 \text{ KN.m}$

- En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.17 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.30 \text{ KN.m} \end{cases}$

- En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -0.549 \text{ KN.m}$

Ferrailage :

En flexion simple : les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.16. Les résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	1.17	0.0048	0.00610	0.129	0.26	1.5	4HA10 = 3.14
	y-y	0.30	0.0012	0.00156	0.123	0.07	1.2	3HA10 = 2.36
appuis	y-y	0.549	0.0023	0.0029	0.13	0.121	1.5	4HA10 = 3.14
	x-x							

Espacement des armatures :

Sens x-x: $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopter $St = 25\text{ cm}$.

Sens y-y : $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St = 30\text{ cm}$.

Vérification à L'ELU :

La condition de non fragilité :

$$e \geq 12\text{ cm est } \rho \geq 0.4 \rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 * (3 - \frac{P}{2} * be) \\ A_{min}^y = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$A_{min}^x = 0.0008 * (3 - 0.5/2) * 100 * 15 = 1.5\text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = 0.008 * 100 * 15 = 1.2\text{ cm}^2$$

L'effort tranchant :

$$V^{max} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 5.82\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = (5.82 * 10^{-3}) / (0.13 * 1) = 0.044\text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17\text{ MPA}$$

condition vérifiée

Vérification à L'ELS :

$$\text{On } q_s = 7.68\text{ KN/m et } \rho = 0.5 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1000 \\ \mu_y = 0.3671 \end{cases} \rightarrow (\text{Annexe01})$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1000 \times 7.68 \times (1.15)^2 \Rightarrow M_0^x = 1.015\text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3671 \times 1.015 \Rightarrow M_0^y = 0.372\text{ KN.m}$$

$$\text{- En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.86\text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.316\text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{- En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -0.406\text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\text{Vérification des contraintes : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\text{Il faut que } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\text{Sens x-x : } A_x = 3.14\text{ cm}^2 \quad b = 100\text{ cm} \quad d = 13\text{cm}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \rightarrow 50y^2 + 47.1y - 612.3 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 353.098 \rightarrow$$

$$y = 3.095\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \rightarrow I = 5608.73\text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.47\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 2.36\text{ cm}^2 \quad b = 100\text{cm} \quad d = 13\text{cm}$$

$$Y = 2.70\text{ cm} \quad I = 4411.68\text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.193\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La Fissuration peu nuisible → aucune vérification à faire

Etat Limite de déformation :

Selon x :

$$h_t/L_x > \max(3/80, \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x}) \rightarrow 0.15/1.15 > \max(0.0375 ; 0.042) \rightarrow 0.13 > 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 3.14 / (100 \times 13) = 0.00241 < 2/400 = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Selon y :

$$h_t/L_x > \max(3/80 ; \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x}) \rightarrow (0.15/2.3) > \max(0.0375 ; 0.042) \rightarrow 0.065 > 0.042 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 2.36 / (100 \times 13) = 0.00181 < 2/400 = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc n'est pas nécessaire de vérifiée la flache selon les deux sens.

Tableau III.17. Vérification de contrainte de compression dans le béton.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée (X)	0.86	5608	3.059	0.47	15	Vérifiée
Travée (Y)	0.316	4411	3.059	0.19	15	Vérifiée
Appui(X) Appui(Y)	0.406	5608	3.059	0.22	15	Vérifiée

Schéma de ferrailage :

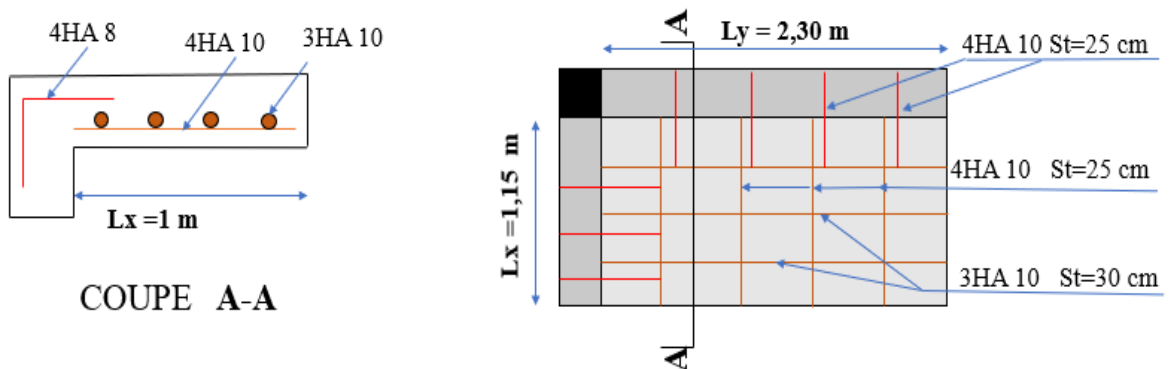


Figure III.13. Schéma de ferrailage sur deux appuis (DP2).

1.5.3. Les Balcons

Balcon sur trois appuis (DP4)

Evaluation des charges

On a $G = 5.18 \text{ KN/m}^2$ $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
 $qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 3.5 = 12.234 \text{ KN/m}^2$
 $qs = G + Q = 5.18 + 3.5 = 8.68 \text{ KN/m}^2$
 $\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1}{2.80} = 0.36 < 0.4$

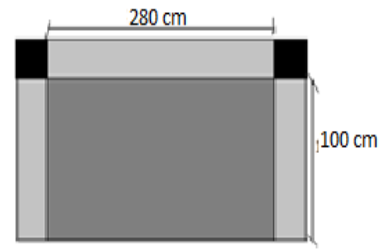


Figure III.14. Dalle sur 3 appuis (DP4)

→ La dalle travail suivant Lx comme une console

Calcule des sollicitations à L'ELU :

Les moments isostatiques : $\frac{Ly}{2} = \frac{2.80}{2} = 1.4m \Rightarrow Lx \leq Ly/2$

$$\begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{Lx^3}{6} = 2.04 \text{ kn.m} \\ M_{0x} = \left(p \times \frac{Lx^2}{2} \times Ly \right) - \left(\frac{2}{3} \times p \times Lx^3 \right) = 8.978 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Le moment en travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.631 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 1.734 \text{ KN.m} \end{cases}$

Le moment en appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -3.591 \text{ KN.m}$

Le ferrailage : $b = 100 \text{ cm}$ $h = 15 \text{ cm}$ $d = 13 \text{ cm}$ $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Tableau III.18. Les résultats du ferrailage balcon sur trois appuis.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm)
Travée	x-x	7.631	0.0318	0.0405	0.128	1.71	1.2	4HA10=3.14 cm ²
	y-y	1.734	0.0072	0.0091	0.129	0.384	1.2	3HA10=2.36 cm ²
Appuis		3.591	0.015	0.0188	0.129	0.80	1.2	4HA8 = 2.01 cm ²

Condition de non fragilité

$A_{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$

Vérification à L'ELU :

$V_{max} = \frac{P_u \times Lx}{2} = 6.12 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = (6.12 \times 10^{-3}) / (0.13 \times 1) = 0.047 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$

.....condition vérifiée

Espacement des armatures :

Sens x-x: $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St < 33\text{ cm}$.

Sens y-y : $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St < 45\text{ cm}$.

Vérification à L'ELS :

$$P_s = 8.68 \text{ KN/ml}$$

Les moments isostatiques : $\Rightarrow L_x < L_y/2 \rightarrow$

$$\begin{cases} M_{0y} = ps \times \frac{L_x^3}{6} = 1.446 \text{ kn.m} \\ M_{0x} = ((ps \times lx^2 \times Ly)/2) - (\frac{2}{3} \times ps \times L_x^3) = 6.366 \text{kn.m} \end{cases}$$

Le moment en travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.411 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 1.23 \text{ KN.m} \end{cases}$

Le moment en appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -2.546 \text{ KN.m}$

La vérification de la contrainte dans le béton :

Vérification des contraintes : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$ il faut que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$

En Travée :

Sens x-x :

$M_{ser} = 5.411 \text{KN.m}$ $A_x = 3.14 \text{cm}^2$ $b = 100\text{cm}$ $d = 13\text{cm}$
 $y = 3.095 \text{ cm}$ $I = 5608.73 \text{ cm}^4$ $\sigma_{bc} = 3.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

Sens y-y :

$M_{ser} = 1.23 \text{ KN.m}$ $A_y = 2.36 \text{ cm}^2$ $b = 100\text{cm}$ $d = 13\text{cm}$
 $y = 2.70 \text{ cm}$ $I = 4411.68 \text{ cm}^4$ $\sigma_{bc} = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

En Appuis: $M_a = 2.546 \text{ KN.m}$ $A_x = 2.01 \text{ cm}^2$ $b = 100\text{cm}$ $d = 13\text{cm}$

$y = 2.51 \text{ cm}$ $I = 3844.817 \text{ cm}^4$ $\sigma_{bc} = 1.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

La vérification de la contrainte dans l'acier tendue :

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma} = \min(2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \times ftj}) = 201.63 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 143.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Etat Limite de déformation :

Selon x :

$h_t/L_x > \max(3/80 ; \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x}) \rightarrow 0.15/1 > \max(0.0375 ; 0.042) \rightarrow 0.15 > 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 3.14 / (100 \times 13) = 0.00241 < (2/400) = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Selon y :

$$h_t/L_x > \max \left(3/80 ; \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x} \right) \rightarrow 0.15/2.8 > \max (0.0375 ; 0.042) \rightarrow 0.053 > 0.042 \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 2.36 / (100 \times 13) = 0.00181 < (2/400) = 0.005 \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche selon les deux sens.

Schéma de ferrailage :

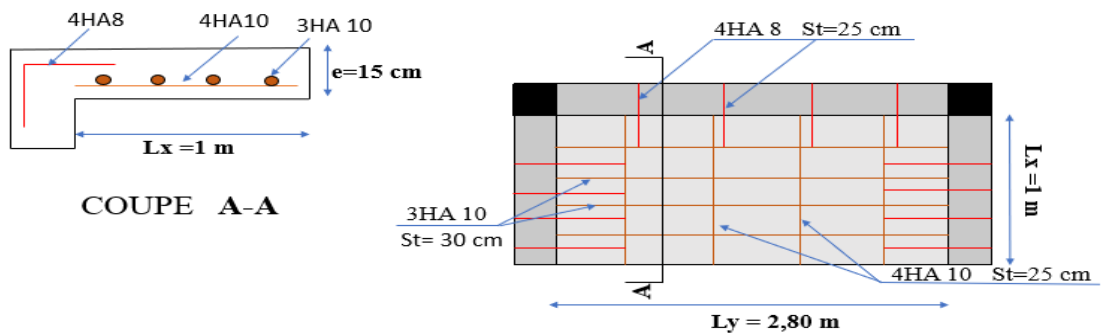


Figure III.15. Schéma ferrailage sur trois appuis (DP4)

Balcon sur deux appuis (DP3)

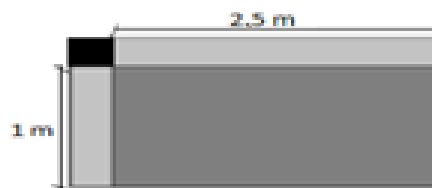


Figure III.16. Dalle sur 2 appuis (DP3).

Evaluation des charges

On a $G = 5.18 \text{ KN/m}^2$ $Q = 3.5 \text{ KN/m}$

$$p_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.18 + 1.5 \times 3.5 = 12.234 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 5.18 + 3.5 = 8.68 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 2.67 = 3.60 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1}{2.50} = 0.4 \leq 0.4$$

Calcul des sollicitations :

$$M_u = p_u \times L_x^2 / 2 + (q_u \times L_x) = ((12.234 \times 1^2) / 2) + (3.60 \times 1) = 9.72 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \times L_x + q_u = (12.234 \times 1) + 3.60 = 15.834 \text{ KN}$$

Ferraillage :

Tableau III.19. Les résultats du ferraillage de la dalle sur deux appuis.

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	St (cm)
9.72	0.0405	0.0518	0.127	2.20	1.2	4HA10 = 3.14	25

Amateurs secondaire $A_T = (A/3) = (3.14/3) = 1.046 \text{ cm}^2$ on prend **3HA10 = 1.51 cm²**

Avec $St = 25 \leq \min(3e ; 33) = 33 \text{ cm}$

Condition non fragilité

$A_{min} = 0.23 * b * d * 2.1 / 400 = 1.56 \text{ cm}^2 < 2.20 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Vérification à L'ELU

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b * d} = (15.843 * 10^{-3}) / (0.13 * 1) = 0.121 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$.Condition V

Vérification à L'ELS

La contrainte dans le béton :

$M_{ser} = (P_s * L^2 / 2) + (P_s * L) = 7.01 \text{ KN.m}$

$y = 3.059 \text{ cm}$ $I = 5608.73 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 3.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte dans l'acier

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta * ftj}) = 201.63 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 186.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$condition vérifiée

Etat limite de déformation

$h_t/L > 3/80 \rightarrow 15/100 = 0.15 > 3/80 = 0.0375$ vérifiée

$\frac{h}{L} > \frac{M_x^t}{20 * M_{0x}} \rightarrow 0.15/100 = 0.15 > (5.95/ 20 * 7.01) = 0.0420$vérifiée

$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow (3.14/100 * 13) = 0.00241 < 2/400 = 0.005$ vérifiée

Schéma de ferraillage :

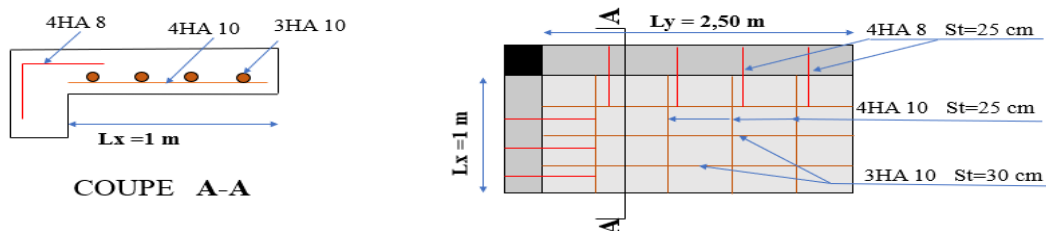


Figure III.17. Schéma ferraillage sur deux appuis (DP3).

III.2. Etude de l'ascenseur

2.1 Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des Chargements vers les différents niveaux de la construction. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

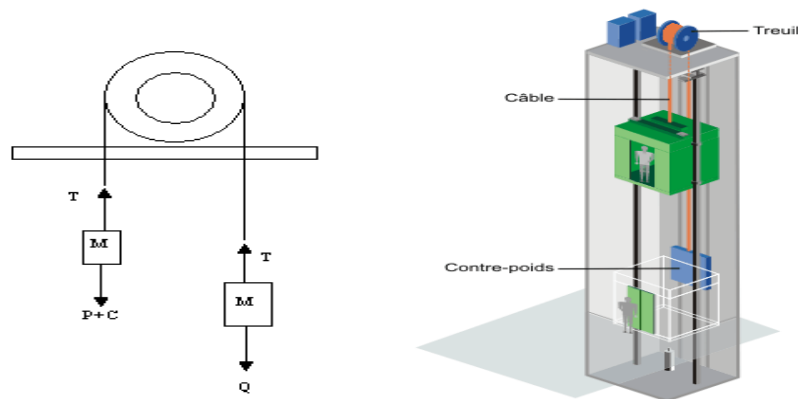


Figure III.18 Schéma statique et concept d'ascenseur.

2.2 Les caractéristiques

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes ses caractéristiques sont les suivantes :

- ❖ L : Longueur de l'ascenseur =155cm.
- ❖ l : Largeur de l'ascenseur =220cm
- ❖ Surface d'ascenseur : $L \cdot l = 2.2 \cdot 1.55 = 3.41 \text{ m}^2$
- ❖ F_c Charge due à la cuvette 145KN.
- ❖ P_m : Charge due à l'ascenseur 15KN.
- ❖ D_m : Charge due à la salle des machines 50KN.
- ❖ La charge nominale est de 630kg d'ascenseur
- ❖ La vitesse $V = 0.63\text{m/s}$.

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur

$$P = P_m + D_m + 6.3 = 71.3 \text{ KN.}$$

2.3 Dalle de la salle de machine (charge concentrée)

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire ($a_0 \times b_0$), elle agit uniformément sur une aire ($u \times v$) située sur le plan moyen de la dalle.

($a_0 \times b_0$) : Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

($u \times v$): Surface d'impact. a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

(b_0 et v) : Dimensions suivant le sens $y-y'$

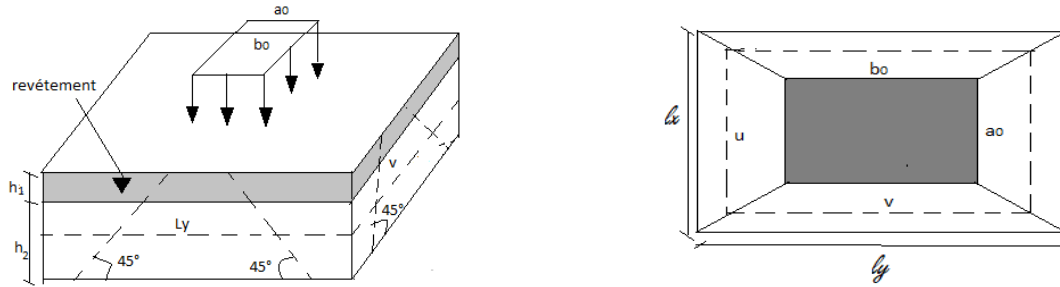


Figure III.19. Schémas représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\varepsilon \times h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\varepsilon \times h_1 \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse $V = 0.63 \text{ m/s} \rightarrow a_0 = b_0 = 80 \text{ cm}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5 \text{ cm} \rightarrow \varepsilon = 1$

Donc $\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 * 1 * 5 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + 2 * 1 * 5 = 105 \text{ cm} \end{cases}$

2.4. Evaluation des moments sous charge concentrée

1) M_1^x et M_1^y du système

M_1^x et M_1^y sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le BAEL91

$M_1^x = P_u (M_1 + \vartheta \times M_2)$ avec : ϑ confisions poisson $\begin{cases} \vartheta = 0 \text{ à } L'ELU \\ \vartheta = 0.2 \text{ à } L'ELS \end{cases}$

$M_1^y = P_u (M_2 + \vartheta \times M_1)$

M_1 en fonction de $\frac{U}{lx}$ et ρ : $U/Lx = \frac{105}{155} = 0.67$ et $\rho = \frac{1.55}{2.20} = 0.7$

M_2 en fonction de $\frac{v}{ly}$ et ρ : $v/Ly = \frac{105}{220} = 0.47$ et $\rho = \frac{1.55}{2.20} = 0.7$

En se référant à l'annexe 2 on trouve $M_1 = 0.1$ $M_2 = 0.076 \rightarrow$ (Annexe02)

Evaluation des moments M_1^x et M_1^y du système de lavage à L'ELU :

$q_u = 1.35P \rightarrow q_u = 1.35 * 71.3 = 96.25 \text{ KN}$

$M_1^x = q_u * M_1 \rightarrow M_1^x = 9.62 \text{ KN}$

$M_1^y = q_u * M_2 \rightarrow M_1^y = 7.31 \text{ KN}$

2) M_2^x et M_2^y du système

$\rho = 0.7 > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$\begin{cases} Ux = 0.0684 \\ Uy = 0.4320 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe 01)}$

$G_1 = 25 * 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$: poids de la dalle en béton armé

$G_2 = 20 * 0.05 = 1 \text{ KN/m}^2$: poids de revêtement

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.91 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = U_x q_u L_x^2 = 0.0684 * 7.91 * 1.55^2 = 1.29 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = U_y M_2^x = 0.4320 * 1.29 = 0.55 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.62 + 1.29 = 10.91 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.31 + 0.55 = 7.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$ ($d_x=12\text{cm}$; $d_y=11\text{cm}$)

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 * 10.91 = 9.27 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 * 7.86 = 6.68 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} M_x^a = -0.4 M_x = -0.4 * 10.91 = -4.36 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.4 M_y = -0.4 * 7.86 = -3.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.20. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Position		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A ^{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adp} (cm ² /ml)
Travée	x-x	9.27	0.045	0.058	0.117	2.27	1.2	4HA10=3.14
	y-y	6.68	0.039	0.050	0.107	1.75	1.2	4HA10=3.14
Appuis	x-x	4.36	0.021	0.027	0.119	1.05	1.2	4HA10=3.14
	y-y	3.14	0.018	0.023	0.108	0.84	1.2	4HA10=3.14

✓ **Vérification de non fragilité**

$$h > 12 \rightarrow A_{min}^x = 0.80\% * \frac{(3-\rho)}{2} * b * h = 1.38 \text{ cm}^2 < A_l = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.7 > 0.4 \text{ e} = 15 \text{ cm} \rho_0 = 0.0008 \text{ (pour feE400)}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 1.2 \text{ cm}^2 < A_l$$

✓ **Vérification au poinçonnement**

$$q_u \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } U_c \text{ périmètre du rectangle d'impact}$$

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm}$$

$$q_u = (1.35 * 71.3) = 96.25 \leq 0.045 * 4.20 * 0.15 * \frac{25 * 10^3}{\gamma_b} = 472.5 \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$V_u = \frac{q_u}{3 * \vartheta} = \frac{96.25}{3 * 1.02} = 31.45$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq 0.05 f_{c28} \rightarrow \tau_u = \frac{31.45 * 10^{-3}}{bd} = 0.25 \text{ MPa} \leq (0.05 * 25) = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{ condition}$$

vérifiée

✓ **Espacement des barres**

Sens x-x' : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e ; 22) \text{ cm} = 22 \text{ cm}$

Sens y-y' : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e ; 30) \text{ cm} = 30 \text{ cm}$

Vérification à L'ELS

Les moments engendrés par le système de levage sont $q_{ser} = 71.3 \text{ KN}$; $\vartheta = 0$: coefficient poisson

$$M_1^x = q_{ser} (M_1 + \vartheta \times M_2) = 8.21 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = q_{ser} (M_2 + \vartheta \times M_1) = 6.84 \text{ KN.m}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle

$$q_{ser} = 4.75 + 1 = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$M_2^x = U_x q_{ser} L_x^2 = 1.02 \text{ KN.m avec } U_x = 0.0743 \rightarrow (\text{Annexe01})$$

$$M_2^y = U_y M_2^x = 0.59 \text{ KN.m } U_y = 0.5817$$

La superposition des moments :

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.23 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 9.23 = 7.85 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 7.43 = 6.32 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} M_x^a = -0.4 M_x = -0.4 \times 9.23 = -3.69 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.4 M_y = -0.4 \times 7.43 = -2.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes dans le béton

Tableau III.21. Vérification des contraintes dans le béton.

Position	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée x-x	7.85	7713.12	2.92	4.86	15	Vérifiée
Travée y-y	6.32	3898.64	2.78	4.5	15	Vérifiée

La vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{155} > \min\left(\frac{3}{8} ; \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x}\right) \rightarrow 0.096 > 0.042 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{bd} < \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.15}{100 \times 12} = 0.0026 < 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

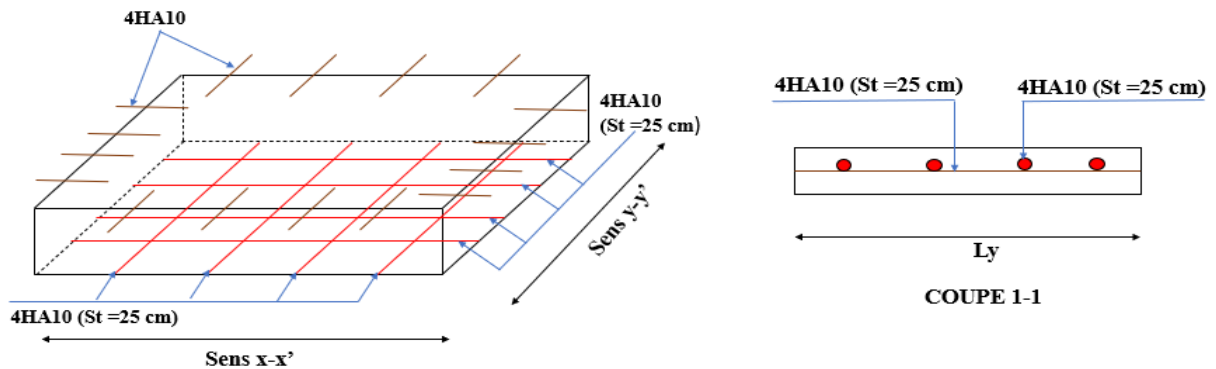


Figure III.20. Schéma ferrailage de la dalle ascenseur de la locale machinerie.

2.5 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Evaluation des charges et surcharges

$G_1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$ poids propre de dalle et de revêtement.

$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3.41} = 42.52 \text{ KN/m}^2$ poids propre de l'ascenseur.

$G = 4.75 + 42.52 = 47.27 \text{ KN/m}^2$

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

Calcul des sollicitations à L'ELU

$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \cdot 47.27) + (1.5 \cdot 1) = 65.31 \text{ KN/m}^2$

$\rho = 0.7 > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens $\rightarrow \begin{cases} U_x = 0.0684 \\ U_y = 0.4320 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Annexe 01})$

Sens x-x $M_0^x = U_x \text{ qu } L_x^2 = 10.73 \text{ KN.m}$

Sens y-y $M_0^y = U_y M_2^x = 4.64 \text{ KN.m}$

Calcul des moments réels

En travée $\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 10.73 = 9.12 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 4.64 = 3.94 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis $\begin{cases} M_x^a = -0.3 M_x = 0.3 \times 10.73 = -3.21 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 M_y = 0.3 \times 4.64 = -1.39 \text{ KN.m} \end{cases}$

Calcul de Ferrailage

Tableau III.22. Calcul Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

Position		M (KN.m)	μbu	α	Z (cm)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	A^{adp} (cm ² /ml)
Travée	x-x	9.12	0.045	0.057	0.117	2.23	1.2	4HA10=3.14
	y-y	3.64	0.021	0.027	0.109	0.96	1.2	4HA10=3.14
Appuis	x-x	3.21	0.015	0.019	0.199	0.78	1.2	4HA10=3.14
	y-y	1.39	0.0075	0.009	0.109	0.34	1.2	4HA10=3.14

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau u = \frac{V_{max}}{bd} \leq 0.05 f_{c28} = 0.05 * 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$\rho = 0.7 > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens (en flexion simple).

$$V_x = q_u \frac{Lx}{3} = 33.74 \text{ KN} \quad V_y = q_u \frac{Ly}{2} \times \frac{1}{1+\frac{L}{2}} = 53.21 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \tau u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{53.25 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.4 \text{ MPa} \leq 0.05 f_{c28} = 0.05 * 25 = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification à L'ELS

$$q_{ser} = G+Q = 47.27+1 = 48.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sens x-x } M_0^x = U_x q_{ser} L_x^2 = 8.62 \text{ KN.m} \rightarrow M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.62 = 7.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y } M_0^y = U_y M_0^x = 5.01 \text{ KN.m} \rightarrow M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 5.01 = 4.26 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton

Tableau III.23. Vérification des contraintes dans le béton.

Position	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Travée x-x	7.33	4713.2	2.92	4.54	15	Vérifiée
Travée y-y	4.26	3898.64	2.78	3.03	15	Vérifiée

La vérification de la flèche :

$$\frac{h}{Lx} = \frac{15}{155} > \min \left(\frac{3}{8} ; \frac{M_x^t}{20 * M_0^x} \right) \rightarrow 0.096 > 0.042 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{bd} < \frac{2}{fe} \rightarrow \frac{3.15}{100 * 12} = 0.0026 < 0.005 \dots \text{condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

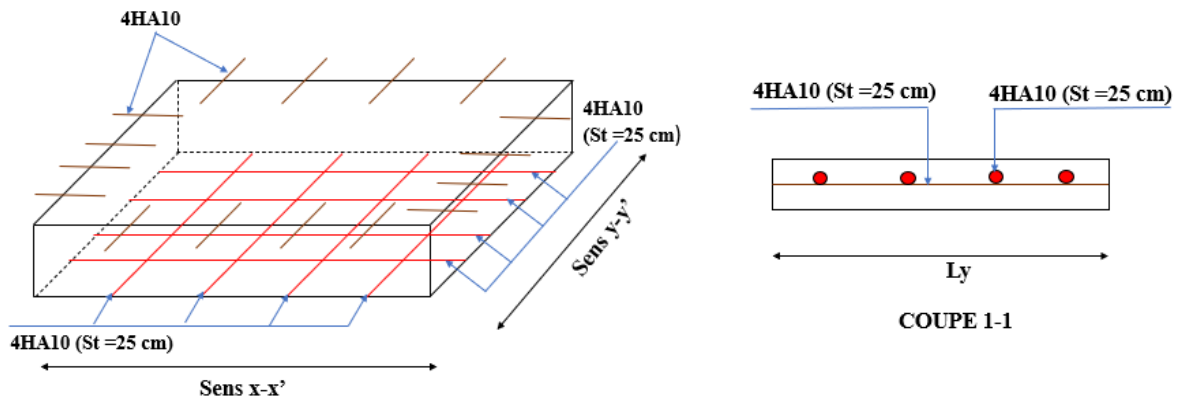


Figure III.21. Schéma ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.

III.3. Etude de la poutre de chaînage

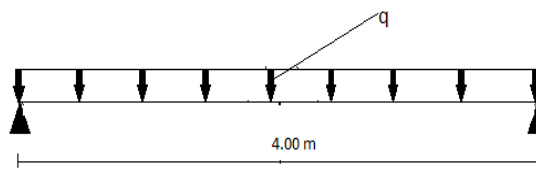


Figure III.22. Schéma statique de la poutre chaînage

3.1. Dimensionnement

D'après le RPA99 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté La portée de la poutre de chaînage la plus sollicitées (coté ascenseur) est $L_{max} = 4.00m$

(($h \geq 15cm$); $h \geq \frac{2}{3} * 30 = 20$) Avec (30cm est l'épaisseur du mur),

Condition de la flèche : $L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 26.67 \leq h \leq 42.5 \text{ cm}$

Exigences du RPA 99/2003

- ✓ $h \geq 30cm$
- ✓ $b \geq 20cm$
- ✓ $\frac{h}{2} < 4$

Donc, on prend : $b = h = 30 \text{ cm}$

3.2. Calcul des sollicitations

Poids propre de la poutre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$

Poids des murs : $G_m = 2.67 (2.88 - 0.3) = 6.88 \text{ KN/m}$

ELU → $q_u = 1.35 (2.25+6.88) + 1.5 \cdot 1.5 = 12.32 \text{ KN/ml}$

ELS → $q_s = (2.25+6.88) + 1.5 = 10.63 \text{ KN/ml}$

Tableau III.24. Calcul des sollicitations de la poutre chaînage.

Combinaison	P (KN/m)	M_0^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V(KN)
ELU	12.32	24.64	-12.32	20.944	24.64
ELS	10.63	21.26	-10.63	18.071	21.26

3.3. Ferrailage

Tableau III.25. Moment et ferrailage de la poutre chaînage.

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	A^{adp} (cm ² /ml)
En travée	20.944	24.64	0.0872	0.260	2.311	0.97	3HA12=3.39
En appui	-12.32	0.0397	0.0507	0.264	1.34	0.97	3HA10=2.36

Calcul des armateurs transversaux

$\emptyset \leq \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset_L^{\min}) = (300/35 ; 300/10 ; 10) \rightarrow \emptyset \leq 8.57 \text{ mm}$

Soit $\emptyset = 8 \text{ mm}$ donc on opte : $A_t = 1 \text{ cadre } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier } \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Les espacements

$St \leq \min (0.9 \cdot d ; 40\text{cm}) \quad St = 0.243 \text{ cm}$

$St \leq \frac{A_s \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.3} = 0.67 \text{ cm}$

$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})} \rightarrow k = 1 \rightarrow$ Fissuration peut nuisible pas de reprise de bétonnage

Le RPA 99/version 2003 exige un espacement $St \leq \min (h ; 25 \text{ cm})$ ont optée $St = 25 \text{ cm}$

3.4. Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{24.64 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.304 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.859 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min (0.2 ; f_{c28}/\gamma_b ; 5) \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$

C'est vérifié pas de risque de rupture.

3.5. Vérification à L'ELS

Vérification de la contrainte de béton :

Tableau III.26. Vérification des contraintes.

Position	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Travée	18.071	23476.7	8.021	6.17	15	Vérifiée
Appui	4.26	17587	6.889	4.16	15	Vérifiée

Etat limite d'ouverture de fissures

La fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

Etat limite de déformation

On doit vérifier les conditions suivantes

$h/l > 1/16 \rightarrow 0.3/4.00 = 0.075 > 0.0625$ vérifiée

$\frac{h}{l} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \rightarrow 0.3/4.00 = 0.075 < 0.085$non vérifiée

$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.00418 < 0.0105$ vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire car la deuxième condition n'est pas vérifiée

$f_{adm} = L/500 = 4000/500 = 8$ mm

$\rho = 0.00418$ $y = 8.021$ cm $I = 23476.7$ cm⁴ $I_0 = 74430.80$ cm⁴ $\lambda_i = 5.02$ $\lambda_v = 2.008$

Tableau III.27. Etat limite de déformation.

q _j (KN/m)	2.25	μ _j	0	If _{ij} (cm ⁴)	81873
q _g (KN/m)	9.13	μ _g	0,3	If _{ig} (cm ⁴)	32671
q _p (KN/m)	10.63	μ _p	0,36	If _{ip} (cm ⁴)	29165
q _g (KN/m)	9.13	μ _g	0,3	If _{vg} (cm ⁴)	51094
M _{jser} (KN.m)	3.82	σ _j (MPa)	46	f _{ji} (mm)	0,23
M _{gser} (KN.m)	15.52	σ _g (MPa)	188,20	f _{gi} (mm)	2,36
M _{pser} (KN.m)	18.07	σ _p (MPa)	219,12	f _{pi} (mm)	3,08
M _{gser} (KN.m)	15.52	σ _{gv} (MPa)	188,20	f _{vg} (mm)	5,23

La vérification de la flèche de poutre chaînage

$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{gi} - f_{gi} = 5.72$ mm $\leq f_{adm} = 8$ mm..... la condition est vérifiée.

3.6. Schéma de ferrailage

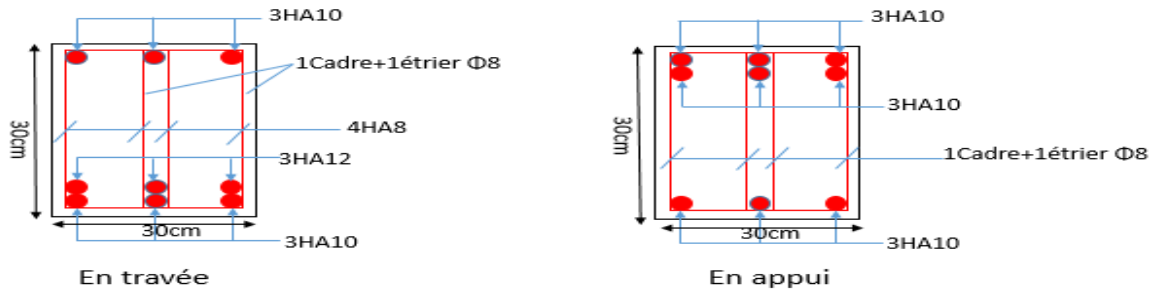


Figure III.23. Schéma ferrailage de la poutre de chaînage.

III.4. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

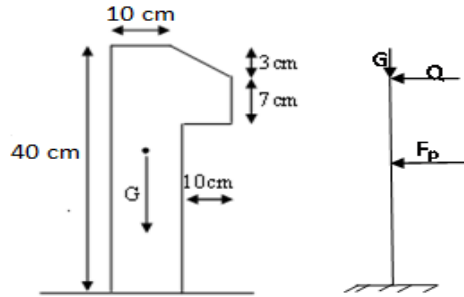


Figure III.24. Vue en plan d'un acrotère.

4.1. Hypothèses de calcul

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

4.2. Evaluation des charges et surcharges

Poids propre

Charge permanent $G_0 = 3.04$ KN

Charge propre $G_1 = 25 * S_{acr} = 25 * 0.05 = 1.25$ KN

$G = W_p = G_0 + G_1 = 4.29$ KN

Charge d'exploitation $Q = 1$ KN

Force sismique

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \dots \dots \dots \text{(RPA Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.29 \Rightarrow F_p = 2.06 \text{ KN}$.

Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 6.75 \text{ cm} \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 24.04 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$N_G = 4.29 \text{ KN}$ $N_Q = 0 \text{ KN}$ $N_{Fp} = 0 \text{ KN}$

$M_G = 0 \text{ KN}$ $M_Q = Q \cdot h = 0.4 \text{ KN}$ $M_{Fp} = F_p \cdot Y_G = 0.49 \text{ KN}$

Tableau III.28. Combinaison d'action de l'acrotère.

Combinaisons	ELA	ELU	ELS
Sollicitation	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	4.29	5.79	4.29
M (KN)	0.89	0.6	0.4

Calcul de l'excentricité

On a : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.2074 \text{ m} = 20.74 \text{ cm}$; $\frac{h}{6} = 6.66 \text{ cm}$

$e_1 > \frac{h}{6} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central pour cela la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Tel que e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm}. \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes

Au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 0.8 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc : $e_2 = 0.0038\text{m}$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 20.74 + 2 + 0.38 = 23.12 \text{ cm} = 0.23 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul de viennent : $N_u = 5.79 \text{ KN}$

$$M_u = N_u * e = 5.79 * 0.23 = 1.33 \text{ KN.m}$$

4.3. Ferrailage de l'acrotère

Calcul à l'ELU :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 5.79 \text{ KN} \quad M_u = 1.33 \text{ KN.m}$$

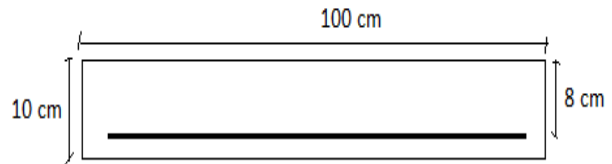


Figure III.25. Section de l'acrotère à ferrailier

$$h = 10 \text{ cm} \quad d = h - 2 = 8 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.33 + 5.79 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right)$$

$$M_{uA} = 1.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.016) < (\mu = 0.392) < (\mu = 0.392)$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.021 \quad z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.079$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.50 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.54 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.54 \times 10^{-4} - \frac{5.79 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.37 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable. Car l'ELU accidentelle a donné les résultats suivants : $A_1 = 0.54 \text{ cm}^2$ $A_s = 0.37 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2 > A_1 = 0.54 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement :

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

$$\text{ELU : } V_u = 1.5Q \rightarrow V_u = 1.5 * 1 \rightarrow V_u = 1.5 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.019 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

Situation accidentelle : $V_u = F_p + Q \rightarrow V_u = 2.05 + 1 \rightarrow V_u = 3.05 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{3.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.038 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

Sens principal : $A = 0.97 \text{ cm}^2$ On prend 4HA8 = 2.01 cm²

Sens secondaire : $A_r = 0.50 \text{ cm}^2$ On prend 4HA8 = 2,01 cm²

Calcul des espacements

Sens principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes

$$d = 0.08 \text{ cm } N_{\text{ser}} = 4.29 \text{ KN } M_{\text{ser}} = 0.4$$

F.N $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_c ; 110 \sqrt{\eta \times f_t / 28}) = 201.63 \text{ MPa}$ avec $\eta = 1.6$ (pour les aciers HA)

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y / \mu_t$$

Calcul y : ($y = y_c + c$)

Position de l'axe neutre : $c = d - e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d - h/2) \rightarrow e_1 = (0.4/4.29) + (0.08 - 0.10/2) \Rightarrow e_1 = 0.1232 \text{ m.}$$

$e_1 > d \rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\rightarrow c = 8 - 12.32 \rightarrow c = -4.32 \text{ m.}$

Calcul y_c : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$

Avec $p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b = 33.77 \text{ cm}^2$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b} = 11.26 \text{ cm}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), la solution de l'équation dépend

$$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -5578.65 < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-c \leq y_c \leq h - c \rightarrow 4.32 \leq y_c \leq 14.32$$

$$-y_{c1} = \alpha \cos(\emptyset/3)$$

$$-y_{c2} = \alpha \cos(\emptyset/3 + 120^\circ) \text{ Avec } \alpha = 2\sqrt{-p/3}$$

$$-y_{c2} = \alpha \cos(\emptyset/3 + 120^\circ) \emptyset = \cos^{-1}(3q/2p \times \sqrt{-3/p})$$

Donc, on prend $y_c = 5.63 \text{ cm}$ $y = 5.63 - 4.32 = 1.31 \text{ cm}$

$$\mu_t = by^2/2 - A(d-c) = 11.54 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y / \mu_t = 4.29 \times 10^{-3} \times 1.31 \times 10^{-3} / 11.54 \times 10^{-3} = 0.48 \times 10^{-3} \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Schéma de ferrailage

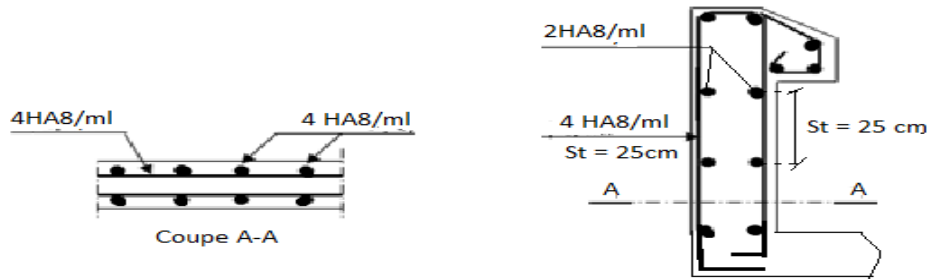


Figure III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il convient. Dans notre projet on dispose de deux types d'escalier.

5.1. Etude de l'escalier type 01

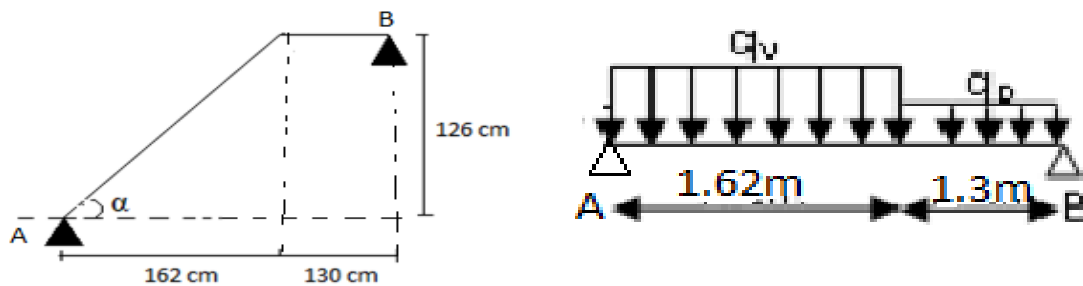


Figure III.27. Coupe en élévation de l'escalier du type 01 Figure III.28. Schéma statique de l'escalier type 1

Volée : $G_v = 9.01 \text{ KN/m}$ $Q_v = 2.5 \text{ KN/m}$

Palier : $G_p = 5.18 \text{ KN/m}$ $Q_p = 2.5 \text{ KN/m}$

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

ELU : $q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_v) = 15.91 \text{ KN/m}$ $q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q_p) = 10.74 \text{ KN/m}$

ELS : $q_{sv} = (G_v + Q_v) = 11.51 \text{ KN/m}$ $q_{sp} = (G_p + Q_p) = 7.68 \text{ KN/m}$

Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F = 0 \rightarrow R_B + R_A = (q_v * 1,62) + (q_p * 1,3)$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B = \begin{cases} ELU : 18 \text{ KN} \\ ELS : 12.94 \end{cases} ; \Sigma M/A = 0 \rightarrow R_A = \begin{cases} ELU : 21.74 \text{ KN} \\ ELS : 15.69 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations se fait par la méthode des sections (Méthode de la RDM)

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après

Tableau III.29. Sollicitation de premier type d'escalier.

	Réaction		V (KN)				M(KN.m)				V ^{max} (KN)	M ₀ ^{max} (KN.m)
	A	B	0<x<1.62		0<x<1.3		0<x<1.62		0<x<1.3			
ELU	21.74	15.69	21.74	-4.03	-18	-4.03	0	14.34	0	14.37	21.74	14.37
ELS	18	12.94	15.69	-2.97	-12.94	-2.98	0	10.33	0	10.37	15.69	10.37

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$ELU \begin{cases} M_u^t = 0.85M_{max} = 12.21 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0.5M_{max} = -7.18 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_s^t = 0.85M_{max} = 8.81 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -0.5M_{max} = -5.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_{max}^t pour une section (b×e) = (1 ml× e) ; la même chose pour ferraillage aux appuis avec M_{max}^a.

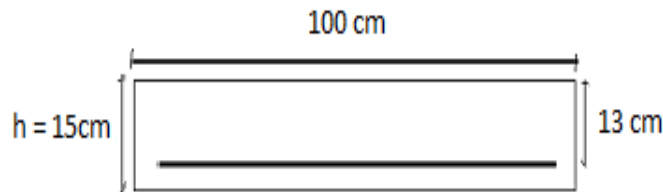


Figure III.29. Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Ferraillage de premier type d'escalier.

Position	M (KN.m)	μbu	α	Z (cm)	A ^{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adp} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	21.21	0.0508	0.065	0.127	2.76	1.56	4HA12=4.52	25
En appui	7.18	0.0299	0.038	0.128	1.61	1.56	4HA10=3.14	25

Armature de répartition :

A_{répartition} = A_{principales} / 4

En travée: A_{rep} = 1.13 cm²/ml; A_{rep} = 4HA8 = 2.01 cm²/ml; St = 25 cm

En appui: A_{rep} = 0.79 cm²/ml; A_{rep} = 4HA8 = 2.01 cm²/ml; St = 25 cm

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = 21.74 \times 10^{-3} / (0.13 \times 1) = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

F.P.N. → On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	8.81	3.57	7545.75	4.16	15	Vérifiée
Appuis	-5.19	3.06	5608.74	2.81	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

On va vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{ht}{L} \geq \max \left(\frac{3}{8}; \frac{M_s^t}{20M_0^s} \right) \rightarrow \frac{15}{335} = 0.0447 < \frac{8.81}{20 \times 10.37} = 0.0424 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{At}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 3,47 \cdot 10^{-3} < \frac{2}{400} = 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

L < 8 m → L = 3.35 m < 8 m..... vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées Alors l'évaluation de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage

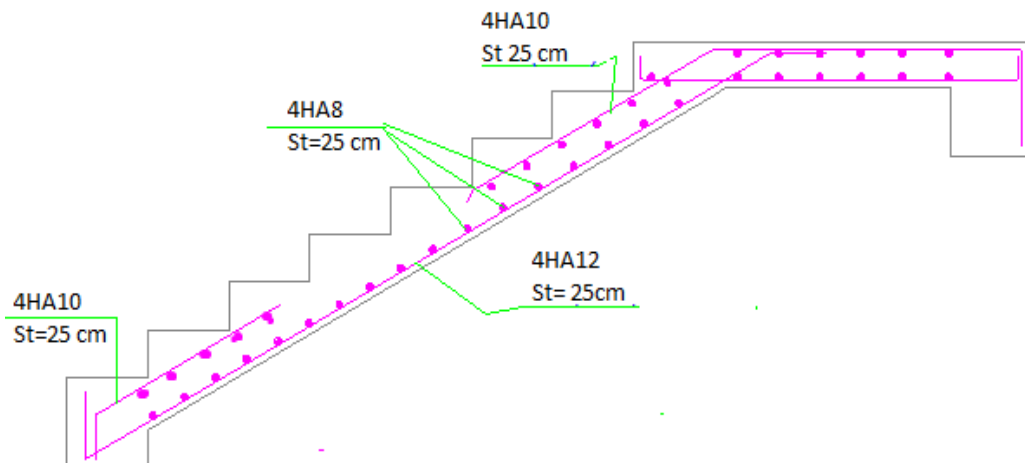


Figure III.30. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1

5.2. Etude de l'escalier type 02

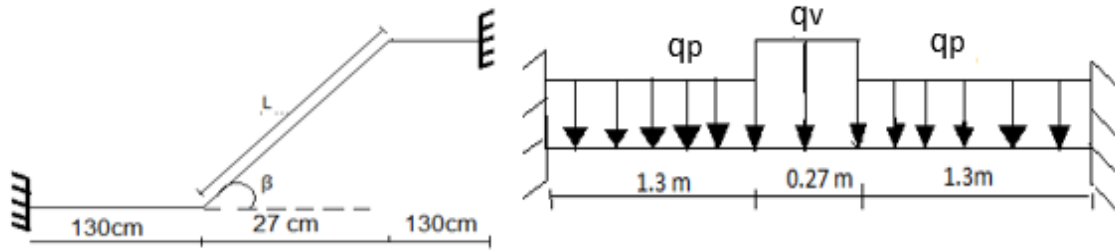


Figure III.31. Coupe en élévation de l'escalier type 02 Figure III.32. Schéma statique de l'escalier type 2

Les sollicitations

Volée : $G_v = 10.62 \text{ KN/m}$ $Q_v = 2.5 \text{ KN/m}$

Palier : $G_p = 5.18 \text{ KN/m}$ $Q_p = 2.5 \text{ KN/m}$

Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

ELU : $q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_v) = 18.09 \text{ KN/m}$ $q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q_p) = 10.74 \text{ KN/m}$

ELS : $q_{sv} = (G_v + Q_v) = 13.12 \text{ KN/m}$ $q_{sp} = (G_p + Q_p) = 7.68 \text{ KN/m}$

Combinaison des charges

On applique la méthode de simplification des charges q_{eq}

Tel que : $q_{eq} = (\sum q_i \cdot L_i) / (\sum L_i) = (2(q_{up} \cdot 1.3)) + (q_{uv} \cdot 0.27) / 2.87$

$q_{eq} = 11.43 \text{ KN/m}$

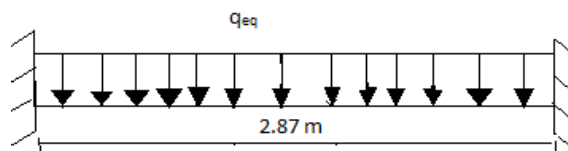


Figure III.33. Schéma statique avec la simplification des charges.

Calcul des réactions et moment fléchissant

$R_A = R_B = q_{eq} \cdot L / 2 = 11.43 \cdot 2.87 / 2 = 16.4 \text{ KN}$

$M_A = M_B = - q_{eq} \cdot L^2 / 12 = (11.43 \cdot 2.87^2) / 12 = -7.84 \text{ KN}$

Quand $x = 0$ $V(0) = 0 \text{ KN}$ $M(0) = q_{eq} \cdot L^2 / 24 = 3.92 \text{ KN/m}$

Calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM)

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après

Tableau III.32. Sollicitation deuxième type d'escalier.

	q _{eq} (KN/m ²)	Les réactions (KN)	L'effort tranchant		Moment fléchissant (KN.m)	V ^{max} (KN)	M ₀ ^{max} (KN.m)
			A	B			
ELU	11.43	16.4	16.4	-16.4	-7.84	16.40	7.84
ELS	8.19	11.83	11.83	-11.83	-5.70	11.83	5.70

Puisque les appuis sont partiellement encastres, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$ELU \begin{cases} M_u^t = 0.85M_{max} = 6.66 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0.5M_{max} = -3.92 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_s^t = 0.85M_{max} = 4.85 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -0.5M_{max} = -2.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_{max}^t pour une section (b×e) = (1 ml× e) ; la même chose pour ferraillage aux niveaux appuis avec M_{max}^a .

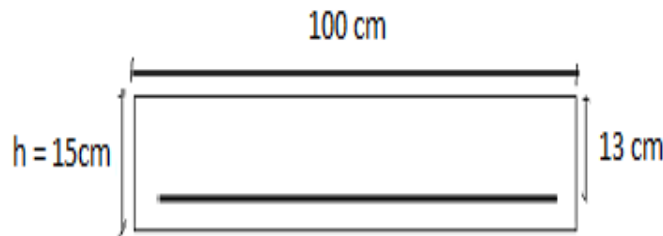


Figure III.34. Section d'escalier à ferrailer.

Les résultats sont récapitulés dans tableau suivant :

Tableau III.33. Ferraillage l'escalier type 2.

Position	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A ^{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adp} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	6.66	0.0277	0.036	0.128	1.49	1.56	4HA12=4.52	25
En appui	3.92	0.0160	0.020	0.129	0.87	1.56	4HA10=3.14	25

Armature de répartition :

$$A_{répartition} = A_{principales} / 4$$

En travée : A_{rep} = 1.13 cm²/ml ; A_{rep} = 4HA8 = 2.01 cm²/ml ; St =25 cm

En appui : A_{rep} = 0.79 cm²/ml ; A_{rep} = 4HA8 = 2.01 cm²/ml ; St = 25 c

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = 16.40 \times 10^{-3} / 0.13 \times 1 = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

F.P.N. → On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tableau III.33. Ferrailage l'escalier type 2.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	4.85	3.57	7545.75	4.16	15	Vérifiée
Appui	-2.85	3.06	5608.74	2.81	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

On va vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{ht}{L} \geq \max \left(\frac{3}{8}; \frac{M_s^t}{20M_0^s} \right) \rightarrow \frac{15}{305} = 0.0491 < \frac{4.85}{20 \times 10.37} = 0.0485 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = (3,47 \cdot 10^{-3}) < \frac{2}{400} = (5 \cdot 10^{-3}) \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$L < 8 \text{ m} \rightarrow L = 3.05 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées Alor l'évaluation de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage

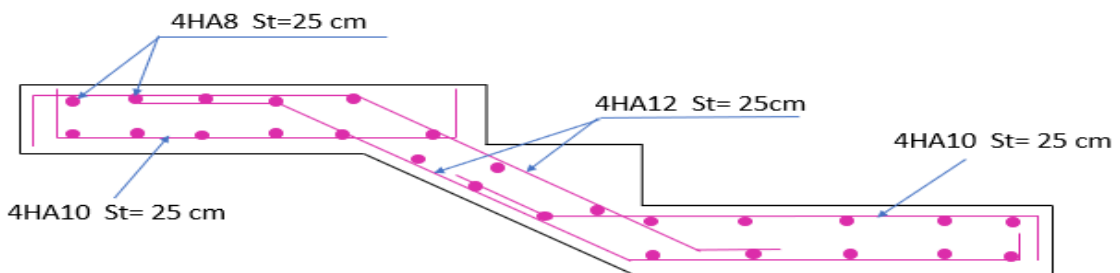


Figure III.35. Schéma ferrailage de l'escalier type 2

5.3. Etude de la poutre brisée

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion simple et torsion.

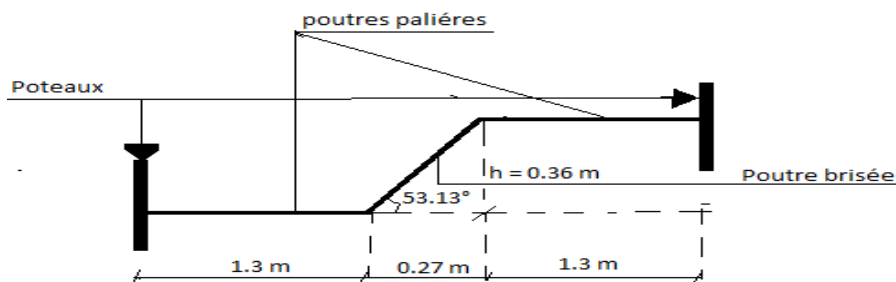


Figure III.36. Vue en élévation de la poutre.

Dimensionnement

D'après la condition de la flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{305}{15} \leq h \leq \frac{305}{10} \rightarrow 20.33 \leq h \leq 30.5 \rightarrow \text{donc on opte } (b \cdot h) = (30 \cdot 30) \text{ cm}^2$$

Exigences du RPA99/2003

$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée

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

$h/b = 1.33 < 4$ Vérifiée

Définition des charges

$G_0 = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.3 = 2,25 \text{ KN/m}$ poids propre de la poutre

$G_m = G \cdot H = 2.67(2.88-0.36/2) = 3.36 \text{ KN/m}$ poids de mur

Volée : $G_v = 10.62 \text{ KN/m}$ $Q_v = 2.5 \text{ KN/m}$ **palier** : $G_p = 5.18 \text{ KN/m}$ $Q_p = 2.5 \text{ KN/m}$

Calcul du chargement qui revient sur la poutre

ELU : $q_{uv} = (1.35 (G_v + G_0 + G_m) + 1.5 Q_v) = 25,66 \text{ KN/m}$

$q_{up} = (1.35(G_p + G_0 + G_m) + 1.5 Q_p) = 18,32 \text{ KN/m}$

ELS: $q_{sv} = (G_v + G_0 + G_m) + Q_v = 18,73 \text{ KN/m}$

$q_{sp} = (G_p + G_0 + G_m) + Q_p = 13,29 \text{ KN/m}$

Combinaison des charges

On appliquant la méthode de simplifiées sur charges q_{eq}

Tel que : $q_{eq} = (\sum q_i \cdot L_i) / (\sum L_i) = (2(q_{up} \cdot 1.3)) + (q_{uv} \cdot 0.27) / 2.87$

$q_{eq} = 24,97 \text{ KN/m}$

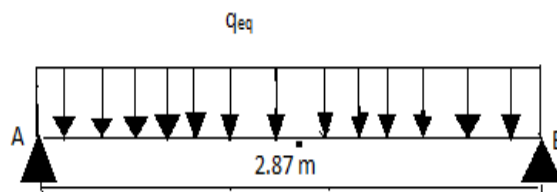


Figure III.37. Schéma statique de la poutre avec la simplification des charges.

Calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

$$R_A = R_B = q_{eq} \cdot L / 2$$

$$M_0^{max} = q_{eq} \cdot L^2 / 8$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau III.35. Sollicitation de la poutre brisée.

	q _{eq} (KN/m ²)	Les réactions (KN)	L'effort tranchant		Moment fléchissant (KN.m)	V ^{max} (KN)	M ₀ ^{max} (KN.m)
			A	B			
ELU	24,97	35,83	35,83	-35,83	25,71	35,83	25,71
ELS	18,22	26,14	26,14	-26,14	18,76	26,14	18,76

Puisque les appuis sont partiellement encastres, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$ELU \begin{cases} M_u^t = 0.85M_{max} = 21,85 KN.m \\ M_u^a = -0.5M_{max} = -12,86KN.m \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_s^t = 0.85M_{max} = 15,95KN.m \\ M_s^a = -0.5M_{max} = -9,38KN.m \end{cases}$$

Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec M_{max}^t pour une section (b×h) = (30×30) cm²et d = 28cm la même chose pour ferraillage aux appuis avec M_{max}^a

Les résultats sont récapitulés dans tableau suivant :

Tableau III.36. Ferraillage de la poutre la poutre brisée.

Position	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A ^{cal} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adp} (cm ² /ml)
En travée	21,85	0.065	0.085	0.270	2,32	1.01	3HA12=3.39
En appui	12,86	0.036	0.049	0.275	1,34	1.01	3HA12=3.39

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = (35,83 \times 10^{-3}) / (0.3 \times 0.28) = 0.425 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

... vérifiée

Vérification des armateurs longitudinaux vis à vis de l'effort tranchant

$$A_1 \geq (1.15V_U / f_e) = (1.15 \times 35,83 \times 10^{-3}) / 400 = 1,03 \text{ cm}^2 \text{ avec } A_1 = 2,32 + 1.01 = 3,33 \text{ cm}^2$$

Donc A₁ = 3,33 cm² ≥ 1.15V_U/f_e = 1,03 cm² Vérifiée

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

$$F.P.N. \rightarrow \text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III.37. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	15,95	8.21	25080,05	5,22	15	Vérifiée
Appuis	9,38	8.21	25080,05	3,07	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

On va vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{ht}{L} = 30/305 = 0.0984 \geq 1/16 = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{ht}{L} = 0.0984 \geq \frac{M_s^t}{20M_0^s} = \frac{15,95}{20 \times 18,76} = 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{At}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{30 \times 28} = 4,04 \times 10^{-3} < \frac{4.2}{400} = 10,5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées Alors l'évaluation de la flèche n'est pas nécessaire.

Calcul à la torsion

$$M_{torsion}^{völlé} = (18.09 \times 0.27) / 2 = 2.44 \text{ KN.m donc le moment max c'est } M^{\text{max}} = 6.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{torsion}^{palier} = (10.74 \times 1.3) / 2 = 6.81 \text{ KN.m}$$

La contrainte de cisaillement

$$\tau_T = \frac{M_{\text{max}}}{2\Omega e} \begin{cases} e = \frac{\varphi}{6} ; \varphi = \min(b; h) = 30 \text{ cm} \\ e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \\ \Omega = (b - e)(h - e) = 625 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \tau_t = \frac{6.81 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1,09 \text{ MPa}$$

$$\text{On doit vérifier } \tau = \sqrt{(\tau_t^2 + \tau_u^2)} = \sqrt{1,09^2 + 0.42^2} = 1,16 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = 3.25 \text{ MPa}$$

Les armatures longitudinales en torsion

$$A_l = \frac{M_{\text{max}} \times u \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \begin{cases} u = 2((b - e) + (h - e)) = 100 \text{ cm} \\ u : \text{c'est le perimetre de la surface } \Omega \end{cases}$$

$$A_l = 1,57 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales

$$\text{En torsion : } A_t = \frac{M_{\text{max}} \times t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \rightarrow (t=20\text{cm ; } t=\text{l'épaisseur entre les armatures transversales})$$

$$A_t = 0,31 \text{ cm}^2$$

En flexion simple : soit l'épaisseur t = 20 cm

$$t = 20 \text{ cm} \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(34.2 ; 40\text{cm}) = 34.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$A_f = \frac{0.3 \times t \times b}{f_e} = 0.90 \text{ cm}^2$$

La conclusion pour le ferrailage de la poutre brisée :

Les armatures transversales : $A_T = 0.9 + 0.31 = 1,21 \text{ cm}^2$; $t = 20 \text{ cm}$

Les armatures longitudinales :

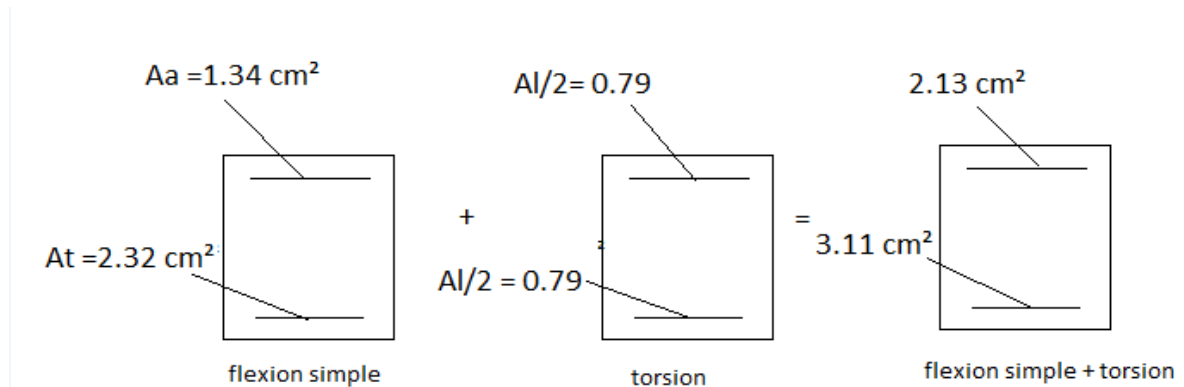


Figure III.38. schéma ferrailage des armatures longitudinales.

Schéma de ferrailage

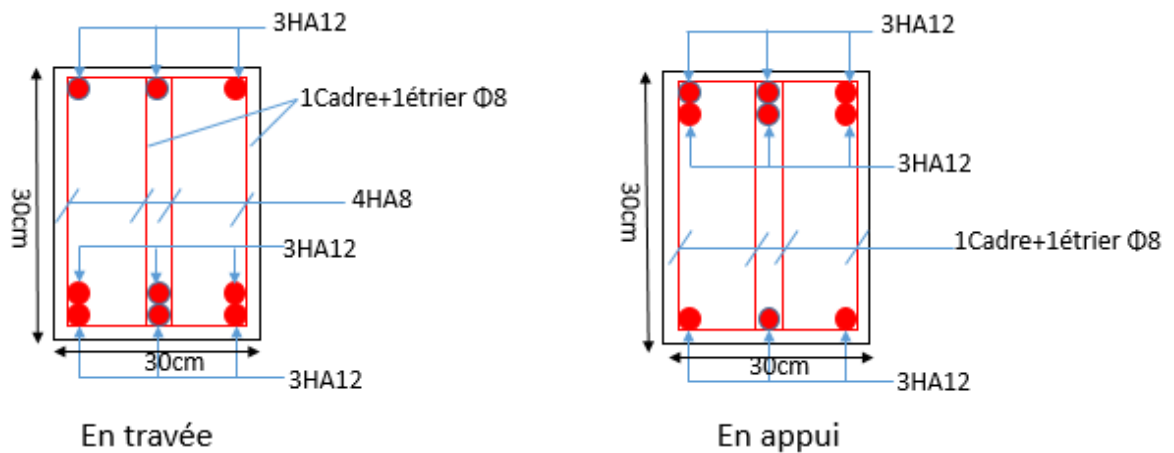


Figure III.39. Schéma ferrailage de la poutre brisée.

Conclusion

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges Revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

La structure présente deux type l'escalier l'un en bois est l'autre en béton armé seul type d'escalier, dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrillage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant règles de calcul. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle du locale des machines. Toute en respectant les règles données par le **BAEL** et le **RPA99/2003**.

Chapitre IV
Etude dynamique

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui 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 satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le : **Etabs V/2016**

Etude dynamique :

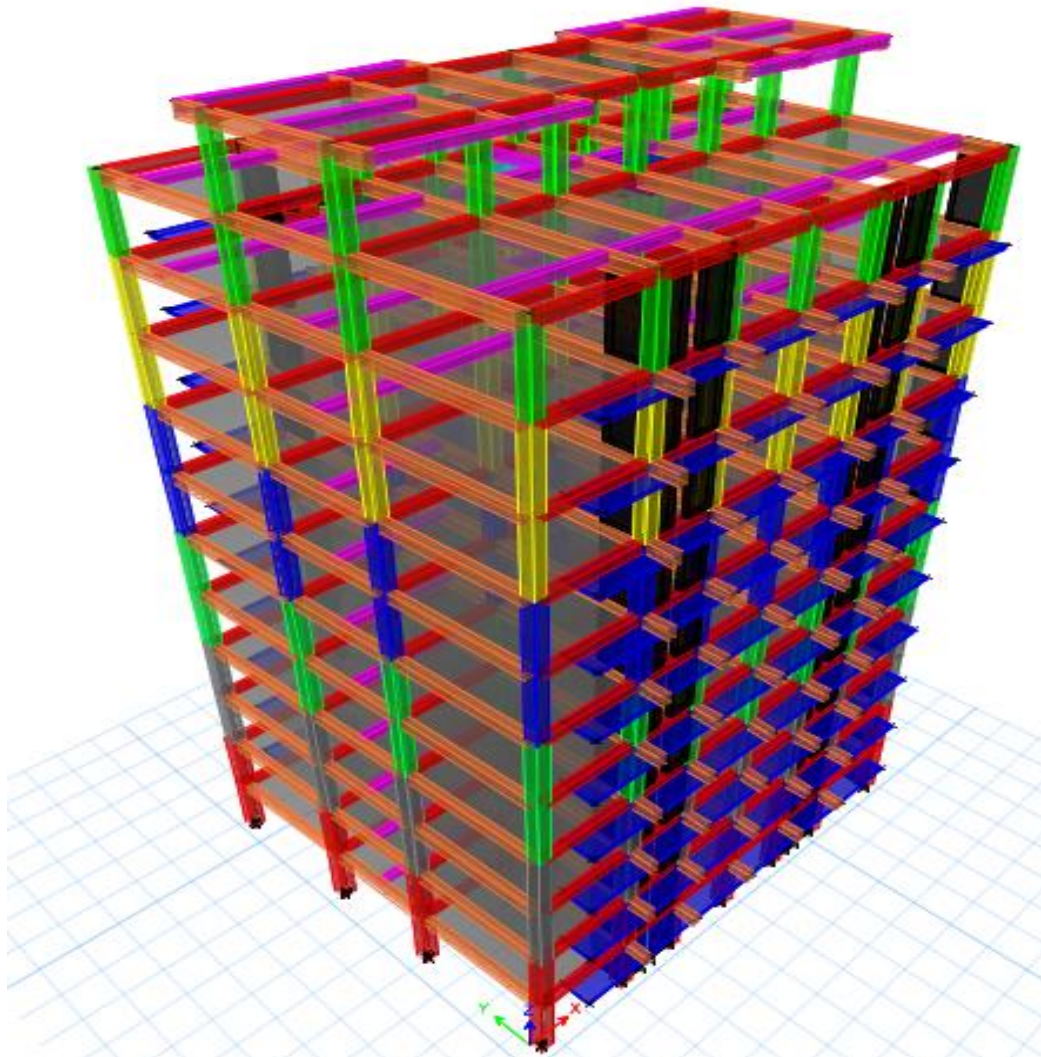


Figure IV. 1 : vue en 3D.

IV.1 Méthodes de calcul

Le RPA99 propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogramme.

1.1 Méthode statique équivalente

a. Principe :

Selon RPA99.Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de mêmes propriétés d'inertie.

b. Condition d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudiant, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudiant présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99**

(Article 4.1.2).

c. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2 Zone sismique : **IIa** \Rightarrow **A = 0,15**.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte \Rightarrow R = 5).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. **RPA** (Formule 4-4)

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99**).

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q .

‘ Critère q ’	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_y = 1,20$; $Q_x = 1,20$

W : poids total de la structure : $W = \sum_1^{12} W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta = 0.2 \rightarrow$ usage d'habitation.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

d. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période empirique peut être calculée de deux manières :

1- $T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4}$ RPA 99 (Art .4.2.4).

2- $T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{D}$ RPA (Formule 4-7)

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

$h_N = 35$ m : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \text{ RPA (tableau 4.6)}$$

D' : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où : $T_1 = 0.72s$.

$$\text{Sens(x)} : D' = 19.96m \Rightarrow T_2 = 0.705s$$

$$\text{Sens(y)} : D' = 16.60m \Rightarrow T_2 = 0.773s$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times \min(0.705; 0.72) = 0.92s \\ T_{sy} = 1.3 \times \min(0.773; 0.72) = 0.94s \end{cases}$$

• **Valeur de T_1 et T_2**

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99 tableau 4-7)

$$\text{Sol ferme} \Rightarrow \text{Site (S2)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,4s \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0s \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3}$$

$$T_2 < T_y < 3,0s \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3}$$

RPA (Art 4.3.3)

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$ → facteur de correction d'amortissement.

Avec :

D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (**RPA Tableau 4-2**)

Portique auto stable contreventé par voiles → on prend $\xi = 10\%$ **RPA (Art 4.2.3)**

$$\text{Donc, pour notre projet on prend} \Rightarrow \begin{cases} \xi = 10\% \\ \eta = 0.76 \end{cases}$$

$$D'ou : D_x = 1.090 ; D_y = 1.075 ; W = 35843,459 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(x)} : V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.090 \times 1.2}{5} \times 35843,459 \Rightarrow V_{stx} = 1406,5 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.075 \times 1.20}{5} \times 35843,459 \Rightarrow V_{sty} = 1387,14 \text{ KN}$$

1.2 Les méthodes dynamiques

• Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a. Principe

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

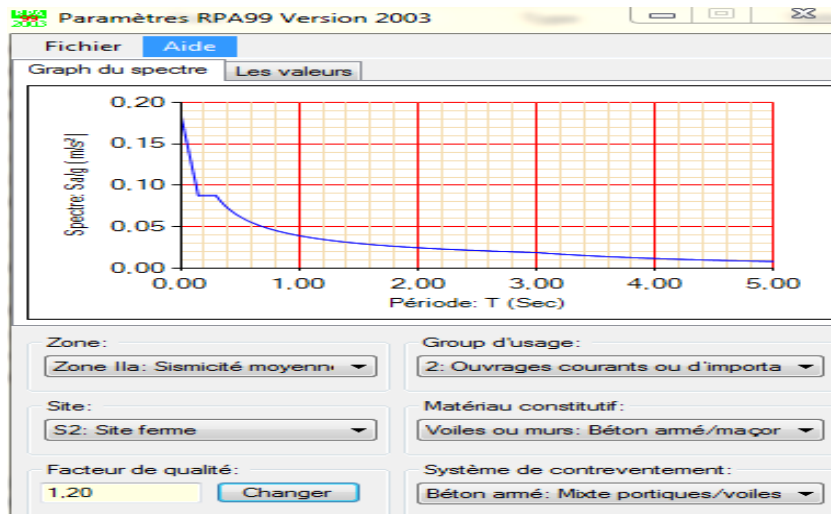


Figure IV.2 : spectre de calcul.

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.
- Q : facteur de qualité

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

b. Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.2. Description du logiciel ETABS /V2016

ETABS 2016 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé.

IV.3. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

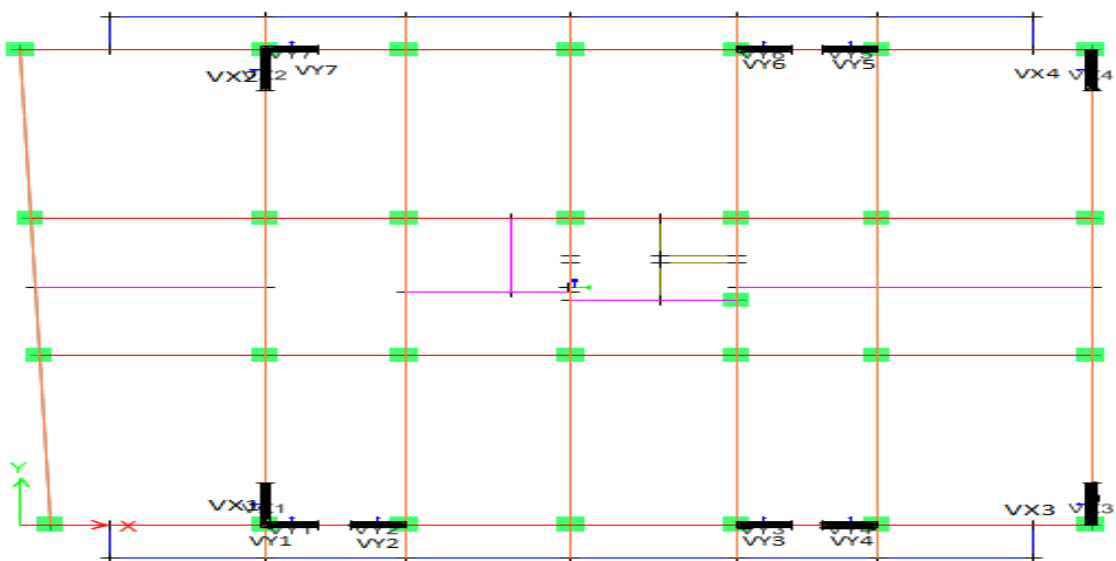


Figure IV.3 : disposition des voiles.

IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V/2016

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Période et taux de participation.

Case	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Sum UX	Sum UY
		<i>Sec</i>			UX	UY	%	%
Modal	1	1,093	0,0052	0,738	0,0052	0,738	0,52	73,8
Modal	2	0,942	0,6624	0,0077	0,6677	0,7457	66,77	74,57
Modal	3	0,805	0,0551	0,002	0,7228	0,7477	72,28	74,77
Modal	4	0,346	0,0008	0,1153	0,7235	0,863	72,35	86,3
Modal	5	0,287	0,1199	0,0011	0,8435	0,8641	84,35	86,41
Modal	6	0,236	0,0208	0,000026	0,8643	0,8642	86,43	86,42
Modal	7	0,186	0,0003	0,045	0,8646	0,9091	86,46	90,91
Modal	8	0,157	0,0351	0,0005	0,8997	0,9097	89,97	90,97
Modal	9	0,138	0,0051	0,0008	0,9047	0,9104	90,47	91,04
Modal	10	0,127	0,0002	0,02	0,9049	0,9305	90,49	93,05
Modal	11	0,117	0,0187	0,0009	0,9236	0,9314	92,36	93,14
Modal	12	0,101	0,0085	0,0003	0,9321	0,9317	93,21	93,17

❖ Première mode de vibration (translation suivant l'axe Y), T= 1,09 s

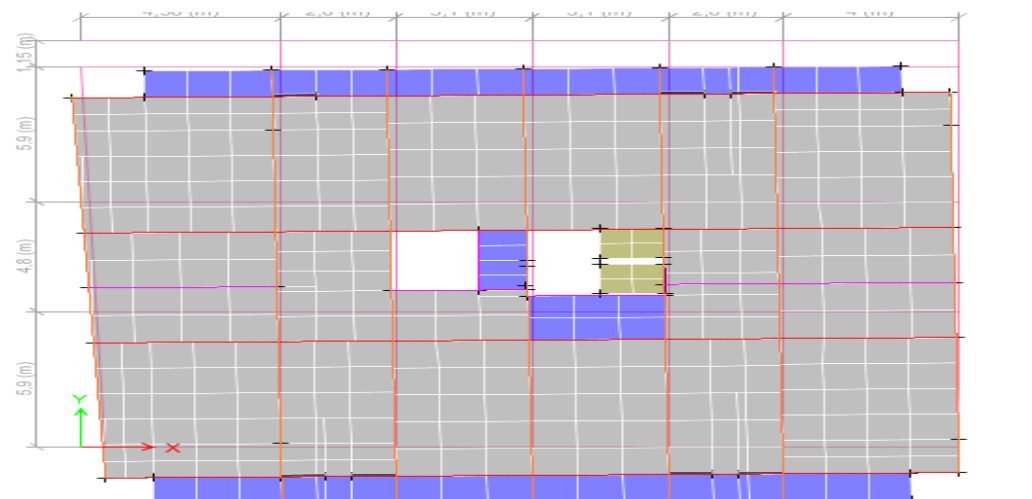


Figure IV.4 : 1^{ere} mode de vibration

- ❖ Deuxième mode de vibration (translation suivant l'axe X), T= 0.942s

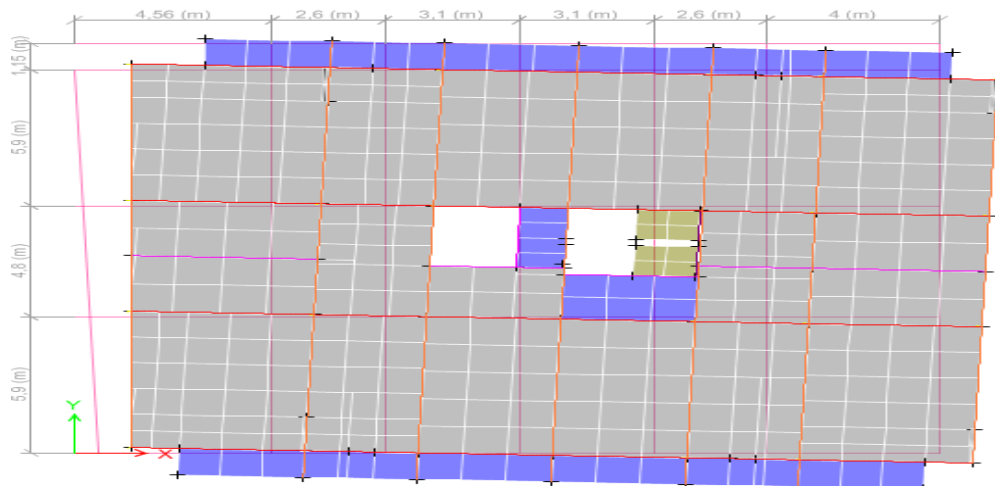


Figure IV.5 : 2^{ème} mode de vibration

- ❖ Troisième mode de vibration (rotation suivant l'axe Z), T= 0.805s

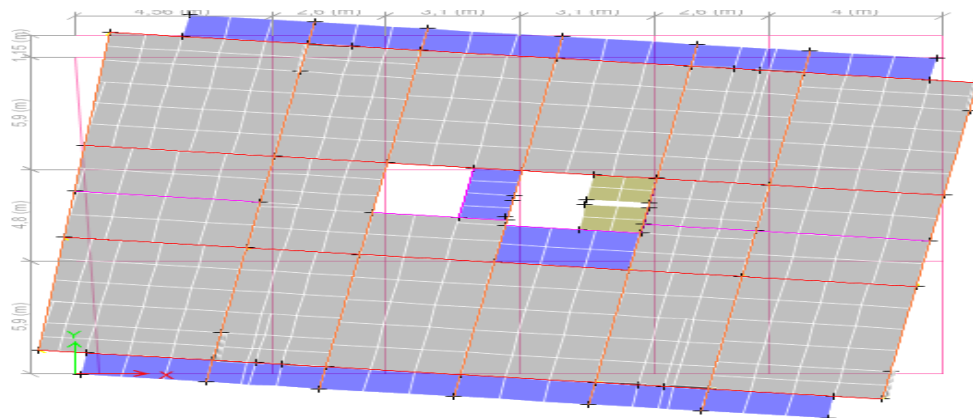


Figure IV.6 : 3^{ème} mode de vibration

Analyse des résultats

La participation modale du premier mode suivant la direction Y est prépondérante (UY=73,8%),

Ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure précédente,

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction X (UX=66,77%).

b) Justification de l'interaction voiles portiques

- **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel ETABS 2016 sont :

Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise en (KN)		Pourcentages reprise (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	
RDC	-35913,77	-7375,505	82,9623	17,0377	Vérifiée
Etage 1	-32651,7	-6770,958	82,8247	17,1753	Vérifiée
Etage 2	-29145,97	-6336,321	82,1423	17,8577	Vérifiée
Etage 3	-25904,54	-5688,831	81,9936	18,0064	Vérifiée
Etage 4	-22573,17	-5129,616	81,4834	18,5166	Vérifiée
Etage 5	-19434,83	-4426,405	81,4494	18,5506	Vérifiée
Etage 6	-16230,01	-3788,695	81,0742	18,9258	Vérifiée
Etage 7	-13200,01	-3025,948	81,3512	18,6488	Vérifiée
Etage 8	-10140,01	-2292,228	81,5622	18,4378	Vérifiée
Etage 9	-7219,9538	-1462,0824	83,1597	16,8403	Vérifiée
Etage 10	-4166,5444	-593,0316	87,5402	12,4598	Vérifiée

▪ **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

• **Sous charges horizontales**

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel ETABSV/2016 sont :

Sens x-x

Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Sens xx					
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	508,4994	821,1067	38,24	61,76	Vérifiée
Etage 1	532,3997	737,4117	41,93	58,07	Vérifiée
Etage 2	476,0803	727,2945	39,56	60,44	Vérifiée
Etage 3	529,6067	606,6937	46,61	53,39	Vérifiée
Etage 4	504,8563	549,3656	47,89	52,11	Vérifiée
Etage 5	519,8957	444,6573	53,90	46,10	Vérifiée
Etage 6	436,2026	427,5188	50,50	49,50	Vérifiée
Etage 7	429,467	329,6747	56,57	43,43	Vérifiée
Etage 8	364,5547	275,8293	56,93	43,07	Vérifiée
Etage 9	330,7539	172,4441	65,74	34,27	Vérifiée
Etage 10	278,005	121,2474	69,63	30,37	Vérifiée

Commentaire :

D’après les résultats obtenus l’interaction horizontale suivant la direction xx est vérifiée dans tous les niveaux Puis les résultats sont presque acceptables.

Sens y-y :

Tableau IV.5. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Sens yy					
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	771,8304	484,4586	61,44	38,56	Vérifiée
Etage 1	764,7808	417,5166	64,69	35,31	Vérifiée
Etage 2	795,4706	319 ,2535	71,42	28,58	Vérifiée

Etage 3	814,7029	228, 3254	78,11	21,90	Vérifiée
Etage 4	723,6135	245,1283	74,70	25,30	Vérifiée
Etage 5	704,1157	187,8126	78,94	21,06	Vérifiée
Etage 6	617,4324	188,9906	76,56	23,45	Vérifiée
Etage 7	571,7654	142,4341	80,05	19,95	Vérifiée
Etage 8	442,3844	162,5502	73,13	26,87	Vérifiée
Etage 9	374,515	102,4586	78,52	21,48	Vérifiée
Etage 10	303,8145	72,9210	80,65	19,35	Vérifiée

Commentaire :

D’après les résultats obtenus l’interaction horizontale suivant la direction yy est vérifiée dans tous les niveaux puis les résultats sont presque acceptables.

c) Vérification de l’effort normal réduit

L’effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l’écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{RPA 99 (Article 7.1.3.3)}$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par ETABS.

Bc : L’aire brute du poteau.

Tableau IV.6. Vérification de l’effort normal réduit dans les poteaux.

Poteaux	A (m²)	Nd (KN)	V	Observation
55*55	0.302	2235.36	0,294	Vérifie
50*55	0.275	1773,76	0,257	Vérifie
50*50	0.25	1310,8163	0,209	Vérifie
50*45	0,225	903,9405	0,16	Vérifie
45*45	0.202	564,2342	0,111	Vérifie
45*40	0.180	289,8073	0,064	Vérifie

Commentaire :

L’effort normal réduit est vérifié à chaque niveau (voir le tableau ci-dessus) donc on adopte les sections telle quelle sont.

d) Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

RPA99 (Article 4.4.3)

δ_{ek} :Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA(Formule 4-19)}$$

Avec: $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art. 5.10)}$

h_k :Étant la hauteur de l'étage.

Sens x-x

Les résultats obtenus par logiciel ETABS sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements suivant sens xx.

Story	UX	UY	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	0.01*he	Observation
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
ETAGE11	0,014202	0,002122	0,01435965	0,07179827	0,00346709	0,0288	Vérifiée
ETAGE10	0,013511	0,002054	0,01366624	0,06833119	0,00456448	0,0288	Vérifiée
ETAGE 9	0,012606	0,001933	0,01275334	0,06376671	0,00617206	0,0288	Vérifiée
ETAGE 8	0,011379	0,00179	0,01151893	0,05759465	0,00628861	0,0288	Vérifiée
ETAGE 7	0,010133	0,001617	0,01026121	0,05130604	0,00683894	0,0288	Vérifiée
ETAGE 6	0,008779	0,001422	0,00889342	0,0444671	0,00727421	0,0288	Vérifiée
ETAGE 5	0,00734	0,001207	0,00743858	0,03719289	0,007449	0,0288	Vérifiée
ETAGE 4	0,005868	0,000977	0,00594878	0,02974389	0,00747192	0,0288	Vérifiée
ETAGE 3	0,004393	0,000737	0,00445439	0,02227197	0,00719821	0,0288	Vérifiée
ETAGE 2	0,002973	0,0005	0,00301475	0,01507376	0,00660063	0,0288	Vérifiée
ETAGE 1	0,001672	0,000276	0,00169463	0,00847313	0,00573338	0,0288	Vérifiée
RDC	0,000541	0,000087	0,00054795	0,00273975	0,00273975	0,0336	Vérifiée

Commentaire : le déplacement inter-étage est vérifié pour le sens x-x puis nous avons

$$\text{Sens}(x) : \Delta_{k_{\max}} = 0.00747m < 1\% \times h_e = 0.0288m$$

Sens y-y

Tableau IV.8. Vérification des déplacements suivant sens yy.

Story	UX	UY	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	0.01*he	Observation
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
ETAGE11	0,002273	0,018009	0,01815188	0,09075938	0,00383644	0,0288	Vérifiée

ETAGE10	0,002167	0,017249	0,01738459	0,08692294	0,00496223	0,0288	Vérifiée
ETAGE 9	0,002085	0,016259	0,01639214	0,08196071	0,00605512	0,0288	Vérifiée
ETAGE 8	0,001866	0,015066	0,01518112	0,07590558	0,00711953	0,0288	Vérifiée
ETAGE 7	0,001682	0,013654	0,01375721	0,06878605	0,00807147	0,0288	Vérifiée
ETAGE 6	0,001475	0,012053	0,01214292	0,06071459	0,00901601	0,0288	Vérifiée
ETAGE 5	0,001249	0,010264	0,01033971	0,05169857	0,00971751	0,0288	Vérifiée
ETAGE 4	0,001012	0,008335	0,00839621	0,04198106	0,01020816	0,0288	Vérifiée
ETAGE 3	0,000768	0,006308	0,00635458	0,0317729	0,0101654	0,0288	Vérifiée
ETAGE 2	0,000529	0,004289	0,0043215	0,0216075	0,00964057	0,0288	Vérifiée
ETAGE 1	0,000304	0,002374	0,00239339	0,01196693	0,00791076	0,0288	Vérifiée
RDC	0,000092	0,000806	0,00081123	0,00405617	0,00405617	0,0336	Vérifiée

Commentaire : le déplacement inter-étage est vérifié pour le sens y-y puis nous avons

$$Sens(y) : \Delta_{k_{max}} = 0.01020m < 1\% \times h_e = 0.028m$$

e) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il est peut-être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ **RPA99/2003(Article 5.9)**

v_k : Efforts tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Sens x-x

Tableau IV.9. Vérification a L'effet P-Δsuivant sens x-x.

Sens XX						
Story	Mass x	Pk	Δk	Vx dyn	hk	Θk
	(Kg)	(KN)	(m)	(KN)	(m)	
ETAGE11	139311,06	1365,24839	0,00346709	153,005545	2,88	0,0107418
ETAGE10	260887,44	2556,69691	0,00456448	329,627496	2,88	0,0122929
ETAGE9	323827,13	3173,50587	0,00617206	528,941488	2,88	0,01285788
ETAGE 8	318456,86	3120,87723	0,00628861	683,286464	2,88	0,00997324
ETAGE 7	320416,3	3140,07974	0,00683894	810,460132	2,88	0,00920036
ETAGE6	322811,61	3163,55378	0,00727421	921,260289	2,88	0,00867334
ETAGE 5	325134,6	3186,31908	0,007449	1021,41423	2,88	0,00806851
ETAGE 4	327796,06	3212,40139	0,00747192	1111,19085	2,88	0,00750034
ETAGE 3	330021,65	3234,21217	0,00719821	1189,2523	2,88	0,00679714
ETAGE 2	332683,1	3260,29438	0,00660063	1253,74642	2,88	0,00595991
ETAGE 1	335272,23	3285,66785	0,00573338	1298,47235	2,88	0,00503743
RDC	320877,8	3144,60244	0,00273975	1317,8	3.36	0,00148585

Sens y-y

Tableau IV.10. Vérification a L'effet P-Δsuivant sens y-y.

sens YY						
Story	Mass Y	Pk	Δk	Vy dyn	hk	Θk
	(Kg)	(KN)	(m)	(KN)	(m)	
ETAGE11	139311,06	1365,24839	0,00383644	150,472731	2,88	0,01208621
ETAGE10	260887,44	2556,69691	0,00496223	332,402614	2,88	0,01325254
ETAGE9	323827,13	3173,50587	0,00605512	525,688336	2,88	0,01269233
ETAGE 8	318456,86	3120,87723	0,00711953	676,038575	2,88	0,01141206
ETAGE 7	320416,3	3140,07974	0,00807147	801,103669	2,88	0,0109853
ETAGE6	322811,61	3163,55378	0,00901601	910,279873	2,88	0,01087983
ETAGE 5	325134,6	3186,31908	0,00971751	1009,50114	2,88	0,01064989
ETAGE 4	327796,06	3212,40139	0,01020816	1099,59819	2,88	0,01035501
ETAGE 3	330021,65	3234,21217	0,0101654	1179,35245	2,88	0,00967959
ETAGE 2	332683,1	3260,29438	0,00964057	1246,66625	2,88	0,00875421
ETAGE 1	335272,23	3285,66785	0,00791076	1293,28663	2,88	0,00697838
RDC	320877,8	3144,60244	0,00405617	1313,35	3.36	0,00220723

Commentaire :

On remarque d’après les résultats obtenus ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d’où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

f) Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l’Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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_{st} .

V_{dyn} : Efforts tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par ETABS2016.

Tableau IV.11 : vérification de la résultante des forces.

	V statique (KN)	0.8 V Statique (KN)	V dynamique (KN)	Vdyn ≥ 0.8Vstatique
Vx	1406,5	1125,2	1317,8	Vérifie
Vy	1387,14	1109,7	1313,35	Vérifie

▪ **Analyse des résultats**

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow \text{Donc les paramètres de la réponse calculent ne seront pas majores.}$$

Conclusion

La satisfaction de toutes les exigences de l’étude dynamique n’est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l’interaction voiles- portique (sous charge horizontal et vertical). Et les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été modifiés, les Poutres et les voiles ont été maintenues telles que :

- Pour les poteaux

- RDC est étage1 (55*55) cm² ;
- Etage2 et étage3 (50*55) cm² ;
- Étages 4 et 5 (50*50) cm² ;
- Étages 6 et 7 (50*45) cm² ;

Étages 8 et 9 (45*45) cm² ;

Étage 10 et 11 (45*40) cm² ;

- Pour les poutres

Poutre principale : (b*h) = (30*45) cm² ;

Poutre secondaire : (b*h) = (30*35) cm²

- Les voiles

e = 20 cm pour tous les niveaux.

Chapitre V
Etude des éléments
principaux

Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.1. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS 2016** dans l'ordre suivant :

- | | | |
|-------------------|----------------|---------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G - E$ | |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ | (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ | |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

1.1. Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

a)- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : **0.8** % $b_1 \times h_1$ en zone **IIa**
- Leur pourcentage maximale sera de :

4 % en **zone courante**

6 % en **zone de recouvrement**

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure V.1**

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau

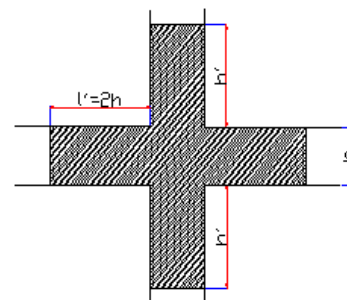


Figure.V.1 : Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	A ^{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			zone courante	Zone de recouvrement
RDC est étage1	55*55	24,2	121	181,5
2 ^{eme} est 3 ^{eme} étage	50*55	22	110	165
4 ^{eme} est 5 ^{eme} étage	50*50	20	100	150
6 ^{eme} est 7 ^{eme} étage	50*45	18	90	135
8 ^{eme} est 9 ^{eme} étage	45*45	16,2	81	121,5
10 est 11 ^{eme} étage	40*45	14,4	72	108

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : 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 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- **Dans la zone courante** $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIb et III

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\text{min}} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement 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 $10\phi_l$ minimum ; Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

1.2. Calcul des sollicitations

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites Directement du logiciel **ETABS 2016**, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau.V.2 : Résumé des sollicitations minimales et maximales dans les poteaux.

STORY	Nmax→Mcorr		Nmin→Mcorr		Mmax→Ncorr	
	N (kn)	M (kn.m)	N (kn)	M (kn.m)	N (kn)	M (kn.m)
RDC est étage1	-2466,985	-5,86	483,298	27,874	-1309,151	-121,062
2 ^{eme} est 3 ^{eme} étage	-2001,582	-10,184	33,571	9,928	-1209,19	-120,980
4 ^{eme} est 5 ^{eme} étage	-1545,556	-8,723	-130,111	7,813	-978,210	-101,104
6 ^{eme} est 7 ^{eme} étage	-1117,757	-8,217	-25,197	-7,275	-728,429	-78,989
8 ^{eme} est 9 ^{eme} étage	-741,680	18,164	52,952	-6,445	-271,087	-61,100
10 est 11 ^{eme} étage	-381,074	18,517	36,146	-20,418	-51,729	-58,192

1.3. Ferrailage des poteaux

Exemple illustratif

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau (RDC) comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

$$b = 0,55m ; h = 0,55m ; d = 0,52m ; d' = 0,03m$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18,47 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

1) Calcul sous $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

$$N = 2466,98 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 5,86 \text{ KN.m (ELU)}$$

$$eG = \frac{Mu}{Nu} = \frac{5,86}{2466,98} = 0,00237 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,275 \text{ m} \quad c \text{ à l'intérieur de la section}$$

$$M_{ua} = Mu + Nu * \left(d - \frac{h}{2} \right) = 610,271 \text{ kn.m}$$

$$1) \quad Nu * (d - d') - M_{ua} = 0,598 \text{ M.N}$$

$$2) \quad (0,337h - 0,81d') * b * h * f_{bu} = 0,70 \text{ M.N} \rightarrow (1) < (2)$$

Donc la section est partiellement comprimée la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$ubu = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bu}} = 0,2889 > 0,186 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * ubu}) = 0,437$$

$$ubu = 0,2889 < ul = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,429 \text{ m}$$

$$Al = \frac{M_{ua}}{Z * f_{st}} = 40,87 \text{ cm}^2$$

$$A = Al - \frac{Nu}{f_{st}} = -30,01 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{Pas nécessité d'armateur, le béton seul suffira})$$

2) Calcul sous $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

$$M_{max} = 121,06 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 1309,15 \text{ KN (ELA)}$$

$$eG = \frac{Mu}{Nu} = \frac{121,06}{1309,15} = 0,092 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$$M_{ua} = Mu + Nu * \left(d - \frac{h}{2}\right) = 441,801 \text{ kn.m}$$

$$1) \quad Nu * (d - d') - M_{ua} = 0,199 \text{ M.N}$$

$$2) \quad (0,337h - 0,81d') * b * h * f_{bu} = 0,90 \text{ M.N} \rightarrow (1) < (2)$$

Donc la section est partiellement comprimée la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$ubu = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bu}} = 0,161 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * ubu}) = 0,221$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,474 \text{ m}$$

$$Al = \frac{M_{ua}}{Z * f_{st}} = 23,30 \text{ cm}^2$$

$$A = Al - \frac{Nu}{f_{st}} = -9,42 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{Pas nécessité d'armateur, le béton seul suffira})$$

3) Calcul sous $N_{min} \rightarrow M_{corr}$

$$N = -483,298 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 27,874 \text{ KN.m (ELA)}$$

$$eG = \frac{Mu}{Nu} = \frac{27,874}{483,298} = 0,056 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,275 \text{ m}$$

N (l'effort de traction) est le centre de pression à l'intérieure de la section la section entièrement tendue.

$$e1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + eG = 0,301 \text{ m}$$

$$e2 = (d - d') - e1 = 0,189 \text{ m}$$

$$A1 = \frac{Nu * e2}{(d - d') * f_{s10}} = 4,66 \text{ cm}^2$$

$$A2 = \frac{Nu * e1}{(d - d') * f_{s10}} = 7,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = b * h * \frac{f_{t28}}{f_e} = 15,88 \text{ cm}^2$$

Les poteaux sont ferrailés par le minimum donné par le RPA en zone IIa, et cela après Comparaison des résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à

L'aide de logiciel SOCOTEC.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .V.3 : Ferrillages adoptés pour les poteaux longitudinaux.

NIVEAU	section du poteau	A cal (cm ²)	A ^{min} RPA (cm ²)	A adopté (cm ²)
RDC est 1 ^{ère} étage	55*55	7,44	24,2	4HA20+8HA14=24,89
2 ^{ème} est 3 ^{ème} étage	50*55	1,06	22	4HA20+8HA14=24,89
4 ^{ème} est 5 ^{ème} étage	50*50	0,00	20	4HA16+8HA14=20,36
6 ^{ème} est 7 ^{ème} étage	50*45	0,00	18	12HA14=18,47
8 ^{ème} est 9 ^{ème} étage	45*45	1,24	16,2	12HA14=18,47
10 est 11 ^{ème} étage	40*45	2,89	14,4	8HA16=16,08

b) Armatures transversale

Tableau .V.4 : Armatures transversales des poteaux.

Niveau	RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	6 ^{ème} +7 ^{ème} étage	8 ^{ème} +9 ^{ème} étage	10+11 ^{ème} Etage
Section (cm ²)	55*55	55*55	50*55	50*50	45*50	45*45	40*45
$\phi_{l,max}$ (cm)	2	2	2	1,6	1,6	1,4	1,6
$\phi_{l,min}$ (cm)	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,6
L_f (cm)	235	201,6	201,6	201,6	201,6	201,6	201,6
λ_g	4,27	3,66	3,66	4,032	4,032	4,48	4,48
Vu (KN)	147,70	147,70	158,58	140,69	113,86	79,44	52,45
ρ_a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
A ^t cal (cm ²)	0,61	0,72	0,77	0,686	0,555	0,40	0,25

A_{min}^t (cm ²)	4,00	5,24	5,24	4,065	4,065	2,95	2,95
$A_{adopté}^t$ (cm ²)	6,28	6,28	6,28	4,71	4,71	3,02	3,14
Nbre de cadres	8HA10	8HA10	8HA10	6HA10	6HA10	6HA8	4HA10

Conformément aux règles du RPA 99/version2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{max}$). Ce qui est vérifiée dans ce cas.

1.4. Vérifications

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du **R.D.C** avec une longueur de $l_0 = 3.36m$ et un effort normal de 2466,98KN

$$N_u^{max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2,352 \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,158 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$D'où : \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.352}{0.158} \Rightarrow \lambda = 14,88 \Rightarrow \alpha = 0.820$$

$$B_r = 0,281m^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$Donc : N_u^{max} = 0,820 \times \left(\frac{0,281 \times 25}{0,9 \times 1,5} \times 24,89 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \times 10^3 = 3694.143KN$$

On a $N_u < N_u^{\max}$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de cette structure sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 Vérification au flambement des poteaux.

Niveau	L_f (m)	i (m)	λ	α	As (cm ²)	Br (cm ²)	Nu (kn)	Nu^{\max} (kn)	observation
RDC	2,35	0,158	14,88	0,82	24,89	2809	2466,98	3694,143	vérifie
1 ^{ere} étage	2,016	0,158	12,76	0,828	24,89	2809	2241,04	3730,181	vérifie
2 ^{ere} + 3 ^{eme} étage	2,016	0,158	12,76	0,828	24,89	2544	2001,58	4611,50	vérifie
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	2,016	0,144	14	0,823	20,36	2304	1545,55	4088,20	vérifie
6 ^{eme} + 7 ^{eme} étage	2,016	0,144	14	0,823	18,47	2064	1117,75	2020,89	vérifie
8 ^{eme} + 9 ^{eme} étage	2,016	0,129	15,63	0,817	18,47	1849	741,68	3322,34	vérifie
10 + 11 ^{eme} étage	2,016	0,129	15,63	0,817	16,08	1634	381,07	2929,13	vérifie

D'après le tableau ci-dessus on constate que $Nu < Nu^{\max}$

b- Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

Tableau V.6 Les sollicitations maximales à l'ELS.

STORY	$N_{ser} \max$	$M_{ser} \max$	type de section
	(kn)	(kn.m)	
RDC+1 ^{ere} étage	1795,5426	4,247	SEC
2 ^{eme} +3 ^{eme} étage	1457,1473	7,3683	SEC
4 ^{eme} +5 ^{eme} étage	1125,5387	6,2975	SEC
6 ^{eme} +7 ^{eme} étage	814,4225	5,9197	SEC
8 ^{eme} +9 ^{eme} étage	541,3965	13,2718	SEC
10+11 ^{eme} étage	279,1587	13,4801	SEC

Pour le cas de section SEC

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

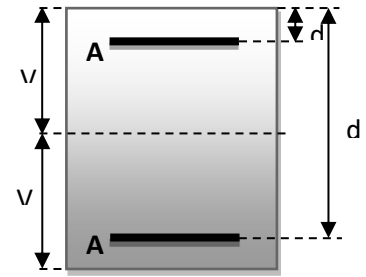


Figure V.2 : section de Poteau

$$S = b \times h + 15(A + A')$$

(section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{B} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A' (V - d')^2 + 15A (d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Tableau V.7 Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	RDC+1 ^{ère} étage	2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	6 ^{ème} +7 ^{ème} étage	8 ^{ème} +9 ^{ème} étage	10+11 ^{ème} étage
S (cm ²)	3398.35	3123,35	2805,4	2527.05	2302,05	2041,2
V (cm)	33,92	34,55	30,74	27.88	28,25	28,13
V'(cm)	21.08	20,45	19,26	22.12	16,75	16,87
M _{G ser} (kn.m)	154,71	110,09	70,90	57,88	44,40	29,20
I _{yy'} (m ⁴)	0.0100	0.0094	0,0068	0.0058	0,0046	0,0041
σ _{bc 1} (MPa)	11,18	9,34	7,70	6.36	5,40	3,55
σ _{bc 2} (MPa)	2,67	2,90	2,50	1,44	1,05	0,35
observation	vérifie	vérifie	vérifie	vérifie	vérifie	vérifie

C- Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon leRPA99/version2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases} \text{ D'où, on doit avoir : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section (m)	L_f (m)	λ_g	pd	d (m)	V_u (kn)	τ_{bu} (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Observation
RDC	0,55*0,55	2,352	4,27	0,04	0,52	113,56	0,39	1	vérifie
1 ^{ere} étage	0,55*0,55	2,016	3,66	0,04	0,52	147,70	0,51	1	vérifie
2 ^{ere} + 3 ^{eme} étage	0,50*0,55	2,016	3,66	0,04	0,52	158,58	0,61	1	vérifie
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	0,50*0,50	2,016	4,032	0,04	0,47	140,69	0,60	1	vérifie
6 ^{eme} + 7 ^{eme} étage	0,45*0,50	2,016	4,032	0,04	0,47	113,86	0,54	1	vérifie
8 ^{eme} + 9 ^{eme} étage	0,45*0,45	2,016	4,48	0,04	0,42	79,44	0,42	1	vérifie
10+11 ^{eme} étage	0,40*0,45	2,016	4,48	0,04	0,42	52,45	0,31	1	vérifie

2.5. Disposition constructive des poteaux

- Longueurs de recouvrement :

Selon le **RPA99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r > 40 * \Phi \text{ en zone II}$$

$$\Phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 80\text{cm}$$

$$\Phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1,6 = 64\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 65\text{cm}$$

$$\Phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 60\text{cm}$$

$$\Phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 50\text{cm}$$

-Longueur des crochets des armatures transversales :

$$L = 10 * \Phi_t$$

$$\Phi_t = 1.0\text{cm} \rightarrow L = 10\text{cm}$$

$$\Phi_t = 1.2\text{cm} \rightarrow L = 12\text{cm}$$

-La zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque poteau

$$L' = 2 * 45 = 90\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}$$

2.6. Schéma de ferrailage des poteaux

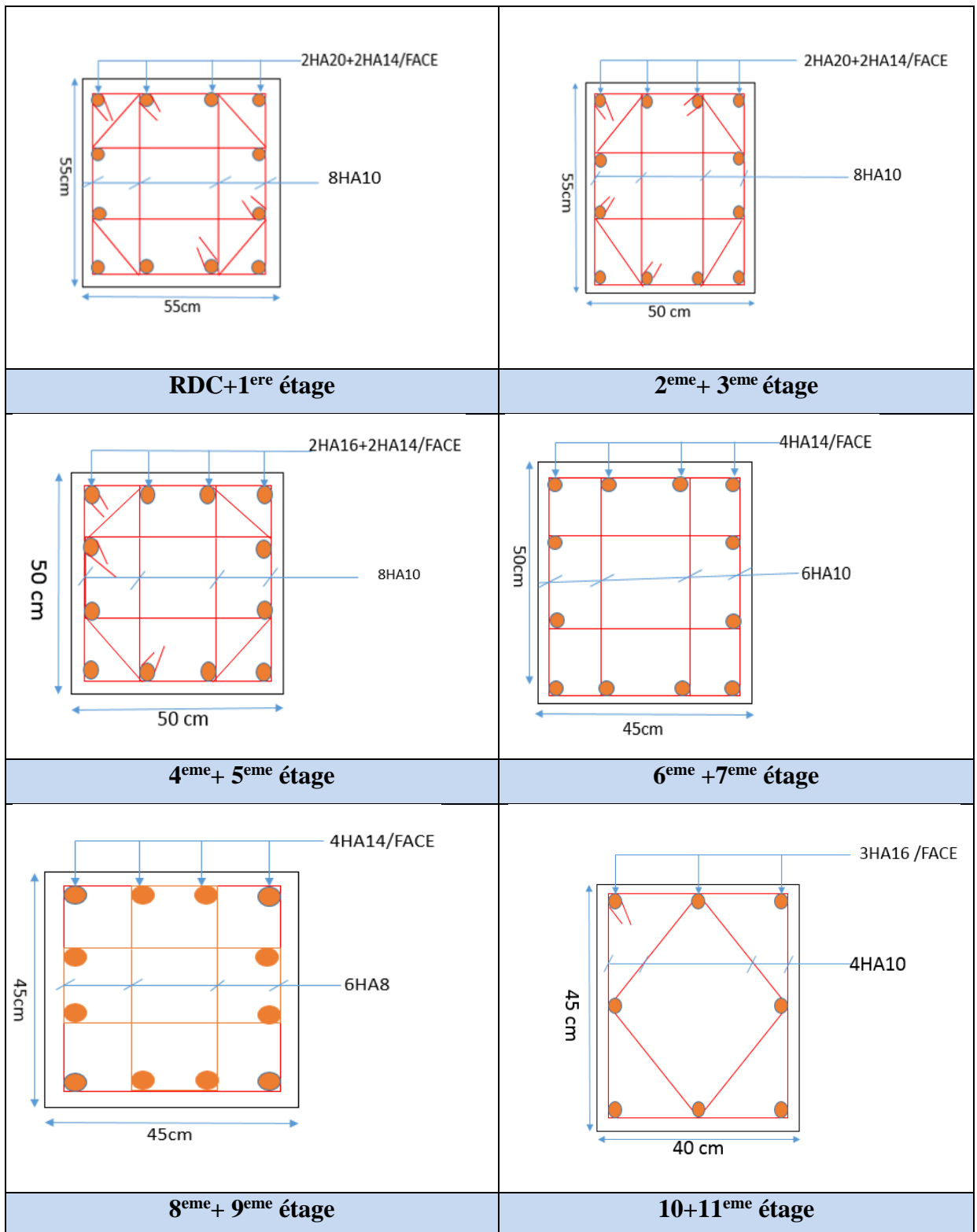


Figure .V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA** en zone **II.a**.

2.1. Recommandation du RPA 99

-Ferrailage

a). Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.1)

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- $4\% b \times h$ En zone courante.

- $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

-La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40ϕ En zone IIa.

avec ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.4, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

-Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

-Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

-On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Les armatures transversales : RPA 99 (art 7.5.2.2)

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

-L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

Minimum de : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

2.2. Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

2.3. Ferrailages des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du **RPA**.

Calcul des sollicitations des poutres

Tableau V.9 : les sollicitations les plus défavorables.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
RDC+1 ^{ère} étage	70,304	116,85	108,62	66,48	74,38	189,82
2 ^{ème} jusqu'à 9 ^{ème} étage	73,38	136,9	138,34	69,27	81,87	169,493
10+11 ^{ème} étage	58,36	117,02	136,31	28,04	39,40	38,258

2.3.1. Ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinal de calcul est celui obtenu par le logiciel **SOCOTEC**.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Ferrailage longitudinal des poutres.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A _{calcul} SOCOTEC (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)	Nbr de barres
RDC + 1 ^{ère} étage	Principale	30×45	Appuis	7,45	6,75	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	4,35		6,78	3HA12+3HA12
	secondaire	30×35	Appuis	6,27	5,25	6,78	3HA12+3HA12
			Travée	5,55		6,78	3HA12+3HA12

2 ^{eme} Jusqu'à 9 ^{eme} étage	Principale	30×45	Appuis	8,84	6,75	9,24	3HA14+3HA14
			Travée	4,56		6,78	3HA12+3HA12
	secondaire	30×35	Appuis	6,80	5,25	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	5,05		6,78	3HA12+3HA12
10+11 ^{eme} étage	Principale	30×45	Appuis	7,46	6,75	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	4,17		6,78	3HA12+3HA12
	secondaire	30×35	Appuis	3,20	5,25	6,78	3HA12+3HA12
			Travée	2,30		6,78	3HA12+3HA12

▪ Longueurs de recouvrement

$L_r > 40\phi_L$

$-\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$, on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$.

$-\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$, on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$.

2.3.2. Armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \text{ BAEL91 (Article H.III.3)}$$

• Poutres principales

$\phi_t < \min(12.85 ; 30; 12) \text{ mm}$, donc on prend $\phi_t < 12\text{mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$

• Poutres secondaires

$\phi_t < \min(10; 30 ; 12) \text{ mm}$, donc on prend $\phi_t < 10\text{mm}$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$

-Espacement S_t d'armatures transversales

-Selon RPA99

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

➤ **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{\min}\right)$

Poutres principales $S_t \leq \min(11,25 ; 14,4)$; Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires $S_t \leq \min(8,75 ; 14,4)$; Soit : $S_t = 8\text{cm}$

➤ **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

➤ Poutres principales $S_t \leq (22,5)$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

➤ Poutres secondaires $St \leq (17,5)$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Section minimal d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0,003 * St * b = 0,003 * 15 * 30 = 1,35\text{cm}^2 \rightarrow \text{pour les poutres principales}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 * St * b = 0,003 * 15 * 30 = 1,35\text{cm}^2 \rightarrow \text{pour les poutres secondaires}$$

$$A_t^{\min} = 1,35\text{cm}^2 < A^{\text{adopt}} = 2,01\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

2.4. Vérifications [BAEL91]

a) Vérification à l'ELU

1-Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 * d * b * \frac{ft28}{fe} \begin{cases} \text{pour les poutres principales } A_{\min} = 1,52\text{cm}^2 \\ \text{pour les poutres secondaires } A_{\min} = 1,16\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{\min} = 1,52\text{cm}^2 < A^{\text{adopt}} = 2,01\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

2-Vérification des contraintes tangentielles

▪ **Vérification de l'effort tranchant :** $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	138,34	1,09	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	169,46	1,76	3.25	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ en appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_L (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	9,24	138,34	136,9	3,977	-6,43	Vérifiée
Secondaires	8,01	169,46	81,87	4,23	-2,86	Vérifiée

1.1. Vérification à l'ELS

• L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable

• État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	I (m ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	82,248	0.00134	15,61	10,18	vérifier
	Travées	41,02	0.00107	13,82	5,30	vérifier
Poutres secondaires	Appuis	17,77	0,000578	11,72	3,60	vérifier
	Travées	13,665	0,000578	11,72	2,76	vérifier

• Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Tableau V.14 : Vérification de la flèche pour les poutres.

	h cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	590	6,78	0.076	0.075	0.0054	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier
PS	35	30	400	8,01	0.087	0.075	0.0084	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3. Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1,25, c.à.d. : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|) \text{ RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

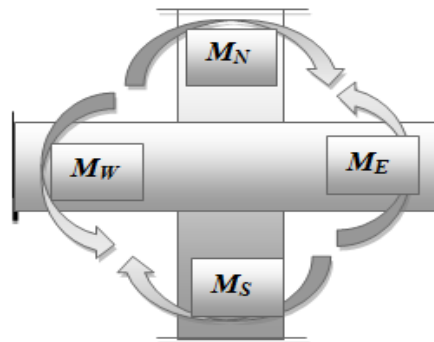


Figure V.4: les moments dans les zones nodales

3.1. Détermination des moments résistants

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec : } z = 0,85 \times h \text{ (h : La hauteur totale de la section du béton).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : les moments résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
55 × 55	49,5	12.44	214.30
50 × 55	49,5	12.44	214.30
50 × 50	45,00	10.18	159.418
45 × 50	45,00	9.24	144.70
45 × 45	40,5	9.24	130.23
40 × 45	40,5	8.04	113.32

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : les moments résistant dans les poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC, 1 ^{ère} étage	P.P (30 × 45)	40,5	8,01	112,89
	P.S (30 × 35)	31,5	6,78	74,32
2 ^{ème} jusqu'a, 9 ^{ème} étages	P.P (30 × 45)	40,5	9,24	130,23
	P.S (30 × 35)	31,5	8,01	87,80
10,11 ^{ème} étages	P.P (30 × 45)	40,5	8,01	112,89
	P.S (30 × 35)	31,5	6,78	74,32

3.2. Vérification des zones nodales

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale dans différent étage.

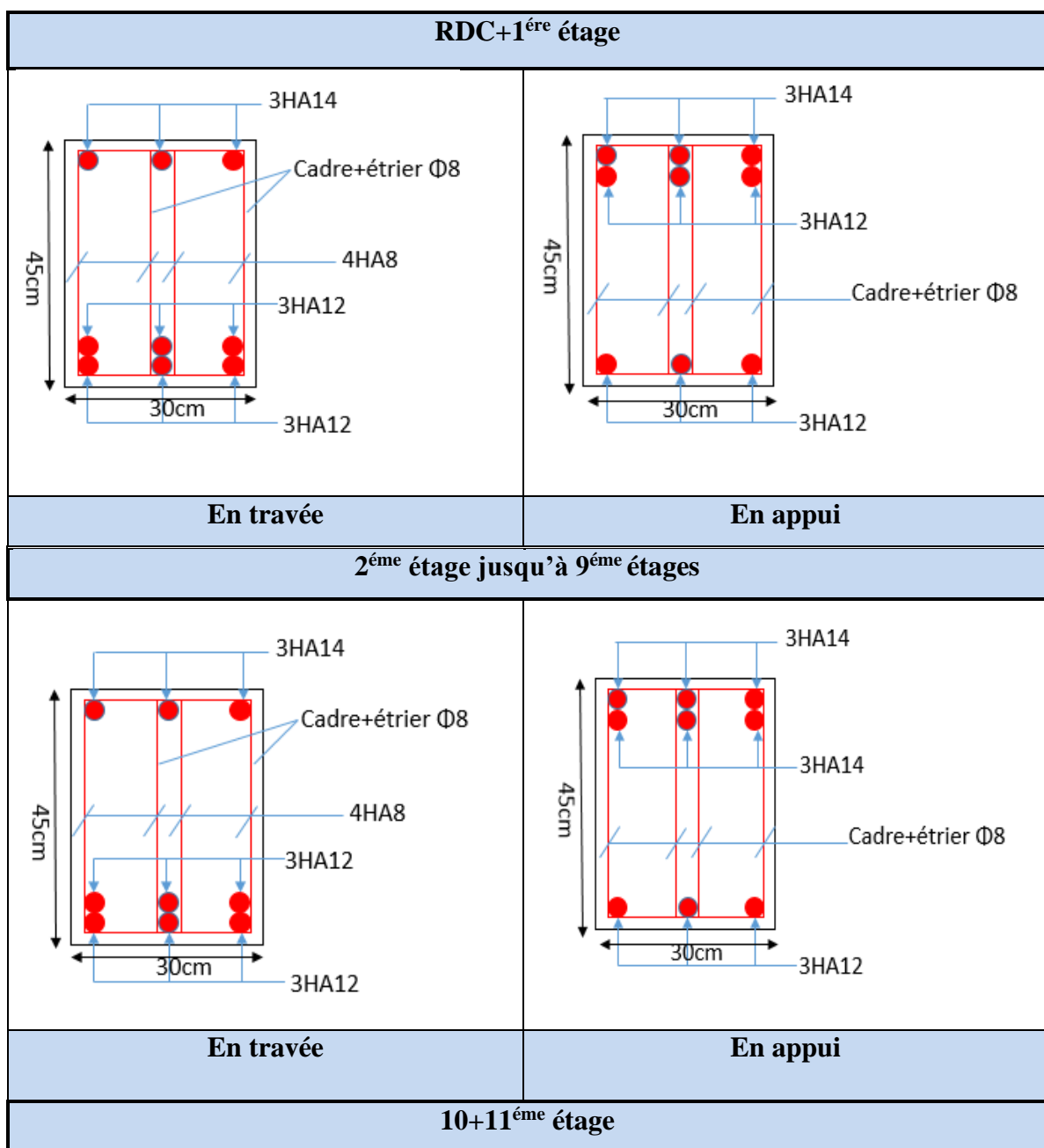
Niveau	Plan	M _w =M _e (KN.m)	M _n =M _s (KN.m)	1.25(M _w + M _e) (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	Obsrv
RDC, 1 ^{ère} étage	PP	112,89	214.30	260.55	428.6	Vérifié
	PS	74,32	214.30	185,8	428.6	Vérifié
2 ^{ème} +3 ^{ème} étages	PP	130,23	214.30	282.22	428.6	Vérifié
	PS	87,80	214.30	202.65	428.6	Vérifié
4 ^{ème} ,5 ^{ème} , étages	PP	130,23	159.42	282.22	373.72	Vérifié
	PS	87,80	159.42	202.65	373.72	Vérifié
6 ^{ème} ,7 ^{ème} étages	PP	130,23	144..70	282.22	304.12	Vérifié
	PS	87,80	144.70	202.65	304.12	Vérifié

8^{ème}+9^{ème} étages	PP	130,23	130.23	251.46	274.93	Vérifié
	PS	87,80	130.23	202.65	274.93	Vérifié
10^{ème}+11^{ème} étages	PP	112,89	113.32	223.56	243.55	Vérifié
	PS	74,32	113.32	185,8	243.55	Vérifié

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres , donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

3.3. Schéma de ferrailage des poutres

➤ Schéma ferrailage pour les poutres principales



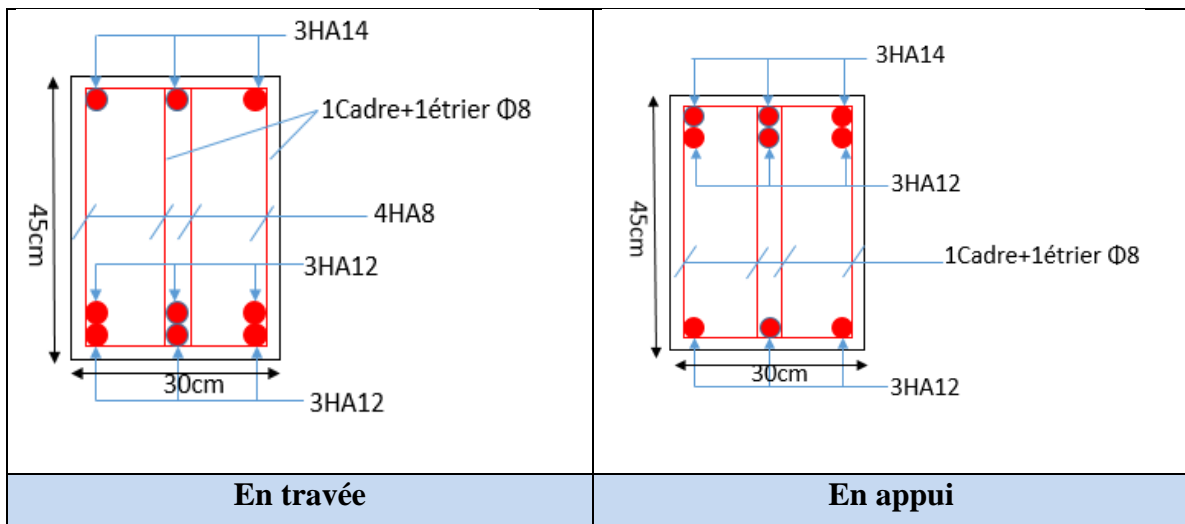
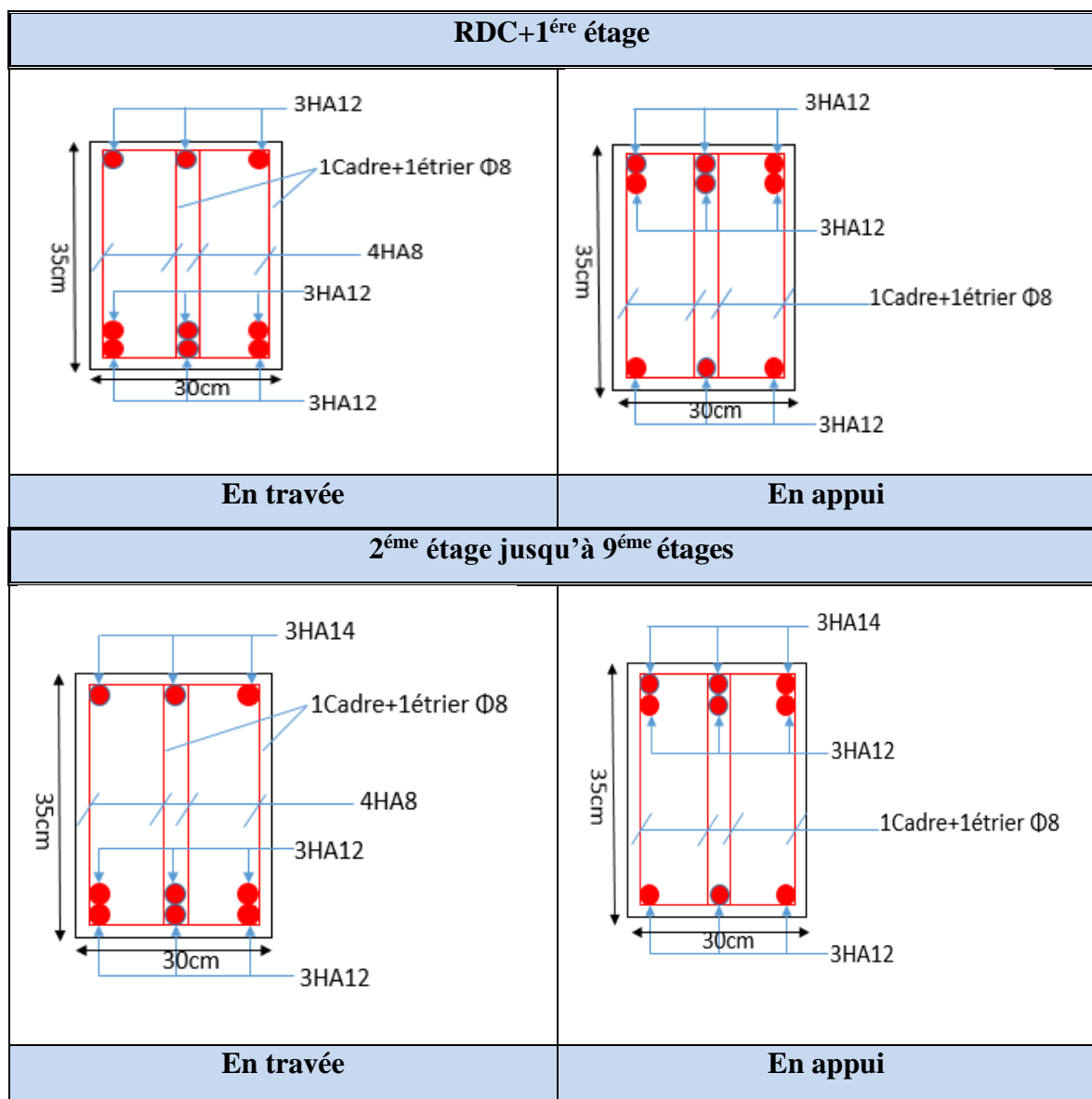


Figure V.5: Section de ferrailage des poutres principales.

➤ Schéma ferrailage pour les poutres secondaires



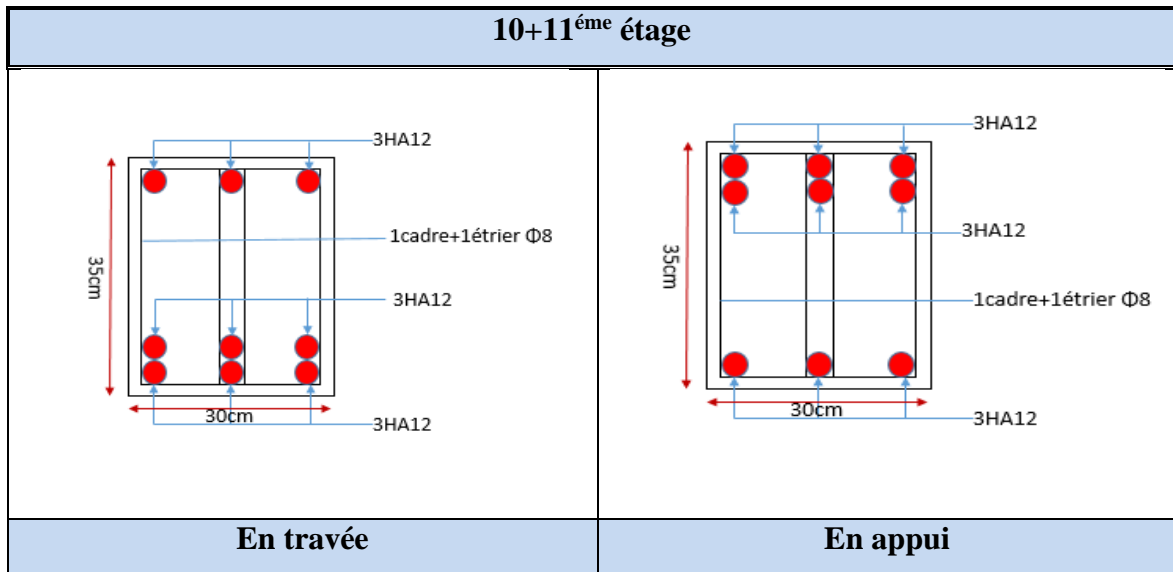


Figure. V.6: Section de ferrailage des poutres secondaires.

V.4. Etude des voiles

4.1. Définition

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d’être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales. Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, **voile simple** et **voile composé**.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter d’armatures verticales et horizontales.



Figure: V.7. Voile simple

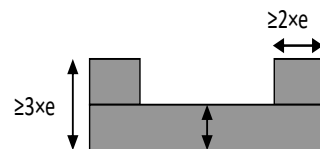


Figure: V.8. Voile composé

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

-Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

-Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

4.2. Recommandation du RPA99

a- Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement S est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes.

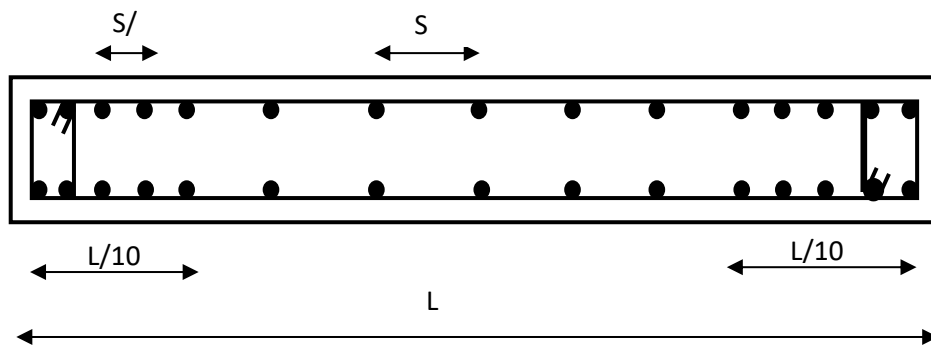


Figure V.9: Disposition des armatures verticales (vue en plan).

b- Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur $10\varnothing$.

c- Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par $1m^2$ au moins.

d- armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e- Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{min} = 0.15\%$ Section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$ Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min (1.5a, 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\varnothing < a/10$ en zone courante.

f-Longueur de recouvrement

$L_r = 40\varnothing$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\varnothing$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

4.3. Disposition des voiles

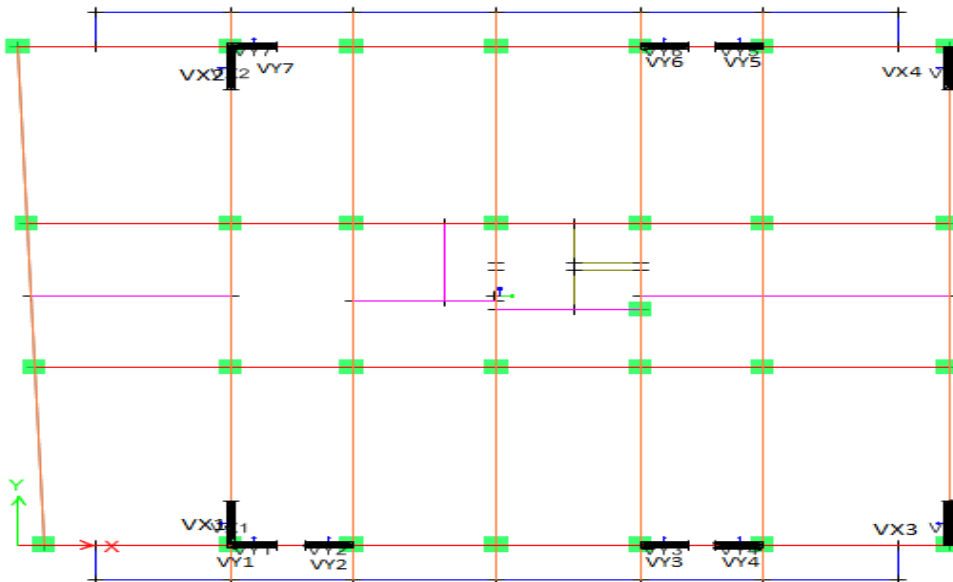


Figure V.10. Plan de répartition des voiles.

4.4. Ferrailage des voiles

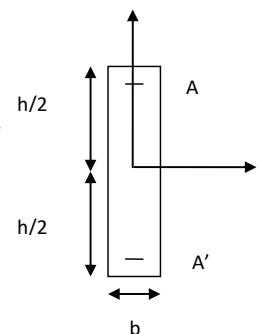
1. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée

Sous (M et N) pour une section (e×L) comme indiquée Sur la figure (V-3-4).

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations Suivantes :

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant.



La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**

1. Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du **RPA 99**.

- Av_{min}^{BAEL} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- Av_{min}^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- $A_v^{adpt} / zone$: Section d'armature verticale adoptée par zone.
- Nbre : nombre de barres adoptées.
- S_t : espacement.
- A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.
- A_h^{adpt} / ml : Section d'armature horizontale adoptée pour 1 mètre linéaire.

Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **Etabs2016**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Récapitulation des efforts dans les voiles.

NIVEAU		Nmax → Mcor.		Mmax → Ncor		Nmin → Mcor.		V
		kn	Kn.m	Kn.m	kn	kn	Kn.m	kn
Vx1	RDC	1599,894	330,129	355,052	13,879	-250,229	350,801	145,434
	étage courant	1124,554	269,842	269,842	1124,554	-63,409	23,113	158,799
Vx2	RDC	1659,817	355,493	355,493	1659,817	-181,187	335,301	152,478
	étage courant	1180,545	176,645	268,444	443,295	-59,192	95,731	156,942
Vx3	RDC	1141,367	343,418	351,162	143,776	-49,196	350,164	136,767
	étage courant	790,601	37,138	223,423	769,955	-25,089	0,373	117,441
Vx4	RDC	1106,830	328,565	328,565	1106,830	-18,072	316,847	126,996
	étage courant	794,592	35,679	220,44	405,369	-27,464	72,929	116,230
Vy1	RDC	930,608	46,063	208,389	522,423	81,681	56,937	138,479

	étage courant	770,460	6,732	170,596	441,040	8,158	6,185	118,312
V _{y2}	RDC	821,681	217,428	217,428	821,681	167,532	207,323	124,726
	étage courant	765,731	178,285	178,285	765,731	12,021	1,525	111,526
V _{y3}	RDC	874,335	15,285	218,986	476,746	263,626	214,565	125,324
	étage courant	804,076	11,325	165,050	426,053	20,325	36,072	102,215
V _{y4}	RDC	881,418	12,928	215,433	856,313	208,424	200,074	123,210
	étage courant	807,338	21,238	168,315	799,519	20,303	8,743	104,249
V _{y5}	RDC	970,842	365,331	365,331	970,842	97,610	339,146	208,005
	étage courant	905,990	301,069	301,069	905,990	3,181	43,297	187,300
V _{y6}	RDC	923,822	327,446	366,043	348,137	134,526	358,779	207,289
	étage courant	867,308	287,319	296,512	300,917	5,347	70,176	181,081
V _{y7}	RDC	1103,227	65,777	278,760	424,891	14,834	76,478	157,747
	étage courant	850,308	3,196	144,032	415,557	2,631	7,392	96,504

Calcul du ferrailage :

Exemple de calcul

On étudiera, le voile V_y(1) du **RDC** dont les caractéristiques :

$$L=1,00m ; e= 0,2m ; d=0,95m ; d'= 0,05m$$

Les armatures verticales :

$$N^{min}=81,681KN.M \text{ (compression)} \rightarrow M^{corr}=56,937KN.M \rightarrow V= 138,479 KN$$

$$\text{Position de centre de pression } e_G = \frac{56,937}{81,681} = 0,697 > \frac{h}{2} = 0,5m$$

$$M_{ua} = M + N * (d - \frac{h}{2}) = 0,0936 M .N$$

$$(1) = Nu(d - d') - M_{ua} = -0,020M .N$$

$$(2) = (0,337h - 0,81d') * b * h * f_{bu} = 1,095M .N$$

D'où (1) < (2) donc la section est partiellement comprimée le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$u_{bu} = \frac{M_{ua}}{b*d^2*f_{bu}} = 0,028 < 0,186 \text{ pivot A}$$

$$u_{bu} = 0,028 < u_l = 0,379 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{(1 - 2 * u_{bu})}) = 0,0356 \rightarrow z = d(1 - 0,4 * \alpha) = 0,936$$

$$Afs = \frac{Mua}{z * fst} = 2,5 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$Av = Afs - \frac{Nu}{fst} = 0,458 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} * \frac{h}{2} \begin{cases} \sigma_{max} = 2,11 \text{ MPA} \\ \sigma_{min} = -1,29 \text{ MPA} \end{cases} \quad \sigma_{max} > 0 ; \sigma_{min} < 0 \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Calculs de la longueur de la partie tendue :

$$lt = \frac{\sigma_{min} * l}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \rightarrow lt = \frac{1,29 * 1}{1,29 + 2,11} = 0,38 \text{ m}$$

$$lc = 1 - (2 * 0,38) = 0,24 \text{ m}$$

Armatures minimales tendues

$$A_{ZT}^{min} = 0,2\% (e * lt) = 1,52 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le RPA99v2003, on a :

$$A^{min} = 0,15\% (e * L) = 3 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres verticales

$$ST \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow S_T = 15 \text{ cm}$$

Armatures horizontales :

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V = 138,479 \text{ KN}$$

$$Ah \geq \frac{\tau u * e * St}{0,9 * fe}$$

$$\tau u = \frac{1,4 * Vd}{e * d} = 1,02 \text{ MPA} \leq \tau_{adm} = 5 \text{ MPA}$$

Espacement des barres horizontales

$$ST \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte: } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$Ah \geq \frac{1,02 * 0,2 * 0,2}{0,9 * 400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$Ah^{min} = 0,15\% (e * St) = 0,6 \text{ cm}^2$$

Ferrailage longitudinale

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, et pour les autres voiles ils seront résumés dans les tableaux.

a) Voiles parallèles à xx'

Tableau V.19 : Ferrailage des voiles Vx1, Vx2, Vx3, Vx4.

voile	Voile V _{x1}		Voile V _{x2}		Voile V _{x3}		Voile V _{x4}	
	RDC	Etage Courant	RDC	Etage Courant	RDC	Etage Courant	RDC	Etage Courant
L(m)	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
M (KN.m)	350,80	23,11	335,30	95,73	350,16	0,373	316,847	72,929
N (KN)	-250,23	-63,41	-181,18	-59,19	-49,19	-25,089	-18,072	-27,464
V(KN)	145,43	158,79	152,48	156,94	136,76	117,44	126,996	116,230
τ (MPa)	0,78	0,85	0,81	0,83	0,73	0,63	0,68	0,62
A cal (cm²)	9,54	1,23	8,40	2,48	7,01	0,35	6,01	1,66
AV_{min}	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35
Lt (m)	0,60	1,20	0,82	0,62	0,74	0,76	0,71	0,79
A_{mintendu} (cm²)	2,40	4,8	3,28	5,80	2,96	3,04	2,84	3,16
A_Z ; tendu	11,31	7,85	11,31	5,03	11,31	5,03	6,28	5,03
N^{barre}	10HA1 2	10HA1 0	10HA1 2	10HA8	10HA1 2	10HA8	10AH1 0	10HA8
St (cm)	15	20	15	15	15	15	15	15
Lc (m)	0,25	0	0	0	0	0	0,03	0
A_{mincomp} (cm²)	0,50	0	0	0	0	0	0,06	0
A^Z comp	2,01	0	0	0	0	0	1,01	0
N^{barre}	4HA8	0	0	0	0	0	2HA8	0
A_{h cal} (cm²)	0,98	1,06	1,02	1,05	0,92	0,78	0,85	0,78
A_{h min} (cm²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
N_{barre/ml}	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

b) Voiles parallèles à yy'

Tableau V.20 : Ferrailage des voiles $Vy1, Vy2, Vy3, Vy4$.

voile	Voile V_{y1}		Voile V_{y2}		Voile V_{y3}		Voile V_{y4}	
	RDC	Etage Courant	RDC	Etage Courant	RDC	Etage Courant	RDC	Etage Courant
L(m)	1	1	1	1	1	1	1	1
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	56,93	6.185	207.32	1.525	214.56	36.07	200.07	8.743
N (KN)	81,68	8.158	167.53	12.021	263.62	20.32	208.42	20.30
V(KN)	138,47	118.31	124.72	111.52	125.32	102.21	123.21	104.24
τ (MPa)	1.08	0.92	0.97	0.87	0.97	0.80	0.96	0.81
A cal (cm²)	0.46	0,055	3.60	-0,11	2,66	0.70	2.90	-0.04
AV_{min}	3	3	3	3	3	3	3	3
Lt (m)	0.40	0.39	0.43	0,12	0,40	0.45	0.41	0.31
A_{mintendu} (cm²)	1.52	1,56	1.73	0,48	1.60	1.81	1.65	1.23
Az ; tendu	4.71	4,71	4.71	4,52	4.71	4.71	4.71	4.52
N^{barre}	6HA10	6HA10	6HA10	4HA12	6HA10	6HA10	6HA10	4HA12
St (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
Lc (m)	0.20	0.22	0.15	0.76	0.20	0.1	0.18	0.38
A_{mincomp} (cm²)	0.48	0,44	0.27	1,52	0.41	0.19	0.34	0.77
A^Z comp	2.01	2,01	2.01	4,02	1.01	1.01	2.01	2.01
N^{barre}	4HA8	4HA8	4HA8	8HA8	2HA8	2HA8	4HA8	10HA8
Ah cal (cm²)	1.35	1.15	1.21	1.08	1.22	0.99	1.20	1.01
A_{hmin} (cm²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
N_{barre/ml}	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.21 : Ferrailage des voiles Vy5, Vy6, Vy7.

Voile niveau	Voile Vy5		Voile Vy6		Voile Vy7	
	RDC	Etage Courant	RDC	Etage Courant	RDC	Etage Courant
L(m)	1	1	1	1	1	1
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	339.14	43.297	358.779	296.512	278.760	7.392
N (KN)	97.610	3.181	134.526	300.917	424.891	2.631
V(KN)	208.00	187.300	207.289	181.081	157,747	96.504
τ (MPa)	1.62	1.46	1.61	1.41	1.23	0.75
A cal (cm ²)	8.30	1.11	8,40	4.60	2.77	0.18
AV _{min}	3	3	3	3	3	3
Lt (m)	0.47	0.48	0.46	0.41	0.37	0.47
A _{min} tendu (cm ²)	1.90	1.98	1.88	1.66	1.49	1.88
A _Z ; tendu	9.05	4.71	9.05	4.71	4.71	4.71
N ^{barre}	8HA12	6HA10	8HA12	6HA10	6HA10	6HA10
S _t (cm)	15	15	15	15	15	15
Lc (m)	0.05	0.02	0.08	0.18	0.26	0.06
A _{min} comp (cm ²)	0.10	0.024	0.12	0.34	0.51	0.12
A ^Z comp	1.01	1.01	1.01	2,01	2.01	2.01
N ^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Ah cal (cm ²)	2.02	1.82	2.02	1.76	1.53	0.95
A _{hmin} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
N _{barre/ml}	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	8HA8	8HA8
St (cm)	20	20	20	20	20	20

Remarque

Vue que les sections d'armatures vertical calculées (A^{cal}) sont petites et que les dimensions des voiles sont les mêmes jusqu'au niveau 10, on a opté: pour un même ferrailage de premier étage jusqu'au niveau 10 (ferrailage minimum du RPA).

Vérification à l'effort tranchant

$\tau_{adm} = 0,2 * f_{c28} = 5 \text{ MPA}$ On remarque que $\tau_{adm} \geq \tau$ pour tous les voiles,

Schéma de ferrailage de voile Vx2 (RDC)

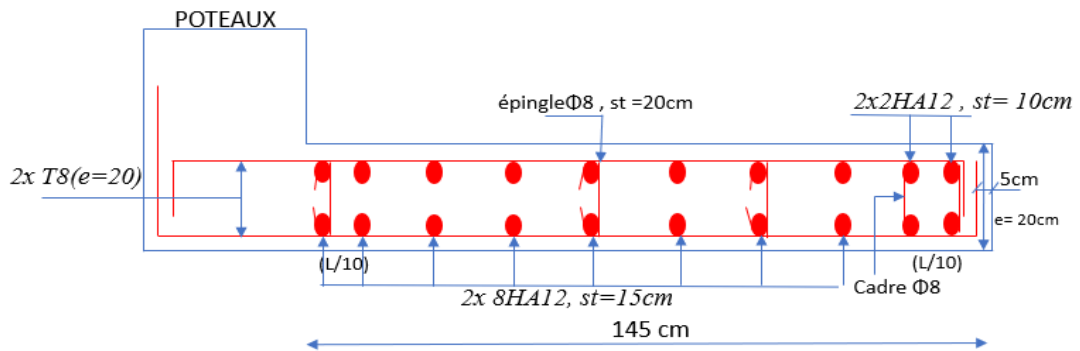


Figure V.11 : schéma ferrailage de voile Vx2.

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrailées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 2016.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations données par le ETABS2016.

Les ferrailles adoptées respectent les recommandations de RPA et le BAEL.

Chapitre VI
Etude de l'infrastructure

- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\overline{\sigma}_{sol} = 2.00$ bars

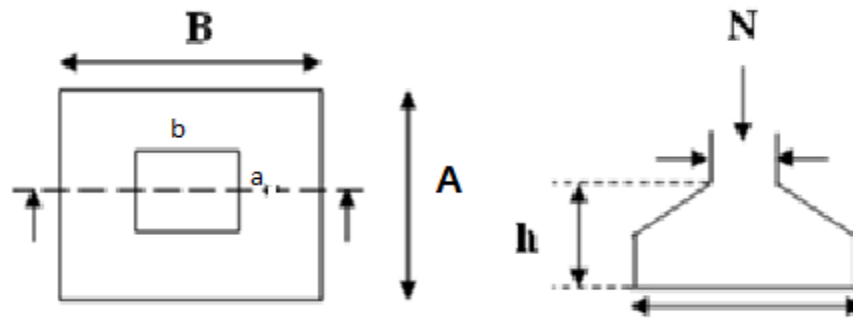


Figure VI .1. Semelle isolée de fondation.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans cette structure donne un effort normal de l'ordre : $N = 2235.36$ KN sous la combinaison $G+Q+E_y$.

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$A/a = B/b \rightarrow A = a/b * B$$

a, b : dimensions du poteau à la base (55*55) cm²

On remplacer A dans l'équation (1) on trouve :

$$B \geq \sqrt{a/b * \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\left(\frac{0.55}{0.55} * \frac{2235.36}{200}\right)} \rightarrow B \geq 3.34 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimale des poteaux est 2.60 m, On remarque qu'il y va avoir un chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

2.2. Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

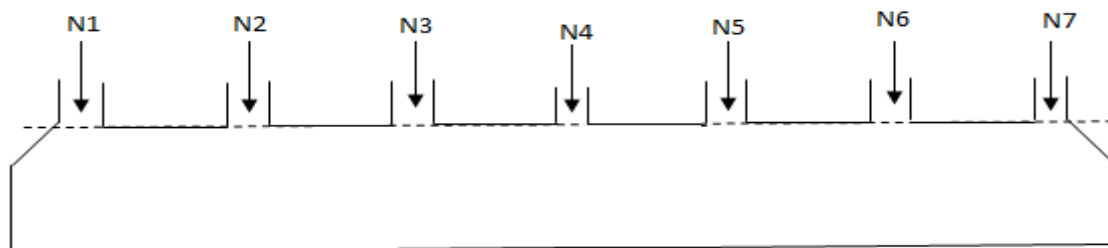


Figure VI .2. Semelle filante de fondation

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec : $N = \sum N_i$

N_i : L'effort normale provenant du poteau "i "

$N_1 = 15727.6851$ KN; $N_3 = 1609.2515$ KN; $N_5 = 1912.4674$ KN; $N_7 = 1353.8556$ KN

$$N_2 = 1837.3197 \text{ KN}; N_4 = 2235.3647 \text{ KN}; N_6 = 1888.0794 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i = 12364.02 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{12364.0234}{200 \times 20.06} = 3,08 \text{ m on prend } B = 3.5 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimale des poteaux est 2.60 m, On remarque qu'il y va avoir un chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles filantes dans notre cas ne convient pas.

VI.3. Etude du radier général

Puisque les deux périmètre vérification ne sont pas observées on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel. Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames)

3.1. Caractéristique géométrique du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

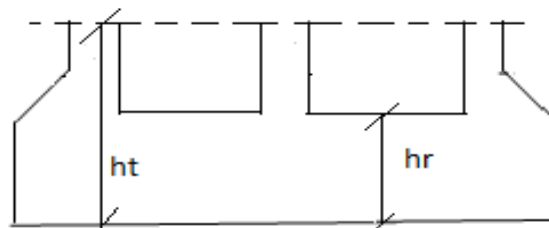


Figure VI .3. Dimension du radier.

➤ Condition de coffrage

h_t : hauteur des nervures

h_r : hauteur de la dalle

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments de contreventement. $L_{max} = 5.90\text{m}$

$$h_r \geq L_{max} / 20 = \frac{590}{20} = 29.5 \text{ cm on prend } h_r = 40 \text{ cm}$$

$$h_t \geq L_{max} / 10 = \frac{590}{10} = 59.0 \text{ cm on prend } h_t = 60 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigide**

Pour qu'un radier rigide il faut que :

$$\begin{cases} L_{max} \geq \frac{\pi}{2} \times L_e \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \end{cases}$$

Avec :

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m²

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$

K : module de résistance du sol. (On un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4$ KN/m³). b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$h_t = \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times k}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.9^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.90 \text{ m donc on opte } h_t = 95 \text{ cm.}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{0.95^3 \times 3.216 \times 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.89 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.90 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} \times 3.89 = 6.12 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

La largeur de la nervure

$$0.3 h_t < b < 0.7 h_t \rightarrow 0.3 \times 95 < b < 0.7 \times 95 \rightarrow 28.5 < b < 66.5$$

Soit $b = 65$ cm

Calcul de la surface du radier

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{53877.321}{214.9} \Rightarrow S_{rad} \geq 250.71 \text{ m}^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirer à partir de **Etabs V/2016**.

La surface du bâtiment $S_{bat} = 339.66 \text{ m}^2$

$$\text{On opte } S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 339.66 \text{ m}^2$$

Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de nervure $h_t = 95$ cm

La largeur de la nervure $b = 65$ cm

Hauteur de la table du radier $h_r = 40$ cm

Enrobage $d' = 5$ cm

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 339.66 \text{ m}^2$

3.2. Vérification nécessaire

➤ Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 41), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur total de la dalle du radier

$$h_t = 95\text{cm.}$$

❖ Sous poteaux le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (55×55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.55 + 0.95 = 1.5 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.55 + 0.95 = 1.5 \text{ m} \end{cases} \quad U_c = 2 \times (A+B) = 6 \text{ m}$$

$$N_d = 2.4669 \text{ MN} < 0.045 \times 6 \times 0.95 \times (25/1.5) = 4.275 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

❖ Vérification de la contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

Avec $\overline{\sigma_{sol}} = 2.149 \text{ bars.}$

On a: $I_{yG} = 8065.50 \text{ m}^4$, $Y_G = 9.85 \text{ m}$; $I_{xG} = 10830.94 \text{ m}^4$, $X_G = 8.5 \text{ m.}$

▪ Sens X-X : $N = 34,098 \text{ MN}$; $M_x = 5.439 \text{ MN.m}$; $I_{xG} = 10830.94 \text{ m}^4$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{34,098}{339.66} + \frac{5.439}{10830.94} \times 9.85 = 0.132$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{34,098}{339.66} - \frac{5.439}{10830.94} \times 9.85 = 0.123$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.129 \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

▪ Sens Y-Y : $N = 34,098 \text{ MN}$; $M_y = 11.325 \text{ MN.m}$; $I_{yG} = 8065.50 \text{ m}^4$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_G = \frac{34,098}{339.66} + \frac{11.325}{8065.50} \times 8.5 = 0.139$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{34,098}{339.66} - \frac{11.325}{8065.50} \times 8.5 = 0.115$$

$$\sigma_{\min} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.106 \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition est vérifier}$$

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \quad d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

On considère une bande de $b=1\text{m}$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison de la plus défavorable

$$N_d = 53877.3207 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{53877.231 \times 5.9}{2 \times 339.66} = 467.932 \text{ KN}$$

$$d \geq 467.932 \times 10^{-3} / 1 \times 2.5 = 0.19 \text{ m}, \text{ soit } d = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la poussée hydrostatique**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w \quad f_s :$$

Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$)

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment $H = 4 \text{ m}$

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 339.66 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 53877.321 \text{ KN} \geq 1.15 \times 4 \times 339.66 \times 10 = 15624.36 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification à la stabilité au renversement**

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens X-X : } e = \frac{5.439}{53.877} = 0.101 < \frac{19.15}{4} = 4.79 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

$$\text{Sens-Y-Y : } e = \frac{11.325}{53.877} = 0.210 < \frac{16.5}{4} = 4.13 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VI.4. Ferrailage du radier général

4.1. Calcul à L'ELU

❖ **Calcul des sollicitations**

$Q_u = N_u / S_{\text{rad}}$ Avec N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_u = N_{u,\text{cal}} + N_{\text{rad}} + N_{\text{fiche pot}} + 1.5Q$$

$$P_{\text{rad}} = 25 \times 0.4 \times 339.66 = 3396.6 \text{ KN}$$

$$P_{\text{nervure}} = 25 \times (0.65 \times (0.95 - 0.4) \times 125.53) = 1121.924 \text{ KN}$$

$$P_{\text{fiche pot}} = 25 \times 0.55 \times 0.55 \times 1 \times 29 = 219.31 \text{ KN}$$

$$Q = 2,5 \times 339.66 = 849.15 \text{ KN}$$

$$N_u = (59505.770 + 1.35 (3396.6 + 1121.924 + 219.31) + 1.5(849.15)) = 671760.021 \text{ KN}$$

$$Q_u = 671760.021 / 339.66 = 197.77 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité on a :

$$L_x = 4.56 - 0.65 = 3.91 \text{ m} ; L_y = 5.9 - 0.65 = 5.25$$

$$\rho = L_x / L_y = 0.74 \geq 0.4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.74 \begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases} \quad (\text{Annexe1})$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0633 \times 197.77 \times (3.91)^2 \Rightarrow M_0^x = 191.39 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.4938 \times 191.13 \Rightarrow M_0^y = 94.51 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments corrigés

$$M_t^x = -0.75 \times M_0^x = -143.54 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = -0.75 \times M_0^y = -70.88 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -95.70 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b × h) = (1×0,40) m², d = 0.35m

Condition de non fragilité

$$\text{On a } e = 40 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \text{ et } \rho = 0.74 > 0.4 \rightarrow \begin{cases} A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 3.62 \text{ cm}^2 \\ A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 3.20 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau VI.1 : ferrailage de radier.

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)	N ^{ber} de barre	St (cm ²)
Travée	x-x	143.54	12.49	3.62	14.07	6HA16	18
	y-y	70.88	5.95	3.20	6.79	6HA12	18
Appui		95.70	8.09	3.62	9.24	6HA14	18

4.2. Vérification à L'ELS

Q_u = N_s / S_{rad} Avec N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_s = N_{u, cal} + N_{rad} + N_{fiche \text{ pot}} + 1.5Q$$

$$N_s = (43334.967 + (3396.6 + 1121.924 + 219.31) + 849.15) = 48921.951 \text{ KN}$$

$$Q_s = 48921.951 / 339.66 = 144.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.74 \begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.6315 \end{cases} \quad (\text{Annexe1})$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0696 \times 144.03 \times (3.91)^2 \Rightarrow M_0^x = 153.26 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.6315 \times 153.26 \Rightarrow M_0^y = 96.78 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments corrigés

$$M_t^x = -0.75 \times M_0^x = -114.945 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = -0.75 \times M_0^y = -72.59 \text{KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -76.63 \text{KN.m}$$

Vérification des contraintes

Tableau VI.2 : vérification des contraintes à ELS.

Localisation		Ms (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	114.94	10.23	165176	7.12 < 15	Vérifier	258.59 ≥ 201.63	Non. Vérifier
	y-y	72.59	7.49	93765	5.80 < 15	Vérifier	319.54 ≥ 201.63	Non. Vérifier
Appui		76.63	8.56	117379	5.59 < 15	Vérifier	258.99 ≥ 201.63	Non. Vérifier

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Ferrailage du radier à l'ELS.

Localisation		Ms (KN.m)	$\beta(10^{-2})$	α	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)	N ^{ber} de barre	St (cm ²)
Travée	x-x	114.94	0.47	0.36	18.51	18.85	6HA20	18
	y-y	72.59	0.29	0.29	11.39	12.06	6HA16	18
Appui		76.63	0.31	0.30	11.44	12.06	6HA16	18

4.3. Schéma de ferrailage du radier

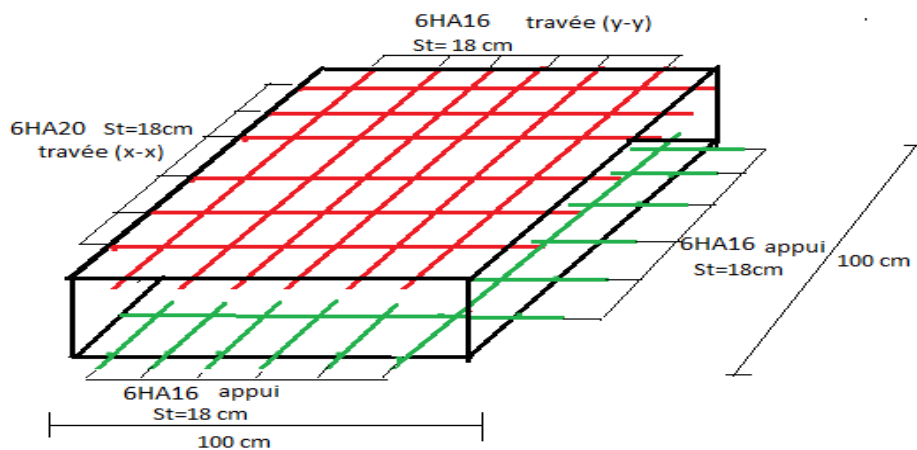


Figure VI .4. Schéma de ferrailage du radier.

VI.5. Etude des nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

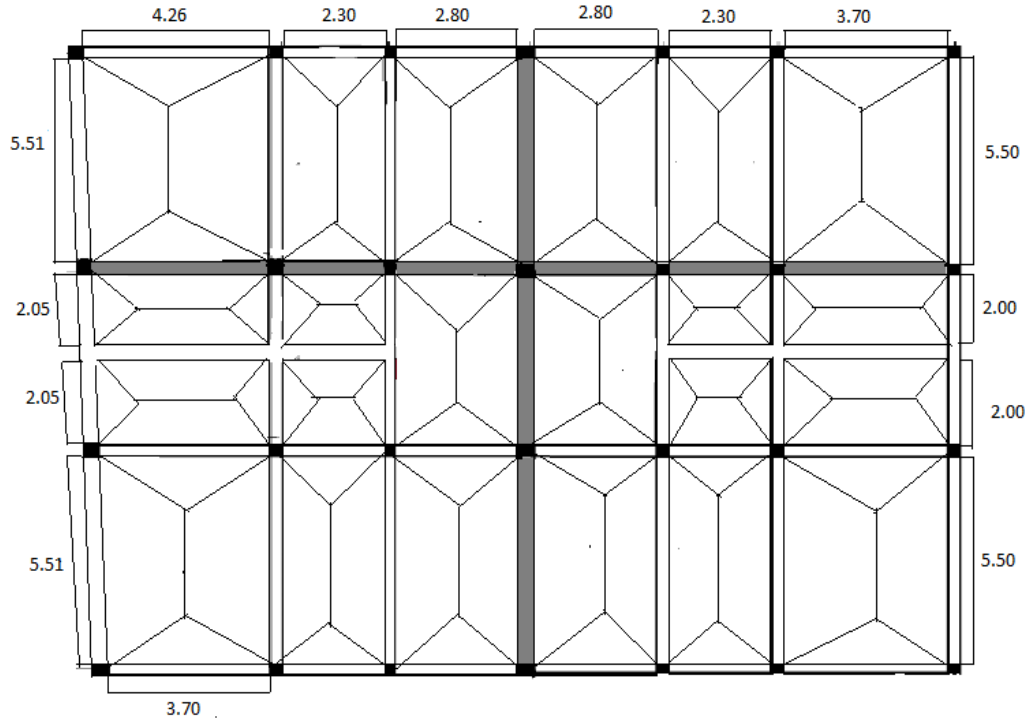


Figure VI .5. Schéma des lignes de rupture du radier

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot, Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

5.1. Calcul des charges équivalentes uniformes

❖ **Charges triangulaires**

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$ Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$q_m = \frac{P}{2} \times p \times l_x$ Dans cas d'une seule charge triangulaire par travée.

$q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_x + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) l_x + \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = L_x / L_y$$

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

❖ Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations dans les nervures se fait pour la nervure la plus défavorable dans chaque Sens par la méthode de Caquot, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Sens X-X :

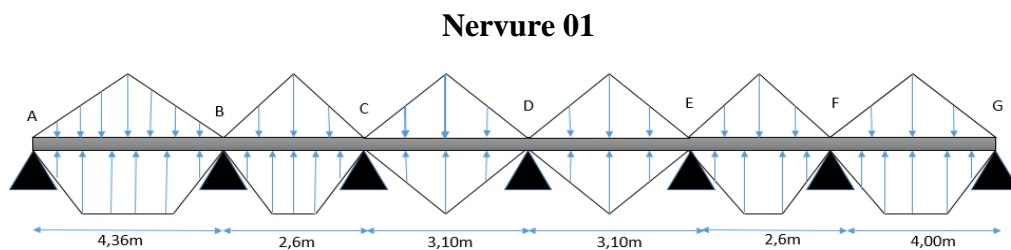


Figure VI .6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.

Sens Y-Y :

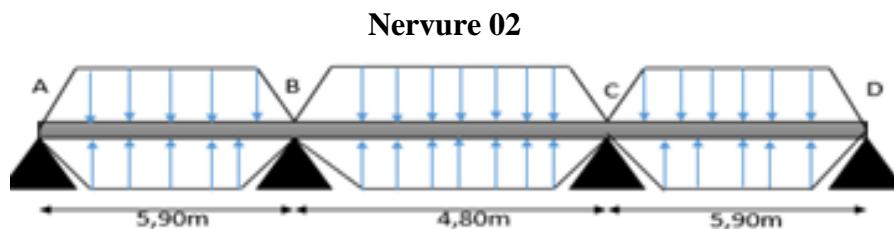


Figure VI .7. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.

Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée :

ELU : $P_u = 197.77 \text{KN/m}^2$

ELS : $P_s = 144.03 \text{KN/m}^2$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.4. Les chargements sur les travées sens x-x (Nervure 1).

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG
q_m^u	686.72	363.78	408.72	408.72	363.78	620.79
q_m^s	500.19	444.27	297.66	297.66	444.27	452.10

Tableau VI.5. Les chargements sur les travées sens y-y (Nervure 2).

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD
q_m^u	559.93	530.42	559.93
q_m^s	407.78	386.29	407.78

Calcul des sollicitations

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

Sens x-x :

Tableau VI.6. Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens x-x.

Travées		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	ELU	0	-1099.566	1.81	1128.309	1244.856	-1749.244
	ELS	0	-830.373		809.576		
BC	ELU	-1099.566	-245.3	2.20	-216.66	-1749.244	660.193
	ELS	-830.373	-220.283		-119.162		
CD	ELU	-245.3	-162.602	1.62	287.894	660.193	606.839
	ELS	-220.283	-215.38		139.207		
DE	ELU	-162.602	-100.483	2.04	-77.697	606.839	191.514
	ELS	-215.38	-127.415		164.101		
EF	ELU	-100.483	-832.124	0.53	-50.071	191.514	1449.611
	ELS	-127.415	-567.585		-192.317		
FG	ELU	-832.124	0	2.34	860.374	1449.611	-1033.549
	ELS	-567.585	0		642.574		

Sens y-y :

Tableau VI.7. Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens y-y.

Travées		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	ELU	0	-1751.804	2.42	1639.217	1354.878	-1948.709
	ELS	0	-1275.787		1193.791		
BC	ELU	-1751.804	-1751.804	2.4	-224.194	-1948.709	1948.709
	ELS	-1275.787	-1275.787		-163.272		
CD	ELU	-1751.804	0	3.48	1639.217	1948.709	-1354.878
	ELS	-1275.787	0		1193.791		

Sollicitation maximale sur les nervures

Tableau VI.8. Sollicitation maximale sur les nervures.

Sens	Localisation	M _{max} (KN.m)		V _{max} (KN)
		ELU	ELS	
X-X	Travée	1128.309	809.576	-1749.244
	Appui	-1099.566	-830.373	
Y-Y	Travée	1639.217	1193.791	1948.709
	Travée	-1751.804	-1275.787	

5.2. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.

❖ Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens (CBA. Art4.1.3)

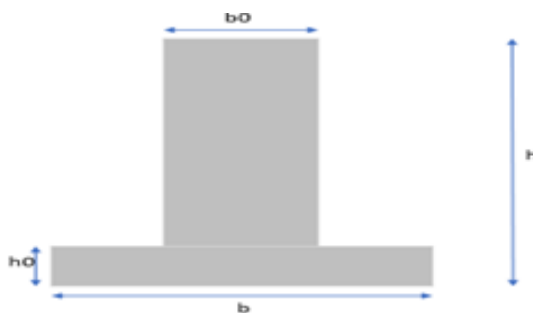


Figure VI .8. Schéma des nervures.

$h = 0.95\text{m}, h_0 = 0.4\text{m}, b_0 = 0.65\text{m}, d = 0.90\text{m}$

Sens x-x :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y \min}{10} \right) \quad \frac{b-0.65}{2} \leq \min \left(\frac{4.56}{2}; \frac{4.8}{10} \right) \rightarrow b = 1.61 \text{ m}$$

Sens y-y :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_y}{2}; \frac{L_x \min}{10} \right) \quad \frac{b-0.65}{2} \leq \min \left(\frac{5.90}{2}; \frac{2.8}{10} \right) \rightarrow b = 1.21 \text{ m}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

On a $M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} (d - h_0/ 2) > M_u \rightarrow$ le calcul se fait pour une section (b * h)

Tableau VI.9. Résultats de ferrailage des nervures.

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{ber} barre
X-X	Travée	1128.309	37.20	17.50	37.70	12HA20
	Appui	1099.566	36.22		37.70	12HA20
Y-Y	Travée	1639.217	55.85	13.15	58.91	12HA25
	Travée	1751.804	59.98		63.81	13HA25

Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\varnothing t \leq \min \left(\varnothing_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \rightarrow \varnothing t \leq \min (20 ; 25.71; 65) \text{ mm}$$

Soit : $\varnothing t = 10\text{mm}$ et $A_{\text{trans}} = 2 \text{ cadres} + 1 \text{ Etrier} = 8\text{HA}10 = 6.28\text{cm}^2$

$$\text{Soit : } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12; 10\varnothing_{\min} \right) \rightarrow St \leq \min (23.75; 12; 250).$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 12 \text{ cm}$

5.3. Vérification à L'ELU

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{C28}; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{F.N}$$

$$\text{Sens x-x : } \tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{1749.244 \times 10^{-3}}{1.61 \times 0.9} = 1.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } \tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{1948.709 \times 10^{-3}}{1.21 \times 0.9} = 1.79 \text{ M} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement des nervures.

5.4. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.10. Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		Ms (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	$\frac{\sigma_{bc} \leq}{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
X-X	Travée	809.576	21.88	3186251	5.56 < 15	Vérifier	242.34 ≥ 201.63	Non Vérifier
	Appui	830.373	21.88	3186251	5.70 < 15	Vérifier	266.19 ≥ 201.63	Non Vérifier
Y-Y	Travée	1193.791	29.68	4269685	8.30 < 15	Vérifier	253.02 ≥ 201.63	Non Vérifier
	Appui	1275.787	30.64	4532816	8.62 < 15	Vérifier	250.45 ≥ 201.63	Non Vérifier

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée, on doit recalculer les armatures à L'ELS. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Ferrailages des nervures à l'ELS.

Localisation		Ms (KN.m)	$\beta(10^2)$	α	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)	N ^{br} de barre
X-X	Travée	809.576	0.31	0.296	49.50	51.35	10HA25+2HA12
	Appui	830.373	0.32	0.302	50.88	51.35	10HA25+2HA12
Y-Y	Travée	1193.791	0.60	0.400	75.91	80.42	10HA32
	Appui	1275.787	0.65	0.414	81.56	82.66	10HA32+2HA12

Armature de peau

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 0.95 = 2.85 \text{ cm}^2$.

Soit : 3HA12= 3.39 cm² par face.

5.5. Schéma de ferrailage

Nervures sens x-x

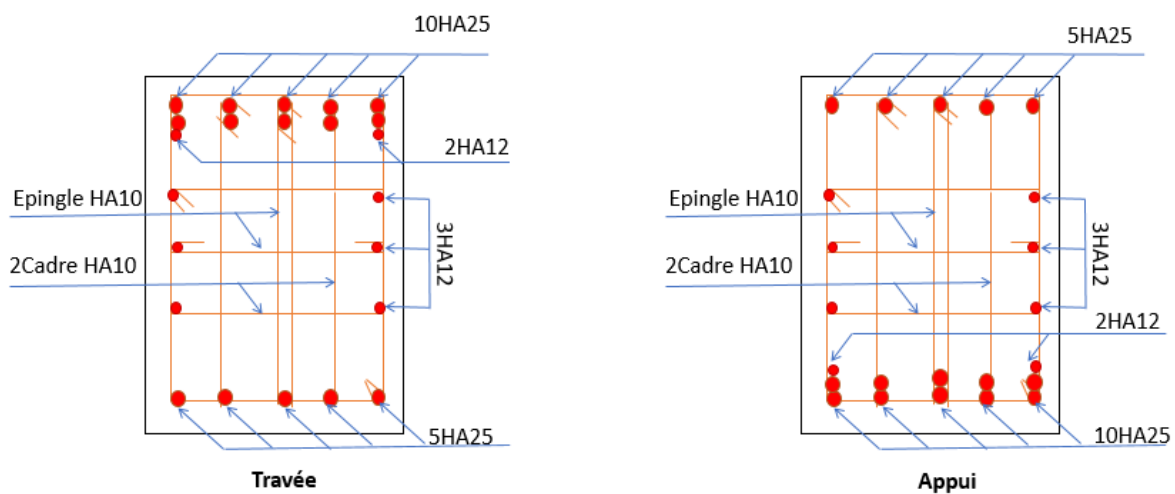


Figure VI .9. Schéma de ferrailage des nervures selon le sens x-x.

Nervures sens y-y

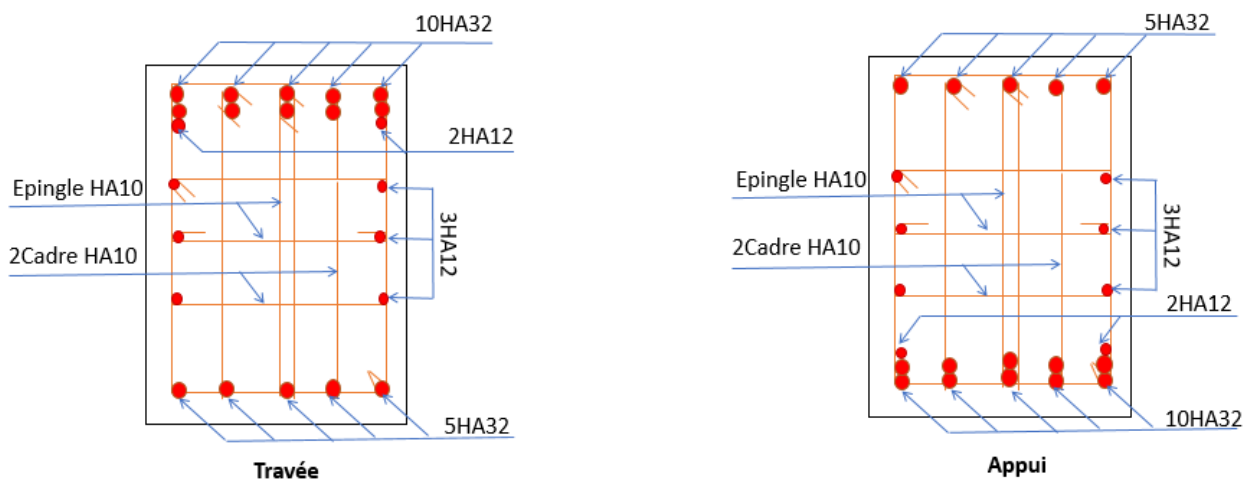


Figure VI .10. Schéma de ferrailage des nervures selon le sens y-y.

Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raison dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

-Epaisseur du radier : 40cm

-Sections des nervures ; $(b \times h) = (65 \times 95) \text{ cm}^2$. ; La surface du radier $S_{\text{rad}} = 339.66 \text{ m}^2$.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériens.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

Bibliographie

Bibliographie

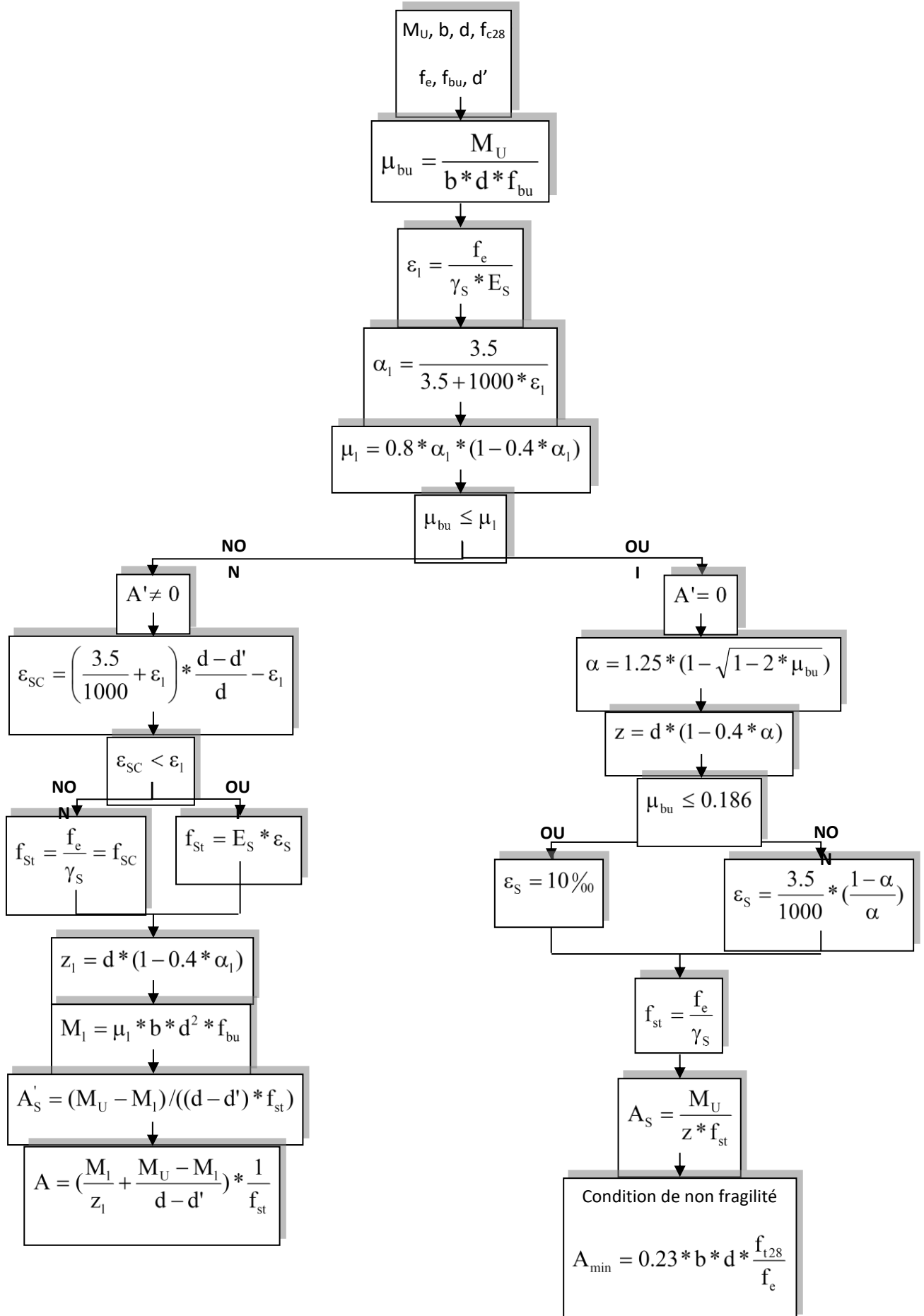
1. Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / Version 2003.
2. DTU BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99 Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
3. Code de béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
4. DTR.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation, Edition CGS. Octobre, 1988.
5. DTR.B.C.2.33.1 « Règle de calcul des fondations superficielles ».
6. Cours de béton armé, 3ième et 4ième année Génie Civil
7. Outil de conception AUTO CAD 2019.
8. Outil de de calcul EXCEL 2013, 2007
9. Outil de saisie Word 2013 ,2007
10. Outil de calcul de ferrailage SOCOTEC.
11. Logiciel d'analyse des structures ETAPS 2016
12. Ancien mémoire de fin d'études.
13. Rapport de sol.

Annexe

Annexe

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe

Annexe1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584

Annexe

0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe

Annexe2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite u^*

v au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de

dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.7$

u/Lx v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.100	0.089	0.081	0.075
0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.076	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048

NOTA : Pour avoir les valeurs de M2 ; il suffit de permuter U et V

Annexe

Annexe 3

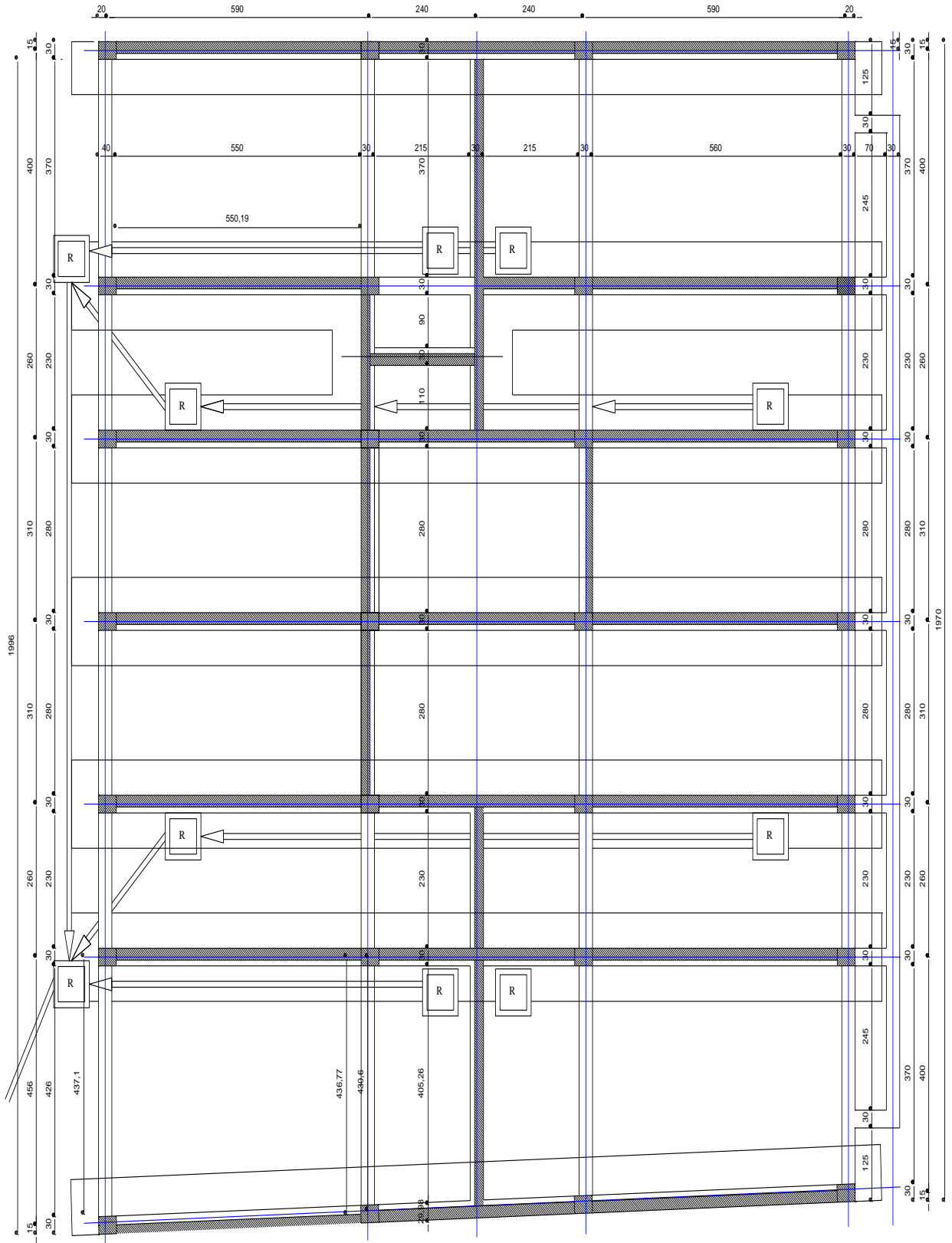
Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe

Annexe 4

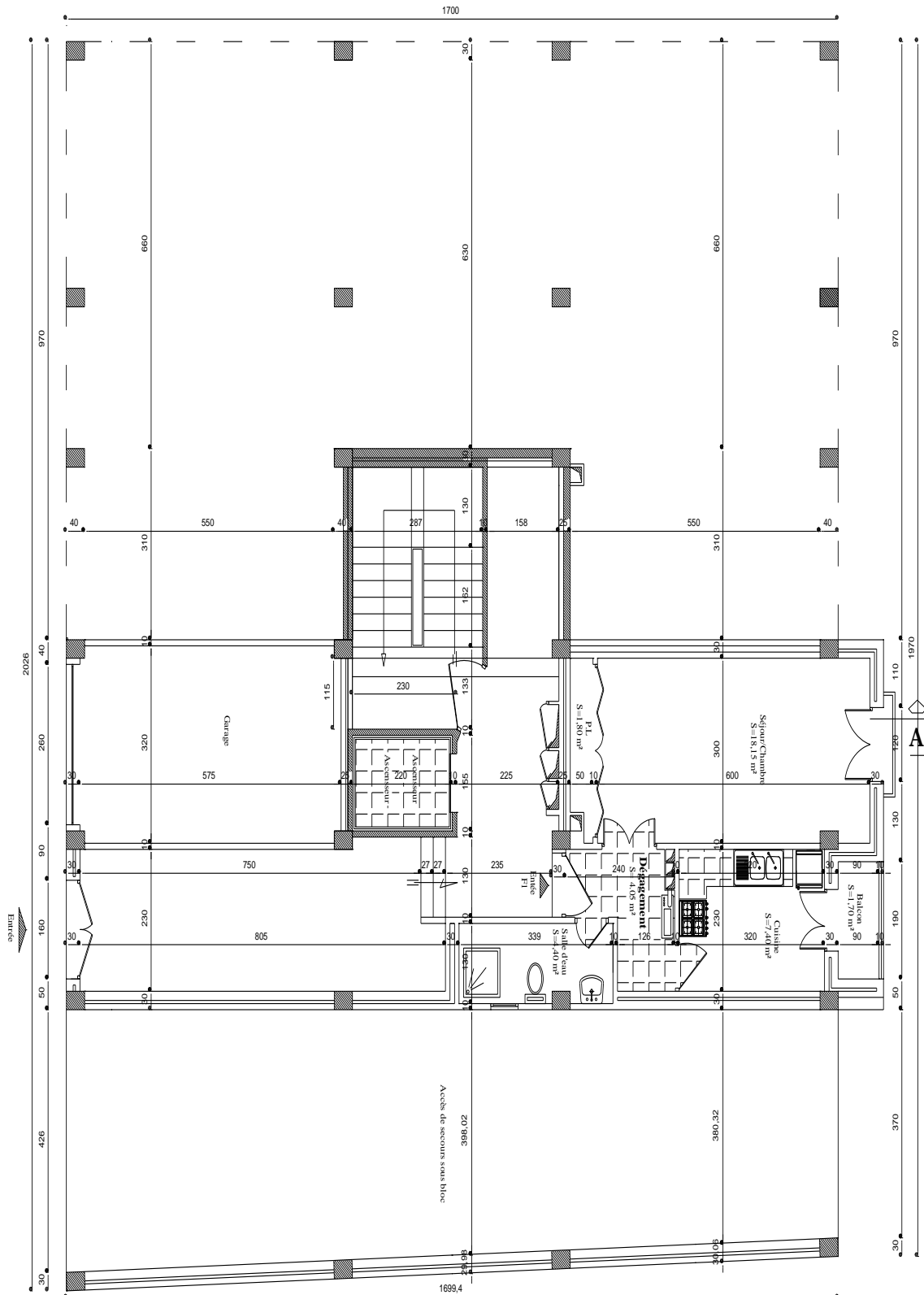
Vue en plan fondations



Annexe 4

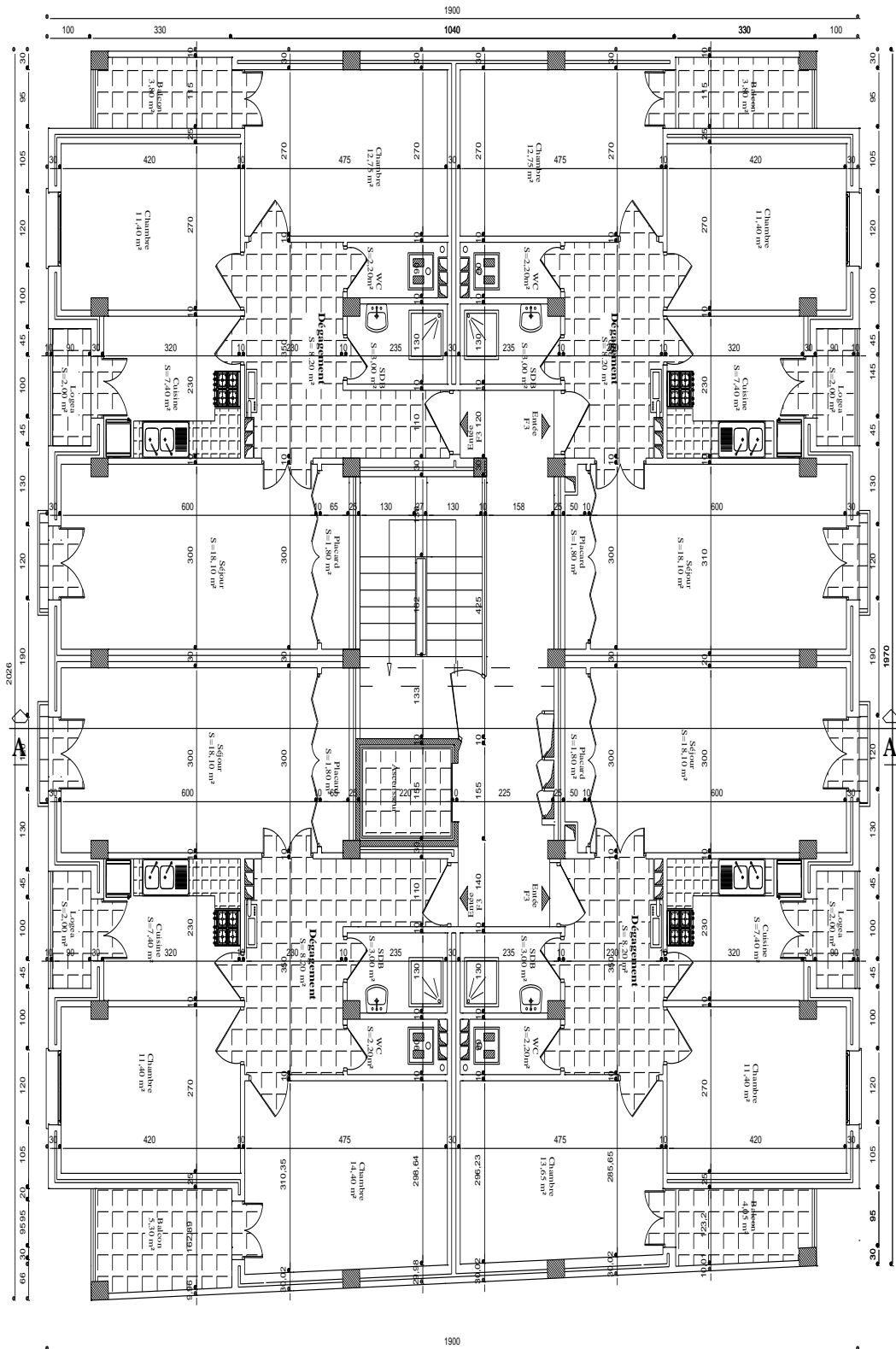
Annexe

Vue en plan RDC niveau 01 (-0.48)



Annexe 4

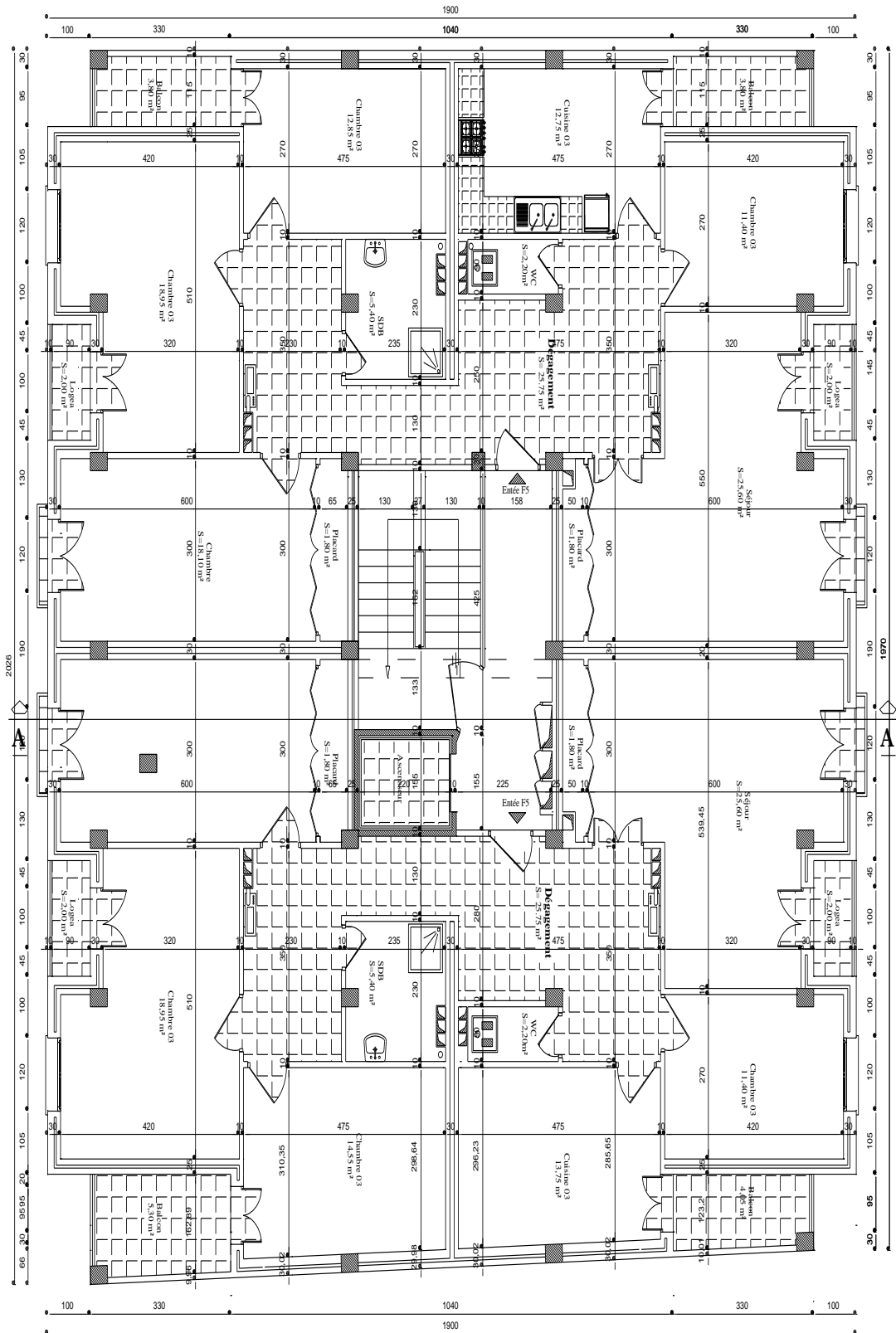
Vue en plan RDC niveau 02 (+2.40)



Annexe 4

Vue en plan étage 4, 5, 6, 7 et 8

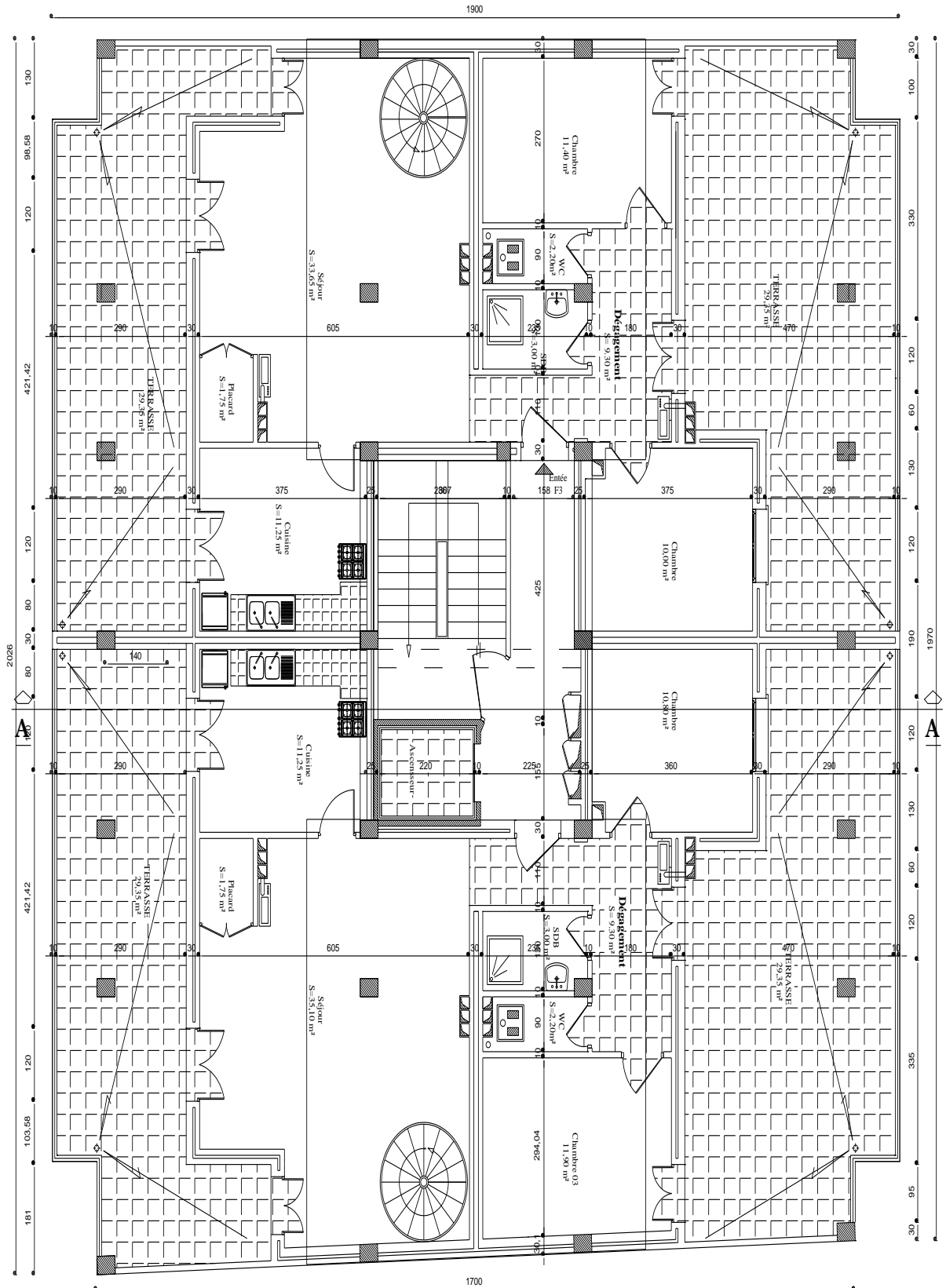
Annexe



Annexe 4

Vue en plan étage 9 (duplex niveau 01)

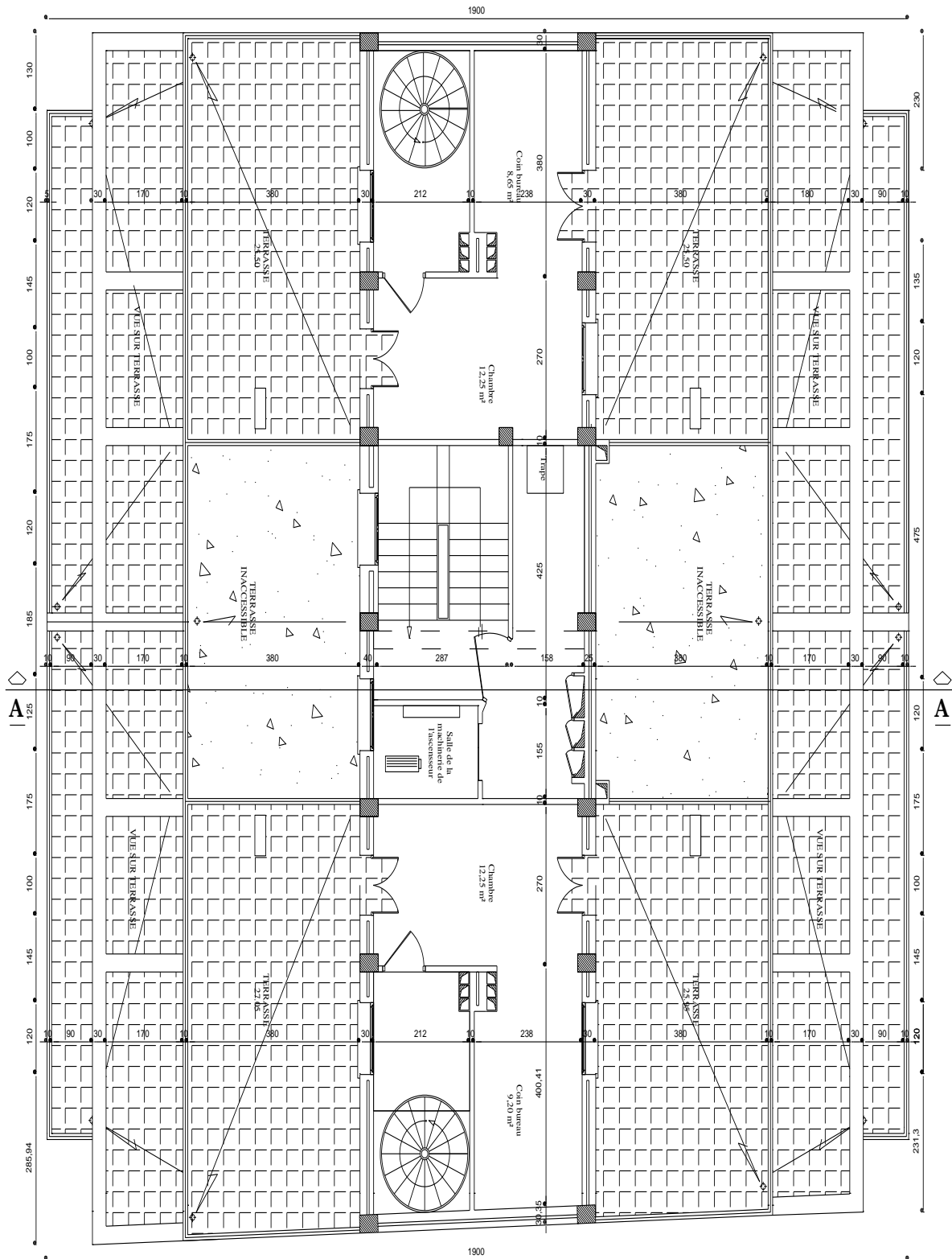
Annexe



Annexe 4

Vue en plan étage 10 (duplex niveau 02)

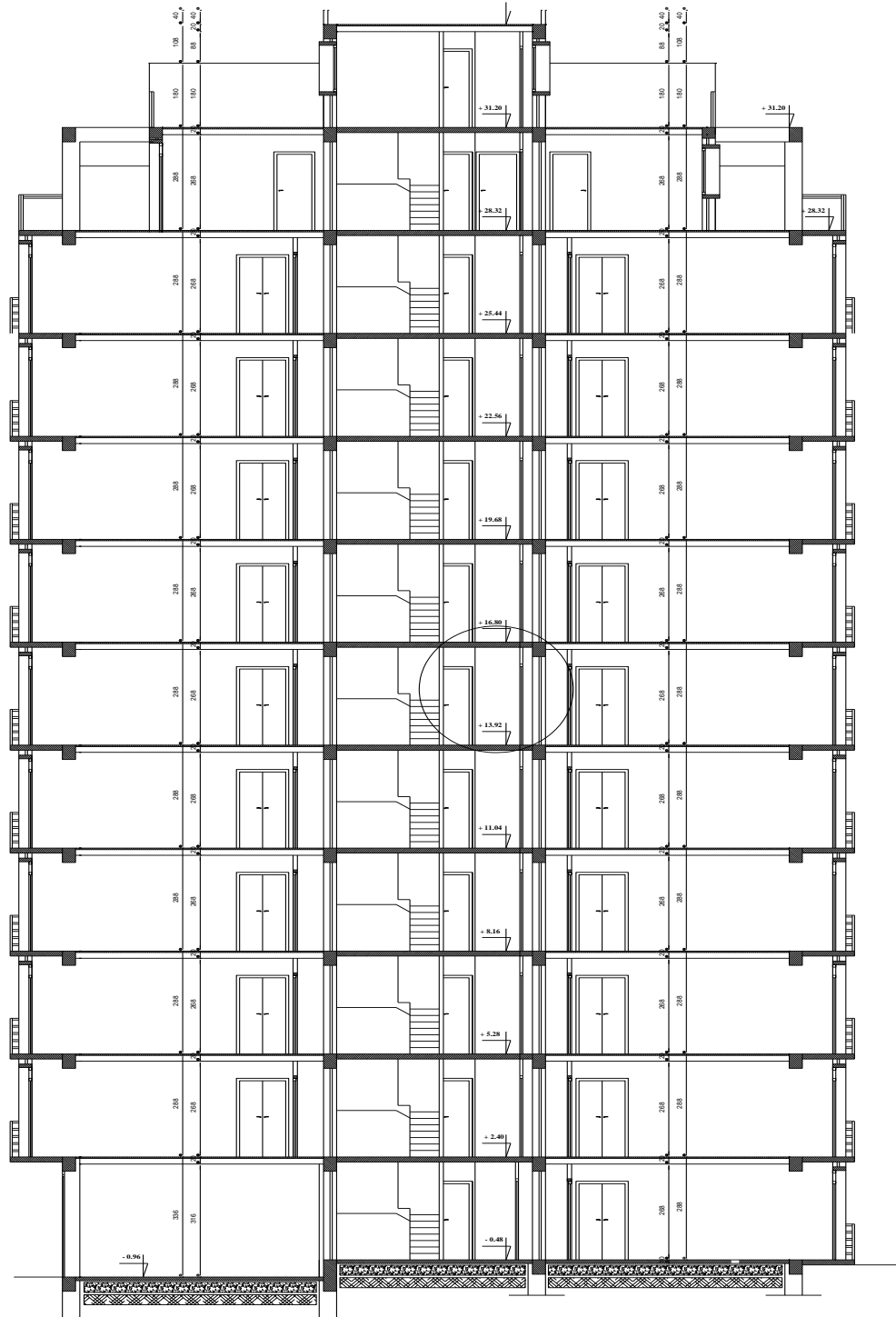
Annexe



Annexe 4

Vue en plan terrasse

Annexe



Annexe 5

Rapport de sol

On aura après calculs pour un ancrage à au moins par rapport à la côte du terrain naturel, la contrainte admissible suivante : $\sigma_{adm} = 2.419$ bars.

V- CONCLUSION & RECOMMANDATIONS

L'assiette choisie pour accueillir les immeubles abritant les 54 logements au profit de Mr TABET Abdelaziz et Consorts, se trouve sur les hauteurs de la localité de Tala Markha, au lieu-dit Tainets (village Nator) au Nord-Ouest de la ville de Bejaïa. L'assiette d'assise est dans un terrain présentant un versant à pentes régulières et parfois accidentées et abruptes. Le maître de l'ouvrage a entrepris des terrassements en grandes masses pour réaliser deux plates formes qui accueilleront deux blocs de 34 met 31m de hauteur chacun.

Les sols sont dominés par des schistes marneux très compacts en surface à des marnes schisteuses très compacts en profondeur.

Des essais pénétrométriques ainsi que des sondages carottés ont été réalisés sur les deux plates-formes d'assise. Hormis une bande située à l'extrémité aval du terrain couvert d'une couche d'environ d'épaisseur constituée de sols friables et altérés, tous les résultats indiquent un terrain homogène avec des résistances en pointe très importantes en surface.

A cet effet, on préconise :

Sauf, une partie (voir schéma de zonage annexé) située à l'extrémité aval où, il y a lieu d'excaver et évacuer les sols friables et altérés de la couche superficielle de d'épaisseur et de largeur pouvant aller de 2m et 4m.

- *La profondeur de la sous face des fondations doit être à 1.00 m moins, par rapport au niveau de la plate- forme finale*
- *LC taux de travail à adopter alors, est de 2.0 bars.*
- *Les caractéristiques mécaniques :*
 - ✓ *Couche vulnérable et jusqu'à -4^m de profondeur : $C = 0.27$ bar et $\varphi = 25^0$*
 - ✓ *Reste du terrain, $C = 0.49$ bar et $\varphi = 36^0$*
- *Le site est classé en catégorie S2 selon le DTR BC 2 48.*
- *Les sols de fondation ne présentent aucune agressivité vis-à-vis du béton.*
- *Les sols de fondation dont la compacité et l'homogénéité sont confirmés ci haut, sont non tassant.*

Aussi, on conseille :

- ✓ *La réalisation de réseaux d'E.E. P, E.E.U et A.E.P très étanches (en les posant dans des caniveaux).*

Annexe

✓ Procéder à l'arborisation consciencieuse du site (par des arbres d'eucalyptus,

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

ingénieur Charge d'Études
A. DJEDJIG



LE DIRECTEUR



olive.....).

Béjaia

034 11 32 1605 55 03 93 GG E mail8

Tables des matières

Table des matières

Remerciements	
Sommaire	
Liste d'abréviation	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction Générale	1

Chapitre I

Généralités

Introduction	5
I.1. Description de l'ouvrage	5
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	5
I.3. Les éléments structuraux	5
3.1. Les planchers	5
3.2. Les poutres	6
3.3. Les poteaux	6
3.4. Les voile	6
3.5. Les escaliers	6
3.6. La maçonnerie	6
3.7. L'acrotère	6
3.8. L'infrastructure	6
I.4. Caractéristiques du sol	7
I.5. Les caractéristiques mécaniques des matériaux	7
5.1. Béton	7
5.1.1. Les constituants du béton	7
5.1.2. Résistance caractéristique du béton	8
5.1.3. Module de déformation longitudinale béton	9
5.1.4. Coefficient de Poisson	9

Table des matières

5.1.5. Module déformation transversale béton	9
5.1.6. Contraintes limite du Béton	10
5.2. Acier	11
5.2.2. Contraintes limites	12
5.2.3. Protection des armatures	13
5.2.4. Les méthodes de calcul	13
5.2.5. Les combinaisons d'action	14
5.3. Règlements et normes utilisés	14

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction	16
II.1. Pré dimensionnement des planches	16
1.1. Planchers à corps creux	16
1.2. Disposition des poutrelles	17
1.3. Pré dimensionnement des poutrelles	17
1.4. Les dalles pleines	18
1.5. Types des dalles pleines	19
1.6. Les Balcons	19
II.2. Pré dimensionnement des poutres	20
2.1. Poutres Principale (PP)	20
2.2 Poutres secondaires (PS)	20
II.3. Pré dimensionnement des voiles	21
II.4. Pré dimensionnement de l'acrotère	21
II.5. Pré dimensionnement des escaliers	21
II.6. Evaluation des charges et des surcharges	25
II.7. Pré- dimensionnement des poteaux	29
7.1 Pré dimensionnement du poteau (D3)	30

Table des matières

7.2 Pré dimensionnement du poteau (D2)	34
7.2.1 La surface afférente	34
7.2.2 Poids des planches (Ppl)	35
Conclusion	40

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

Introduction	42
III.1 Calcul des planchers	42
1.1 Etude des poutrelles	42
1.2. Les différents types des poutrelles	45
1.3. Ferrailage des poutrelles	52
1.4. Etude de la dalle de compression	61
1.5. Etude des dalles pleines	62
1.5.1. Dalle sur trois appuis (DP1)	62
1.5.2. Dalle sur deux appuis (DP2)	66
1.5.3. Les Balcons	69
III.2. Etude de l'ascenseur	73
2.1 Définition	73
2.2 Les caractéristiques	73
2.3 Dalle de la salle de machine (charge concentrée)	73
2.4. Evaluation des moments sous charge concentre	74
2.5 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	77
III.3. Etude de la poutre de chainage	79
3.1. Dimensionnement	79
3.2. Calcul des sollicitations	79
3.3. Ferrailage	80
3.4. Vérification de l'effort tranchant	80

Table des matières

3.5. Vérification à L'ELS	81
3.6. Schéma de ferrailage	82
III.4. Etude de l'acrotère	82
4.1. Hypothèses de calcul	82
4.2. Evaluation des charges et surcharges	82
III.5. Etude des escaliers	86
5.1. Etude de l'escalier type 01	86
5.2. Etude de l'escalier type 02	89
5.3. Etude de la poutre brisée	91
Conclusion	95

Chapitre IV

Etude dynamique

Introduction	97
IV.1 Méthodes de calcul	98
1.1 Méthode statique équivalente	99
1.2 Les méthodes dynamiques	102
IV.2. Description du logiciel ETABS /V2016	103
IV.3. Disposition des voiles	103
IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS V/2016 ..	104
Conclusion	112

Chapitre V

Etude des éléments principale

Introduction	115
V.1. Étude des poteaux	115
1.1. Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)	115
1.2. Calcul des sollicitations	117
1.3. Ferrailage des poteaux	118

Table des matières

1.4. Vérifications	121
V.2. Etude des poutres	126
2.1. Recommandation du RPA 99	126
2.2. Recommandation de BAEL	127
2.3. Ferrailages des poutres	127
2.3.1. Ferrailage longitudinal	127
2.3.2. Armatures transversales	128
2.4. Vérifications [BAEL91]	129
V.3. Vérification des zones nodales	131
3.1. Détermination des moments résistants	131
3.2. Vérification des zones nodales	132
3.3. Schéma de ferrailage des poutres	133
V.4. Etude des voiles	135
4.1. Définition	135
4.2. Recommandation du RPA99	136
4.3. Disposition des voiles	137
4.4. Ferrailage des voiles	137
Conclusion	144

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Introduction	146
VI.1.Choix de type de fondations	146
VI.2. Etude des fondations	146
2.1. Vérification de la semelle isolée	146
2.2. Vérification de la semelle filante	147
VI.3. Etude du radier général	148
3.1. Caractéristique géométrique du radier	148

Table des matières

3.2. Vérification nécessaire	150
VI.4. Ferrailage du radier général	151
4.1. Calcul à L'ELU	151
4.2. Vérification à L'ELS	152
VI.5. Etude des nervures	154
5.1. Calcul des charges équivalentes uniformes	154
5.2. Ferrailage des nervures	157
5.3. Vérification à L'ELU	158
5.4. Vérification des contraintes à l'ELS	158
5.5. Schéma de ferrailage	159
Conclusion	160
Conclusion Générale	161

Bibliographie

Annexe

Tables des matières

