



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment en béton armé
(R+10+Entresol+Sous-pente) avec mise en place d'un
devis quantitatif estimatif du projet**

Présenté par :

-ASSAM KAMEL

-AZROU SAMIR

Encadré par :

-Mr A.OURABAH

Jury composé de :

-Mme Sekour.H.

-Mme Atroune.L.

Soutenu le 22 septembre 2015.

PROMOTION 2015

Remerciements

Toute notre gratitude et remerciement au dieu miséricordieux qui nous à permis d'achever ce travail.

Notre admiration, un profond respect, et un grand merci à notre promoteur Mr A.ourabah pour son soutien et ses précieux conseils.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil de l'université de Bejaia pour nous avoir transmis un bagage de qualité durant notre formation.

Notre gratitude à tous les membres du jury qui nous font l'honneur de juger ce modeste travail.

Un grand merci à nos amis Aïmed et Sofiane pour leur aide précieuse.

Un grand merci à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet.

Assam Kamel
Azrou Samir.

Dédicaces

Nous dédions ce modeste travail :

A nos chers parents ainsi qu'à nos familles, que dieu les garde tous en bonne santé.

A nos amis (Aimed, Sofiane, Sihem, Narimene, Mina, Bisseem, fatima ...) pour nous avoir encouragé durant l'élaboration de ce projet.

A Mme L.Atroune qui nous a appris la manipulation de plusieurs logiciels touchant notre option par le biais de ses formations.

A toute la promotion génie civil 2015.

Azrou Samir
Assam Kamel.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.

Chapitre I : Généralité

I.1.Introduction.....	01
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	01
I.3 Donnée géotechniques du site.....	01
I.4. Caractéristiques des matériaux	01
I.5. Actions et sollicitation.....	06
I.6.Sollicitations de calcul.....	06

Chapitre II : Pré Dimensionnement des Eléments

II. Introduction	07
II.1 Pré dimensionnement des éléments non structuraux	07
II.1.1 Les planchers	07
II.1.1.1.Planchers corps creux.....	07
II.1.1.2. dalles pleines	09
II.1.2.Les murs	13
II.1.3.L'acrotère	13
II.1.4.Les escaliers.....	14
II.1.5 Les poutres de chainages	18
II.1.6 La poutre palière.....	19
II.1.7 L'ascenseur.....	19
II.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux	20
II.2.1 Les voiles.....	20
II.2.2Les poutres	20
II.2.3. Les poteaux	21
Descente de charge	23
II.2.4Conclusion.....	41

Chapitre III : Etude des Éléments Secondaires

III.1 INTRODUCTION :	42
III.2: Etude des planchers	42
III.3: Etude des dalles pleines	76
III.4.Étude de l'acrotère	95

III.5. L'ascenseur	108
III.6. Etude des escaliers	115
III-7. Etude de la poutre palière	121
III.8. Calcul des poutres de chainages	125
Conclusion.....	128
Chapitre IV : Modélisation et étude dynamique	
Introduction	129
IV.1 Présentation du logiciel de calcul	130
IV.1.1 Modélisation de la structure par le logiciel robot.....	130
VI.2.Vérification de la résultante des forces sismiques.....	137
IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	138
Conclusion	145
Chapitre V : Calcul des Eléments Principaux	
Introduction	146
V.1. Étude des poteaux	146
V.2. Etude des poutres	160
V.2.7. Vérification des zones nodale.....	165
V.3.Etudes des Voile.....	167
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
Introduction	183
VI.1 Choix du type de fondation	183
VI.2Etude du radier.....	184
VI.3- Ferrailage du radier :.....	189
VII.3.3. Ferrailage des débords :.....	193
VI.4 Ferrailage des nervures :.....	194
VI.5 Etude du voile périphérique.....	202
Chapitre VII : Mis en place d'un devis estimatif quantitatif du projet.	
Introduction	207
VII.1.Devis quantitatif et estimatif :	207
Conclusion	214
CONCLUSION GENERALE	
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXES	

LISTE DES FIGURES

Figure. I.1 .Diagramme déformation – contrainte de béton.....	4
Figure. I.2 .Diagramme Contrainte Déformation de l'acier.....	5
Figure II.1. Plancher à corps creux.....	8
Figure II-2. Schéma poutrelle.....	8
Figure II-3 dalle pleine avec ouverture pour ascenseur.....	10
Figure II-4 dalle pleine sur trois appui.....	10
Figure II-5 dalle pleine sur deux appuis.....	11
Figure II.6 : Dimension de l'acrotère 01	13
Figure II.7 : Dimension de l'acrotère 02.....	14
Figure .II.8. : Schéma de l'escalier.....	15
Figure .II. 9: Vue en plan d'escalier.....	16
Figure II.10 : Schéma statique de la poutre palière.....	19
Figure II-11. Hauteur libre d'étage.....	21
Figure II.12 : vue en plan des deux poteaux pour la descente de charges.....	23
Figure II.13 : Surface afférente du poteau P1.....	23
Figure II.14 : Surface afférente du poteau P2.....	27
Figure II-15. La section réduite du poteau.....	33
Figure II-16. Position du poteau ajouté.....	36
Figure II-17. Surface afférente du poteau ajouté.....	36
Figure III.1 : plan de disposition des poutrelles.....	42
Figure III.2. : Evaluation des efforts tranchants	44
Figure.III.3. Poutrelle Type 1.....	47
Figure III.4: Diagramme des moments fléchissant.....	50
Figure III.5 Schéma de ferrailage des poutrelles	75
Figure III.6 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression.....	76
Figure III-7 dalle pleine sur deux appuis	77
Figure. III.8 : schéma statique de la dalle du balcon	78
Figure .III.9. Schéma de ferrailage de 1 ^{er} type de dalle.....	81
Figure. III.10: schéma de ferrailage de la dalle sur deux appui.....	81
Figure II-11 dalle pleine sur trois appuis.....	82
Figure .III.12 . Schéma de ferrailage du balcon type2.....	88
Figure III.13- dalle pleine avec ouverture pour ascenseur.....	88
Figure. III.14. schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	95
Figure III.15 : Dimension de l'acrotère 01.....	95
Figure. III.16.Sollicitation sur l'acrotère	96

Figure. III.17. Section de l'acrotère à ferrailer	98
Figure III. 18: Schéma de ferrailage de l'acrotère 01	102
Figure III.19 : Dimension de l'acrotère 02.....	102
Figure. III.20. Section de l'acrotère 02 à ferrailer.....	104
Figure.III.21: Schéma de ferrailage de l'acrotère 02.....	108
Figure .III.22 . Schéma représentant De l'ascenseur.....	108
Figure .III.23. Schéma représentant la surface d'impact.....	109
Figure III.24 Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	115
Figure III.25 Schéma statique de l'escalier.....	115
Figure III.26 : Diagramme de l'effort tranchant et moment	117
Figure III.27 : schéma de ferrailage de l'escalier.....	120
Figure III.28 : Section creuse équivalente.....	122
Figure III.29 Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	124
Figure.III.30. schéma de ferrailage de la poutre de chainage	128
Figure IV.1 : modélisation 3D de la structure.....	131
Figure IV.2 : dispositions des voiles.....	137
Figure IV.3 : 1 ^{er} mode avec T=1.01s.....	139
Figure IV.4 : 2 ^{eme} mode avec T=0.94s.....	139
Figure IV.5 : 3 ^{eme} mode avec T=0.68s.....	140
Figure .V.1. la zone nodale.....	147
Figure. V.2 : Section d'un poteau.....	154
Figure V.3 : coupe longitudinale	157
Figure. V.4 schéma de ferrailage des poteaux.....	158
Figure. V.5 dispositions constructives des armatures de poutres.....	164
Figure. V.6 Schéma de ferrailage poutre.....	164
Figure V.7 : La zone nodale.....	165
Figure V.8: Section du voile.....	169
Figure V.9: schéma de répartitions des voiles.....	169
Figure V.10: schéma du voile avec ouverture.....	176
Figure V.11: Schéma de ferrailage du linteau Pour les étages (sauf 9 et 10).....	181
Figure V.12.: Schéma de ferrailage du voile V _{4.1} de la sous-pente.....	182
Figure VI.1 : Schéma d'une semelle.....	183
Figure VI.2 : Schéma correspondant au poinçonnement.....	187
Figure VI.3 : schéma détaillé pour calcul de centre de gravité.....	188
Figure. VI.4. dalle sur 04 appuis.....	190
Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier.....	193

Figure VI.6 Schéma statique du débord.....	193
Figure .VI.7 . Chargement de la nervure intermédiaire.....	194
Figure .VI.8 . Chargement de la nervure intermédiaire.....	195
Figure. VI.9. Schéma de la nervure.....	197
Figure VI-10. Voile périphérique.....	202
Figure VI.11 : Le panneau le plus sollicité	203
Figure.VI .12 Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	206

Liste des tableaux

Tableau (II-1). Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	11
Tableau (II-2). Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	12
Tableau (II-3). Evaluation des charges du plancher étage courant.....	12
Tableau (II-4). Evaluation des charges des balcons.....	12
Tableau (II-5). Evaluation des charges des cloisons extérieures.....	13
Tableau (II-6). Récapitulatif du pré dimensionnement des escaliers.....	17
Tableau (II-7). Evaluation des charges du palier.....	17
Tableau (II-8). Evaluation des charges de la volée.....	18
Tableau II-9. Evaluation des charges et surcharge des éléments.....	24
Tableau II-10. Evaluation des poids propres des poteaux.....	24
Tableau II-11. Descente de charge du poteau P1.....	25
Tableau II-12. Evaluation des charges et surcharge des éléments.....	28
Tableau II-13. Descente de charge du poteau P2.....	28
Tableau II-14. Vérification à la compression de tous les niveaux.....	32
Tableau II-15. Vérification au flambement de tous les niveaux.....	34
Tableau II-16. Vérification de l'effort normal réduit à tous les niveaux.....	34
Tableau II-17. Redimensionnement et vérification des poteaux.....	35
Tableau II-18. Descente de charges des poteaux ajoutés	37
Tableau II-19 Vérification à la compression des poteaux ajoutés	40
Tableau II-20. Vérification au flambement de tous les niveaux.....	40
Tableau III.1 Les Différents types de poutrelles	46
Tableau III.2 charges et surcharges revenant aux poutrelles	46
Tableau III.3 .Sollicitations à l'ELU type 01 terrasse accessible.....	52
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS type 01 terrasse accessible.....	52
Tableau III.5 .Sollicitations à l'ELU type 02terrasse accessible.....	52
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS type 02terrasse accessible.....	53
Tableau III.7 .Sollicitations à l'ELU : type 03terrasse accessible.....	53

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS : type 03terrasse accessible.....	53
Tableau III.9 .Sollicitations à l'ELU : type 01 usage habitation	53
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS type 01 usage habitation	54
Tableau III.11 .Sollicitations à l'ELU type 02 usage habitation	54
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS type 02 usage habitation.....	55
Tableau III.13 .Sollicitations à l'ELU :type 03 usage habitation.....	55
Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS type 03 usage habitation.....	55
Tableau III.15 .Sollicitations à l'ELU type 01 RDC+SP.....	56
Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS type 01 RDC+SP.....	56
Tableau III.17 .Sollicitations à l'ELU type 02 RDC+SP.....	56
Tableau III.18. Sollicitations à l'ELS :type 02 RDC+SP.....	57
Tableau III.19 .Sollicitations à l'ELU type 03 RDC+SP.....	57
Tableau III.20. Sollicitations à l'ELS :type 03 RDC+SP.....	57
Tableau III.21 .Charges et surcharges d'exploitation sur la poutrelle Type 4.....	58
Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU Type 04.....	59
Tableau III.23. Sollicitations à l'ELS type 04.....	59
Tableau III.24.Des Sollicitations maximales	60
Tableau III.25.ferraillage des poutrelles.....	70
Tableau III.26.Récapitulatif du ferraillage des poutrelles à l'ELU dans les différents planchers.....	71
Tableau III.27. Vérification au cisaillement	71
Tableau III.28. Vérification au cisaillement	72
Tableau III.29. Vérification des armatures longitudinales :.....	72
Tableau III.30. Vérification des armatures longitudinales :.....	72
Tableau III.31. Vérification des états limites de compression du béton.....	73
Tableau III.32. Vérification des états limite de déformation :.....	73
Tableau III.33 : résultats de ferraillage du 1 ^{er} type de dalle :.....	79
Tableau III.34. Résultats de ferraillage de 2 ^{eme} type de dalle	84
Tableau III.35. Résultats de ferraillage de 3 ^{eme} type de dalle :.....	91
Tableau III.36.Evaluation de la flèche dans la dalle de type 3 :.....	95

Tableau III.37: sollicitation sur l'acrotère01.....	97
Tableau III.38: sollicitation sur l'acrotère02.....	103
Tableau III.39.ferraillage de la dalle pleine de la locale machinerie :.....	112
Tableaux III-40 : Calcul d'armatures à la flexion simple.....	122
Tableau III.41résultats de calcul des contraintes dans le béton.....	124
Tableau III.42. : Armatures longitudinales poutres de chainages.....	126
Tableau III.43. : Vérification de la contrainte dans le béton.....	127
Tableau III.44. : Évaluation de la flèche de la poutre de chainage.....	128
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q :.....	134
Tableau IV.2 : vérification de la résultante des forces sismique	137
Tableau IV.3 : vérification de la résultante des forces sismique	138
Tableau IV.4. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique	138
Tableau IV.5.vérification sous charge verticales.....	141
Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales	141
Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	142
Tableau IV.8 .vérification du déplacement	143
Tableau IV.9. Vérification de l'effet (P- Δ):.....	144
Tableau. V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	147
Tableau. V.2 Les sollicitations dans les poteaux.....	148
Tableau V.3. les sollicitations dans les raidisseurs.....	149
Tableau V.4 .ferraillages des poteaux	151
Tableau V.5 .Les Armatures transversale dans les poteaux.....	152
Tableau. V.6: Vérification de l'effort normale ultime.....	153
Tableau V.7. Justification de l'effort normale ultime des raidisseurs.....	154
Tableau. V.8 Vérification des contraintes dans le béton.....	155
Tableau. V.9 Vérification des contraintes dans le béton des raidisseurs.....	156
Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles	156
Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles des raidisseurs.....	157
Tableau V.12.Ferraillage des poutres principales et secondaires	161
Tableau .V.13. Vérification des contraintes tangentielles dans les poutres.....	163
Tableau. V.14. Vérification au cisaillement	163
Tableau V.15. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	163

Tableau V.16.vérification de la flèche pour les poutres	164
Tableau. V.17 .Moment résistant dans les poteaux	165
Tableau. V.18 .Moment résistant dans les poutres	166
Tableau. V.19 : Vérification des zones nodales.....	166
Tableau V.20. Sollicitations maximales de calcul dans le voile($V_{3,8}$).....	170
Tableau V.21. Sollicitations maximales de calcul dans le voile($V_{4,1}$).....	170
Tableau V.22. Sollicitations maximales de calcul dans le voile ($V_{2,9}$).....	170
Tableau V.23. Sollicitations maximales de calcul dans le voile($V_{5,7}$)	171
Tableau. V.24. sollicitation de calcul dans le voile ($V_{4,1}$) dans tous les niveaux	173
Tableau. V.25. sollicitation de calcul dans le voile ($V_{5,7}$) dans tous les niveaux.....	174
Tableau. V.26. sollicitation de calcul dans le voile ($V_{2,9}$) dans tous les niveaux	175
Tableau. V.27. sollicitation de calcul dans le trumeau de gauche.....	177
Tableau. V.28. sollicitation de calcul dans le trumeau de droite.....	178
Tableau V.29 : ferrailage de linteau.....	179
Tableau VI.1. Ferrailage du radier	191
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier	192
Tableau VI.3. Répartition des charges selon les linges de rupture	194
Tableau VI.4. Sollicitation sur la nervure dans le sens longitudinal	196
Tableau VI.5. Sollicitation sur la nervure dans le sens transversal	196
Tableau VI .6. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y)	197
Tableau VI.7. Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens x-x)	197
Tableau VI.8. Vérification de l'effort tranchant	198
Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	199
Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	199
Tableau VI.11. Ferrailage des nervures	200
Tableau VI.12. Tableau de ferrailage du voile	204
Tableau VI.13. Vérification des contraintes :.....	206
Tableau VII.1 devis quantitatif et estimatif.....	207

Le domaine de construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations, non seulement dans les procédés de conception et de réalisation mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés pour les structures selon les besoins et les capacités de ces dernières. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux tel que le béton armé, le béton de précontrainte, l'acier, le bois.

Cependant si le métier de construction est considéré comme vaste et ancien, il faut reconnaître qu'il aura fallu s'adapter aux évolutions, mais aussi aux nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des phénomènes naturels tel que les séismes, ces derniers sont justement un élément de réflexion avant une conception pour tout ingénieur de génie civil, il est à noter que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est représentée comme étant une région à forte activité sismique.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter au moins ces trois buts :

- a- Un maximum de sécurité ou autrement dit assurer la stabilité de l'ouvrage.
- b- L'économie : une mise en place planifiée des diminutions des coûts du projet (les dépenses).
- c- L'esthétique.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptés au projet considéré au stade de la conception et de l'exploitation, pour ce faire il faut respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres pour chaque pays.

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment d'habitation avec commerce, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer confort et sécurité, nous avons utilisé le « règlement parasismique algérien RPA99 » Version 2003.

Notre étude est divisée en sept chapitres :

- 1-présentation de l'ouvrage (généralités).
 - 2-pré dimensionnement des éléments.
 - 3-étude des éléments secondaires.
 - 4-étude dynamique (analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul robot structural analysis Professional).
 - 5-étude des éléments structuraux.
 - 6-étude de l'infrastructure.
 - 7-mise en place d'un devis quantitatif estimatif du projet.
-

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage:

Il s'agit d'une structure (RDC+10+sous-pente+entresol) à usage habitation avec commerce (RDC+SP), implanté à Ighil-Ouazzoug, localité située à l'extrémité sud de la ville de Bejaia, l'assiette d'assise est sur un terrain nu, limitée du coté Ouest par le boulevard Krim Belkacem et du coté Est, par les locaux de la SNTR. La zone est considérée par le RPA99 de moyenne sismicité (zone IIa), le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens suivant la géométrie de la structure, assurant une stabilité vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce lui confère une bonne rigidité à la flexion et à la torsion.

I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment:

Les caractéristiques géométriques de la structure :

- La hauteur totale du bâtiment par rapport au niveau 0.00 (sans acrotère)..... 39.9m.
- La hauteur de l'entresol..... 3.23m
- La hauteur du RDC.....3.74m
- La hauteur de la sous-pente et des étages 3.06m
- La hauteur de la terrasse inaccessible..... 2.5m
- La longueur en plan..... 25.89m
- La largeur en plan 19.02m

I.3 Donnée géotechniques du site.

- Le sol est de catégorie **S3** (sol meuble),
- Angle de frottement de $\phi_u=11^\circ$, une cohésion **Cu** avoisinant 0.14bars, une densité humide $\gamma_h=21.9\text{KN/m}^3$.
- La contrainte **admissible** du sol est de 0.983bars.
- Pour ce qui est des analyses chimiques et minéralogiques du sol, elles indiquent une agressivité faible du sol (sulfates, carbonates, chlorures, ..).

I.4. Caractéristiques des matériaux :

I.4.1 Introduction:

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage ainsi que les actions et sollicitations, doivent être conformes aux normes et satisfaire les exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 (équivalent BAEL 91) à savoir:

I.4.2. Caractéristiques mécaniques du béton :

- ❖ **Résistance à la compression:**

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

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (selon CBA 91) que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4.76 + 0.83j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1.4 + 0.95j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$\text{pour } j > 28 \quad f_{cj} = 1.10 \times f_{c28}$$

❖ Résistance a la traction:

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée f_{tj} , est définie conventionnellement par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$

I.4.3. Résistance minimale du béton:

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être égale:

- 15 MPa quand on utilise des aciers de haute adhérence.
- 12 MPa lorsque l'on utilise des aciers lisses.

I.4.4. Modules de déformation longitudinale:

❖ Déformations instantanées:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

Avec f_{cj} (exprimé en MPA) désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

❖ Déformations différées:

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule :

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

Avec f_{cj} (exprimé en MPA).

I.4.5. Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- 0,2 pour le calcul des déformations.
- 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

✓ Etat limite:

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations Limites ultimes

Il existe deux états limites :

✓ Etat limite ultime ELU :

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

I.4.6. Contraintes à l'état limite ultime:

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{BAEL91 (article A.4.3.4)}$$

La constante 0,85 (coefficient de sécurité), tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\gamma_b = 1,5$ cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1,15$ cas d'actions accidentelles.

$\theta = 1$ durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$ durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

I.4.7. Contrainte limite à l'ELS :

Elle intervient dans l'équilibre des sollicitations d'action réelles et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par

la relation suivante : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$ **CBA93 (Article A.4.5.2)**

I.4.8. Diagramme des contraintes- déformations

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

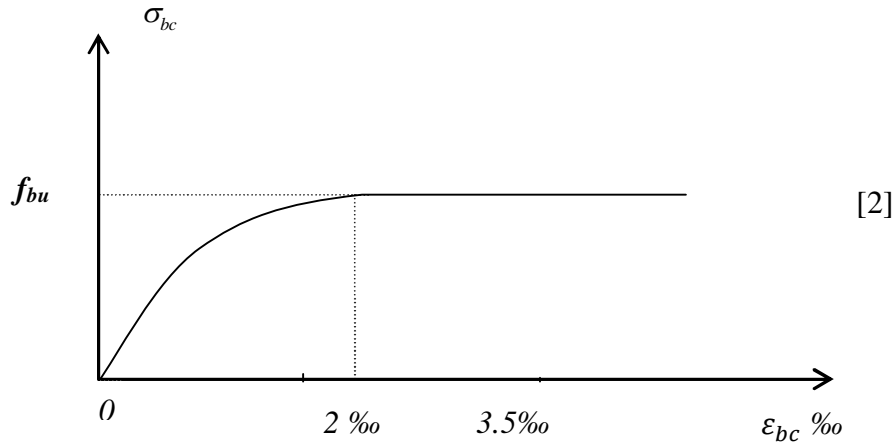


Figure. I.1 .Diagramme déformation – contrainte de béton.

La contrainte limite de cisaillement est donnée par la relation:

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

V : Effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b₀: Largeur de la section de béton considérée.

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times f_{c28} / \gamma_b; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

I.4.9. la contrainte limite de service:

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

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

I.4.10. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Les nuances d'aciers utilisées dans le projet sont:

- aciers ronds lisses *Fe E240* → $f_e = 240 MPa$.

- aciers haute adhérence *Fe E400* → $f_e = 400 MPa$

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200.000 MPa.

I.4.11. Diagramme contrainte – déformation:**❖ Contrainte limite ultime:**

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration Préjudiciable ou très préjudiciable.

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

f_e : Limite élastique de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ Action courante.

$\gamma_s = 1.00 \rightarrow$ action accidentelle.

❖ Contrainte limite de service :

1- Fissuration peu nuisible : aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.

2- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{n \times f_{ij}}\right) \text{MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (article.4.5 ,32)}.$$

3- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 90 \times \sqrt{n \times f_{ij}}\right) \text{MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (article.4.5, 32)}.$$

Avec η : Coefficient de fissuration :

$$n = \begin{cases} 1 \dots\dots\dots \text{pour les ronds lisses .} \\ 1.6 \dots\dots\dots \text{pour les HA.} \\ 1.3 \dots\dots\dots \text{pour les HA de } \phi < 6 \text{mm.} \end{cases}$$

❖ Diagramme des contraintes – déformations (acier) :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

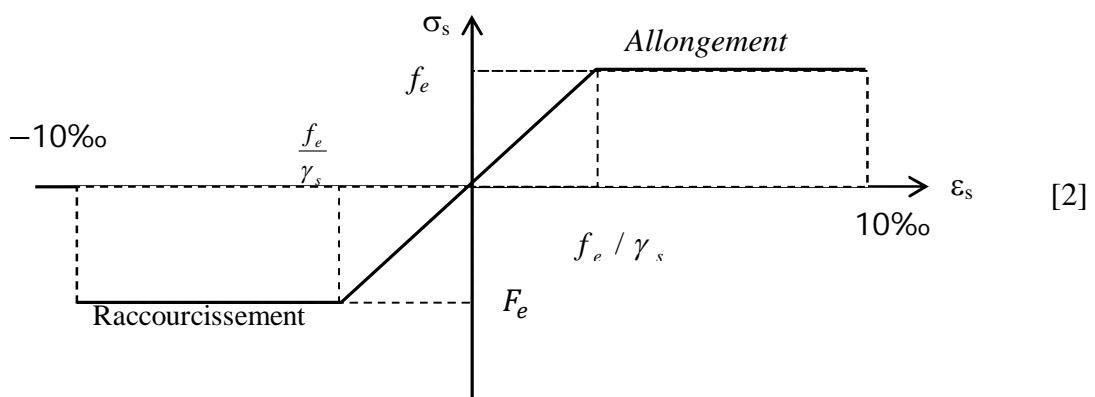


Figure. I.2 .Diagramme Contrainte Déformation de l'acier.

I.5. Actions et sollicitations:✓ **Actions :**

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).
- E : Charges sismiques.

✓ **Sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (Moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

I.6.Sollicitations de calcul:➤ **A l'état limite ultime ELU:**

La combinaison utilisée dans notre étude :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

➤ **A l'état Limite de Service ELS:**

$$N_s = G + Q$$

➤ **Sollicitations sismiques:**

- Les combinaisons sismiques données par RPA 99 Version 2003):

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2E$

II. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations suivantes :

- RPA 99/Version 2003
- BAEL 91 modifié 99
- CBA 93
- D.T.R .B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

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

II.1 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

II.1.1 Les planchers

1) Introduction :

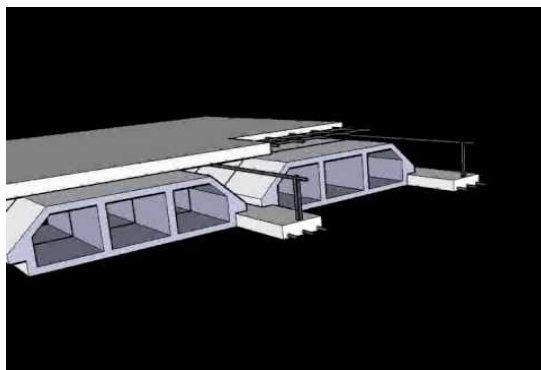
Les planchers sont des éléments qui jouent un rôle porteur car ils supportent les charges et surcharges. Ils assurent aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Pour ce qui est de notre structure ; nous avons opté pour des planchers en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées.

Pour ce qui est des consoles, nous avons opté pour des dalles pleines.

II.1.1.1 Planchers à corps creux :

Les planchers en corps creux sont composés d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.



Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche donnée par le CBA93 (art : 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 total du plancher.

$$h_t \geq \frac{460 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 19.1 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4) = 20 \text{ cm}$

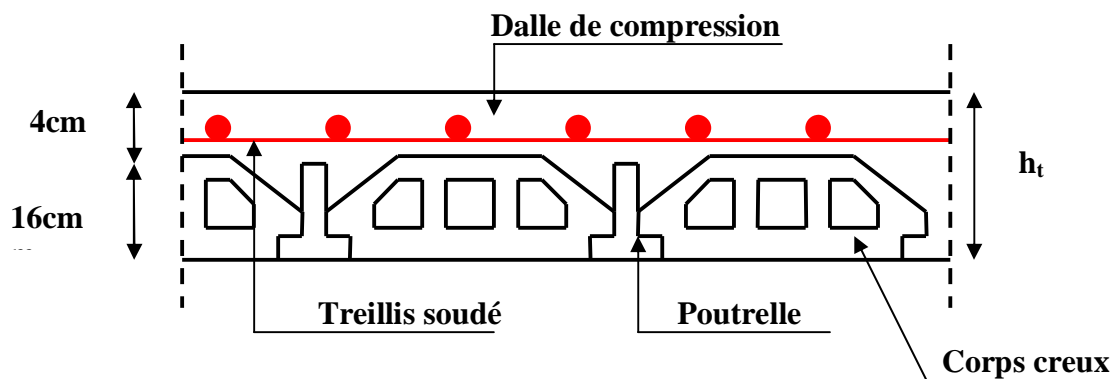


Figure II.1. Plancher à corps creux.

a. les poutrelles :

Le pré dimensionnement se fait selon les règles mises en œuvre par le CBA 93 (A.4.1.3)

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) \times h_t$$

$$b_0 = (8 \text{ à } 16 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$

$L_x = 55 \text{ cm}$: distance entre deux nervures successives.

L_y : la distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles

Secondaires.

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 250/10)$$

$$b_1 = 25 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

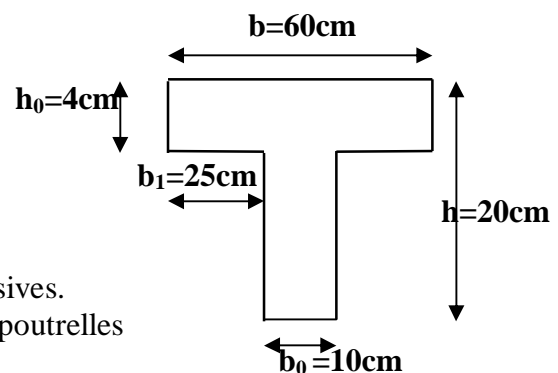


Figure II-2. Schéma poutrelle

Soit : $b = 60\text{cm}$.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

II.1.1.2 Les dalles pleines :

Dans notre cas les dalles pleines seront utilisées pour les balcons, la dalle de la cage d'escalier. L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Resistance au feu :

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

b. Isolation phonique :

Selon les règles techniques du CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Resistance à la flexion :

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{pour une dalle sur trois appuis avec } \rho \geq 0.4$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{pour une dalle sur un ou deux appuis}$$

L_x : la petite portée du panneau le plus sollicité. (Nous prendrons en compte le cas le plus défavorable).

- **Dalle avec ouverture pour ascenseur:**

$$L_x = (410-30) + 110 = 490 \text{ cm.}$$

$$\frac{490}{45} < e < \frac{490}{40} \Rightarrow 10.88\text{cm} < e < 12.25\text{cm}$$

Les dalles étant à l'intérieur, on choisi le critère de l'isolation phonique, on prend : $e = 14\text{cm}$.

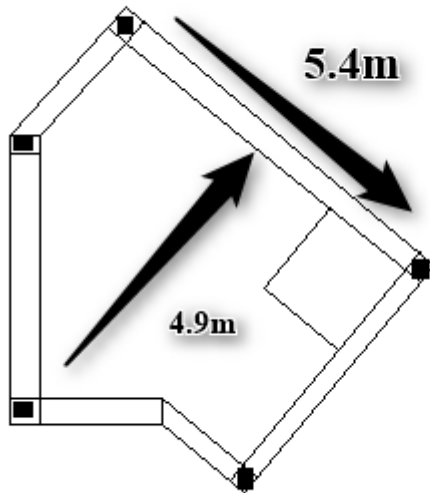


Figure II-3. Dalle pleine avec ouverture pour ascenseur

- **Dalle sur trois appuis**

$L_x = 130\text{ cm}$.

$$\frac{130}{35} < e < \frac{130}{30} \Rightarrow 3.71\text{cm} < e < 4.33\text{cm}$$

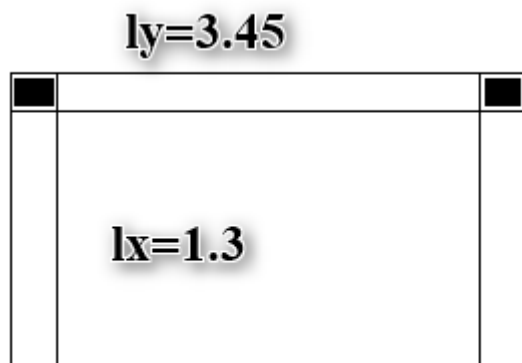


Figure II-4. Dalle pleine sur trois appuis.

- **Dalle sur deux appuis :**

$L_x = 130\text{cm}$.

$$e \geq \frac{130}{20} \Rightarrow e \geq 6.5\text{cm}$$

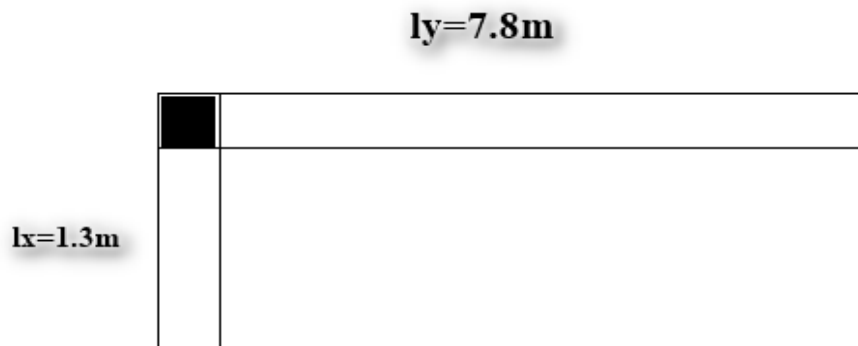


Figure II-5.dalle pleine sur deux appuis.

On voit bien que la distance L_x sur deux et trois appuis sont petites, donc c'est la condition de coupe feu qui est défavorable, on prend $e = 12\text{cm}$

II.1.1.3 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :

- Plancher terrasse inaccessible :

Tableau (II-1). Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.05	1.00
Étanchéités multicouches	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique	4	0.04	0.016
Plancher à corps creux (16+4)	/	0.20	2.85
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Σ	/	/	5.56
Surcharge d'exploitation	/	/	1.00

○ **Plancher terrasse accessible :**

Tableau (II-2). Evaluation des charges du plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.44
Étanchéités multicouches	6	0.02	0.12
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique	4	0.04	0.016
Plancher à corps creux (16+4)	/	0.20	2.85
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Σ	/	/	5.406
surcharge d'exploitation	/	/	1.5

○ **Plancher étage courant :**

Tableau (II-3). Evaluation des charges du plancher étage courant

Désignation des éléments	ρ (KN/m ²)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	/	/	0.9
Revêtement en Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher a corps creux (16+4)	/	0.20	2.85
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Σ	/	/	5.2
Surcharge d'exploitation	/	/	1.5

- RDC + S-P $\Rightarrow Q = 5 \text{ KN/m}^2$ (commerce): prise en compte de boutiques comme exemple. [D.T.R .B.C.2.2. article 7.1. tableau n°1].
- E-S $\Rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (dépôt)

○ **Les balcons :**

Tableau (II-4). Evaluation des charges des balcons

Désignation des éléments	ρ (KN/m ²)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.12	3.00
Enduit de ciment	18	0.01	0.18
Σ	/	/	4.38
Surcharge d'exploitation	/	/	3.5

- Pour les dalles pleines dont l'épaisseur est égale à **14 cm**, la charge permanente total est estimée à **G = 4.88 KN/m²** et la charge d'exploitation est estimée à **Q = 2.5KN/m²**.

II.1.2 Les murs extérieurs :

Tableau (II-5). Evaluation des charges des cloisons extérieures

Désignation des éléments	ρ (KN/m ²)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse	/	0.15	1.35
Lame d'aire	/	0.05	/
Brique creuse	/	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Σ	/	/	2.76

II.1.3 l'acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre **G** qui donne un effort normal **Ng** et une charge d'exploitation non pondéré estimée à **1 KN/ml** provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique **Fp**. Dans notre ca nous avons deux types d'acrotère.

Type 01 (terrasse inaccessible) :

Evaluation des charges de l'acrotère :

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.05 \times 0.09) + (0.05 \times \frac{0.09}{2})$$

$$S = 0.05675 \text{ m}^2$$

Charge Permanente

$$G = \gamma b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.05675 \times 1$$

$$G = 1.4187 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment :

$$G_c = \gamma_c \times p \times e$$

P : périmètre de l'acrotère

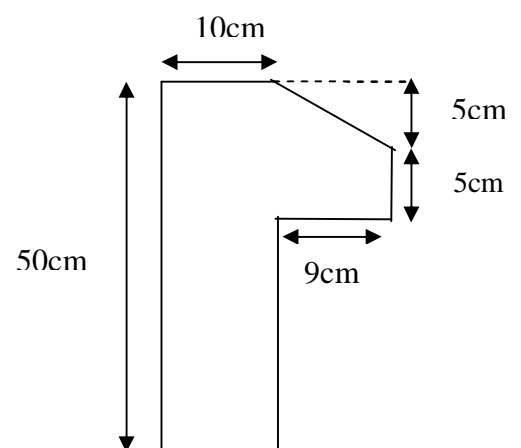


Figure II.6 : Dimension de l'acrotère 01

$$P = 0.5 + 0.1 + \sqrt[2]{0.0081 + 0.0025} + 0.05 + 0.09 + 0.1 + 0.4$$

$$P = 1.342956 \text{ m}$$

$$G_c = 18 \times 0.02 \times 1.342956$$

$$G_c = 0.48 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{totale}} = 0.48 + 1.4187 = 1.899 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Type 02 (terrasse accessible) :

$$S = (0.15 \times 1.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2})$$

$$S = 0.1735 \text{ m}^2$$

Charge Permanente

$$G = \gamma b \times s \times 1$$

$$G = 25 \times 0.1735 \times 1$$

$$G = 4.3375 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment

$$G_c = \gamma_c \times p \times e$$

P : périmètre de l'acrotère

$$P = 1.1 + 0.15 + \sqrt[2]{0.0009 + 0.01} + 0.07 + 0.1 + 1 + 0.15$$

$$P = 2.6744 \text{ m}$$

$$G_c = 18 \times 0.02 \times 2.6744$$

$$G_c = 0.96 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{totale}} = 0.96 + 4.3375 = 5.298 \text{ KN/ml}$$

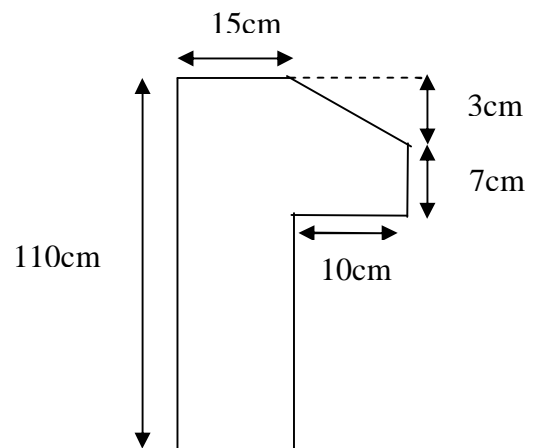


Figure II.7 : Dimension de l'acrotère 02

II.1.4 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles seront réalisées en béton coulé sur place. 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 de la contre marche)
 - (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
 - (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
 - (7) : (Emmarchement)
- H : Hauteur d'étage

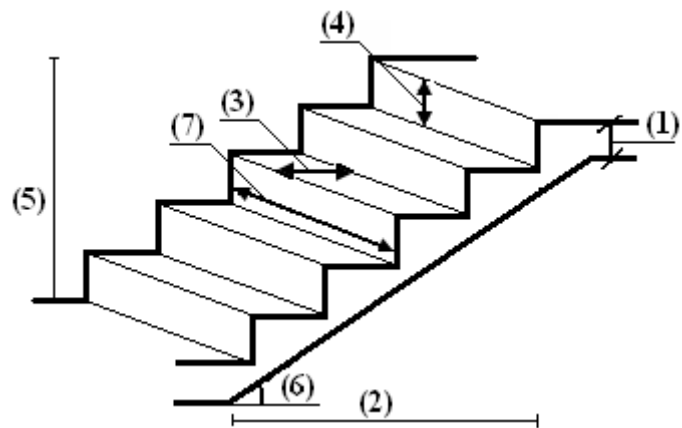


Figure .II.8. : Schéma de l'escalier

NB : les escaliers menant de l'étage commercial à la sous-pente sont considérés en bois.

a. Escalier SP+étage courant :

Dans notre projet nous avons un seul type d'escalier, le pré-dimensionnement se fait en respectant la formule de **BLONDEL** : $59\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots (1)$

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad ; \quad \begin{cases} n : & \text{Nombre de contre marches.} \\ n-1 : & \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

On pose $2 \times h + g = 64$

On remplace $\frac{L_0}{n-1} + 2 \times \frac{H_0}{n} = 64 \Rightarrow$

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

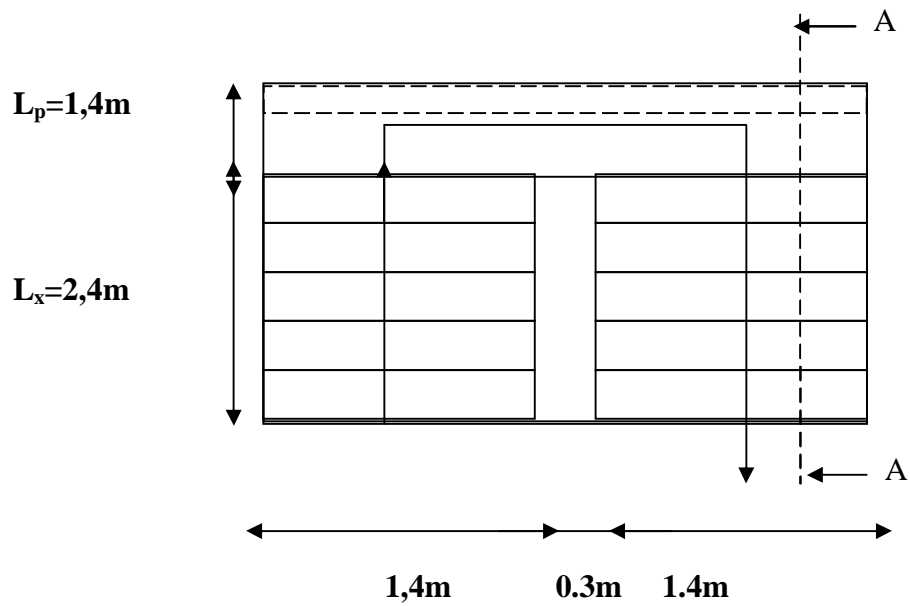
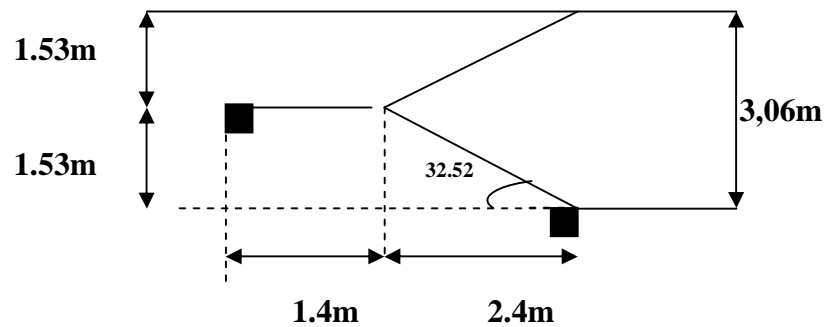


Figure .II. 9: Vue en plan d'escalier.



Coupe A-A

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

On trouve $n = 9$ contres marches ; $h = 17\text{cm}$

$n-1 = 8$ marches ; $g = 30\text{cm}$

La longueur de la volée est de 2.846m.

b. détermination de l'épaisseur de la paillasse :

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

$$L = \frac{1.53}{0.537} + 1.4 = 4.24m$$

$$0.141 \leq e \leq 0.212$$

On opte pour : **e = 15 cm.**

Tableau (II-6). Récapitulatif du pré dimensionnement des escaliers

/	H étage m	H volée m	Inclinaison de la volée	Nombre totale de marches	Epaisseur cm
ES	3.23	1.53	32.52	17	15
RDC	3.74	1.53	32.52	20	15
SP+EC	3.06	1.53	32.52	16	15

➤ **Palier**

Tableau (II-7). Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseur m	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Mortier de pose	0.015	20	0.3
carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale			5.21
Surcharge d'exploitation			2.5

➤ Volée

Tableau (II-8). Evaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	Epaisseur m	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
carrelage horizontal	0.02	20	0.4
Carrelage vertical	0.02	20	0.23
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Paillasse	0.15/cos32.52	25	4.45
Marches	0.17/2	22	1.87
Enduit de ciment	0.02/cos32.52	18	0.43
Charge permanente total			8.14
Charge d'exploitation			2.5

Contrairement à la sous-pente et les étages courants, le rez de chaussée et l'entresol présentent une hauteur différente, sachant que la hauteur des volées est de **1.53m**, on ajoute pour le rez de chaussé 4 marches sur le palier, et une seule pour l'entresol, exemple : (RDC : le ferrailage de la 2eme volée sera effectuée à partir des **68cm** de différence).

II.1.5 Les poutres de chainages:

Les poutres de chainages sont des poutres en béton armé horizontales, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaire à la structure, elles servent de porte à faux.

La portée maximale de la poutre de chaînage est de **4.80m**, Selon RPA99 (Article 9.3.3)

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}$$

$$h \geq 15\text{cm} \text{ et } b \geq 2/3 \times 30$$

On opte pour : h=35cm ; b=30cm

II.1.6. La poutre palière:

Dimensionnement

Condition de RPA :

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$h = 30cm$$

$$21.33cm < h < 32cm \quad \text{On prend : } b = 30cm$$

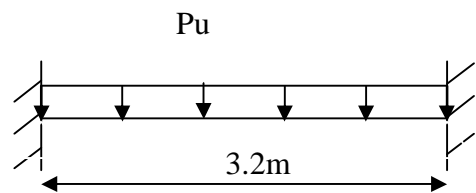


Figure II.10 : Schéma statique de la poutre palière

II.1.7 l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle 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.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

$$Lx = 1.8m ; Ly = 1.8m \Rightarrow S = 3.24m^2$$

$$e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{180}{20} = 9cm \text{ soit } e = 14cm$$

Evaluation des charges et surcharges :

1. poids de la dalle en béton armé

$$G1 = 25 \times 0.14 = 3.5 \text{ KN}/m^2$$

2. poids u revêtement en béton

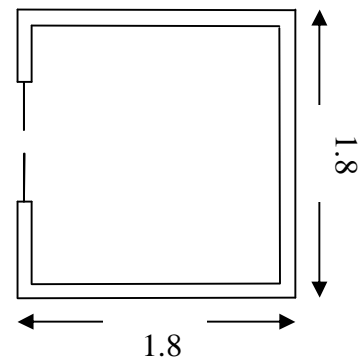
$$G2 = 25 \times 0.05 = 1.25 \text{ KN}/m^2$$

3. poids de la machine

$$G3 = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{3.24} = 31.48 \text{ KN}/m^2$$

$$Gt = G1 + G2 + G3 = 36.23 \text{ KN}/m^2$$

La surcharge d'exploitation est estimée a $Q = 1 \text{ KN}/m^2$.



Cage de l'ascenseur

II.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.2.1 les voiles :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15cm \right].$$

RPA99 (Article 7.7.1)

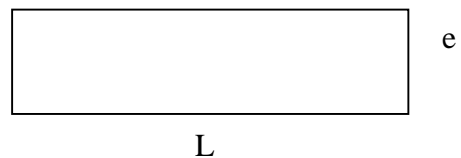
h_e : la hauteur libre d'étage

Pour le RDC : $h_e = 3.54m \Rightarrow e \geq 17.7cm$

Pour l'entresol : $h_e = 3.03 \Rightarrow e \geq 15.15cm$

Pour les étages courants : $h_e = 2.86m \Rightarrow e \geq 15cm$;

On adopte : **$e = 20cm$** .



II.2.2 les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé, à ligne moyenne rectiligne dont la portée est prise entre nus d'appuis, il est à noter que les poutres constituant le portique ont le rôle d'assurer une certaine stabilité sismique.

a. les poutres principales

Les poutres principales servent comme appuis pour les poutrelles. Elles sont disposées perpendiculairement à ces dernières, leur hauteur doit satisfaire les conditions de flèche données par le BAEL 91.

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

Avec L_{\max} : longueur max entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$L_{\max} = 5.40m \Rightarrow 36cm \leq h \leq 54cm$

On prend $h = 45cm$

Pour la largeur (b) : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

BAEL 91

$13.5cm \leq b \leq 31.5cm$

On prend $b = 30cm$

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003) on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4.00; \quad h \geq 30cm \end{array} \right. \quad [\text{Artic}l7.5.1] [2]$$

Sachant que b : Largeur de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

Soit : $h = 45\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

$$(2) \Rightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{45}{30} \leq 4 \end{cases} \quad \text{Conditions vérifiées}$$

Donc nous opterons pour $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

b. les poutres secondaires :

Les poutres secondaires Sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$L_{\max} = 4.60 - 0.30 = 4.30\text{m}$. (Avec les mêmes conditions que les poutres principales on trouve

les dimensions suivantes) : $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$.

II.2.3 les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Ils doivent être aussi vérifiés vis-à-vis du flambement et de l'effort normal réduit.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

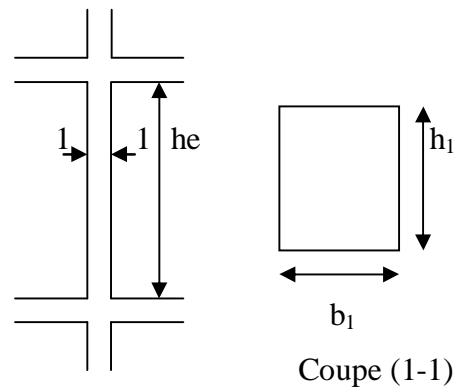


Figure II-11. Hauteur libre d'étage.

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à

3.06m pour la sous-pente et les étages courant

3.74m Pour le rez de chaussé

3.23m Pour l'entresol.

On adopte préalablement les sections $b_1 \times h_1$ des poteaux comme suit :

- ES, RDC, SP : poteaux $(55.60)cm^2$
- Etage 01 : poteau $(50.55) cm^2$
- Etage 02 et 03 : poteaux $(45.50) cm^2$
- Etage 04 et 05 : poteaux $(40.45) cm^2$
- Etage 06, 07, et 08 : poteaux $(35.40) cm^2$
- Etage 09 et 10 : poteaux $(30.35) cm^2$
- Terrasse : poteau $(30.30) cm^2$

➤ **Descente de charge :**

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution de charge et surcharge pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente de charge permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (acrotère, escaliers...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas.

➤ **La loi de dégression**

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages d'habitation, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions suivantes :

- Pour le toit ou la terrasse..... Q_0
- Pour le dernier étage Q
- Pour l'étage directement inférieur..... $0.9.Q$
..... $0.8Q$

La réduction du coefficient se fait de 10% par étage jusqu'à $0.5.Q$ qui est la valeur conservée pour les étages inférieurs qui suivent.

Dans notre cas la descente de charge sera effectuée pour 02 poteaux, le plus sollicité d'entre eux sera pris en compte pour les vérifications correspondantes nécessaires.

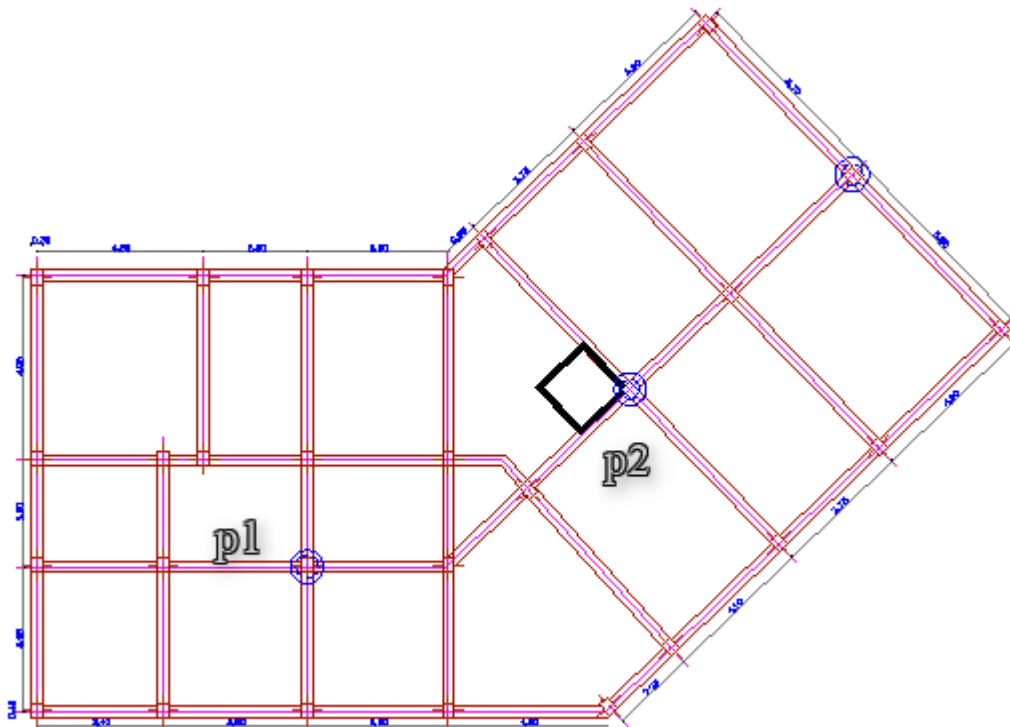


Figure II.12 : vue en plan des deux poteaux pour la descente de charges.

La figure ci-dessus spécifie l'emplacement du poteau de rive le plus sollicité en plus des deux poteaux à étudier. Les calculs détaillés pour les évaluations des charges et surcharges sur les éléments sont pris comme exemple pour le poteau **P2**.

a. Poteau P1 :

La surface afférente :

Pour G: $S = (1.8+1.75) \times (1.825+1.3)$

$$S=11.09m^2$$

Pour Q: $S = (1.8+0.3+1.75) \times (1.825+0.3+1.3)$

$$S = 13.19m^2$$

$L_{pp} = 3.025m \Rightarrow G = 10.21KN$

$L_{ps} = 3.55m \Rightarrow G = 9.32KN$

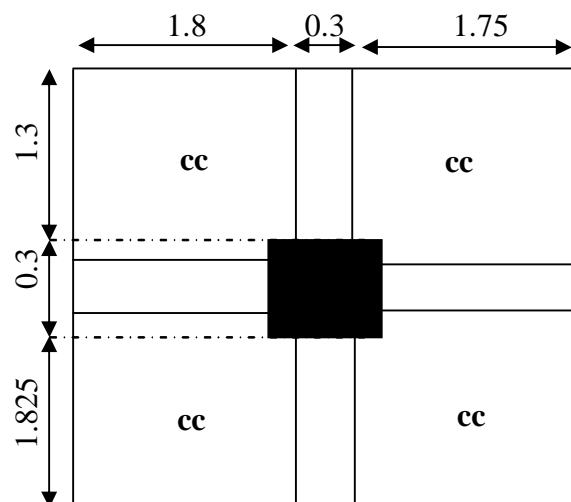


Figure II.13 : Surface afférente du poteau P1

Tableau II-9. Evaluation des charges et surcharge des éléments

éléments	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse accessible	59.95	19.635
Plancher étage courant	57.67	19.635
Poutre principale + poutre secondaire	19.53	/
Plancher (SP +RDC)	57.67	65.95
Plancher ES	57.67	46.16
Mur double cloison (étage courant)	21.79	/
Mur double cloison RDC	28.6	/
Mur double cloison SP	22.69	/
Mur double cloison ES	31.46	/

$$\text{Charge du poteau} = S \times 25 \times h_e$$

Tableau II-10. Evaluation des poids propres des poteaux

étage	ES	RDC	SP	Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4, 5,6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10	Terrasse
S (m ²)	0.33	0.33	0.33	0.275	0.225	0.18	0.14	0.105	0.09
Gp (KN)	26.65	30.85	25.25	21.04	17.21	13.77	10.71	8.03	5.63

➤ **Descente de charge**

Tableau II-11. Descente de charge du poteau P1

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	59.95	
	PP + PS	19.53	
	Poteau (30×35) cm ²	8.03	
	Mur D.C	21.79	
	Total	109.3	19.64

N2	Venant de N1	109.3	
	Plancher e.courant	57.67	
	PP +PS	19.53	
	Poteau (30×35) cm ²	8.03	
	Mur D.C	21.79	
	Total	216.32	39.28
N3	Venant de N2	216.32	
	Plancher e.courant	57.67	
	PP+PS	19.53	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Mur D.C	21.79	
	Total	326.02	56.96
N4	Venant de N3	326.02	
	Plancher e.courant	57.67	
	PP +PS	19.53	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Mur D.C	21.79	
	Total	435.72	72.67
N5	Venant de N4	435.72	
	Plancher e.courant	57.67	
	PP +PS	19.53	
	Poteau (.35×40) cm ²	10.71	
	Mur D.C	21.79	
	Total	545.42	86.42
N6	Venant de N5	545.42	
	Plancher e.courant	57.67	
	PP +PS	19.53	
	Poteau (40×45)cm ²	13.77	
	Mur D.C	21.79	
	total	658.18	98.2

N7	Venant de N6	658.18	
	Plancher e.courant	57.67	
	PP +PS	19.53	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	
	Mur D.C	21.79	
	Total	770.94	108.02
N8	Venant de N7	770.94	
	Plancher e.courant	57.67	
	PP +PS	19.53	
	Poteau (45×50) cm ²	17.21	
	Mur D.C	21.79	
	Total	887.14	117.84
N9	Venant de N8	887.14	
	Plancher e.courant	57.67	
	PP +PS	19.53	
	Poteau (45×50) cm ²	17.21	
	Mur D.C	21.79	
	total	1003.34	127.66
N10	Venant de N9	1003.34	
	Plancher e.courant	57.67	
	PP +PS	19.53	
	Poteau (50×55) cm ²	21.04	
	Mur D.C	21.79	
	total	1123.37	137.48
N11	Venant de N10	1123.37	
	Plancher SP	57.67	
	PP +PS	19.53	
	Poteau (55×60) cm ²	25.25	
	Mur D.C	22.69	
	total	1248.51	203.43
	Venant de N11	1248.51	
	Plancher RDC	57.67	

N12	PP +PS	19.53	
	Poteau (55×60) cm ²	30.85	
	Mur D.C	28.6	
	total	1385.16	269.38
N13	Venant de N12	1385.16	
	Plancher ES	57.67	
	PP +PS	19.53	
	Poteau (55×60) cm ²	26.65	
	Mur D.C	31.46	
total	1520.47	315.54	
Nu = 1.35Gt+1.5Qt		Gt = 1520.47 KN	
Ns = Gt+Qt		Qt = 315.54 KN	
Ns = 1836.01 KN		Nu=2525.94 KN	

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal ultime de compression Nu de 10% tel que : $Nu^* = 1.1 \times 2525.94 = 2778.53 \text{ KN}$

b. Poteau P2 :

Pour la terrasse inaccessible :

$$SG = 1.9 \times 2.7 = 5.13m^2$$

$$SQ = (1.9+0.3) \times (2.7+0.3)$$

$$SQ = 6.6m^2$$

$$L_{pp} = 2.6m \Rightarrow G = 8.775 \text{ KN}$$

$$L_{ps} = 1.9m \Rightarrow G = 4.99 \text{ KN}$$

Pour les autres étages:

«Corps creux»

$$SG = (1.9+1.725) \times 2.75 + (1.725 \times 2.7)$$

$$SG = 14.63m^2$$

$$SQ = (1.9+0.3+1.725) \times (2.75+0.3) + (1.725+0.3) \times 2.7$$

$$SQ = 17.44m^2$$

« Dalle pleine »

$$SG = (1.9 \times 2.7) - 1.5^2 = 2.88m^2 ; SQ = 2.88m^2$$

$$L_{pp} = 5.35m \Rightarrow G = 18.06 \text{ KN}; L_{ps} = 3.625m \Rightarrow G = 9.52 \text{ KN}$$

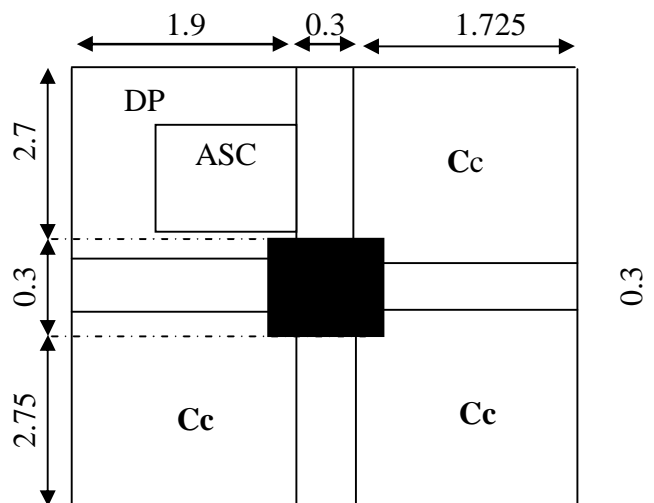


Figure II.14 : Surface afférente du poteau P2

$$\text{Gacrotère} = (1.9+0.3+2.7+0.3) \times 1.899 = \mathbf{9.87 \text{ KN}}$$

$$\text{Gascenseur} = 37.58 \times 1.5^2 = \mathbf{84.55 \text{ KN}}$$

« Murs à double cloisons »

$$\mathbf{G} = (h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}) \times G_{\text{mur}} \times L_{\text{mur}}.$$

Tableau II-12. Evaluation des charges et surcharge des éléments

Eléments	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse inaccessible	28.52	6.6
Acrotère	9.87	/
Ascenseur	84.55	/
Mur D.C	25.46	/
PP+ PS	13.77	/
Plancher terrasse accessible CC+DP	93.13	33.36
PP+PS	27.58	/
Plancher étage courant CC+DP	90.11	33.36
Mur D.C	45.38	/
Plancher RDC et SP	90.11	94.4
Plancher ES	90.11	68.24
Mur D.C (RDC)	65.83	/
Mur D.C (SP)	52.23	/
Mur D.C (ES)	48.34	/

➤ **Descente de charge**

Tableau II-13. Descente de charge du poteau P2

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	28.52	
	acrotère	9.87	
	ascenseur	84.55	
	PP+PS	13.77	
	Poteau (30×30) cm ²	5.63	

	Mur D.C	25.46	
	total	167.8	6.6
N2	Venant de N1	167.8	
	Plancher terrasse accessible	93.13	
	PP + PS	27.58	
	Poteau (30×35)cm ²	8.03	
	Mur D.C	45.38	
	total	341.92	39.96
N3	Venant de N2	341.92	
	Plancher e.courant	90.11	
	PP +PS	27.58	
	Poteau (30×35) cm ²	8.03	
	Mur D.C	45.38	
	total	513.02	69.98
N4	Venant de N3	513.02	
	Plancher e.courant	90.11	
	PP +PS	27.58	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Mur D.C	45.38	
	total	686.8	96.67
N5	Venant de N4	686.8	
	Plancher e.courant	90.11	
	PP +PS	27.58	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Mur D.C	45.38	
	Total	860.58	120.02
N6	Venant de N5	860.58	
	Plancher e.courant	90.11	
	PP +PS	27.58	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	

	Mur D.C	45.38	
	total	1034.36	140.04
N7	Venant de N6	10343.36	
	Plancher e.courant	90.11	
	PP +PS	27.58	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	
	Mur D.C	45.38	
	total	1211.2	156.72
N8	Venant de N7	1211.2	
	Plancher e.courant	90.11	
	PP +PS	27.58	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	
	Mur D.C	45.38	
	total	1388.04	173.4
N9	Venant de N8	1388.04	
	Plancher e.courant	90.11	
	PP +PS	27.58	
	Poteau (45×50) cm ²	17.21	
	Mur D.C	45.38	
	total	1568.32	190.08
N10	Venant de N9	1568.32	
	Plancher e.courant	90.11	
	PP +PS	27.58	
	Poteau (45×50) cm ²	17.21	
	Mur D.C	45.38	
	total	1748.6	206.76
N11	Venant de N10	1748.6	
	Plancher e.courant	90.11	
	PP +PS	27.58	
	Poteau (50×55) cm ²	21.04	

	Mur D.C	45.38	
	total	1932.71	223.44
N12	Venant de N11	1932.71	
	Plancher SP	90.11	
	PP +PS	27.58	
	Poteau (55×60) cm ²	25.25	
	Mur D.C	52.23	
	Total	2127.88	317.84
N13	Venant de N12	2127.88	
	Plancher RDC	90.11	
	PP +PS	27.58	
	Poteau (55×60) cm ²	30.85	
	Mur D.C	65.83	
	total	2342.25	412.24
N14	Venant de N13	2342.25	
	Plancher ES	90.11	
	PP +PS	27.58	
	Poteau (55×60) cm ²	26.65	
	Mur D.C	48.34	
	total	2534.93	480.48
Nu = 1.35Gt+1.5Qt		Gt = 2534.93 KN	
Ns = Gt+Qt		Qt = 480.48 KN	
Ns = 3015.41 KN		Nu=4142.88 KN	
		Nu*=4557.16 KN	

Etant donné que l'effort normal du poteau P2 est le plus défavorable, les vérifications seront établit pour ce dernier.

❖ Les vérifications nécessaires :

❶ **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} \quad : \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_c \cdot 28}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow B \geq \frac{Nu}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Tableau II-14. Vérification à la compression de tous les niveaux

niveaux	Nu*	Condition $B \geq B \text{ calculé}$			Observation
		section	B	B calculé	
ES, RDC et SP	4557.16	55×60	0.33	0.321	Vérifiée
Etage 01	3238.75	50×55	0.275	0.228	Vérifiée
Etage 02 et 03	2937.82	45×50	0.225	0.207	Vérifiée
Etage 04 et 05	2347.35	40×45	0.18	0.165	Vérifiée
Etage 06, 07 et 08	1767.09	35×40	0.14	0.124	Vérifiée
Etage 09 et 10	877.30	30×35	0.105	0.062	Vérifiée
terrasse	260.07	30×30	0.09	0.018	Vérifiée

② Vérification au flambement :

D'après le CBA93, on doit effectuer la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{(Article B.8.4.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures

$\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité des acier

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda < 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda < 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

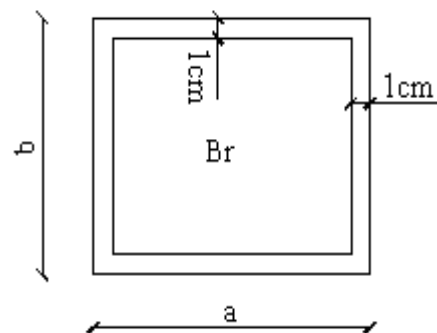


Figure II-15. La section réduite

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$A_s \geq 0.8\% B_r$ on prend $A_s = 1\% B_r$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

BAEL 91 (article 7.4.2)

$B_r = (a-2) \times (b-2)$.

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcal}$

Tableau II-15. Vérification au flambement de tous les niveaux

niveaux	Nu*	Condition $B_r \geq B_r \text{ calculé}$			Observation
		section	Br	Br calculé	
ES, RDC et SP	4557.16	55×60	0.307	0.249	Vérifiée
Etage 01	3238.75	50×55	0.254	0.177	Vérifiée
Etage 02 et 03	2937.82	45×50	0.206	0.161	Vérifiée
Etage 04 et 05	2347.35	40×45	0.163	0.129	Vérifiée
Etage 06, 07 et 08	1767.09	35×40	0.125	0.098	Vérifiée
Etage 09 et 10	877.30	30×35	0.092	0.049	Vérifiée
terrasse	260.07	30×30	0.078	0.014	Vérifiée

③ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le RPA99/2003 (article 7.1.3.3) il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : effort normal réduit.

Tableau II-16. Vérification de l'effort normal réduit à tous les niveaux

niveaux	Nd.10 ⁻³ (MN)	B		V	observation
		Section	B		
ES, RDC et SP	4142.87	55×60	0.33	0.502	Non vérifiée
Etage 01	2944.32	50×55	0.275	0.428	Non vérifiée
Etage 02 et 03	2670.75	45×50	0.225	0.478	Non vérifiée
Etage 04 et 05	2133.95	40×45	0.180	0.474	Non vérifiée
Etage 06, 07 et 08	1606.44	35×40	0.140	0.458	Non vérifiée
Etage 09 et 10	797.54	30×35	0.105	0.303	Non vérifiée
terrasse	236.43	30×30	0.09	0.105	vérifié

Il y a donc lieu d'augmenter les sections des poteaux.

Tableau II-17. Redimensionnement et vérification des poteaux

niveaux	Nd. 10 ⁻³ (MN)	B		V ≤ 0.3	observation
		Section	B		
ES	4142.87	75×75	0.5625	0.29	Vérifiée
RDC	3780.39	70×75	0.525	0.28	Vérifiée
SP	3349.39	65×70	0.455	0.29	Vérifiée
Etage 01 et 02	2944.31	60×65	0.390	0.3	Vérifiée
Etage 03 et 04	2402.35	55×60	0.330	0.29	Vérifiée
Etage 05 et 06	1870.2	50×55	0.275	0.27	Vérifiée
Etage 07 et 08	1341.81	45×50	0.225	0.23	Vérifiée

Etage 09 et 10	797.54	40×45	0.180	0.17	Vérifiée
terrasse	236.43	30×35	0.105	0.09	Vérifiée

Remarque : l'architecture du plan montre que la poutre palière n'a pas de 2^{ème} support (appui), il est impératif d'ajouter un poteau (raidisseur) servant de 2^{ème} appui. Voir le schéma ci-dessous :

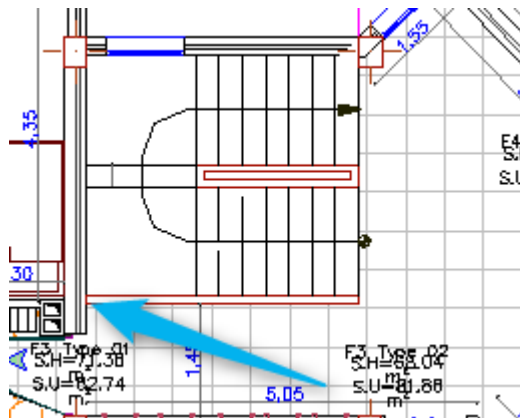


Figure II-16. Position du poteau ajouté.

On procédera donc a une descente de charge aux poteaux ajoutées qu'on vérifiera à la compression simple au flambement.

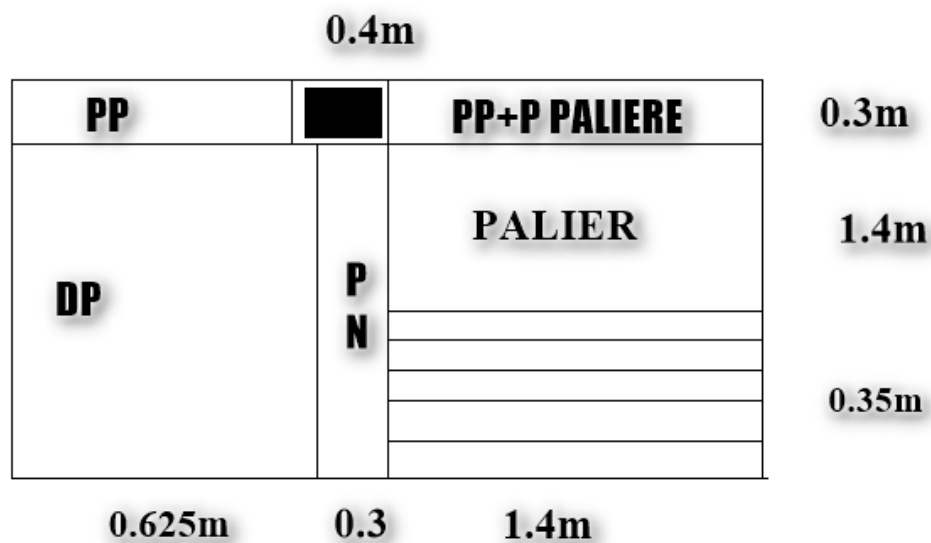


Figure II-17. Surface afférente du poteau ajouté.

NB : PN ⇒ poutre noyée.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau II-18. Descente de charges des poteaux ajoutés.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	panneaux	19.51	
	Gpoutres	14.25	
	Poteau (30×35) cm ²	8.03	
	Mur D.C	10.08	
	Total	51.87	11.89
N2	Venant de N1	51.87	
	panneaux	19.51	
	Gpoutres	14.25	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Mur D.C	10.08	
	Total	106.42	23.78

N3	Venant de N2	106.42	
	panneaux	19.51	
	Gpoutres	14.25	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Mur D.C	10.08	
	Total	160.97	34.48
N4	Venant de N3	160.97	
	panneaux	19.51	
	Gpoutres	14.25	
	Poteau (35×40) cm ²	10.71	
	Mur D.C	10.08	
	Total	215.52	43.99
N5	Venant de N4	215.52	
	panneaux	19.51	
	Gpoutres	14.25	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	
	Mur D.C	10.08	
	Total	273.13	52.31
N6	Venant de N5	273.13	
	panneaux	19.51	
	Gpoutres	14.25	
	Poteau (40×45)cm ²	13.77	
	Mur D.C	10.08	
	total	330.74	59.44
N7	Venant de N6	330.74	
	panneaux	19.51	
	Gpoutres	14.25	
	Poteau (40×45) cm ²	13.77	
	Mur D.C	10.08	
	Total	388.35	65.38
N8	Venant de N7	388.35	
	panneaux	19.51	
	Gpoutres	14.25	

	Poteau (45×50) cm ²	17.21	
	Mur D.C	10.08	
	Total	449.4	71.32
N9	Venant de N8	449.4	
	panneaux	19.51	
	Gpoutres	14.25	
	Poteau (45×50) cm ²	17.21	
	Mur D.C	10.08	
	total	510.45	77.26
N10	Venant de N9	510.45	
	panneaux	19.51	
	Gpoutres	14.25	
	Poteau (45×50) cm ²	17.21	
	Mur D.C	10.08	
	total	571.5	83.2
N11	Venant de N10	571.5	
	panneaux	19.51	
	Gpoutres	14.25	
	Poteau (50×55) cm ²	21.03	
	Mur D.C	27.19	
	total	653.48	89.145
N12	Venant de N11	653.48	
	panneaux	19.51	
	Gpoutres	14.25	
	Poteau (50×55) cm ²	25.71	
	Mur D.C	34.28	
	total	747.23	95.09
N13	Venant de N12	747.23	
	panneaux	19.51	
	Gpoutres	14.25	
	Poteau (50×55) cm ²	22.20	
	Mur D.C	10.74	
	total	813.93	101.035

$Nu = 1.35Gt + 1.5Qt$ $Ns = Gt + Qt$ $Ns = 914.965KN$	$Gt = 813.93 KN$ $Qt = 101.035 KN$
	$Nu = 1250.358 KN$ $Nu^* = 1375.39 KN$

Il est à noter que l'appellation « panneaux » sur la colonne des éléments fait référence à :

Σ DP+Palier+Volée.

❶ Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_c}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau II-19 Vérification à la compression des poteaux ajoutés.

niveaux	Nu*	/			Observation
		section	B	Nu/B	
ES, RDC et SP	1375.39	50×55	0.275	5.001	Vérifiée
Etage 01 ; 02 ; 03	985.95	45×50	0.225	4.38	Vérifiée
Etage 04 ; 05 ; 06	684.57	40×45	0.18	3.803	Vérifiée
Etage 07 ; 08 ; 09	392.63	35×40	0.14	2.804	Vérifiée
Etage 10	96.64	30×35	0.105	0.92	Vérifiée

❷ Vérification au flambement :

Il faut vérifier que : $Br \geq Br_{cal}$

Tableau II-20. Vérification au flambement de tous les niveaux

niveaux	Nu*	Condition $Br \geq Br_{calculé}$			Observation
		section	Br	Br calculé	
ES	1375.39	50×55	0.2544	0.075	Vérifiée
RDC	1266.53	50×55	0.2544	0.0701	Vérifiée
SP	1117.50	50×55	0.2544	0.061	Vérifiée
Etage	985.95	45×50	0.2064	0.054	Vérifiée

01 ;02 ;03					
Etage 04 ; 05 ; 06	684.57	40×45	0.1634	0.037	Vérifiée
Etage 07 ;08 ;09	392.63	35×40	0.1254	0.021	Vérifiée
Etage 10	96.64	30×35	0.0924	0.0054	Vérifiée

II.2.4 conclusion :

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur. Ainsi nous avons opté pour :

- Plancher corps creux: **(16+4) cm**
- Poutres principales : **(30×45) cm²**
- Poutres secondaires : **(30×35) cm²**
- Poutres palières : **(30×30) cm²**
- Poutres de chainages : **(35×30) cm²**
- Poteau entresol : **(75×75) cm²**
- Poteau rez de chaussée : **(70×75) cm²**
- Poteau sous-pente : **(65×70) cm²**
- Poteaux 1^{er} et 2^{eme} : **(60×65) cm²**
- Poteaux 3^{eme} et 4^{eme} : **(55×60) cm²**
- Raidisseur 1+Poteaux 5^{eme} et 6^{eme} : **(50×55) cm²**
- Raidisseur2+Poteaux 7^{eme} et 8^{eme} : **(45×50) cm²**
- Raidisseur3+Poteaux 9^{eme} et 10^{eme} : **(40×45) cm²**
- Raidisseur4 : **(35×40) cm²**
- Raidisseur5+Poteau terrasse : **(30×35) cm²**

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux (Différents planchers, escalier, acrotère et ascenseur). Cette étude se fait en suivant le Cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

III.2: Etude des planchers :

Les planchers sont des plaques horizontales réalisées en béton armé, délimitant les différents niveaux d'une structure. Leurs fonctions essentielles :

- ✓ **La résistance** : supporter son poids propre, les surcharges d'exploitations et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.
- ✓ **Le confort** : isolation thermique, phonique et coupe de feu.

III.2.1 Disposition des poutrelles :

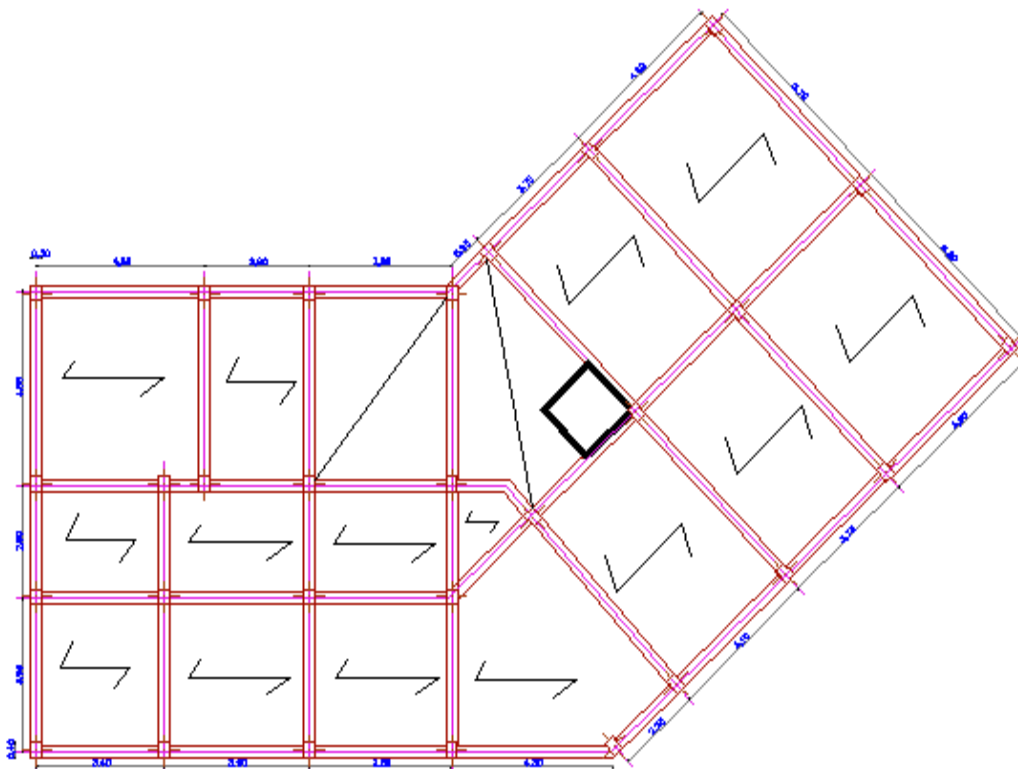


Figure III.1 : plan de disposition des poutrelles.

III.2.2. Méthodes de calculs des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales,

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Conditions d'application de La méthode forfaitaire :

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées [4] :

-Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2G ; 5KN / m^2)$

-Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

-Fissuration peu nuisible (F.P.N).

• Principe de la méthode forfaitaire : [BAEL 91]**✓ Les moments fléchissant :**

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Deux expressions pour calculer les moments en travées par la méthode forfaitaire sont :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

..... (2)

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à : $-0.15 \times M_0$

Tel que : $M_0 = \text{Max}(M_0^I, M_0^n)$

✓ **Evaluation des efforts tranchant :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique) } + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

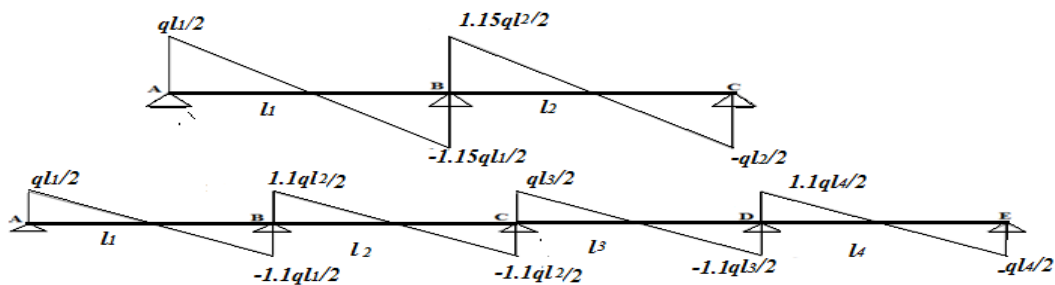


Figure III.2. : Evaluation des efforts tranchants.

Domaine d'application de La méthode de Caquot :

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées, mais également pour les planchers à surcharges modérées si l'une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée (**Caquot minorée**).

➤ Moment Sous appui :

$$M_2 = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

M_2 : Moment au niveau de l'appui 2.

l'_g Et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g Et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0.8 \times l$ Pour une travée intermédiaire

$l' = l$ Pour une travée de rive.

➤ Calcul des moments en travées (charge répartie) :

$$M_0(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - x/l) + M_d \times x/l$$

$$M(x) = (P_u \times x/2) \times (l - x)$$

$$M_t^{\max} = M_0(x_0)$$

$$\frac{dM_t(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow x = l_i/2 - \frac{M_g - M_d}{ql_i}$$

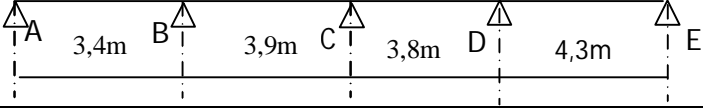
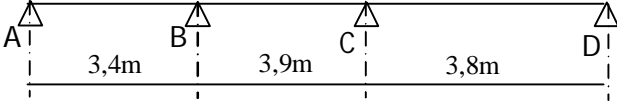
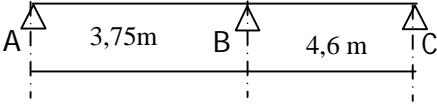
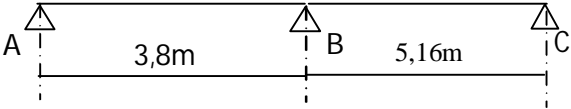
➤ Evaluation des efforts tranchants :

L'effort tranchant : on les calcule par la méthode de la RDM.

$$V_A = V_g = P_u \times l/2 - \frac{M_g - M_d}{ql_i}$$

$$V_B = V_d = P_u \times l/2 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Tableau III.1 Les Différents types de poutrelles :

Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type (terrasse inaccessible)	

- Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

À l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; et $P_u = l_0 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$; et $P_s = l_0 \times q_s$ Avec $l_0 = 0.65m$

Tableau III.2 charges et surcharges revenant aux 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	5,56	1	9,006	5,854	6,56	4,264
Terrasse accessible	5,406	1,5	9,548	6,20	6,906	4,489
Plancher E. Courant	5,2	1,5	9,270	6,026	6,70	4,355
RDC+SP	5,2	5	14,52	9,438	10,2	6,63

- Vérification des conditions de BAEL :

1^{ère} condition :

- Plancher terrasse inaccessible :

$G = 5.56 \text{KN} / \text{m}^2$

$Q = 1.00 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 5.56; 5) \text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée.

-Plancher terrasse accessible:

$$G = 5.406KN / m^2$$

$$Q = 1.5KN/m^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.406; 5)KN / m^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

-Plancher étage courant :

$$G = 5.20KN / m^2$$

$$Q = 1.5KN/m^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.2; 5)KN / m^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

-Plancher RDC :

$$G = 5.2KN / m^2$$

$$Q = 5KN / m^2 \Rightarrow 5 \leq \min(2 \times 5.2; 5)KN / m^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2^{eme} condition :

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{3.4}{3.9}; \frac{3.9}{3.8}; \frac{3.8}{4.3} \leq 1.25 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{3.4}{3.9}; \frac{3.9}{3.8} \leq 1.25 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{3.75}{4.6} \leq 1.25 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Type 4 : } 0.8 \leq \frac{3.8}{5.16} \leq 1.25 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{non Vérifiée.}$$

La condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée dans le type 4, en applique la méthode de **CAQUOT minorée**.

III.2.4 calcul des sollicitations :

III.2.4.1 calcul des sollicitations (M.F) :

Le plancher terrasse accessible est pris comme exemple de calcul :

Poutrelle type 1 : $P_u = 6.20KN / ml$, $P_s = 4.489KN / ml$

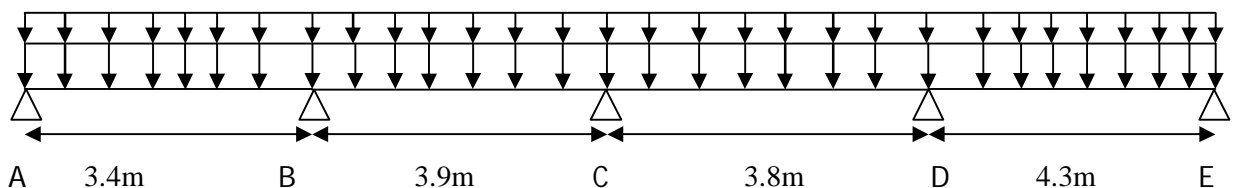


Fig.III.3. Poutrelle Type 1.

Moments isostatiques**À l'ELU :****Travée A-B :**

$$M_0^{AB} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{6.20 \times 3.4^2}{8} = 8.96 \text{KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_0^{BC} = \frac{6.20 \times 3.9^2}{8} = 11.78 \text{KN.m}$$

Travée C-D :

$$M_0^{CD} = \frac{6.20 \times 3.8^2}{8} = 11.19 \text{KN.m}$$

Travée D-E :

$$M_0^{DE} = \frac{6.20 \times 4.3^2}{8} = 14.33 \text{KN.m}$$

À l'ELS :**Travée A-B :**

$$M_0^{AB} = 6.49 \text{KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_0^{BC} = 8.53 \text{KN.m}$$

Travée C-D :

$$M_0^{CD} = 8.10 \text{KN.m}$$

Travée D-E :

$$M_0^{DE} = 10.37 \text{KN.m}$$

Moments aux appuis**À l'ELU :**

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 11.78 = -5.89 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 11.78 = -4.71 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times 14.33 = -7.16 \text{ KN.m}$$

À PÊLS :

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 8.53 = -4.26 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times 8.53 = -3.41 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times 10.37 = -5.18 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.406} = 0.217$$

$$\alpha = 0.217 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.065 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.265 \end{cases}$$

À PÊLU :

Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.065 \times 8.96 - \frac{5.89}{2} = 6.60 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.265}{2} \times 8.96 = 5.66 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 6.60 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.065 \times 11.78 - \frac{5.89 + 4.71}{2} = 7.25 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.065}{2} \times 11.78 = 6.27 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 7.25 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.065 \times 11.19 - \frac{(4.71 + 7.16)}{2} = 5.98 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.065}{2} \times 11.19 = 5.96 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 5.98 \text{ KN.m}$$

Travée D-E :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.065 \times 14.33 - \frac{7.16}{2} = 11.68 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.265}{2} \times 14.33 = 9.06 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t = 11.68 \text{ KN.m}$$

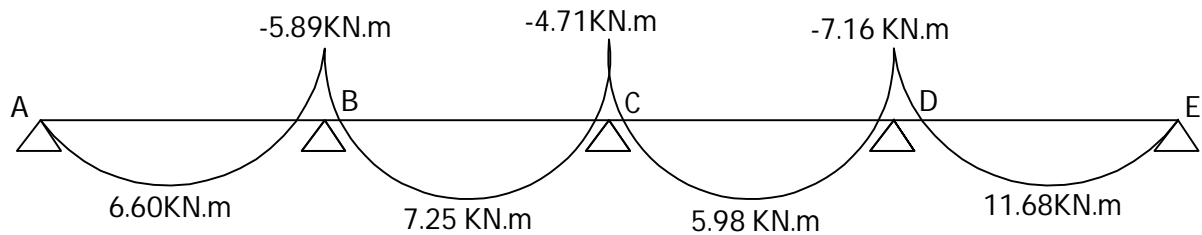


Figure III.4: Diagramme des moments fléchissant.

À PELS :

Travée A-B :

$$M_t \geq 1.065 \times 6.49 - \frac{4.26}{2} = 4.78 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_t \geq 1.065 \times 8.53 - \frac{4.26 + 3.41}{2} = 5.25 \text{ KN.m}$$

Travée C-D :

$$M_t \geq 1.065 \times 8.10 - \frac{3.41 + 5.18}{2} = 4.33 \text{ KN.m}$$

Travée D-E :

$$M_t \geq 1.065 \times 10.37 - \frac{5.18}{2} = 8.45 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants :

$$V = \frac{p_u \times l_i}{2}$$

Travée A-B :

$$V_A = \frac{6.2 \times 3.4}{2} = 10.54 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -11.60 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.1 \times \frac{6.2 \times 3.9}{2} = 13.30 \text{ KN}$$

$$V_C = -1.1 \times \frac{6.2 \times 3.9}{2} = -13.30 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_C = \frac{6.2 \times 3.8}{2} = 11.78 \text{ KN}$$

$$V_D = -1.1 \times V_C = -12.96 \text{ KN}$$

Travée D-E :

$$V_D = 1.1 \times \frac{6.2 \times 4.3}{2} = 14.66 \text{ KN}$$

$$V_E = -13.33 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux suivants :

Type 1 :

Tableau III.3 .Sollicitations à l'ELU :

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.40	6.20	8.96	0.00	-5.89	6.6	10.54	-11.60
B-C	3.90	6.20	11.78	-5.89	-4.71	7.25	13.30	-13.30
C-D	3.80	6.20	11.19	-4.71	-7.16	5.98	11.78	-12.96
D-E	4.30	6.20	14.33	-7.16	0.00	11.68	14.66	-13.33

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS :

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3.40	4.489	6.49	0.00	-4.26	4.78
B-C	3.90	4.489	8.53	-4.26	-3.41	5.25
C-D	3.80	4.489	8.10	-3.41	-5.18	4.33
D-E	4.30	4.489	10.37	-5.18	0.00	8.45

Type 2 :

Tableau III.5 .Sollicitations à l'ELU :

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.40	6.20	8.96	0.00	-5.89	6.6	10.54	-11.60
B-C	3.90	6.20	11.78	-5.89	-5.89	6.65	13.30	-13.30
C-D	3.80	6.20	11.19	-5.89	0.00	8.97	12.96	-11.78

Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS :

Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3.40	4.489	6.49	0.00	-4.26	4.78
B-C	3.90	4.489	8.53	-4.26	--4.26	4.82
C-D	3.80	4.489	8.10	-4.26	0	6.50

Type 3 :

Tableau III.7 .Sollicitations à l'ELU :

Travée	L (m)	P_u (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.75	6.20	10.90	0.00	-9.84	6.90	11.63	-13.37
B-C	4.60	6.20	16.40	-9.84	0	12.55	16.40	-14.26

Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS :

Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3.75	4.489	7.89	0.00	-7.12	4.99
B-C	4.60	4.489	11.87	-7.12	0	9.08

Pour le plancher à usage d'habitation :

Type 1 :

Tableau III.9 .Sollicitations à l'ELU :

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.40	6.026	8.71	0.00	-5.73	6.43	10.24	-11.26
B-C	3.90	6.026	11.46	-5.73	-4.58	7.07	12.93	-12.93
C-D	3.80	6.026	10.88	-4.58	-6.96	5.83	11.49	-12.59
D-E	4.30	6.026	13.93	-6.96	0.00	11.38	14.25	-12.96

Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS :

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3.40	4.355	6.29	0.00	-4.14	4.65
B-C	3.90	4.355	8.28	-4.14	-3.31	5.11
C-D	3.80	4.355	7.86	-3.31	-5.03	4.22
D-E	4.30	4.355	10.06	-5.03	0.00	8.23

Type 2 :

Tableau III.11 .Sollicitations à l'ELU :

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.40	6.026	8.71	0	-5.73	6.43	10.24	-11.26
B-C	3.90	6.026	11.46	-5.73	-5.73	6.50	12.93	-12.93
C-D	3.80	6.026	10.88	-5.73	0	8.74	12.59	-11.45

Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS :

Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3.40	4.355	6.29	0	-4.14	4.64
B-C	3.90	4.355	8.28	-4.14	-4.14	4.70
C-D	3.80	4.355	7.86	-4.14	0	6.32

Type 3 :

Tableau III.13 .Sollicitations à l'ELU :

Travée	L (m)	P_u (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	3.75	6.026	10.60	0	-9.56	6.71	11.30	-13.00
B-C	4.60	6.026	15.94	-9.56	0	12.28	15.94	-13.86

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELS :

Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
A-B	3.75	4.355	7.65	0	-6.91	4.85
B-C	4.60	4.355	11.52	-6.91	0	8.84

Pour le plancher RDC +SP:

Type 1 : (concerne que le RDC, car il y a vide sur galerie au niveau de la sous-pente).

Tableau III.15 .Sollicitations à l'ELU :

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.40	9.438	13.64	0	-8.97	11.16	16.04	-17.65
B-C	3.90	9.438	17.94	-8.97	-7.18	12.50	20.24	-20.24
C-D	3.80	9.438	17.04	-7.18	-10.91	10.50	17.93	-19.73
D-E	4.30	9.438	21.81	-10.91	0	19.57	22.32	-20.29

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELS :

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3.40	6.63	9.58	0	-6.30	7.84
B-C	3.90	6.63	12.60	-6.30	-5.04	8.78
C-D	3.80	6.63	11.97	-5.04	-7.66	7.37
D-E	4.30	6.63	15.32	-7.66	0	13.75

Type 2 :*Tableau III.17 .Sollicitations à l'ELU :*

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.40	9.438	13.64	0	-8.97	11.16	16.04	-17.65
B-C	3.90	9.438	17.94	-8.97	-8.97	11.61	20.24	-20.24
C-D	3.80	9.438	17.04	-8.97	0	15.05	19.72	-17.93

Tableau III.18. Sollicitations à l'ELS :

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3.40	6.63	9.58	0	-6.30	7.84
B-C	3.90	6.63	12.60	-6.30	-6.30	8.15
C-D	3.80	6.63	11.97	-6.30	0	10.57

Type 3 :

Tableau III.19 .Sollicitations à l'ELU :

Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.75	9.438	16.60	0	-14.98	11.55	17.70	-20.35
B-C	4.60	9.438	24.96	-14.98	0	21.14	24.96	21.70

Tableau III.20. Sollicitations à l'ELS :

Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3.75	6.63	11.65	0	-10.52	8.10
B-C	4.60	6.63	17.54	-10.52	0	14.85

Type 4 : (terrasse inaccessible) :

La condition : $\left(\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.8}{5.16} \notin [0.8;1.25]\right)$ de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée dans le type 4, donc on applique la méthode de Caquot minorée.

NB : On minore G par un coefficient de 2/3 uniquement pour le calcul des moments aux appuis puis on reprend la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

$$\text{C.à.d. } G' = \frac{2}{3} G.$$

$$\text{À l'ELU : } q_u' = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q); et p_u' = l_0 \times q_u'$$

$$\text{À l'ELS : } q_s' = (G' + Q); et p_s' = l_0 \times q_s' \quad l_0 = 0.65m$$

Tableau III.21 .Charges et surcharges d'exploitation sur la poutrelle Type 4.

Désignation	$G(KN/m^2)$	$G'(KN/m^2)$	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	5.56	3.71	1	6.51	4.23	4.71	3.06

• **Moments aux appuis :**

À l'ELU :

$$p_u' = p_g' = p_d' = 4.23 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\text{int}} = \frac{p_u' (l_g^3 + l_d^3)}{8.5(l_g + l_d)}$$

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -\frac{4.23[3.8^3 + 5.16^3]}{8.5(3.8 + 5.16)} = -10.68 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } \begin{cases} l_g' = l_g = 3.8m \\ l_d' = l_d = 5.16m \end{cases}$$

À l'ELS :

$$p_s' = p_g' = p_d' = 3.06 \text{ N/ml}$$

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -\frac{3.06[3.8^3 + 5.16^3]}{8.5(3.8 + 5.16)} = -7.72 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments en travées :**

Travée AB :

$$X = \frac{3.8}{2} - \frac{0 + 10.68}{5.854 \times 3.8} \approx \frac{3.8}{2} - \frac{0 + 7.72}{4.264 \times 3.8} = 1.42m$$

$$M(x) = M_{\text{tr}}^{AB} = 5.854 \times \frac{1.42}{2} \times (3.8 - 1.42) - 0 \times (1 - \frac{1.42}{3.8}) - 10.68 \times \frac{1.42}{3.8} = 5.9 \text{ KN}$$

$$M(x) = M_{ts}^{AB} = 4.264 \times \frac{1.42}{2} \times (3.8 - 1.42) - 0 \times \left(1 - \frac{1.42}{3.8}\right) - 7.72 \times \frac{1.42}{3.8} = 4.32 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$X = \frac{5.16}{2} - \frac{10.68 - 0}{5.854 \times 5.16} = 2.23 \text{ m}$$

$$M_{tu}^{BC} = 5.854 \times \frac{2.23}{2} \times (5.16 - 2.23) - 10.68 \times \left(1 - \frac{2.23}{5.16}\right) - 0 \times \frac{2.23}{5.16} = 13.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts}^{BC} = 4.264 \times \frac{2.23}{2} \times (5.16 - 2.23) - 7.72 \times \left(1 - \frac{2.23}{5.16}\right) - 0 \times \frac{2.23}{5.16} = 9.54 \text{ KN.m}$$

• **Evaluation des efforts tranchants :**

$$\text{travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{5.854 \times 3.8}{2} + \frac{-10.68 - 0}{3.8} = 8.31 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{5.854 \times 3.8}{2} - \frac{10.68}{3.8} = -13.93 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{5.854 \times 5.16}{2} + \frac{0 + 10.68}{5.16} = 17.17 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{5.854 \times 5.16}{2} + \frac{0 + 10.68}{5.16} = -13.03 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.22. Sollicitations à l'ELU.

Travées	M_g et M_d	$l(m)$	$x(m)$	$V(KN)$	$M_t(KN.m)$
AB	$M_A=0$	3.8	1.42	$V_A = 8.31$	5.9
	$M_B = -10.68$			$V_B = -13.93$	
BC	$M_B = -10.68$	5.16	2.23	$V_B = 17.17$	13.06
	$M_C = 0$			$V_C = -13.03$	

Tableau III.23. Sollicitations à l'ELS.

Travées	M_g et M_d	$l(m)$	$x(m)$	$M_t(KN.m)$
AB	$M_A=0$	3.8	1.42	4.32
	$M_B = -7.72$			
BC	$M_B = -7.72$	5.16	2.23	9.54
	$M_C = 0$			

♠ **Sollicitations maximales :**

- **Plancher RDC + SP :**

A L'LEU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{\max} = 21.14 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -14.98 \text{ KN.m} \\ V_u^{\max} = 24.96 \text{ KN} \\ M_a^{\text{riv}} = -0.15 \times \frac{p_u \times 4.6^2}{8} = -3.74 \quad \text{avec } p_u = 9.438 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

A L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{\max} = 14.85 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -10.52 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{riv}} = -0.15 \times \frac{p_s \times 4.6^2}{8} = -2.63 \text{ KN} \quad \text{avec } p_s = 6.63 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Les résultats des autres planchers sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.24.Des Sollicitations maximales :

désignation	L'LEU				L'LES		
	M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{riv} (KN.m)	V_u^{\max} (KN)	M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_a^{riv} (KN.m)
Terrasse inaccessible	13.06	-10.68	-3.24	17.17	9.54	-7.72	0
Terrasse accessible	12.55	-9.84	-2.46	16.40	9.08	-7.12	-1.78
E. courant	12.28	-9.56	-2.39	15.94	8.84	-6.91	-1.73
RDC+SP	21.14	-14.98	-3.74	24.96	14.85	-10.52	-2.63

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations Maximales.

III.2.5. Ferrailage des poutrelles :

A- ferrailage longitudinales :

➤ **Ferrailage en travée :**

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.60 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.05453 \text{ MN.m}$$

$$\text{Avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_c 28}{\gamma_b}$$

$$M_{TU} = 54.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 21.14 \text{ KN.m}$$

$M_{TU} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{21.14 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.60 \times 0.18^2} = 0.0766 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{sr} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a : } \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0766)}) = 0.0997$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0997) = 0.173 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{21.14 \times 10^{-3}}{348 \times 0.173} = 3.51 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 3.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.60 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 3.51 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

$$\text{Soit } A_t = 2T12 + 1T14 = 2.26 + 1.54 = 3.8 \text{ cm}^2$$

Ferrailage aux appuis :**Appuis intermédiaires :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $b_0 \times h = (10 \times 20) \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.98 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.325$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.325}) = 0.510$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.510) = 0.143$$

$$A = \frac{M_{\max}^a}{z \times f_{st}} = \frac{14.98 \times 10^{-3}}{348 \times 0.143} = 3.01 \text{ cm}^2$$

Appui de rive :

$$M_a^{\text{rive}} = -3.74 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.74 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.081$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.081}) = 0.106$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.106) = 0.172$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{3.74 \times 10^{-3}}{0.172 \times 348} = 0.62 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\text{riv}} = 0.62 \times \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :**-En appuis intermédiaire :**

$$A_a = 3.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

-En appuis de rive :

$$A_a = 0.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A = 1T10 = 0.79 \text{ cm}^2$

➤ **vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 24.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{24.96 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$FPN \rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1.5$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ vérifié. \Rightarrow Pas de risque de cisaillement

B- ferrailage transversales :

➤ **Choix des armatures transversales :**

On choisit un étrier Φ_6

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$(1) : S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$(2) : S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})}$$

$K=1$: Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Les armatures sont perpendiculaires)}$$

D'ou

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times (1.38 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 24.32 \text{ cm}$$

$$(3) : S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales :**

-Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \quad \text{Avec } A_l = 3.8 + 3.08 = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [24.96 - \frac{14.98}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -1.94 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.}$$

-Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$\text{Avec : } A_l = 3.8 + 0.79 = 4.59 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1.15 \times 24.96 \times 10^{-3}}{400} = 0.72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{24.96 \times 10^{-3} \times (0.60 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.60 \times 0.04} = 1.60 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } a \leq 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } a = \min [0.9 \times d ; \text{ la largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm} \Rightarrow a = 16 \text{ cm}$$

$$24.96 \times 10^{-3} \leq 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 = 0.1068 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

-Vérification à l'ELS :

État limite de compression du béton : La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

En travée : $M_t = 14.85 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.60 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.8 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$\Rightarrow H = -3.18 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la nervure, calcul d'une section en T.

Calcul de y :

$$\frac{by^2}{2} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^2}{2} + 15A'(y-d') - 15A(d-y) = 0 \text{ Avec } A'=0 \Rightarrow$$

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

$$0.05y^2 + 0.0257y - 0.001426 = 0 \Rightarrow Y = 5.05 \text{ cm.}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + 15A'(y-d')^2 + 15A(d-y)^2, \text{ Avec } A'=0$$

$$I = \frac{60 \times 5.05^3}{3} - \frac{(60-10)(5.05-4)^3}{3} + 15 \times 3.8(18-5.05)^2 \Rightarrow I = 12115.50 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{14.85 \times 10^{-3} \times 5.05 \times 10^{-2}}{12115.50 \times 10^{-8}} = 6.19 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_a = -10.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{by^2}{2} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^2}{2} + 15A'(y-d') - 15A(d-y) = 0 \text{ Avec } A'=0$$

$$0.05y^2 + 0.0246y - 0.00122 = 0 \Rightarrow Y = 4.5 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + 15A'(y-d')^2 + 15A(d-y)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4.5^3}{3} - \frac{(60-10)(4.5-4)^3}{3} + 15 \times 3.08(18-4.5)^2 \Rightarrow I = 10158.35 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.52 \times 4.5 \times 10^3}{10158.35} = 4.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

• **Evaluation de la flèche :** elle est évaluée selon les recommandations du **BAEL 91** (Article B.6.5) et celle du **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.043 < \frac{1}{16}$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

Tel que :

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92cm$$

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.7 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.7 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.7 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

✓ **Contraintes** (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \quad \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

✓ **Inerties fictives** (I_f) :

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; \quad I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

✓ **Evaluation des flèches** :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.2 = 3.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow 0.65 \times (5.2 + 5) = 6.63 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.7 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.7 \times \frac{1.85 \times 4.6^2}{8} = 3.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.7 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.7 \times \frac{3.38 \times 4.6^2}{8} = 6.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.7 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.7 \times \frac{6.63 \times 4.6^2}{8} = 12.27 \text{ KN.m}$$

➤ **Propriété de la section** :

Position de l'axe neutre : $y = 5.05 \text{ cm}$

il y a lieu de calculer aussi la position du centre de gravité de la section en T.

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s (v_2 - d')^2 + (b - b_0) h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] ; \text{ avec } d' = 2 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B} \left[\left(\frac{b_0 \times h^2}{2} \right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right].$$

$$v_2 = h - v_1.$$

$$B = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A_s = 457 \text{ cm}^2.$$

$$v_1 = 7.49 \text{ cm} ; v_2 = 12.51 \text{ cm}$$

$$I_0 = 60151.03 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 3.8 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.8}{10 \times 18} = 0.021$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$y = 0.0505 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{b \times 0.05 \cdot f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.60 \times 0.05 \times 2.1}{(2 \times 0.60 + 3 \times 0.1) \times 0.021} = 2.00 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 2. = 0.8$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{3.42 \times (0.18 - 0.0505)}{12115.50} = 54.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.26 \times (0.18 - 0.0505)}{12115.50} = 100.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{12.27 \times (0.18 - 0.0505)}{12115.50} = 196.73 \text{ MPa}$$

- calcul des inerties fictives :

$$u_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.021 \times 54.83 + 2.1} = 0.45$$

$$u_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.021 \times 100.36 + 2.1} = 0.65$$

$$u_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.021 \times 196.73 + 2.1} = 0.80$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 60151.03}{1 + 2 \times 0.45} = 34824.28 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 60151.03}{1 + 2 \times 0.65} = 28767.88 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 60151.03}{1 + 2 \times 0.80} = 25448.51 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 60151.03}{1 + (0.8 \times 0.65)} = 43530.35 \text{ cm}^4$$

- calcul des flèches :

$$f_{ji} = \frac{3.42 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 32164.2 \times 34824.28 \times 10^{-8}} = 6.46 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.26 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 32164.2 \times 28767.88 \times 10^{-8}} = 1.43 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{12.27 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 32164.2 \times 25448.51 \times 10^{-8}} = 3.17 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{6.26 \times 10^{-3} \times 4.6^2}{10 \times 10721.4 \times 43530.35 \times 10^{-8}} = 2.83 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La flèche totale Δf :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 3.597 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.003924 \text{ m} < f_{adm} = 0.0092 \text{ m} \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

Concernant les autres planchers, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à L'ELU et les vérifications à L'ELS, les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

Tableau III.25. Ferrailage des poutrelles

Poutrelles		M_t (KN / ml)	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{calculée} (cm^2)$
plancher RDC+SP	En Travée	21.14	0.076	0.098	0.173	3.51
	Appuis de rive	-3.74	0.081	0.10	0.172	0.62
	Appuis Int	-14.98	0.325	0.51	0.143	3.01
Plancher à usage d'habitation	En Travée	12.28	0.044	0.056	0.176	2.00
	Appuis de rive	-2.39	0.052	0.067	0.175	0.39
	Appuis Int	-9.56	0.207	0.29	0.159	1.73
plancher terrasse accessible	En Travée	12.55	0.045	0.057	0.176	2.05
	Appuis de rive	-2.46	0.053	0.068	0.175	0.40
	Appuis Int	-9.84	0.214	0.30	0.158	1.79
Plancher terrasse inaccessible	En travée	13.06	0.047	0.060	0.175	2.14
	Appuis de rive	-3.24	0.070	0.091	0.173	0.54
	Appuis Int	-10.68	0.232	0.33	0.156	1.97

Tableau III.26. Récapitulatif du ferrailage des poutrelles à l'ELU dans les différents planchers :

Poutrelles		$A_{calculée} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{choisie} (cm^2)$	$A_{transversals}$
plancher RDC+SP	En Travée	3.51	0.22	2T12+1T14=3.8	étrier Φ_6 = 0.57
	Appuis de rive	0.62		1T14=1.54	
	Appuis Int	3.01		2T14=3.08	
Plancher à usage d'habitation	En Travée	2.00	1.30	3T10=2.36	étrier Φ_6 = 0.57
	Appuis de rive	0.39	0.22	1T10=0.79	
	Appuis Int	1.73		1T12+1T10 = 1.92	
plancher terrasse accessible	En Travée	2.05	1.30	3T10=2.36	étrier Φ_6 = 0.57
	Appuis de rive	0.40	0.22	1T10=0.79	
	Appuis Int	1.79		1T12+1T10=1.92	
Plancher terrasse inaccessible	En travée	2.14	1.30	3T10=2.36	étrier Φ_6 = 0.57
	Appuis de rive	0.54	0.22	1T12=1.13	
	Appuis Int	1.97		2T12=2.26	

➤ Vérifications à l'ELU:

-Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right] = 3.33 MPa$$

Tableau III.27. Vérification au cisaillement :

Plancher	$V_u (MN)$	$\tau_u (MPa)$	Observation
RDC+SP	24.96×10^{-3}	1.38	Vérifiée
Habitation	15.94×10^{-3}	0.88	Vérifiée
terrasse accessible	16.40×10^{-3}	0.91	Vérifiée
Terrasse inaccessible	17.17×10^{-3}	0.95	Vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} < \bar{\tau} = 3.33 MPa$$

Tableau III.28. Vérification au cisaillement :

Plancher	V_u (MN)	τ_u (MPa)	Observation
RDC+SP	24.96×10^{-3}	1.60	Vérifiée
Habitation	15.94×10^{-3}	1.02	Vérifiée
terrasse accessible	16.40×10^{-3}	1.05	Vérifiée
Terrasse inaccessible	17.17×10^{-3}	1.10	Vérifiée

Vérification des armateurs longitudinaux au voisinage des appuis :

$$\text{Appuis de rive} \Rightarrow A_s \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \quad \text{or} \quad A_s = A_{\text{appuis}} + A_{\text{travée}}$$

Tableau III.29. Vérification des armatures longitudinales :

Plancher	V_u (MN)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	Observation
RDC+SP	24.96×10^{-3}	0.71	4.59	Vérifiée
Habitation	15.94×10^{-3}	0.46	3.15	Vérifiée
terrasse accessible	16.40×10^{-3}	0.47	3.15	Vérifiée
terrasse inaccessible	17.17×10^{-3}	0.49	3.15	Vérifiée

$$\text{Appuis intermédiaire} \Rightarrow A_s \geq \left(V_u + \frac{M_u^a}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \quad \text{or} \quad A_s = A_{\text{appuis}} + A_{\text{travée}}$$

Tableau III.30. Vérification des armatures longitudinales :

Plancher	V_u (MN)	$\left(V_u + \frac{M_u^a}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	Observation
RDC+SP	24.96×10^{-3}	-1.94	6.88	Vérifiée
Habitation	15.94×10^{-3}	-1.23	4.28	Vérifiée
terrasse accessible	16.40×10^{-3}	-1.27	4.28	Vérifiée
terrasse inaccessible	17.17×10^{-3}	-1.40	4.62	vérifiée

Tableau III.31. Vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	En travée			En appuis			$\bar{\sigma}$ MPa
	M_t (KN.m)	$I. 10^{-4}$ (m ⁴)	σ MPa	M_a (KN.m)	$I. 10^{-4}$ (m ⁴)	σ MPa	
RDC+SP	14.85	1.21	6.19	-10.52	1.0158	4.66	15
Habitation	8.84	0.82	4.41	-6.91	2.1	3.51	15

Terrasse accessible	9.08	0.82	4.54	-7.12	2.1	3.63	15
Terrasse inaccessible	9.54	0.82	4.77	-7.72	0.79	3.52	15

La vérification à l'état limite de déformation du béton pour tous les planchers est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Vérification des états limite de déformation :

Désignation	L_{max} (m)	q_j KN/m	q_g KN/m	q_p KN/m	M_j^{ser} KN.m	M_g^{ser} KN.m	M_p^{ser} KN.m
RDC+SP	4.6	1.85	3.38	6.63	3.42	6.26	12.27
Habitation	4.6	1.85	3.38	4.355	3.42	6.26	8.06
terrasse accessible	4.6	1.85	3.51	4.489	3.42	6.49	8.31
terrasse inaccessible	5.16	1.85	3.61	4.264	4.31	8.41	9.93

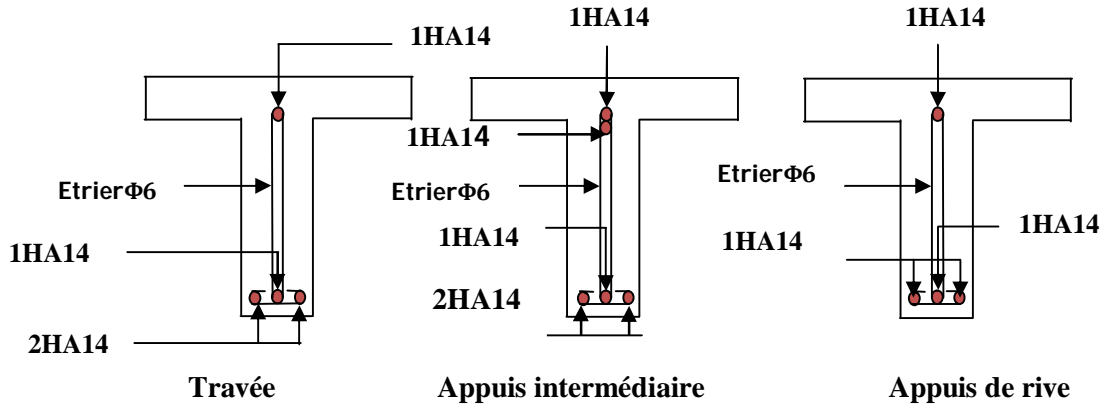
Désignation	$I \times 10^{-4}$	$I_0 \times 10^{-4}$	ρ	λ_i	λ_v	σ_j Mpa	σ_g Mpa	σ_p Mpa	μ_j	μ_g	μ_p
	(m ⁴)										
RDC+SP	1.21	6.015	0.021	2	0.8	54.83	100.36	196.73	0.45	0.65	0.80
Habitation	0.82	6.047	0.013	3.23	1.29	86.96	159.17	204.94	0.44	0.64	0.71
terrasse accessible	0.82	6.047	0.013	3.23	1.29	86.96	165.02	211.30	0.44	0.65	0.71
terrasse inaccessible	0.82	6.047	0.013	3.23	1.29	109.59	213.83	252.49	0.52	0.72	0.75

Désignation	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvg}	f_{ij}	f_{ig}	f_{ip}	f_{vg}	Δf	f_{adm}	Observation
	(×10 ⁻⁴ m ⁴)				(mm)						
RDC+SP	3.48	2.87	2.54	4.35	0.646	1.43	3.17	2.83	3.92	9.2	Vérifiée
Habitation	2.75	2.17	2.02	3.64	0.82	1.89	2.62	4.37	4.28	9.2	Vérifiée
terrasse accessible	2.75	2.15	2.02	3.62	0.82	1.98	2.70	4.53	4.43	9.2	Vérifiée
terrasse inaccessible	2.48	2.00	1.94	3.45	1.43	3.48	4.23	7.14	6.46	10.16	Vérifiée

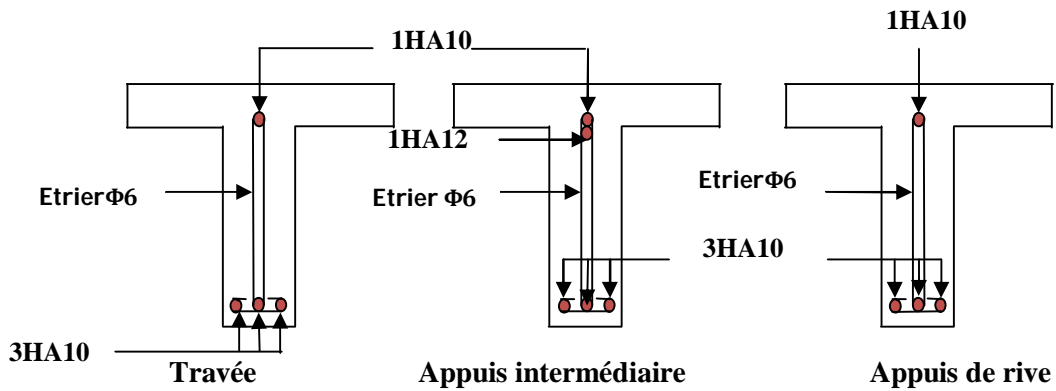
$$F_{adm} = 0.5cm + \frac{1}{1000} \text{ pour terrasse inaccessible car } L > 5m$$

Schéma de ferrailage des poutrelles :

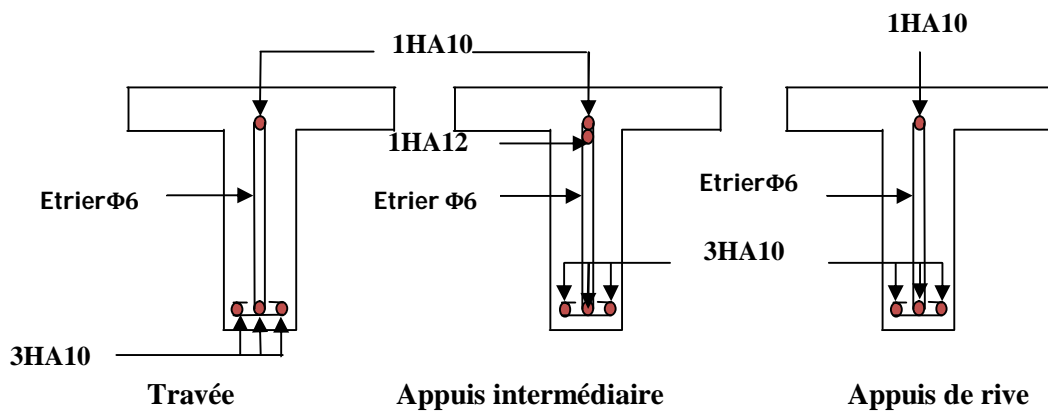
Plancher RDC+SP :



Plancher habitation :



Plancher terrasse accessible :



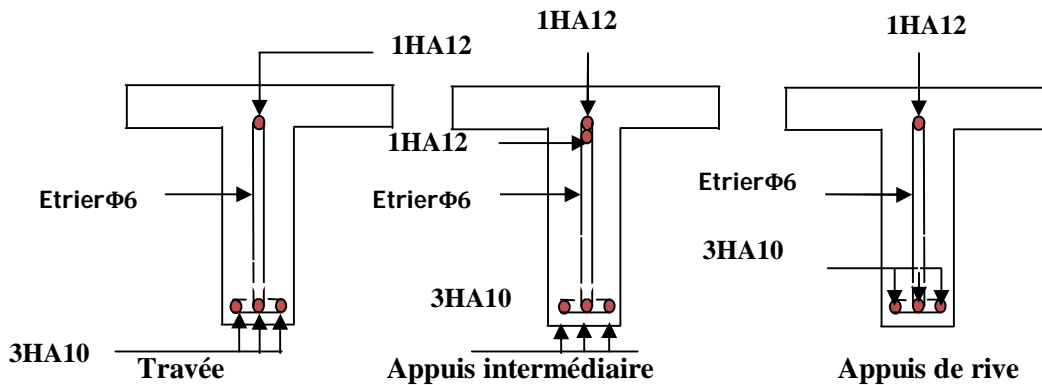
Plancher terrasse inaccessible :

Figure III.5 Schéma de ferrailage des poutrelles :

Remarque : pour rappel, les escaliers menant à la sous-pente sont considérées comme en bois, les poutrelles s'appuieront sur une bande noyer qu'on a créé, la poutre noyée étant une poutre moins rigide que les autres, on propose que les hourdis soient en **polystyrène** pour réduire considérablement la charge sur cette dernière bien que le coût sera plus élevé.

- **Ferrailage de la dalle de compression (CBA Art. B6.8.4.2.3) :**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance $f_e = 235$ MPa.

1) Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 60}{235} = 1,02 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

2) Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,02}{2} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

On adopte :

$$A_{\perp} = 5 \phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}.$$

$$A_{//} = 3 \phi 6/\text{ml} = 0,85 \text{ avec un espacement de } 33 \text{ cm}.$$

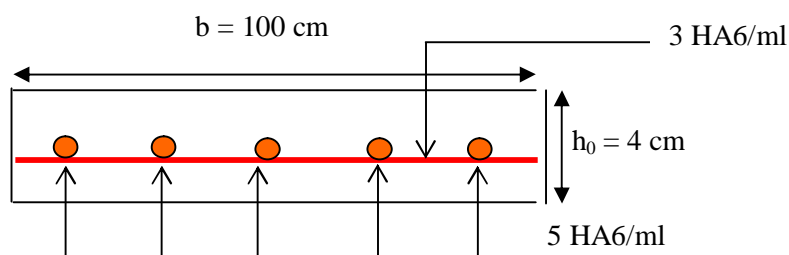


Figure III.6 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III.3. Les dalles pleines :

Introduction :

Les dalles sont des plaques minces en béton armé dont l'épaisseur est généralement faible par rapport aux autres dimensions, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis. Elles peuvent être assimilées à des consoles.

L'épaisseur des dalles dépend des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de Résistance.

Pour cette structure on a trois types de dalles pleines :

1. dalle sur deux appuis.
2. dalle sur trois appuis.
3. dalle sur quatre appuis.

l_x : La plus petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

l_y : La plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens : (l_x, l_y)

III.3.1. Dalle sur deux appuis :

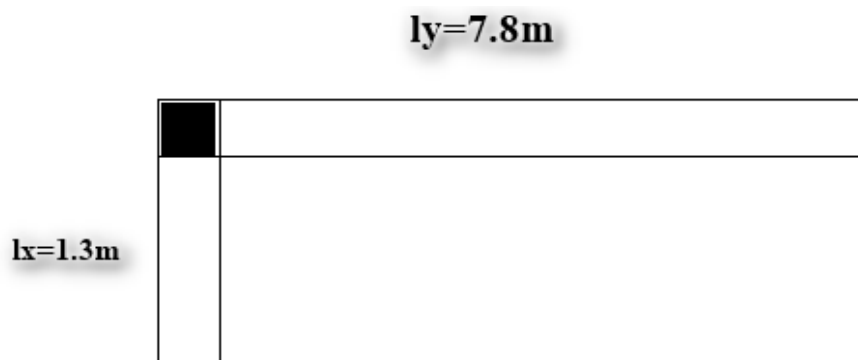


Figure III-7 dalle pleine sur deux appuis.

$$l_x = 1.30m$$

$$l_y = 7.80m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.16 < 0.4$$

$$G = 4.38KN / m^2$$

$$Q = 3.5KN / m^2$$

$Q_g = 1$ KN (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 4.38 + (1.5 \times 3.5)) = 11.163 \text{ MN / ml .}$$

$$M_u = \left[\frac{(11.163 \times 1.3^2)}{2} \right] + 1.35 \times 1.3 = -11.187 \text{ KN .m}$$

$$V_u = (11.163 \times 1.3) + 1.35 = 15.86 \text{ KN}$$

$$M_s = \left[\frac{(7.88 \times 1.3^2)}{2} \right] + 1.3 = -7.96 \text{ KN .m}$$

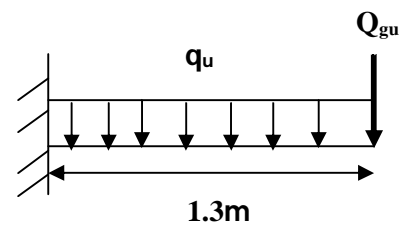


Figure. III.8 : schéma statique de la dalle du balcon.

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple. (La fissuration est préjudiciable).

$b=100\text{cm}$; $e_p=12\text{cm}$, $d=9\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{Mpa}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$,

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.187 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.097 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.127$$

$$Z = d \left[1 - 0.4\alpha \right] \Rightarrow Z = 0.085 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{11.187 \times 10^{-3}}{0.085 \times 348} = 3.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$e \geq 12 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min}$$

Donc on ferraille avec : $A_s = 3.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On choisit: $A_s = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \left(\frac{A_s}{3} \right) = \frac{3.95}{3} = 1.32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Car les charges appliquées comprennent des efforts concentrés. (I.I.I.E.E, cours de béton armé- suivant les règles du BAEL91 mod 99).}$$

On choisit : $3 \text{ HA } 8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.33 : résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculée}$ (cm^2 / ml)	A_{\min} (cm^2 / ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2 / ml)	A_r (cm^2 / ml)
11.187	0.097	0.127	0.085	3.78	0.96	5HA10 = 3.95	3HA8 = 1.51

Vérification de l'espacement :

Sens principal :

$$S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2 \times 12; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 24 \text{ cm}$$

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

Sens secondaire :

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 12; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 15.86 \times \frac{10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.176 \text{ Mpa} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

Vérification de la contrainte de compression de béton :

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.95) y - (15 \times 3.95 \times 9) = 0$$

$$50 y^2 + 59.25 y - 533.25 = 0$$

$$y = 2.727 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{100}{3} (2.727)^3 + (15 \times 3.95) \times (9 - 2.727)^2 \Rightarrow I = 3007.49 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7.96 \times 10^{-3} \times 0.02727}{3007.49 \times 10^{-8}} = 7.22 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Vérification des contraintes dans les aciers tendus :

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

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 7.96 \times 10^{-3}}{3007.49 \times 10^{-8}} \times (0.09 - 0.0272) = 249.04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1.6$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

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

$\sigma_{st} = 249.04 > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ condition non vérifiée.

On referraille à l'ELS :

$$\text{soit : } A_s = 7 \text{ HA}10 = 5.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$y = 3.116 \text{ cm}$$

$$I = 3864.76 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 181.78 \text{ MPa}$$

Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.30} = 0.092 > \frac{1}{20} = 0.05 \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.50}{9 \times 100} = 0.0061 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \text{non vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

$$\mathbf{f} = \mathbf{M}t \frac{\times 1^2}{4 \times \mathbf{E} \times \mathbf{I}} \Rightarrow \mathbf{f} = \mathbf{0.27 \text{ cm}} ; f_{adm} = \frac{1}{250} = \mathbf{0.52 \text{ cm}}$$

$$f < f_{adm} \text{vérifiée}$$

$$\mathbf{Ferrailage : } \begin{cases} A_{st}^x = 7 \text{ HA}10 = 5.50 \text{ cm}^2 / \text{ml} & S_t = 15 \text{ cm} \\ A_{st}^y = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} & S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

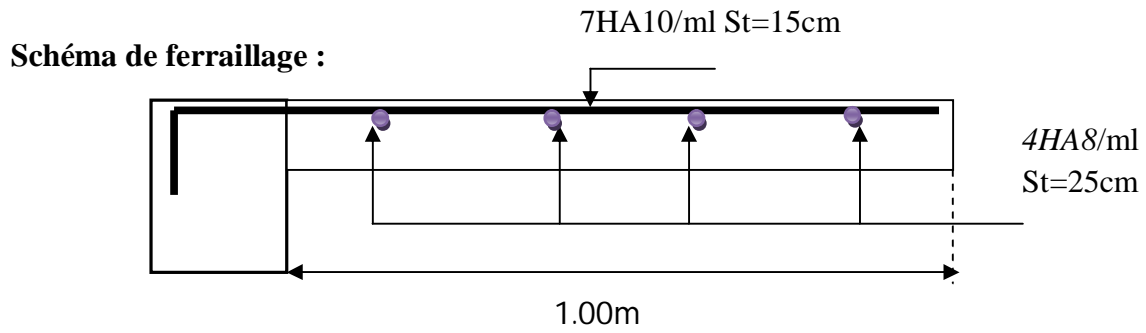


Figure .III.9. Schéma de ferrailage de 1^{er} type de dalle.

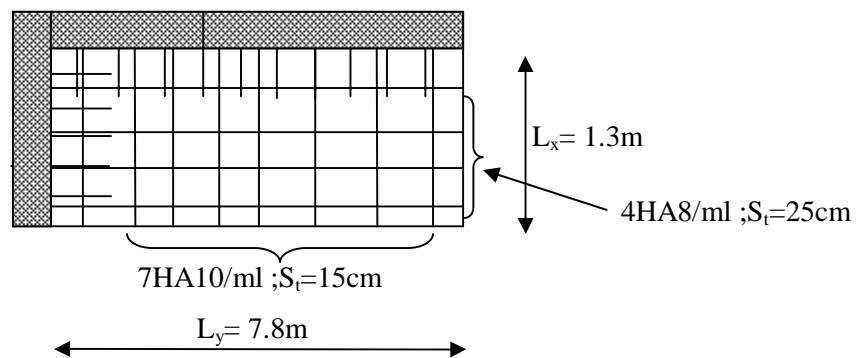


Figure. III.10: schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

III.3.2Dalle sur trois appuis :

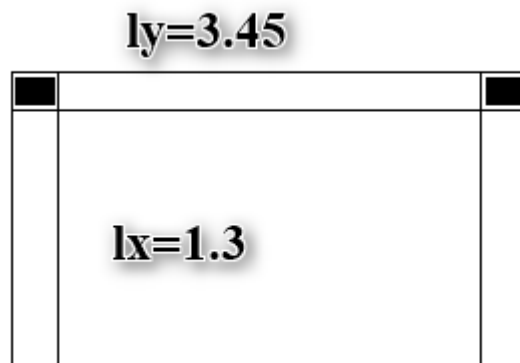


Figure II-11 dalle pleine sur trois appuis.

Evaluation des charges :

$$G = 4.38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

$$P_u = (1.35Q + 1.5Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 4.38 + 1.5 \times 3.5) = 11.163 \text{ KN / ml}$$

Calcul des sollicitations :

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$l_x = 1.3 \text{ m} ; l_y = 3.45 \text{ m}$$

$$l_x = 1.3 \text{ m} \leq \frac{l_y}{2} = 1.725 \text{ m}$$

$$1) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{p \times l_x^3}{6} \\ M_0^x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{11.163 \times 1.3^3}{6} = 4.087 \text{ KN.m} \\ M_0^x = \frac{11.163 \times 1.3^2 \times 3.45}{2} - \frac{2 \times 11.163 \times 1.3^3}{3} = 16.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 13.76 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 3.47 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 M_0^x = -0.3 \times 16.19 = -4.857 \text{ KN.m}$$

Le Ferrailage :

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

$$e = 12 \text{ cm}$$

En travée :

Sens x-x :

$$M_x^t = 13.76 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.119 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.159$$

$$Z = 8.42 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{13.76 \times 10^{-3}}{0.0842 \times 348} = 4.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s = 4.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On opte pour : 6HA 10 = 4.71 cm² / ml

Sens y-y :

$$M_y^t = 3.47 \text{ KN.m}$$

$$13.76 \rightarrow 4.71$$

$$3.47 \rightarrow A_t^y$$

$$A_t^y = \frac{3.47 \times 4.71}{13.76} = 1.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 1.08 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s$$

On opte pour 3HA 8 = 1.51 cm² / ml

Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 4.857 \text{ KN.m}$$

$$13.76 \rightarrow 4.71$$

$$4.857 \rightarrow A_a$$

$$A_a = \frac{4.857 \times 4.71}{13.76} = 1.66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} < A_s$$

On opte pour 4HA 8 = 2.01 cm² / ml

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Résultats de ferrailage de 2^{ème} type de dalle :

2 ^{ème} type de dalle	Sens	M KN .m	A _{calculée} (cm ² / ml)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² / ml)	S _t (cm)
En travée	x-x	13.76	4.69	0.96	6HA10=4.71	16
	y-y	3.47	1.18	1.08	3HA8=1.51	33
En appui	x-x	4.857	1.66	1.08	4HA8=2.01	20
	y-y					

Vérification :❖ **A l'ELU :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{11.163 \times 1.3}{2} \times \frac{3.45^4}{1.3^4 + 3.45^4} = 7.11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.079 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$condition vérifiée .

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ **A l'ELS :**

$$p_s = 7.88 \text{ KN / ml}$$

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{7.88 \times 1.3^3}{6} = 2.88 \text{ KN .m} \\ M_0^x = \frac{7.88 \times 1.3^2 \times 3.45}{2} - \frac{2 \times 7.88 \times 1.3^3}{3} = 11.43 \text{ KN .m} \end{cases}$$

Calcul des moments réel :**En travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 11.43 = 9.71 \text{ KN .m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_0^y = 0.85 \times 2.88 = 2.448 \text{ KN .m}$$

En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 M_0^x = -0.3 \times 11.43 = -3.429 \text{ KN .m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :**Selon x :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50 y^2 + 4.71 \times 15 y - 15 \times 4.71 \times 9 = 0$$

$$50 y^2 + 70.65 y - 635.85 = 0$$

$$y = 2.93 \text{ cm}$$

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

$$I = 3441.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.26 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du beton}$$

Selon y :

$$y = 1.8 \text{ cm}$$

$$I = 1368.58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.21 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du beton}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa} .$$

Selon x :

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 256.88 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} .$$

Donc on ferraille à nouveau à L'ELS :

$$\text{Soit : } 8HA10 = 6.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La contrainte dans le béton :

Selon x

Calcul de y :

$$y = 3.28cm ; I = 4258.32cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.47MPa \leq 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Dans l'acier

$$\sigma_s = 195.64MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Selon y:

$$\sigma_s = 193.18MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Etat limite de déformation :

Sens x-x :

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.3} = 0.092 \geq \left[\frac{9.71}{20 \times 11.43} \right] = 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.32}{100 \times 10} = 0.006 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} .$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

Sens y-y :

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{3.45} = 0.034 \geq \left[\frac{2.448}{20 \times 2.88} \right] = 0.042 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} .$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.51}{100 \times 9} = 0.001 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

Vérification de la flèche :

Sens x-x :

$$\Delta f \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{130}{250} = 0.52cm$$

$$G = 4.38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G' = 3. \text{KN} / \text{m}^2$$

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

$$Q + G = 7.88 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

Tel que :

$\Delta f = f_{gv}$ et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales.

i et v : Déformation instantanées et différées respectivement

f_{gi} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

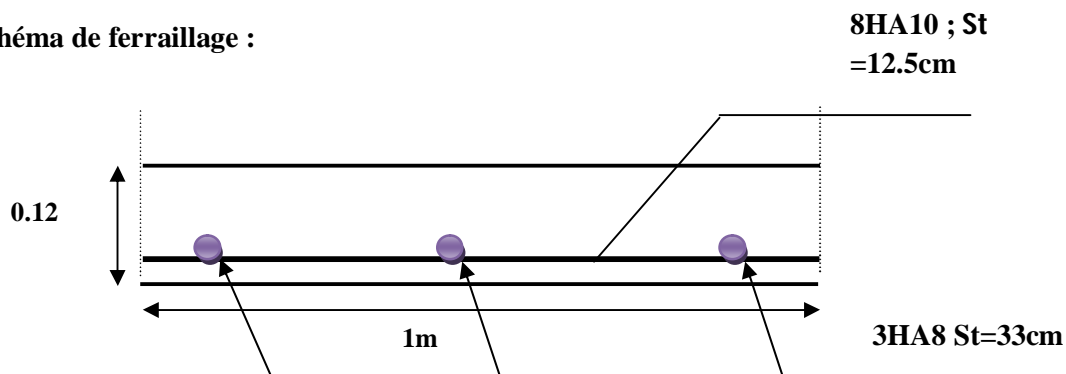
f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées ($g + q$).

$$\Delta f = (7.079 - 0.88 + 2.35 - 1.32) \cdot 10^{-2} = 0.0723 \text{ mm}$$

$\Delta f < f_{adm}$ vérifiée.

$$\text{ferrailage } e : \begin{cases} A_s^x = 8\text{HA}10 = 6.28\text{cm}^2 / \text{ml}, S_t = 12.5\text{cm} \\ A_s^y = 3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2 / \text{ml}, S_t = 33\text{cm} \\ A_a^x = A_a^y = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml}, S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

Schéma de ferrailage :



Le schéma de ferrailage de la vue en plan est montré dans la page suivante :

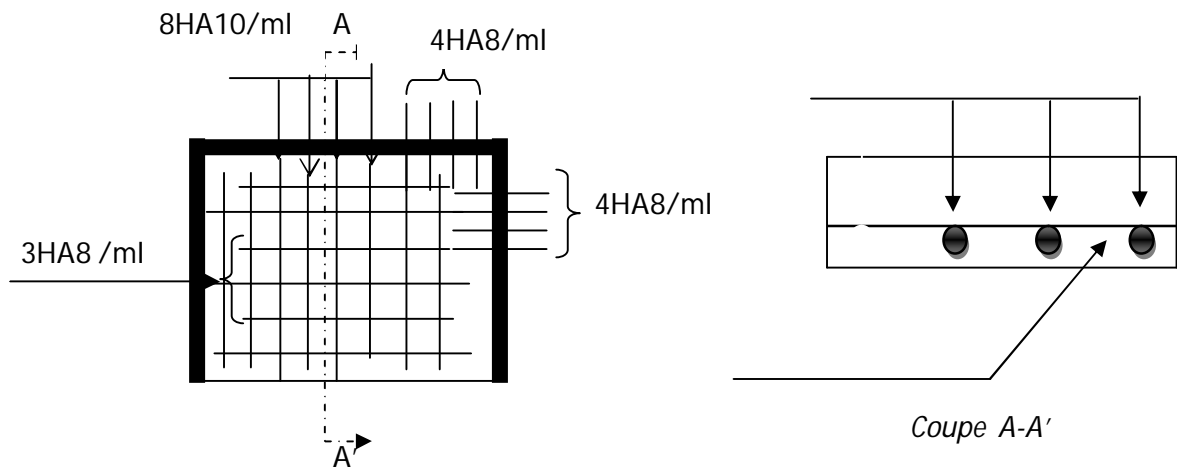


Figure .III.12 . Schéma de ferrailage du balcon type2.

III.3.3.Dalle avec ouverture pour ascenseur :

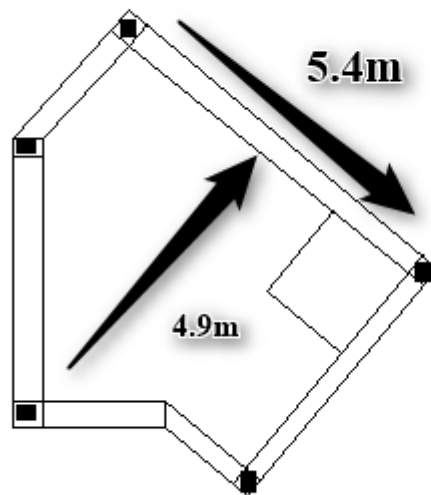


Figure III.13- dalle pleine avec ouverture pour ascenseur

❖ Evaluation des charges :

$$e = 14 \text{ cm}$$

$$G = 4.88 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.34 \text{ KN} / \text{m}$$

❖ **Calcul de sollicitations :****Calcul des moments :**

$$l_x = 4.9m$$

$$l_y = 5.4m$$

$$\rho = 0.91 > 0.4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens, le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.0447$$

$$M_x = 0.0447 \times (10.34 \times 4.9^2) = 11.097 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.8036$$

$$M_y = 0.8036 \times 11.097 = 8.917 \text{ KN.m}$$

.....Annexe II

Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_x^t = 0.75 M_0^x = 0.75 \times 11.097 = 8.32 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_0^y = 0.75 \times 8.917 = 6.68 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 11.097 = -5.55 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :**En travée :**➤ **Sens x-x**

$$M_x^t = 8.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.048 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.061$$

$$Z = 10.73 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{8.32 \times 10^{-3}}{0.1073 \times 348} = 2.22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$\rho = 0.91 > 0.4$$

$$e = 14 \text{ cm}$$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.91) \times 100 \times 14 = 1.17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A^{\min} = 1.17 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s$$

On ferraille avec : A_s

On opte pour $5HA8=2.51 \text{ cm}^2$

➤ **Sens y-y :**

$$M'_y = 6.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.038 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.048$$

$$z = 10.78 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{6.68 \times 10^{-3}}{0.1078 \times 348} = 1.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s$$

On opte pour $4HA8=2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Aux appuis :

➤ **Sens(x-x et y-y) :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 11.097 = -5.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.04 ; z = 10.82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{5.55 \times 10^{-3}}{0.1082 \times 348} = 1.47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.11 \times \frac{2.1}{400} = 1.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_s > A_{\min}$ donc en ferraille avec A_s

On opte pour $4HA8=2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Calcul de l'espacement :

En travée :

$$\text{sens } x - x : S_t = \left(\frac{100}{5}\right) = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée .}$$

$$\text{sens } y - y : S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée .}$$

$$\text{Aux appuis : } S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{vérifiée .}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.35. Résultats de ferrailage de 3^{ème} type de dalle :

3 ^{ème} type de dalle	Sen s	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm^2 / ml)	A_{min} (cm^2 / ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2 / ml)	S_t (cm)
En travée	x-x	8.32	0.048	0.061	0.107 3	2.22	1.17	5HA8=2.51	20
	y-y	6.68	0.038	0.048	0.107 8	1.78	1.12	4HA8=2.01	25
En appui	x-x y-y	5.55	0.032	0.04	0.108 2	1.47	1.32	4HA8=2.01	25

❖ Vérification :

A l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{10.34 \times 4.9}{2} \times \frac{5.4^4}{4.9^4 + 5.4^4} = 15.09 \text{ KN} :$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.137 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **A P'ELS :**

$$p_s = 7.38 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\mu_x = 0.0518 \quad M_x = 0.0518 \times (7.38 \times 4.9^2) = 9.17 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_y = 0.8646 \quad \Rightarrow \quad M_y = 0.8646 \times 9.17 = 7.93 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_x^t = 0.75 M_0^x = 0.75 \times 9.17 = 6.88 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_0^y = 0.75 \times 7.93 = 5.94 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 9.17 = -4.58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Sens x-x :

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50 y^2 + 37.65 y - 414.15 = 0$$

$$y = 2.52 \text{ cm}$$

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

$$I = 3240.86 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.34 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{.pas de risque de fissuration n du beton .}$$

Sens y-y :

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50 y^2 + 30.15 y - 331.65 = 0$$

$$y = 2.29 \text{ cm}$$

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

$$I = 2687.60 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.06 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

Etat limite de déformation :

Selon x-x :

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{4.9} = 0.028 \geq \left[\frac{6.88}{20 \times 9.17} \right] = 0.037 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} .$$

Donc la vérification de la flèche est recommandée.

$$\Delta f \leq f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$$

$$G = 4.88 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q + G = 7.38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

Tel que :

$\Delta f = f_{gv}$ et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales.

i et v : Déformation instantanées et différées respectivement.

f_{gi} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (g + q).

$$\Delta f = 13 - 1.70 + 11.3 - 5.87 = 16.73 \text{ mm}$$

$$\Delta f > f_{adm}$$

Sens y-y :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{5.4} = 0.025 \geq \left[\frac{5.94}{20 \times 7.93} \right] = 0.037 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} .$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

$$\Delta f \leq f_{adm} = 0.5 + \frac{540}{1000} = 1.04 \text{ cm}$$

$$G = 4.88 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q + G = 7.38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

Tel que :

$\Delta f = f_{gv}$ et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales.

i et v : Déformation instantanées et différées respectivement.

f_{gi} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées ($g + q$).

Après calcul on trouve que $\Delta f > f_{adm} \Rightarrow$ non vérifiée,

La flèche n'étant pas vérifiée selon x-x et y-y ; on augmente la section de l'acier, vu les longueurs considérables des trames, on opte alors pour :

$$\begin{cases} A_{sx} = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2 \\ A_{sy} = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau III.36. Evaluation de la flèche dans la dalle de type 3 :

l	Y (cm)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
x-x	3.82	7108.71	22866.66	3.12	9.8
y-y	3.82	7108.71	22866.66	7.2	10.4

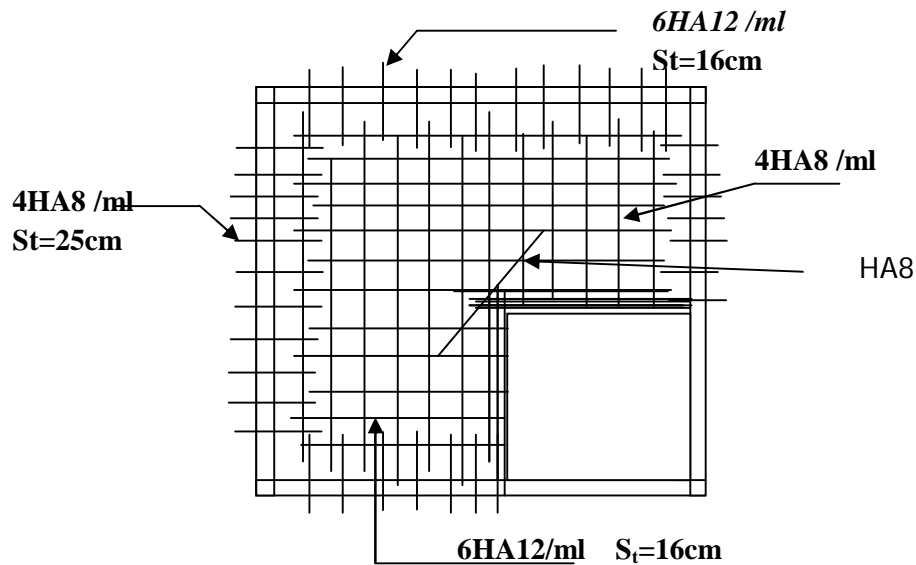


Figure. III.14. schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

Bien que la fissuration soit peu préjudiciable, (la dalle n'est pas exposé aux intempéries) l'ouverture présente sur cette dernière peut engendrer des fissures a long terme, l'ajout d'armatures diagonales a proximité limitera les risques de fissures comme le montre la figure ci-dessus.

III.4.Étude de l'acrotère :

❖ Hypothèse de calcul :

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

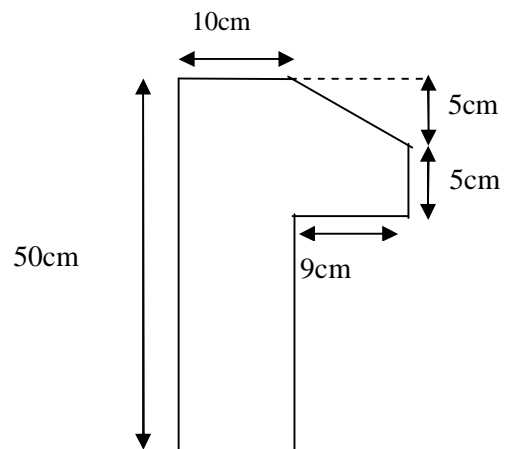


Figure III.15 : Dimension de l'acrotère 01

Pour la terrasse inaccessible :**Evaluation des charges et surcharges :**

Poids de l'acrotère : $G = 1.899 \text{ KN} / m$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN} / m$

Charge sismique :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots \text{RPA (Article 6.2.3)}$$

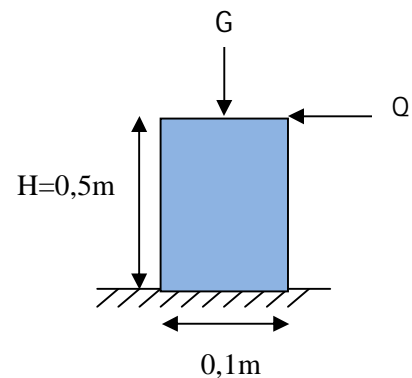


Figure. III.16.Sollicitation sur l'acrotère.

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99.

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99).

W_p : Poids de l'élément considéré

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa Donc:

$$W_p = 1.899 \text{ KN} / m$$

$$A = 0.15$$

$$c_p = 0.8$$

$$F_p = 0.91 \text{ KN}.$$

❖ **Calcul des sollicitations:**

Calcul du centre de pression :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

$$X_g = \frac{(50 \times 10) \times 5 + (9 \times 5) \times 14.5 + \left(5 \times \frac{9}{2}\right) \times 13}{500 + 45 + 22.5} = 6.07 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{(50 \times 10) \times 25 + (9 \times 5) \times 42.5 + \left(5 \times \frac{9}{2}\right) \times 46.66}{567.5} = 27.24 \text{ cm}$$

Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 1.899 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.5 \Rightarrow M_Q = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 0.91 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 0.91 \times 0.2724 \Rightarrow M_{F_p} = 0.25 \text{ KN.m}$$

NQ= 0. (Effort normal due à Q)

NF= 0. (Effort normal due à la force sismique)

Tableau III.37: sollicitation sur l'acrotère01

	Combinaison		
	ELA	ELU	ELS
Sollicitation	$G+Q+E$	$1.35G+1.5Q$	$G+Q$
$N(\text{KN})$	1.899	2.56	1.899
$M(\text{KN.m})$	$0.5+0.25=0.75$	0.75	0.5

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75}{2.56} = 0.30 \text{ m}$$

.....La section est partiellement comprimée.

$$e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \frac{H}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.083 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est effort de compression donc la section est entièrement comprimée.

Le Calcul se fera par assimilation à la flexion à la simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle $e = \frac{Mu}{Nu}$ par une excentricité totale du calcul.

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

e_a : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

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

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right)$$

L : portée de l'élément = 50 cm

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{50}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \dots\dots\dots(\text{article A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}, \quad M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

l_f : longueur de flambement.

$$l_f = 2 \times l_0 = 0.5 \times 2 = 1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.006 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.30 + 0.02 + 0.006 = 0.326 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul devient :

$$N_u = 2.56 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.56 \times 0.326 = 0.83 \text{ KN.m}$$

Ferraillage de l'acrotère:

❖ Calcul à l'ELU :

$$h = 10 \text{ cm.}$$

$$d = 8 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

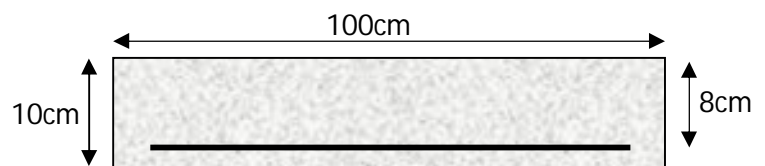


Fig. III.17. Section à ferrailer.

On calcul les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification à l'ELS.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.83 + 2.56 \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) = 0.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2}$$

$$\Rightarrow (\mu_{bu} = 0.010) < (\mu_l = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.0125$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.0796m$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{0.91 \times 10^{-3}}{0.0796 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.33 \times 10^{-4} - \frac{2.56 \times 10^{-3}}{348} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Vérification a l'ELU :

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s$ donc on ferraille avec A_{\min}

Soit: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 0.91 + 1 = 1.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 1.91 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.024 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.024 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} . .$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement :

- armatures principale : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

- armature de répartition : $S_t \leq \frac{50}{4} = 12.5 \text{ cm}$ on adopte $S_t = 12.5 \text{ cm}$

Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \dots\dots\dots (\text{RPA. Article. A.6.1.3}).$$

$\Sigma\mu_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\Sigma\mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma\mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma\mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 1.91 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.264 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{RPA Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s : est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification a l'ELS :

$$d = 0.08 \text{ m}; N_{ser} = 1.899 \text{ KN}; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.5 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

Vérification des contraintes :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 150 \times \eta \right] = 240 \text{ MPa} .$$

Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_A$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C a la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = M_{ser} / N_{ser} \Rightarrow e_A = (0.5 / 1.899) \Rightarrow e_A = 0.263 \text{ m}$$

$$e_A > h/6 = 0.016 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = h/2 - e_A = 0.05 - 0.263 = -0.213 = -21.3 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + C$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

Tel que :

$$P = -3 \times (c)^2 - (d' - c) \times \frac{6 \times n \times A'}{b} + \frac{6 \times n \times A \times (d - c)}{b}$$

$$P = -3 \times (-21.3)^2 - (8 + 21.3) \times \frac{6 \times 15 \times 2.01}{100} = -1414.07$$

$$q = -2 \times (c)^3 - (d' - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A'}{b_0} + \frac{6 \times n \times A \times (d - c)^2}{b_0}$$

$$q = -2 \times (-21.3)^3 - (8 + 21.3)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01}{100} = 17774.18$$

$$\rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (17774.18)^2 + \frac{4 \times (-1414.07)^3}{27} = -1.03 \times 10^{-4}$$

$\rightarrow \Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois solution :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right);$$

$$\cos \varphi = a\left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\left(\frac{-3}{p}\right)}; a = 2 \times \sqrt{\left(\frac{-p}{3}\right)}; \varphi = 112.12^\circ; a = 0.4342 \text{ m}$$

$$Y_1 = 34.50 \text{ cm}, Y_2 = -40.07 \text{ cm}, Y_3 = 23.41 \text{ cm},$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < y_{ser} = (Y_c + C) < h = 10 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 34.50 \text{ cm} \Rightarrow Y_1 + C = 13.2 \text{ cm}$$

$$Y_2 = -40.07 \text{ cm} \Rightarrow Y_2 + C = -61.37 \text{ cm}$$

$$Y_3 = 23.41 \text{ cm} \Rightarrow Y_3 + C = 2.11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

Donc on choisit $Y_c = 23.41 \text{ cm}$

$$Y_{ser} = 2.11 \text{ cm}$$

Calcul des contraintes :

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.0211^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.0211) = 4.5 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.5 \times 10^{-3} \times 0.0211}{4.5 \times 10^{-5}} = 0.24 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{(Fissuration nuisible)} \quad \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 150 \times \eta \right] = 240 \text{ Mpa}.$$

Tel que : $n=1.6$ (les aciers sont de haute adhérence).

$$\sigma_s = 15 \times \frac{1.899 \times 10^{-3}}{4.5 \times 10^{-5}} (0.08 - 0.0211) = 37.28 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa}.$$

Le schéma de ferrailage de l'acrotère de la terrasse inaccessible est présenté dans la page suivante:

Schéma de ferrailage de l'acrotère :

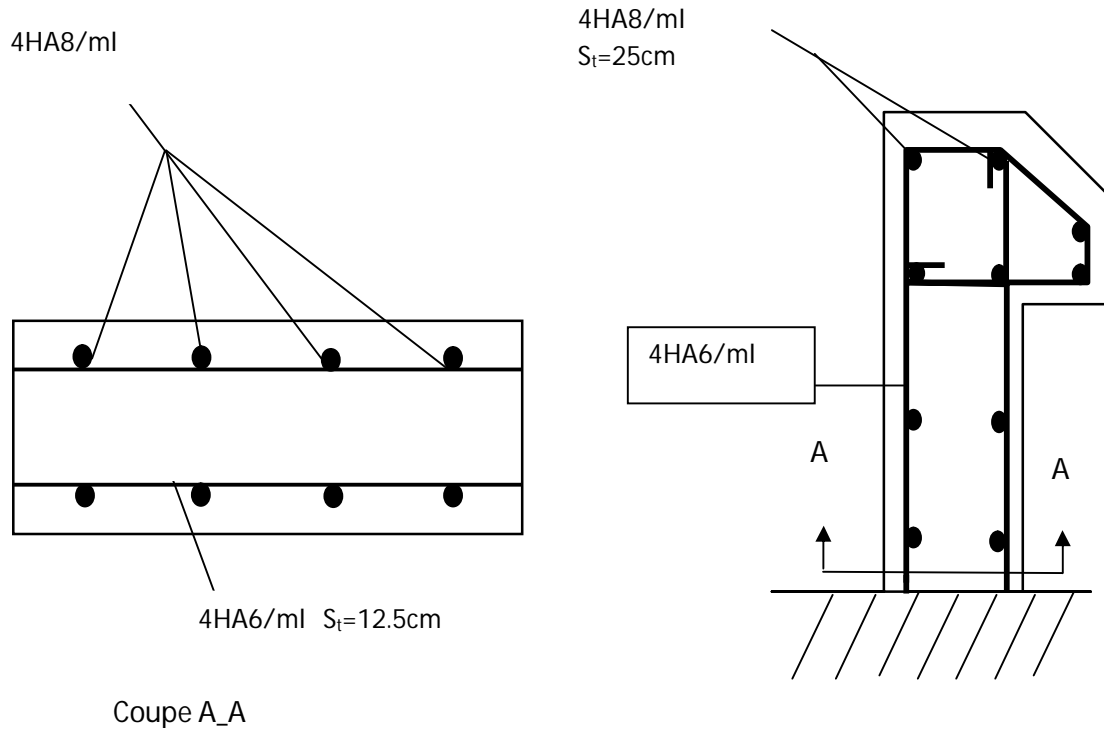


Figure III. 18: Schéma de ferrailage de l'acrotère 01

Pour la terrasse accessible :

Evaluation des charges et surcharges :

Poids de l'acrotère : $G = 5.298 \text{ KN} / m$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN} / m$

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa Donc:

$W_p = 5.298 \text{ KN} / m$

$A = 0.15$

$c_p = 0.8$

$F_p = 2.54 \text{ KN}$.

❖ Calcul des sollicitations:

Calcul du centre de pression :

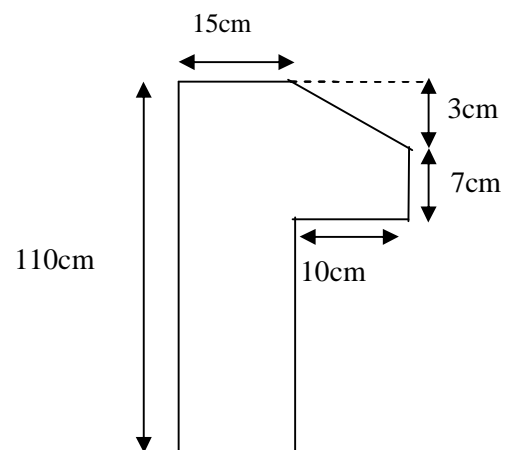


Figure.III.19 : Dimension de l'acrotère 02

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

$$X_G = 8.09 \text{ cm} ; Y_G = 57.41 \text{ cm.}$$

Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 5.298 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 1.10 \Rightarrow M_Q = 1.10 \text{ KN.m}$$

$$F_P = 2.54 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_P} = F_P \times Y_g \Rightarrow M_{F_P} = 2.54 \times 0.5741 \Rightarrow M_{F_P} = 1.458 \text{ KN.m}$$

NQ= 0. (Effort normal due à Q)

NF= 0. (Effort normal due à la force sismique)

Tableau III.38: sollicitation sur l'acrotère02

	Combinaison		
	ELA	ELU	ELS
Sollicitation	$G+Q+E$	$1.35G+1.5Q$	$G+Q$
$N(\text{KN})$	5.298	7.15	5.2978
$M(\text{KN.m})$	$1.1+1.458=2.56$	1.65	1.1

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.65}{7.15} = 0.23 \text{ m}$$

.....La section est partiellement comprimée.

$$e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \frac{H}{6} = \frac{1.1}{6} = 0.183 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right)$$

L : portée de l'élément = 110 cm

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{110}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \dots\dots\dots \text{(Article A.4.3.5)}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée sous la charge Considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}, M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

l_f : longueur de flambement .

$$l_f = 2 \times l_0 = 1.1 \times 2 = 2.2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.019 \text{ m}$$

$$D'où : e = 0.23 + 0.02 + 0.019 = 0.269 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul devient :

$$N_u = 7.15 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 7.15 \times 0.269 = 1.92 \text{ KN.m}$$

Ferraillage de l'acrotère:

❖ Calcul a l'ELU :

$$h = 15 \text{ cm.}$$

$$d = 13 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

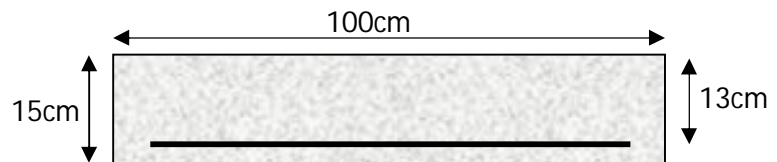


Fig. III.20. Section à ferrailer.

On calcul les armatures a l'ELU, puis on effectuera la vérification a l'ELS.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.92 + 7.15 \left(0.13 - \frac{0.15}{2} \right) = 2.31 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2}$$

$$\Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0096) < (\mu_l = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.0120$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.129m$$

$$A_1 = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{2.31 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.51 \times 10^{-4} - \frac{7.15 \times 10^{-3}}{348} = 0.30 \text{ cm}^2$$

Vérification a l'ELU :

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s$ donc on ferraille avec A_{\min}

Soit: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 2.54 + 1 = 3.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 3.54 \times 10^{-3} / (1 \times 0.13) = 0.027 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.027 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} ..$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement :

- armatures principale : $S_i \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ on adopte $S_i = 25 \text{ cm}$

- armature de répartition : $S_i \leq \frac{110}{4} = 27.5 \text{ cm}$ on adopte $S_i = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \dots\dots\dots (\text{RPA. Article. A.6.1.3}).$$

$\Sigma \mu_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 3.54 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.13 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.301 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s : est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,835 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Vérification a l'ELS :

$$d = 0.13 \text{ m}; N_{ser} = 5.298 \text{ KN}; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 1.1 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

Vérification des contraintes :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 150 \times \eta \right] = 240 \text{ MPa} .$$

Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_A$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C a la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = M_{ser}/N_{ser} \Rightarrow e_A = (1.1/5.298) \Rightarrow e_A = 0.207 \text{ m}$$

$e_A > h/6 = 0.025 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

$$\Rightarrow c = h/2 - e_A = 0.075 - 0.207 = -0.132 = -13.2 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + C$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

Tel que :

$$P = -3 \times (c)^2 - (d' - c) \times \frac{6 \times n \times A'}{b} + \frac{6 \times n \times A \times (d - c)}{b}$$

$$P = -3 \times (-13.2)^2 - (13 + 13.2) \times \frac{6 \times 15 \times 2.01}{100} = -570.12$$

$$q = -2 \times (c)^3 - (d' - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A'}{b_0} + \frac{6 \times n \times A \times (d - c)^2}{b_0}$$

$$q = -2 \times (-13.2)^3 - (13 + 13.2)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01}{100} = 3358.16$$

$$\rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (3358.16)^2 + \frac{4 \times (-570.12)^3}{27} = -1.61 \times 10^{-5}$$

$\rightarrow \Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right);$$

$$\cos \varphi = a \left(\frac{3q}{2p} \right) \times \sqrt{\left(\frac{-3}{p} \right)}; \quad a = 2 \times \sqrt{\left(\frac{-p}{3} \right)}; \quad \varphi = 99.96^\circ; \quad a = 0.27 \text{ m}$$

$$Y_1 = 22.56 \text{ cm}, \quad Y_2 = -24.12 \text{ cm}, \quad Y_3 = 16.12 \text{ cm},$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < y_{ser} = (Y_c + C) < h = 15 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 22.56 \text{ cm} \Rightarrow Y_1 + C = 9.36 \text{ cm}$$

$$Y_2 = -24.12 \text{ cm} \Rightarrow Y_2 + C = -37.32 \text{ cm}$$

$$Y_3 = 16.12 \text{ cm} \Rightarrow Y_3 + C = 2.92 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

Donc on choisit $Y_c = 0.2256 \text{ m}$

$$Y_{ser} = 0.0936 \text{ m}$$

Calcul des contraintes :

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.0936^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.13 - 0.0936) = 4.27 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.1 \times 10^{-3} \times 0.0936}{4.27 \times 10^{-3}} = 0.024 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{(Fissuration nuisible)} \quad \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 150 \times \eta \right] = 240 \text{ MPa}.$$

Tel que : $n=1.6$ (les aciers sont de haute adhérence).

$$\sigma_s = 15 \times \frac{5.298 \times 10^{-3}}{4.27 \times 10^{-3}} (0.13 - 0.0936) = 0.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

❖ Schéma de ferrailage de l'acrotère :

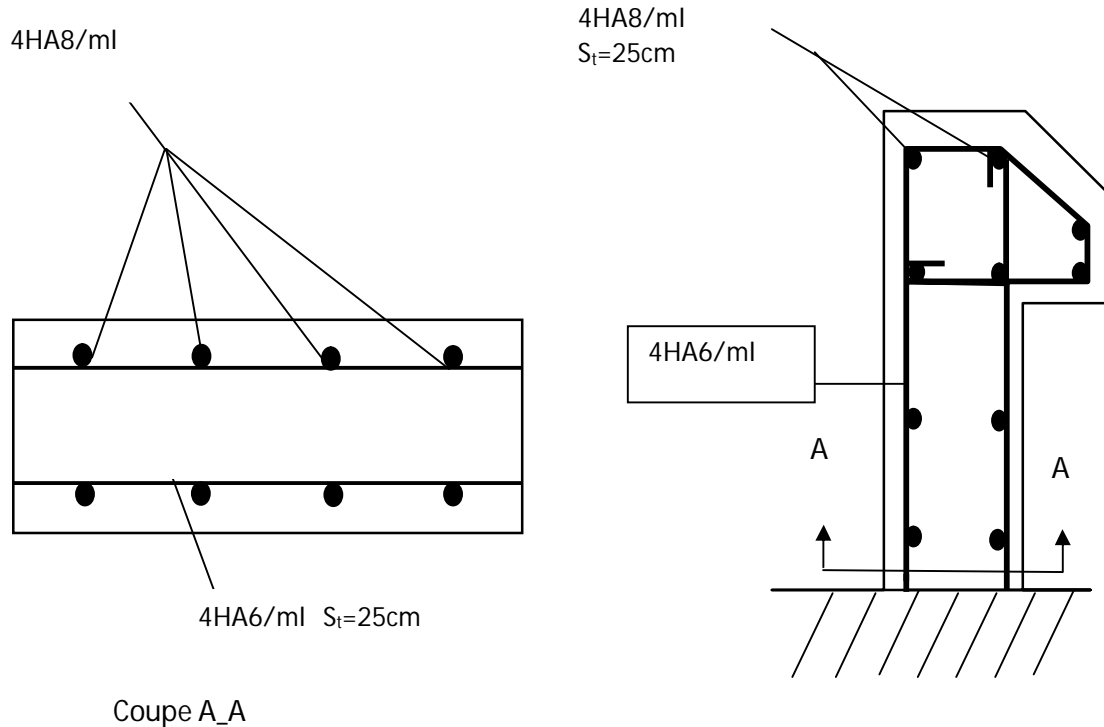
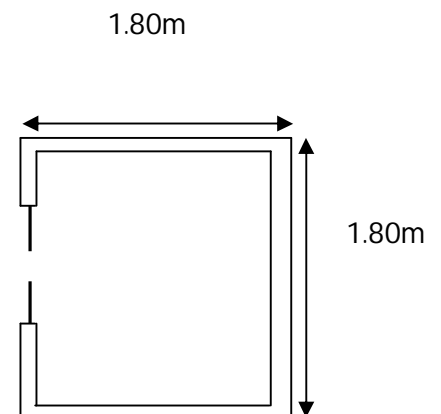


Figure 21: Schéma de ferrailage de l'acrotère 02

III.5. L'ascenseur :

III.5.1. Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle 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. L'ascenseur qu'on étudie est pour **06 personnes**.

Figure .III.22 . Schéma représentant
L'ascenseur.

Les caractéristiques sont les suivantes :

$$B_S = 1.8m ; T_S = 1.8m ; H_k = 2.20m ; P_M = 15KN ; F_C = 102KN ; D_m = 82KN ; V = 1m/s$$

Avec $B_S; T_S; H_k$ sont respectivement la largeur, longueur et

La hauteur de la cabine.

F_C : Charge due à la cuvette.

P_M : Charge due a la dalle des machines.

D_M : Charge due a l'ascenseur.

Le charge nominale est de 630Kg

$$P = p_M + D_M + 630 = 15 + 82 + 6.3 = 103.3KN$$

Étude de la dalle pleine du local machine :

La dalle repose sur quatre appuis, son épaisseur est définit par :

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe- feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de $h=14cm$

On doit calcule la surface d'impact $U \times V$

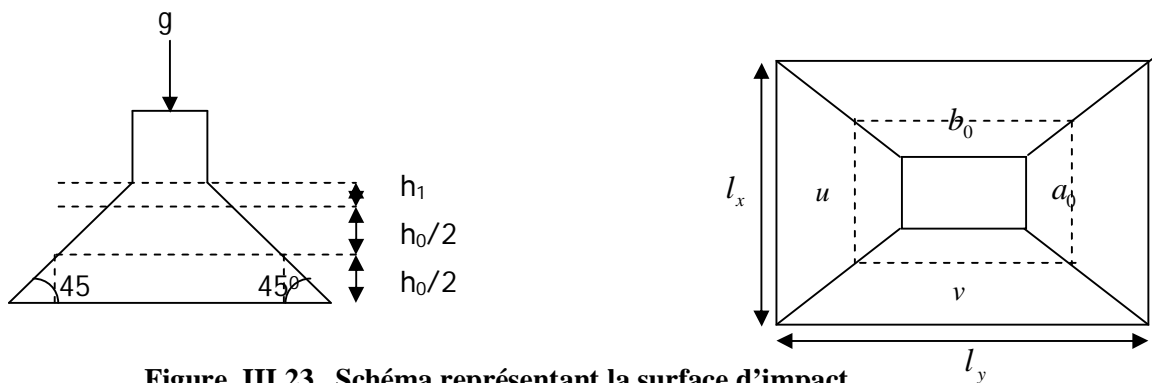


Figure .III.23. Schéma représentant la surface d'impact.

$$U = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$V = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

a_0 et U sont des dimensions // l_x

b_0 et V sont des dimensions // l_y

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{cm}^2$

h_1 : Epaisseur de revêtement = 5cm

ζ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\zeta = 1$)

$$\begin{cases} U = 104 \text{ cm} & , l_x = 180 \text{ cm} \\ V = 104 \text{ cm} & , l_y = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Evaluation des moments sous charge concentrée :**

a) M_{x1}, M_{y1} du système :

M_{x1}, M_{y1} : Sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le BAEL91 :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

ν : est le coefficient de poisson ($ELU=0$; $ELS=0.2$)..... (Annexe II)

M_1, M_2 : Données par les tables de PIGEAUD..... (Annexe I)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{180} = 1; \quad \frac{U}{l_x} = \frac{104}{180} = 0.57; \quad \frac{V}{l_y} = \frac{104}{180} = 0.57$$

D'où: $M_1=0.076$; $M_2=0.076$

On a $P=103.3 \text{KN}$

$$q_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 103.3 = 139.45 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 10.59 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = M_2 \times q_u \rightarrow M_{y1} = 10.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) M_{x2}, M_{y2} : **Du système :**

M_{x2}, M_{y2} : Sont dus aux poids propre de la charge d'exploitations d'entretien

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$\rho = 1 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}.$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G_2 = 25(0.14 + 0.05) = 4.75 \text{ KN} / m^2$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN} / m^2$$

$$q_u = 1.35 \times 4.75 + 1.5 \times 1 = 7.91 \text{ KN} / ml$$

$$M_{x2} = 0.0368 \times 7.91 \times (1.8)^2 = 0.94 \text{ KN} .m$$

$$M_{y2} = 1 \times 0.94 = 0.94 \text{ KN} .m$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.59 + 0.94 = 11.53 \text{ KN} .m \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.59 + 0.94 = 11.53 \text{ KN} .m \end{cases}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et épaisseur de $h=14\text{cm}$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 11.53 = 9.80 \text{ KN} .m$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.53 = 9.80 \text{ KN} .m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_x = -5.76 \text{ KN} .m$$

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.048$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.061$$

$$Z = d \left[1 - 0.4\alpha \right] \Rightarrow Z = 0.117 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = 2.4 \text{ cm}^2 / ml$$

Sens y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.048$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.061$$

$$Z = d \left[1 - 0.4\alpha \right] \Rightarrow Z = 0.117 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = 2.4 \text{ cm}^2 / ml$$

Aux appuis :

$$\mu_{bu} = 0.028$$

$$\alpha = 0.035$$

$$Z = 0.118 \text{ m}$$

$$A_a = 1.40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.39.ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie :

Sens	M_t (KN .m)	M_a (KN .m)	$A_{calculée}^t$ (cm^2 / ml)	$A_{adopté}^t$ (cm^2 / ml)	$A_{calculée}^a$ (cm^2 / ml)	$A_{adopté}^a$ (cm^2 / ml)
x-x	9.8	5.76	2.4	5HA8=2.51	1.4	5HA8=2.51
y-y	9.8	5.76	2.4	5HA8=2.51	1.4	5HA8=2.51

Vérification de la Condition de non fragilité :

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_X^{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \leq A_s = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 1 > 0.4, e = 14 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \quad \text{avec: } \rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.12 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

Vérification au poinçonnement :

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que :

$$q_u \leq 0,045 \times Uc \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

q_u : La charge de calcul à l'état ultime.

Uc : Périmètre du rectangle d'impact.

$$Uc = 2 (U + V) = 2. (104+104) = 416 \text{ cm}$$

$$q_u = 139.45 \leq 0,045 \times 4.16 \times 0.14 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 436.8 \text{ KN / m} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$V_u = V_v = \frac{q_u}{3 \times u} = \frac{139.45}{3 \times 1.04} = 44.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{44.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} / 1.5 = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Diamètre Maximum des barres :

$$\text{On a } \frac{140}{10} = 14 \text{ mm} \Rightarrow 8 \text{ mm} < 14 \text{ mm}$$

Espacement :

$$S_{tx} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{tx} = 33 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_{ty} = 45 \text{ cm}$$

On prend:

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

Calcul à l'ELS :

$$q_{ser} = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 9.42 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 9.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment du au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.75 + 1 = 5.75 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(AnnexeII)}.$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.82 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments :

$$M_x = 9.42 + 0.82 = 10.24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 9.42 + 0.82 = 10.24 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 8.704 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 8.704 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -5.12 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On prend ($M = M_{tx}$)

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.65 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3911.77 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 5.89 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée.

Vérification des contraintes dans l'acier:

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 150 \times \eta \right] = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 312.06 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \text{non vérifiée.}$$

On augmente la section d'acier ; on adopte ; $A_{tx} = A_{ty} = 3.93 \text{ cm}^2$ (5HA10).
Avec $A_a = 3.93 \text{ cm}^2$ (5HA10).

$$Y = 3.21 \text{ cm} ; I = 5657.26 \text{ cm}^4 ;$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 202.85 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \text{ vérifiée.}$$

Etat limite de déformation :

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Rightarrow 0.077 > 0.042 \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.003 < 0.005 \text{vérifiée}$$

Schéma de ferrailage de la dalle :

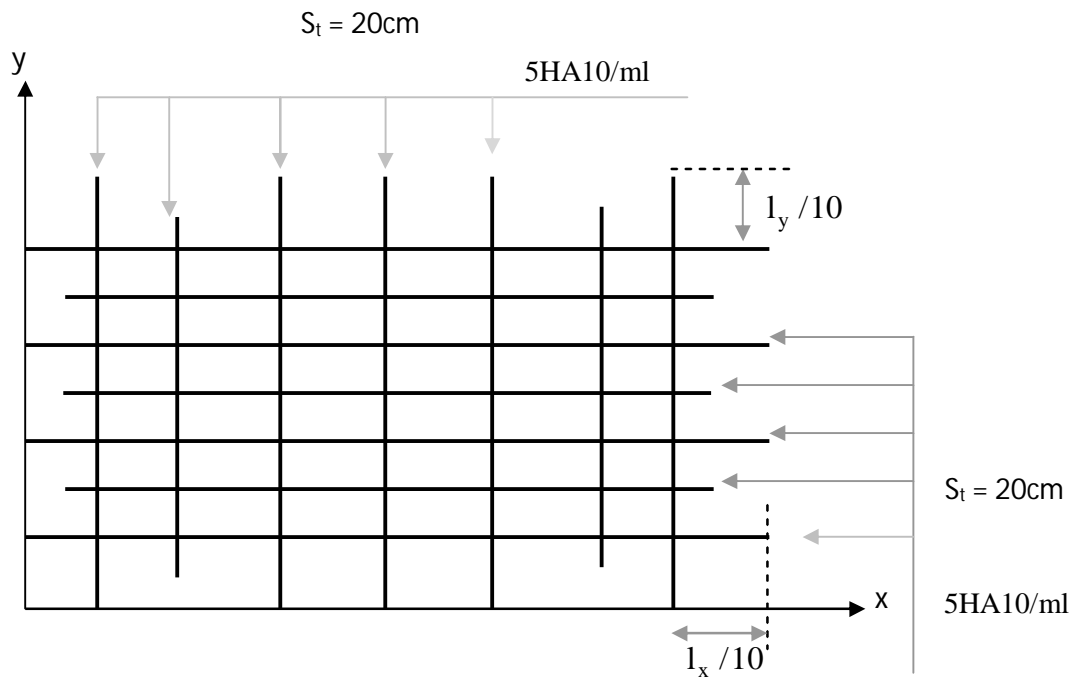


Figure III.24 Schéma de ferrailage de la dalle

III.6. Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur **15cm**.

Escalier pour tous les étages :

• Charges et surcharges :

Pour le Palier : $G = 5.21 \text{ KN} / \text{m}^2$

Pour la Volée : $G = 8.14 \text{ KN} / \text{m}^2$

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

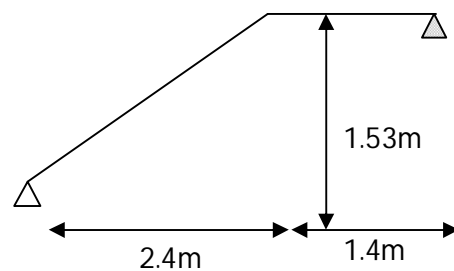


Fig III.25 Schéma statique

• Combinaison de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = q_1 = 1.35G + 1.5Q = 14.74 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.64 \text{ KN} / \text{m}$$

Pour le palier :

$$\text{ELU} : q_u = q_2 = 1.35G + 1.5Q = 10.78 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 7.71 \text{ KN / m}$$

- **Calcul des sollicitations :**

Réactions des appuis :

Calcul par la méthode de la RDM :

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = 2.4 \times 14.74 + 1.4 \times 10.78 \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 50.46 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M /_B = 0 &\Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.4)^2}{2} 10.78 + 2.4 \left(\frac{(2.4)}{2} + 1.4 \right) 14.74 \right] / 3.8 \\ &\Rightarrow R_A = 26.98 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M /_A = 0 &\Rightarrow R_B = \left[\frac{(2.4)^2}{2} 14.74 + 1.4 \left(\frac{(1.4)}{2} + 2.4 \right) 10.78 \right] / 3.8 \\ &\Rightarrow R_B = 23.48 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{Ou } R_B = 50.46 - 26.98 = 23.48 \text{ KN.}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections :

Tronçon I :

$$0 \leq x \leq 2.4$$

$$\begin{cases} T(x) = 26.98 - 14.74x & ; T_{\max} = 26.98 \text{ car } T_0 = 26.98 \text{ et } T_{2.4} = -8.396 \quad (\text{kn}) \\ M(x) = 26.98x - 14.74 \frac{x^2}{2} & ; M_0 = 0 ; M_{2.4} = 22.30 ; M_{\max} = 24.69 \quad (\text{kn.m}) \end{cases}$$

Car $x = 1.83 \text{ m}$

Tronçon II :

$$2.4 \leq x \leq 3.8$$

$$T_{2.4} = -8.40 ; T_{3.8} = -23.48 \quad (\text{kn})$$

$$\begin{cases} T(x) = 17.47 - 10.78x \\ M(x) = 17.47x - 10.78 \frac{(x)^2}{2} + 11.4 \end{cases} \quad M_{2.4} = 22.28 ; M_{3.8} = 0 ; (\text{kn.m})$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow T_{(x)} = 0$$

$$\text{donc: } x = 1.62\text{m}$$

$$M_{\max} = 25.55\text{KN.M}$$

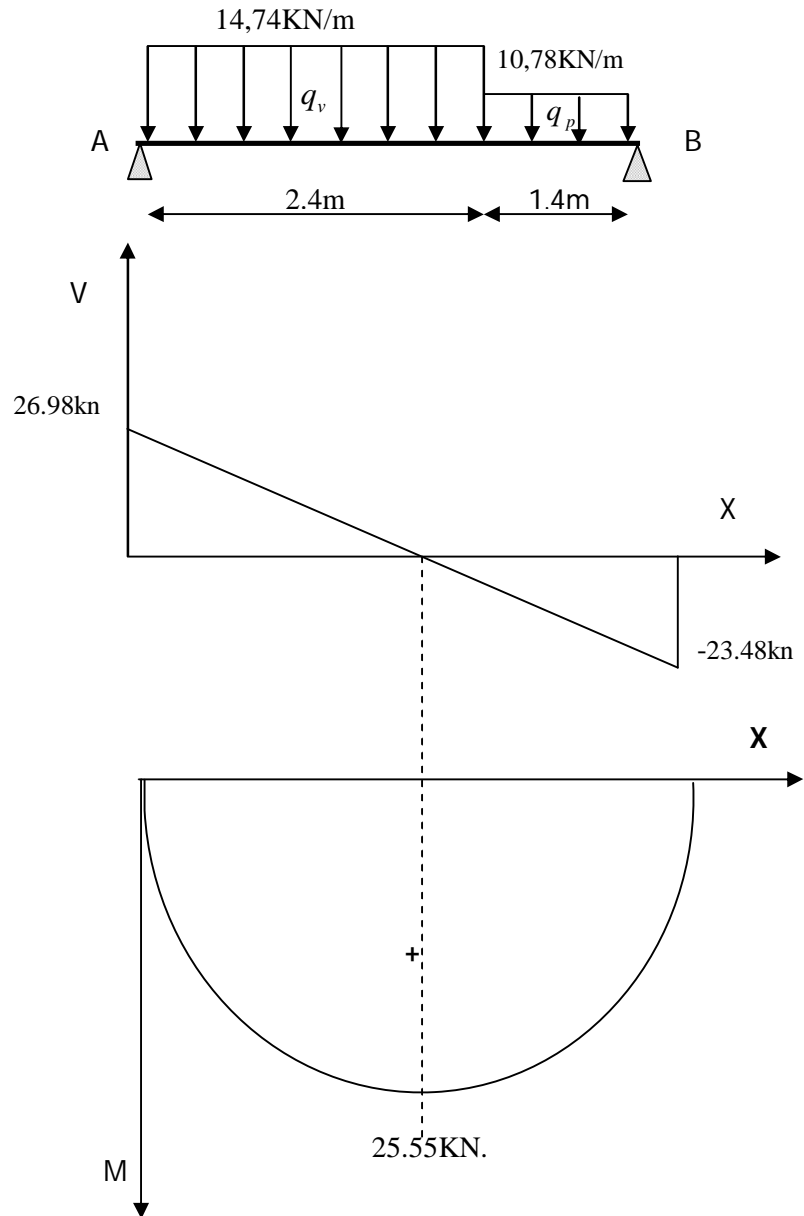


Figure III.26 : Diagramme de l'effort tranchant et moment

On a :

$$M^{\max} = 25.55 \text{KN.m}$$

$$V^{\max} = 26.98 \text{KN}$$

Calcul des moments réel :

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 25.55 = 19.16 \text{KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -0.3 \times 25.55 = -7.66 \text{KN.m}$$

✓ **Ferraillage :**

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.16 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.13^2} = 0.079 < 0.186$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.103$$

$$Z = d[1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.124 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{19.16 \times 10^{-3}}{348 \times 0.124} = 4.4 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 4.4 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1 / 400 = 1.57 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$... Condition vérifiée.

$$\text{Soit } A_t = 5 \text{HA12} = 5.65 \text{cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} d^2 b} = \frac{7.66 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.13^2} = 0.032 < 0.186$$

$$A = \frac{M_a}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.032)}) = 0.04$$

$$Z = 0.13 \times (1 - 0.4 \times 0.04) = 0.128 \text{m}$$

$$A = \frac{7.66 \times 10^{-3}}{348 \times 0.128} = 1.72 \times 10^{-4} m^2 / ml$$

$$A = 1.72 cm^2$$

On opte pour : $4HA10 = 3.14 cm^2 / ml$

• **Vérifications :**

➤ **À l'ELU :**

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

$$\bar{\tau} = 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 Pa$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.207 MPa < \bar{\tau}. \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 cm^2 / ml$ on choisie : $3HA8/ml = 1.51 cm^2/ml$. $St=33cm$

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 cm^2 / ml$ on choisie : $3HA8 = 1.51 cm^2/ml$

✓ **Espacement des barres :**

Travée : $S_t \leq \min(3 \times e; 33)cm$

Or : $St = 20cm$

Appuis : $S_t \leq \min(3 \times e; 33)cm$

Or : $St = 25cm$

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4 \times e; 45)cm$

Soit $St = 33cm$

➤ **Calcul à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

En travée :

$$R_a = 19.46 KN \text{ et } R_b = 16.87 KN ; M_{ser}^{max} = 18.45 KN.m \text{ avec } : X = 1.62m$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.t}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{Ser.t} = 0.75 \times 18.45 = 13.84 \text{ KN.m}$$

$$50y^2 + 5.65 \times 15 \times y - 15 \times 5.65 \times 13 = 0$$

$$y = 3.92 \text{ cm}; \quad I = 8995.21 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.03 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.a}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{Ser.a} = -5.535 \text{ KN.m}$$

$$50y^2 + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 3.14 \times 13 = 0$$

$$y = 3.06 \text{ cm}; \quad I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.02 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation:**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \quad (1)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad (2)$$

BAEL 91(A. 6.5.2)

les deux conditions sont vérifiées, Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

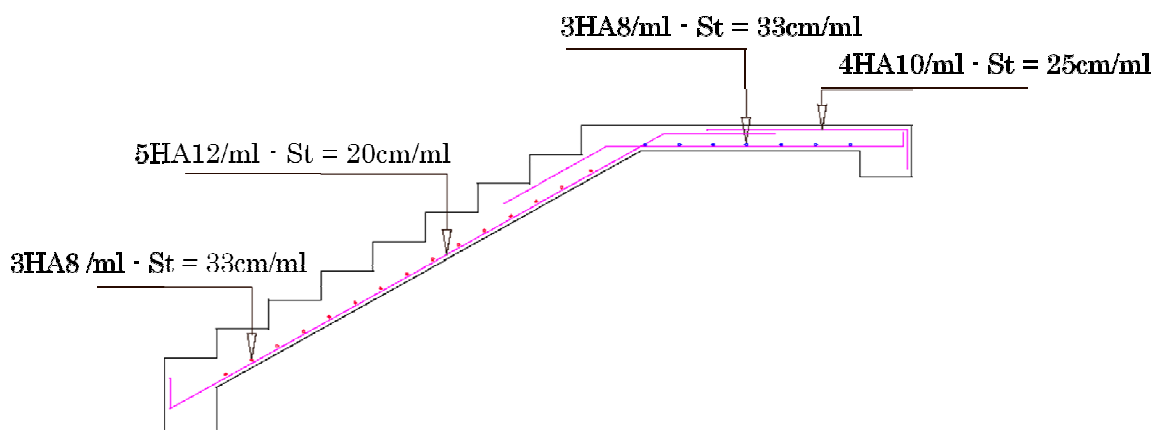


Figure III.27 : schéma de ferrailage de l'escalier

III-7. Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

Les charges sur la poutre :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

G_m : poids du mur D.C sur la poutre

$$G_m = 2.76 \times (1.53 - 0.45) = 2.98 \text{ KN/ml}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B (**figure III.26**)

$$\text{ELU} : R_B = 23.48 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 16.87 \text{ KN}$$

Les sollicitations

$$P_u = 1.35 (g_0 + G_m) + R_B$$

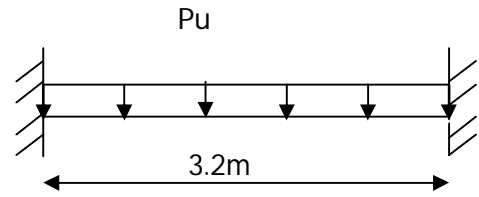
$$P_u = 30.54 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 39.10 \text{ KN/m}$$

$$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 13.03 \text{ KN/m}$$

$$M^a = \frac{P_u \times L^2}{12} = -26.06 \text{ KN/m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 48.86 \text{ KN}$$



c) Calcul d'armature à la flexion simple :

Tableaux III-40 : Calcul d'armatures à la flexion simple.

Eléments	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (Cm ²)
travée	13.03	0.0419	0.0536	0.264	1.42
appui	26.06	0.0839	0.1097	0.258	2.90

Exigence du RPA : $A_{min} = 0.5\% b \times h = 4.5\text{cm}^2$

Les sections calculées sont inférieures à la section minimale, on ferraille donc avec A_{min} .

Soit $A_t = A_a = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78\text{cm}^2$.

Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier

C'est le moment d'appui de l'escalier.

$M_{torsion} = 7.66 \text{ KN.m}$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL (Art A.5.4.2 .2.)**

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_t : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.76 \text{ cm}^2$$

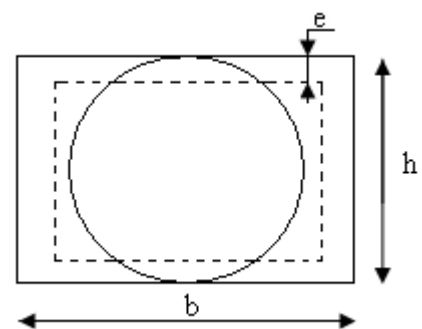


Figure III.28 : Section creuse équivalente

e) Choix des armatures

- **En travée**

$$A' = 4.5 + \frac{1.76}{2} = 5.38 \text{cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{cm}^2$$

- **En appui**

$$A' = 4.5 + \frac{1.76}{2} = 5.38 \text{cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

[Art A.5.421 ;BAEL91].

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_{\text{fle}}^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

On a $V_{\text{max}} = 48.86 \text{KN}$

$$\tau_{\text{fle}} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{48.86 \times 10^{-3}}{0.27 \times 0.3} = 0.603 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M_{T_u}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{7.66 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 1.22 \text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.8 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28} / 1.5; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Calcul des espacements :

$$(1) : S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3 \text{cm}$$

$$(2) : S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{6.79 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} \Rightarrow S_t \leq 226 \text{cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{cm}$ en travée et 10cm en appui.

Calcul des armatures transversales :

- **Flexion simple :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{cm}^2$$

– Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{7.66 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

D’ou $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2$ soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

● Vérification de l’état limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}}$

Tableau III.41 résultats de calcul des contraintes dans le béton

/	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I 10 ⁻⁸ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
En travée	9.43	0.1056	39303.20232	2.54	15
En appui	18.86	0.1056	39303.20232	5.07	15

● Vérification de l’état limite de déformation du béton

2-) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.0937 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.05$ vérifiée

3-) $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.27} = 0.008 \leq 0.0105$ vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées, donc qu’il n’y a pas lieu de calculer la flèche.

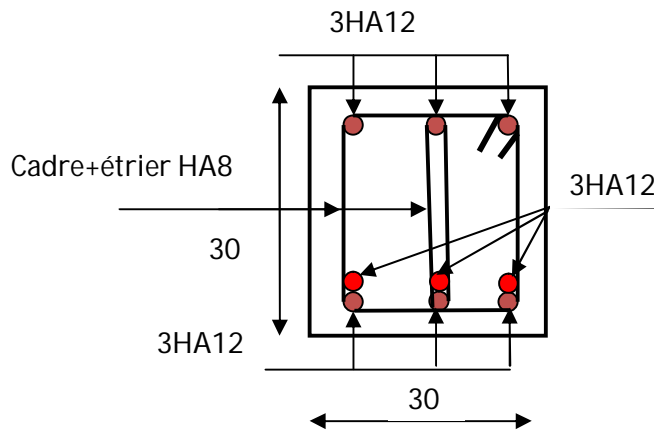


Figure III.29 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.8. Calcul des poutres de chaînages :**III.3.1. Définition :**

- **Le chaînage horizontal :**

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rentrent solidaires à la structure elles servent de porte a faux, elles jouent aussi un rôle contre l'infiltration des eaux.

III.3.3.Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.76 \times (3.06 - 0.35) = 7.48 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.625 + 7.48) = 13.64 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 7.48 + 2.625 = 10.105 \text{ KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 39.28 \text{ KN m}$$

Calcul à l'ELU:

$$M_t = 0.75 M_u = 29.46 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -19.64 \text{ KN.m}$$

III .3. 4. Le ferrailage :**a) Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.42. : Armatures longitudinales poutres de chainages

/	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A_s calculé (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
En travée	29.46	0.0675	0.087	0.308	2.74	1.16	3HA12=3.39
En appui	19.64	0.045	0.057	0.312	1.81	1.16	3HA10=2.36

III.3.5. Vérifications :

À l'ELU :

• Effort tranchant :

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 32.736 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.341 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa})$$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{mm} \quad (\text{Art III.3.b}) [1]$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus un étrier $\phi 8 \Rightarrow A_t = 4 \phi 8 = 2.01 \text{cm}^2$

c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) = 28.8 \text{cm} \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) [4]$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 57.43 \text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm}$.

On adopte $S_t = 15 \text{cm}$C'est vérifié

À l'ELS :

• Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_0 = 29.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 21.83 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -14.55 \text{ KN.m}$$

Tableau III.43. : Vérification de la contrainte dans le béton.

/	Mser (KN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	21.83	8.857	0.0003411831	5.656	15
appui	14.55	7.59	0.000254655	4.336	15

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{480} = 0,0729 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ la condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,0729 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc on calcul la flèche.

Tableau III.44. : Évaluation de la flèche de la poutre de chaînage

M (KN.m)	A Cm ²	f _{gv} cm	f _{gi} cm	Δf cm	f _{adm} cm
21.83	3.39	0.61	0.33	0.28	0.96

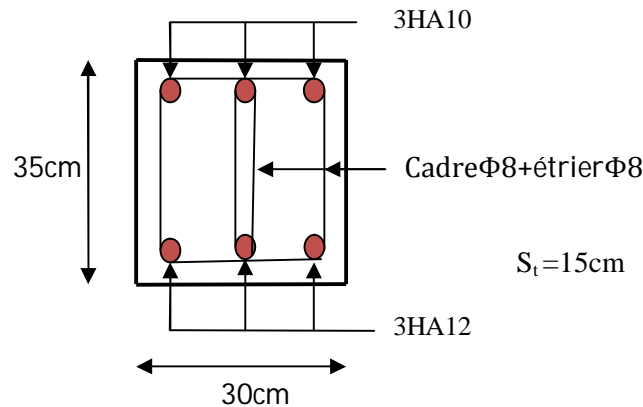


Figure.III.30.schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis la détermination des sections d'aciers pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux.

L'étude des poutrelles s'est faite suivant les règlements en vigueurs, ces dernières ont été ferrillées de façon sécuritaire et économique.

Notre projet comprend trois types de dalle pleines, elles ont été étudiées et ferrillées suivant les sollicitations les plus défavorables.

l'acrotère travaille lui en flexion composé, son ferrillage a été déterminé suivant les règles ,ensuite nous avons étudié l'ascenseur et ferrillé la dalle du local machine.

L'escalier principale de notre structure qui est composée de deux volées a été étudié et ferrillé.

La poutre palière a été étudiée sous les sollicitations de flexion et de torsion, enfin la poutre de chaînage a été étudiée en flexion simple.

Introduction :

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels (ruine de constructions) et occasionné la perte de nombreuse vies humaines, à moins que celles-ci (constructions) ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques. On comprend par "manière adéquate" la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. Elle a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

La prise en compte du risque sismique dans les constructions :

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour la quelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Le respect de la réglementation Parasismique.
- La conception architecturale parasismique.
- La mise en œuvre adéquate.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée et à sa masse .La limitation de l'accélération peut se faire par une démarche réfléchie en commençant par éviter le risque de résonance avec le sol et d'une manière générale en appliquant les trois principes de base de conception suivante :

- maximiser la capacité des constructions à stocker l'énergie.
- favoriser la capacité des constructions à dissiper de l'énergie.
- favoriser la résistance mécanique.

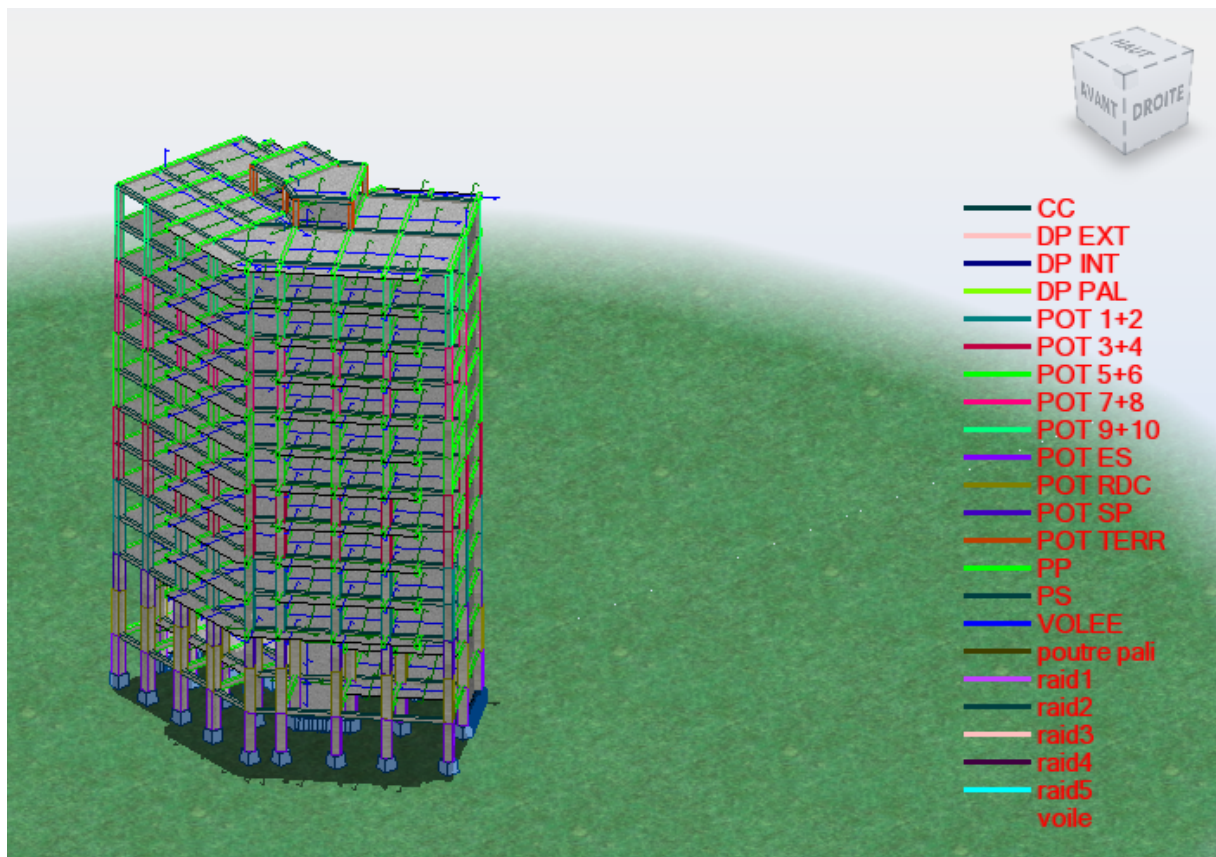
Dans le cadre de notre travail nous avons tenté d'analyser et d'étudier un R+10+sous-pente+entresol contreventé par un système mixte voile-portique en utilisant Autodesk Robot Structural Analysis Professionnal .

IV.1 Présentation du logiciel de calcul :

IV.1.1 Modélisation de la structure par le logiciel robot :

Robot est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.



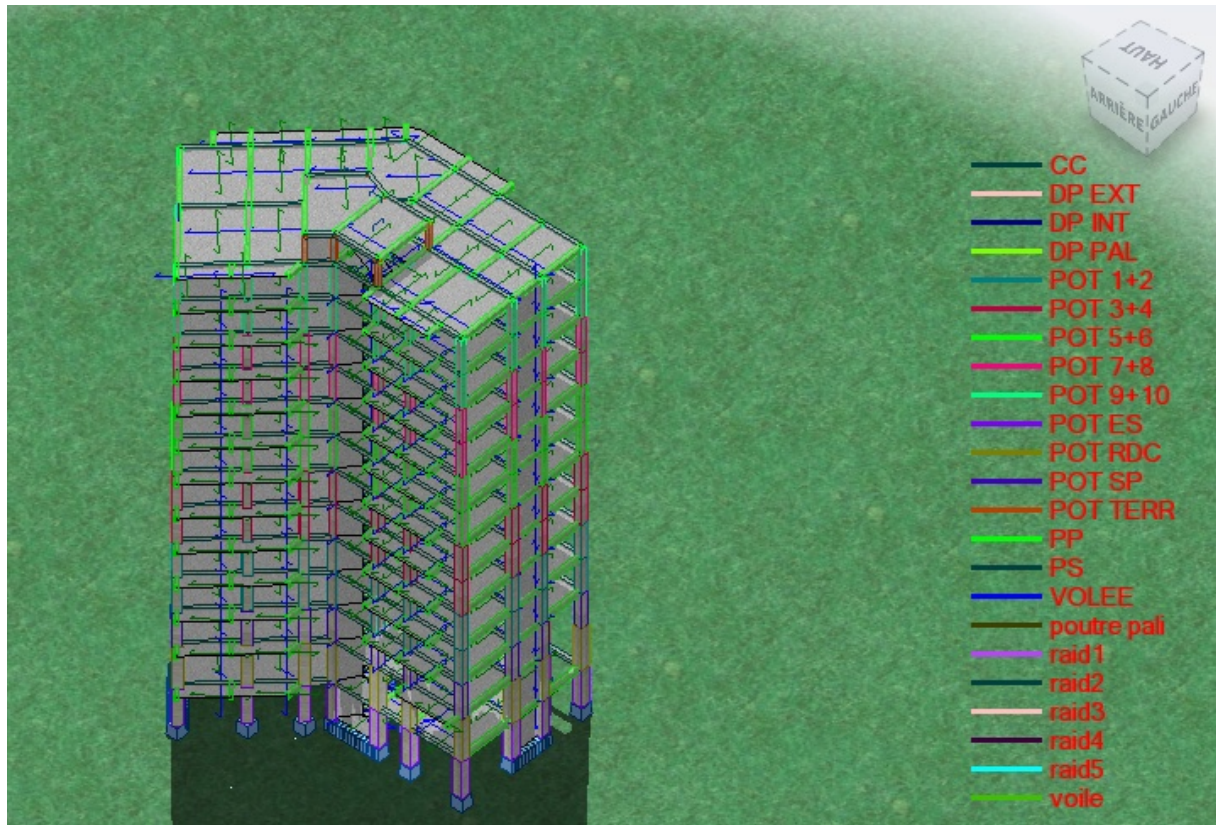


Figure IV.1 : modélisation 3D de la structure

Principes fondamentaux de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente.
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Méthode statique équivalente :

L'analyse statique équivalente du contreventement des bâtiments peut être effectuée, soit en modèle discontinu, soit en modèle continu.

Le premier est plus conforme à la réalité mais nécessite l'emploi d'un ordinateur ; le deuxième est moins conforme à la réalité mais permet la résolution approximative du problème avec des moyens de calcul plus modestes.

Le calcul par analyse statique équivalente est utilisé pour les structures de bâtiments considérés comme réguliers.

Les codes parasismiques modernes autorisent de conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prenant en compte que le mode fondamental de vibration dans deux directions perpendiculaires successives.

L'analyse statique équivalente permet d'avoir des résultats conservatifs (pour les efforts, les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le mode fondamental.

On appelle mode fondamental de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

a) Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Calcul de la force sismique totale : (Article 4.2.3) RPA 99V2003 :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale, selon la formule

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone pris suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone II}_a \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \dots\dots\dots \text{RPA (formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Donnée par

On a un sol meuble (site S3) \Rightarrow

$$\begin{cases} T_2 = 0.5s \\ T_1 = 0.15s \end{cases} \quad \text{tableau 4.7 RPA99 / 2003}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ : est le pourcentage (%) d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (**tableau 4.2).**RPA99/V2003.

On a un contreventement mixte :

$$\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816 \geq 0.7$$

T : Période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$\begin{cases} T_c = C_T h_i^{3/4} \\ T = 0.09H / \sqrt{L} \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Article 4.2.4}) \text{RPA99/2003}$$

Avec : h_i est la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_i = 39.9m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par (Tableau 4.6) RPA 99V2003.

$$C_T = 0.05$$

L : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$L_x = 25.89m$$

$$L_y = 19.02m$$

$$\begin{cases} T_c = 0.05 \times (39.9)^{3/4} = 0.79s \\ T_x = 0.09 \times 39.9 / \sqrt{25.89} = 0.705s \\ T_y = 0.09 \times 39.9 / \sqrt{19.02} = 0.82 \end{cases}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x; T_c) = 0.705s > T_2 = 0.5s \\ T_y = \min(T_y; T_c) = 0.79s > 0.5s \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta(T_2 / T)^{2/3} \quad \text{car } T_2 \leq T \leq 3s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \times (0.5/0.705)^{2/3} = 1.63 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times (0.5/0.79)^{2/3} = 1.503 \end{cases}$$

La période vibration fondamentale statique majorée de (30%) est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.705 = 0.92s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.617 = 1.027s \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement (Tableau 4.3) RPA99/V2003.

On a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$

Q : Facteur de la qualité de la structure il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : **RPA99/2003** (formule 4-4).

$$Q = 1 + \sum_q^6 P_q \quad \text{avec :}$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau IV.1 :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q :

Critère q	observé	P_q/xx	observé	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 de matériaux	Oui	0	Oui	0
6-contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :

$$Q_x=1.2, Q_y=1.2.$$

W : Poids total de la structure :

$$W = 1 + \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : Poids du aux Surcharge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation il et donnée par le Tableau (4-5 du RPA).

La valeur du poids total donnée sous le logiciel robot est de :

$$W = 41292.9KN$$

On a: La force sismique a la base de la structure est:

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.63 \times 1.2}{5} \times 41292.9 \Rightarrow V_x = 2423.067 KN$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.503 \times 1.2}{5} \times 41292.9 \Rightarrow V_x = 2234.27 KN$$

Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Ce spectre de réponse étant intégré dans le logiciel robot structural analysis avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- La zone IIa.
- Groupe d'usage 2.
- Facteur de la qualité de la structure ($Q_x=Q_y=1.2$)
- Coefficient de comportement global de la structure $R=5$.
- Site meuble : S3.

Le pourcentage (%) d'amortissement critique $\zeta = 8.5$

Dispositions des voiles de contreventement :

L'aspect architectural de notre structure dans le sens principal (x-x) présente une insuffisance d'emplacements disponible pour la disposition des voiles, ce qui nous a compliqué le choix de la disposition. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. la disposition retenue est la suivante :

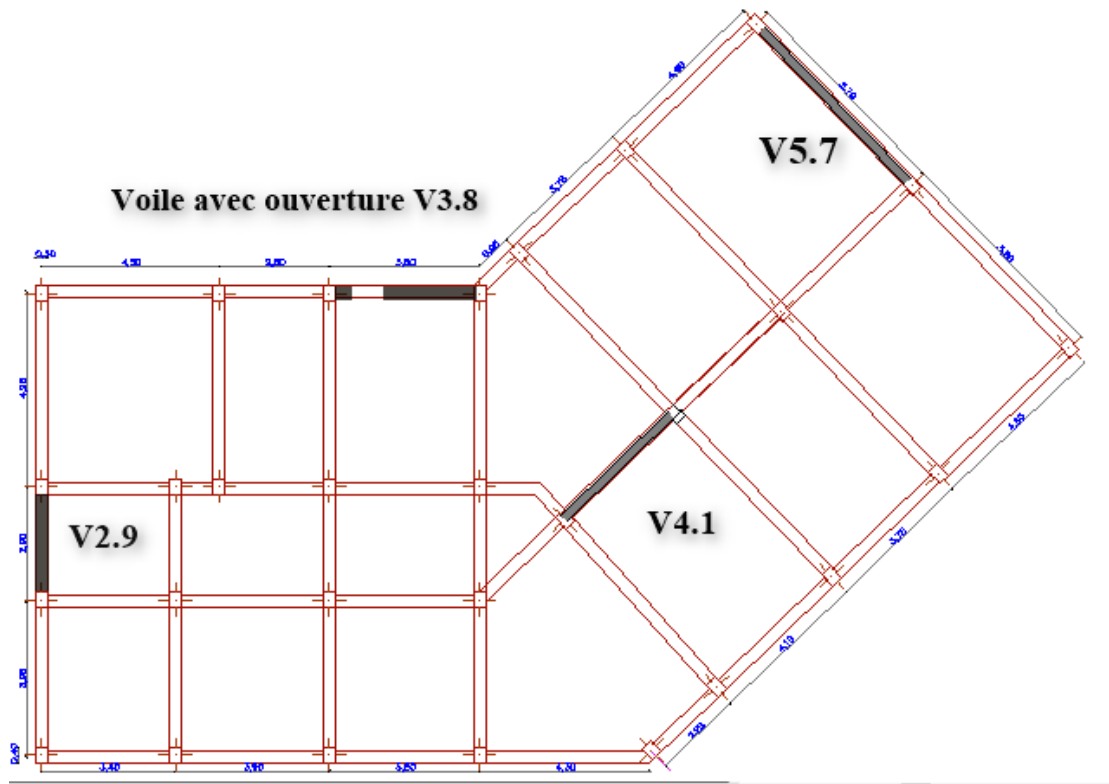


Figure IV.2 : dispositions des voiles.

NB : L'emploi du voile avec ouverture nous a permis de réduire la période de manière considérable (bonification du comportement dynamique).

VI.2.Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V_{st} .

Tableau IV.2 : vérification de la résultante des forces sismique :

Sens	V_{dyn}	$0.8V_{st}$	Observation
Sens x-x	1727.69	1938.45	Non vérifiée
Sens y-y	1797.35	1787.42	vérifiée

On remarque que la condition n'est pas vérifiée suivant le sens x-x donc on doit augmenter tout les paramètres de la réponse en les multipliant par le rapport $0.8V_{st}/V_{dy}$.

Après majorations des paramètres de réponses suivant x-x nous obtenons les résultats suivants :

Tableau IV.3 : vérification de la résultante des forces sismique :

Sens	V_{dyn}	$0.8V_{st}$	Observation
Sens x-x	1978.17	1938.45	vérifiée
Sens y-y	1797.36	1787.42	vérifiée

IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Résultantes obtenus :

Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.4. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées (%)			Masse Modal [%]		
			UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,99	1,01	44,87	14,67	0	44,87	14,67	0
2	1,07	0,94	61,73	67,29	0	16,86	52,63	0
3	1,47	0,68	69,66	69,03	0	7,92	1,74	0
4	3,33	0,3	79,19	71,94	0,01	9,53	2,9	0
5	3,74	0,27	83,14	84,08	0,01	3,95	12,15	0.01
6	6,03	0,17	84,98	85,23	0,03	1,84	1,15	0.01
7	6,76	0,15	89,41	86,92	0,04	4,43	1,68	0.01
8	7,46	0,13	90,84	89,33	0,07	1,43	2,41	0.4
9	8,21	0,12	90,87	90,55	0,42	0,04	1,21	0.35
10	8,56	0,12	90,91	90,66	3,74	0,04	0,11	3.32
11	8,99	0,11	91,45	91,92	3,78	0,54	1,27	0.04
12	9,51	0,11	91,45	91,93	21,8	0	0	18.02

La masse modale est atteinte au 8^{ème} mode selon x-x et au 9^{ème} mode selon y-y, cela veut dire que les 9 premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combiné de la structure qui approche le comportement réel de cette dernière.

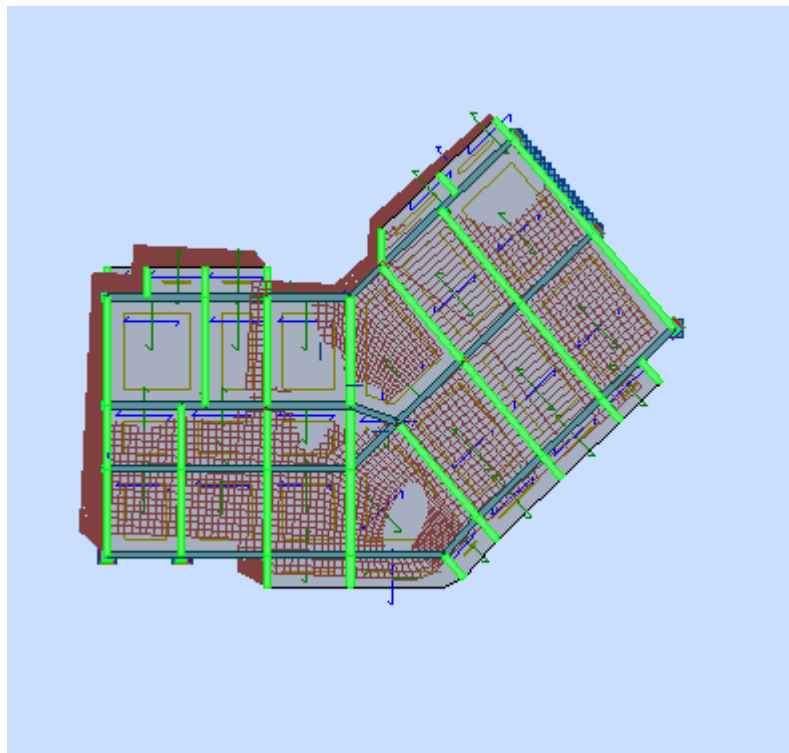


Figure IV.3 : 1^{er} mode avec $T=1.01s$.

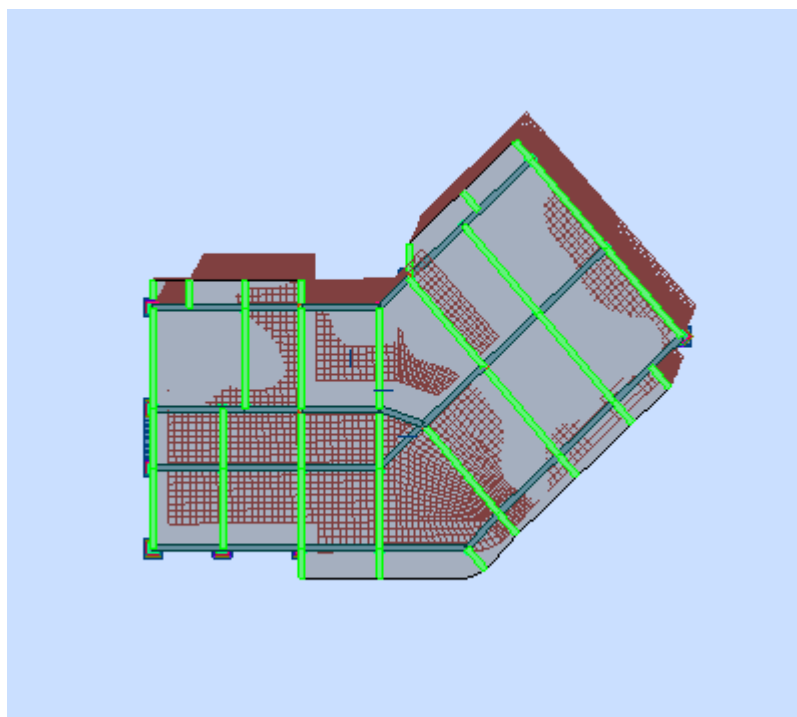


Figure IV.4 : 2^{ème} mode avec $T=0.94s$.

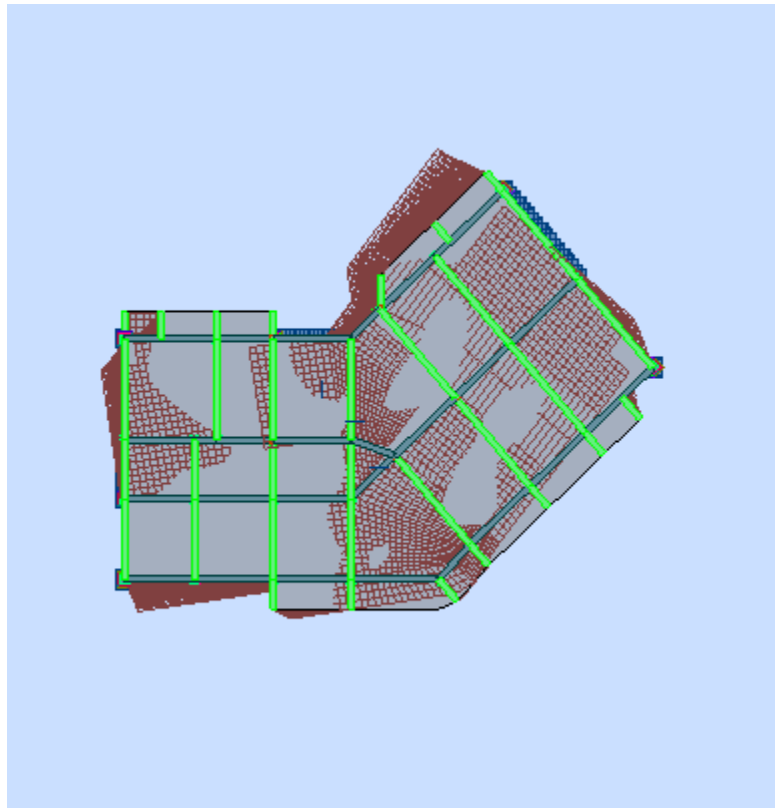


Figure IV.5 : 3^{ème} mode avec T=0.68s.

Justification de l'interaction voiles –portique :

Les tableaux IV3 ; IV4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

L'interaction sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.5.vérification sous charge verticales.

Etage	Charges reprises(KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	35488,14	6484,43	84.5	15.4
S-P	33088,54	6177,66	84.2	15.7
1	29382,32	5918,7	83.2	16
2	26026,87	5413,58	82	17
3	22648,4	5046,31	82	18
4	19544,4	4485,61	81	19
5	16426,87	4039,57	81	19
6	13600,19	3373,75	81	19
7	10888,18	2680,95	80	20
8	8034,55	2189,48	79	21
9	5422,83	1532,22	78	22
10	3244,07	464,14	87	12
terrasse	262,59	0	/	/

L'interaction est vérifiée dans la majorité des niveaux, sauf pour les niveaux 8 et 9 où l'écart n'est pas suffisamment conséquent.

Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.6. Vérification sous charges horizontales :

Niveau	Selon x-x :				Selon y-y			
	Portique (KN)	Voile (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voile (KN)	P(%)	V(%)
RDC	570,57	998,41	36	64	457,59	1279,01	26	74
S-P	546,11	1007,9	35	65	466,86	1249,83	27	73
1	627,62	874,95	41	59	566,45	1092,78	34	66
2	718,8	715,71	50	50	682,14	899,33	43	57
3	696,41	643,07	51	49	654,31	824,66	44	56
4	745,01	504,34	59	41	729,11	646,1	53	47
5	664,35	468,57	58	42	633,53	613,23	50	50
6	683,58	338,68	66	34	675,9	442,1	60	40
7	561,03	315,69	63	37	536,12	426,28	55	45
8	559,58	188,52	74	26	555,79	262,4	67	33
9	439,11	172,42	71	29	395,19	231,21	63	37
10	563,83	239,44	70	30	607,58	239,8	71	29
terrasse	43,11	0	/	/	59,94	0	/	/

On remarque que l'interaction sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limitée par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Tableau IV.7. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	$N_d(KN)$	v	observation
RDC	75×70	3023.73	0.23	vérifiée
SP	70× 65	2795.31	0.24	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme}	65 ×60	2499.69	0.25	vérifiée
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	60 ×55	1942.33	0.23	vérifiée
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	55 ×50	1421.33	0.20	vérifiée
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	50 ×45	931.81	0.16	vérifiée
9 ^{eme} et 10 ^{eme}	45 ×40	465.77	0.103	vérifiée
Terrasse	35 ×30	85.76	0.032	vérifiée

Justification vis-à-vis des déformations :

Selon le RPA 99 /2003(5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage .le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale a :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec :} \quad \delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : Déplacement horizontal a chaque niveau (K) de la structure donne par **RPA99/2003 (art4.43)**

δe_K : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement (R=5)

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 .vérification du déplacement :

Niveau	Sens x-x					
	$\delta eK(cm)$	$\delta K(cm)$	$\delta K-1(cm)$	$\Delta K(cm)$	$Hk(cm)$	$\Delta\kappa/H\kappa$
RDC	0.1	0.5	0	0.5	374	0.133 %
SP	0.2	1	0.5	0.5	306	0.16 %
1 ^{er}	0.4	2	1	1	306	0.32 %
2 ^{eme}	0.6	3	2	1	306	0.32 %
3 ^{eme}	0.8	4	3	1	306	0.32 %
4 ^{eme}	1	5	4	1	306	0.32 %
5 ^{eme}	1.2	6	5	1	306	0.32 %
6 ^{eme}	1.4	7	6	1	306	0.32 %
7 ^{eme}	1.6	8	7	1	306	0.32 %
8 ^{eme}	1.8	9	8	1	306	0.32 %
9 ^{eme}	1.9	9.5	9	0.5	306	0.16 %
10 ^{eme}	2.1	10.5	9.5	1	306	0.32 %
terrasse	1.7	8.5	10.5	2	250	0.8 %
Niveau	Sens y-y					
	$\delta eK(cm)$	$\delta K(cm)$	$\delta K-1(cm)$	$\Delta K(cm)$	$Hk(cm)$	$\Delta\kappa/H\kappa$
RDC	0.1	0.5	0	0.5	374	0.133 %
SP	0.2	1	0.5	0.5	306	0.16 %
1 ^{er}	0.3	1.5	1	0.5	306	0.16 %
2 ^{eme}	0.4	2	1.5	0.5	306	0.16 %
3 ^{eme}	0.6	3	2	1	306	0.32 %
4 ^{eme}	0.8	4	3	1	306	0.32 %
5 ^{eme}	1	5	4	1	306	0.32 %
6 ^{eme}	1.2	6	5	1	306	0.32 %
7 ^{eme}	1.3	6.5	6	1	306	0.16 %
8 ^{eme}	1.5	7.5	6.5	0.5	306	0.32 %
9 ^{eme}	1.7	8.5	7.5	1	306	0.32 %
10 ^{eme}	1.8	9	8.5	0.5	306	0.16 %
terrasse	1.9	9.5	9	0.5	250	0.2 %

Ce tableau nous montre bien que le déplacement relatif sur la hauteur d'étage est inférieur à 1%, et ce pour x-x et y-y.

Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$: [RPA (5.9)]

Les effets de deuxième ordre (ou $P-\Delta$) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (K).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

Si $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$ les effets (P- Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $(1 / (1 - qK))$.

Si $\Theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Vérification de l'effet (P- Δ):

Niveau	$h_k(\text{cm})$	$P_k(\text{KN})$	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k(\text{KN})$	Θ_k	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k(\text{KN})$	Θ_k
RDC	374	41972.57	0.5	1568.97	0.035	0.5	1736.6	0.0323
SP	306	39266.21	0.5	1554.01	0.041	0.5	1716.69	0.037
1 ^{er}	306	35301.03	1	1502.57	0.076	0.5	1659.23	0.034
2 ^{eme}	306	31440.45	1	1434.52	0.071	0.5	1581.47	0.032
3 ^{eme}	306	27694.71	1	1339.49	0.067	1	1478.98	0.061
4 ^{eme}	306	24030.01	1	1249.35	0.062	1	1375.21	0.057

5 ^{eme}	306	20466.43	1	1132.92	.058	1	1246.76	0.053
6 ^{eme}	306	16973.94	1	1022.27	0.054	1	1118.00	0.049
7 ^{eme}	306	13569.13	1	876.72	0.05	1	962.4	0.022
8 ^{eme}	306	10224.02	1	748.10	0.044	0.5	818.19	0.040
9 ^{eme}	306	6955.05	0.5	611.54	0.018	1	626.41	0.036
10 ^{eme}	306	3708.21	1	803.27	0.015	0.5	847.38	0.0071
terrasse	250	262.59	2	43.11	0.04	0.5	59.94	0.087

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P- Δ peuvent être négligés.

Conclusion :

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, comme dans notre cas, les contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes, principalement la disposition des voiles adéquate.

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis ,nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche du comportement réel de la structure.

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

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 robot dans l'ordre suivant :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

V.1.2. Recommandations du RPA99 :**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 12mm
- 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 : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

t : L'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espace est fixé 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 % et donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement 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.

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.

V.1.3. Les sollicitations dans les poteaux :

Les Résultats de sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$		$(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$		$(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Entresol	3137.64	30.27	296.06	2914.83	1118.76	170.64
Rez de chaussé	3024.43	57.6	191.99	3015	1209.86	179.13
Sous-pente	2795.89	99.1	158.91	1274.39	746.78	75.61
1^{er} et 2^{ème} étage	2500.2	17.33	101.19	859.29	414.61	54.33
3^{ème} et 4^{ème} étage	1942.66	12.68	113.56	625.91	235.95	83.21
5^{ème} et 6^{ème} étage	1421.53	12.42	112.73	499.04	157.81	78.45
7^{ème} et 8^{ème} étage	931.95	11.38	102.76	325.42	111.79	63.54
9^{ème} et 10^{ème} étage	465.9	8.79	112.41	129.49	117.39	33.74
Terrasse	86.3	41.23	42.71	51.83	31.49	15.84

V.1.3. Les sollicitations dans les raidisseurs ajoutés :

Les Résultats de sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.3. Les sollicitations dans les raidisseur :

Niveau	$(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$		$(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$		$(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
1^{er} raidisseur	1051.66	8.61	71.87	653.61	505.82	26.33
2^{eme} raidisseur	777.05	10.41	74.02	443.58	350.24	26.81
3^{eme} raidisseur	522.1	6.41	62.75	258.67	192.95	25.45
4^{eme} raidisseur	291.61	8.44	44.72	204.25	70.87	22.3
5^{eme} raidisseur	78.6	5.19	27.76	45.01	31.37	25.45

V.1.4. Ferrailage des poteaux :**a) Les armatures longitudinales :**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple suivant les sollicitations les plus défavorables, et les autres seront résumés dans un tableau. Le logiciel expert robot nous sert de vérification aux valeurs calculer analytiquement.

Exemple de calcul :

Soit le poteau de l'étage 1 et 2 :

- $N_{\max} = 2500.2 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 17.33 \text{ KN.m}$
- $M_{\max} = 101.19 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 859.29 \text{ KN}$
- $N_{\min} = 414.61 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 54.33 \text{ KN.m}$

- **Calcul sous : N_{\max} , M_{cor}**

$N = 2500.2 \text{ KN}$ (compression)

$M = 17.33 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0069 \text{ m}$

$e_G < h/2 = 0.65/2 = 0.325 \text{ m}$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

On a ;

$$a = (0.337h - 0.81 \times d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} ; b = N(d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 17.33 + 2500.2 \times (0.59 - 0.65/2) = 679.883 \text{ KN.m}$$

$$a = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.06) \times 0.60 \times 0.65 \times 14.2 = 0.94$$

$$b = 2500.2 \times 10^{-3} \times (0.59 - 0.06) - 679.883 \times 10^{-3} = 0.645$$

$a > b$, Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{679.883 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.59^2 \times 14.2} = 0.229$$

$$\mu_{bu} = 0.229 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.229}) = 0.329$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.59 \times (1 - 0.4 \times 0.329) = 0.512m$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{679.883 \times 10^{-3}}{0.512 \times 348} = 38.15cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 38.15 \cdot 10^{-4} - \frac{2500.2 \times 10^{-3}}{348} = -33.69cm^2$$

$$\Rightarrow A = 0cm^2$$

• **Calcul sous : $M_{max}; N_{cor}$**

$$M = 101.19KN.m, N = 859.29KN \Rightarrow e_G = 0.117 < h/2 = 0.325m$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 101.19 + 859.29 \times (0.59 - 0.65/2) = 328.90KN.ma = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.06) \times 0.6 \times 0.65 \times 14.2 = 0.9439$$

$$b = 859.29 \times 10^{-3} \times (0.59 - 0.06) - 328.9 \times 10^{-3} = 0.126$$

$a > b$: \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_{ua} = 328.9 KN.m \Rightarrow \mu_{bu} = 0.110 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.146 \Rightarrow z = 0.555m \Rightarrow A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{328.9 \times 10^{-3}}{0.555 \times 348} = 17.029cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 17.029 \times 10^{-4} - \frac{859.29 \times 10^{-3}}{348} = -7.66cm^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0$$

• **Calcul sous $N_{min}; M_{cor}$:**

$N = 414.61 KN$ (traction); $M = 54.33KN.m$, $\Rightarrow e_G = 0.13 < h/2 = 0.325m$ Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 54.33 - 414.61 \times (0.59 - 0.65/2) = 55.54KN.m$$

$$a = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.06) \times 0.6 \times 0.65 \times 14.2 = 0.9439$$

$$b = -414.61 \times 10^{-3} \times (0.59 - 0.06) - 55.54 \times 10^{-3} = -0.275$$

$a > b \Rightarrow$ calcul d'une section partiellement comprimée

$$M_{ua} = 55.54KN.m \Rightarrow \mu_{bu} = 0.018 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.023 \Rightarrow z = 0.58m \Rightarrow A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{55.54 \times 10^{-3}}{0.59 \times 348} = 2.70cm^2$$

$$A_s = A_l + \frac{N}{f_{st}} = 2.70 \times 10^{-4} + \frac{414.61 \times 10^{-3}}{348} = 14.64 \text{ cm}^2 \geq 0$$

Les Résultats de ferrillages des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 .ferrillages des poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	<i>A</i> _{TENDU} à la flexion composée (cm ²)	<i>A</i> _{RPA} (cm ²)	<i>A</i> _{adoptée RPA} (cm ²)	Nombre de Barres (cm ²)
Entresol	75× 75	39.48	45	48.29	4HA25+4HA20+8HA16
Rez de chaussé	70× 75	42.96	42	44.53	4HA25+4HA20+8HA14
Sous-pente	65× 70	27.65	36.4	37.45	8HA20+8HA14
1^{er} et 2^{ème} étage	60× 65	14.64	31.2	32.93	4HA20+4HA16+8HA14
3^{ème} et 4^{ème} étage	55× 60	0.9	26.4	28.09	6HA20+6HA14
5^{ème} et 6^{ème} étage	50× 55	2.238	22	24.89	4HA20+8HA14
7^{ème} et 8^{ème} étage	45× 50	2.47	18	20.36	4HA16+8HA14
9^{ème} et 10^{ème} étage	40× 45	6.83	14.4	15.14	6HA16+2HA14
Terrasse	30× 35	3.45	8.4	10.68	4HA14+4HA12

Pour le raidisseur dont la section est de (40×35) cm² et *A*_{RPA} est de 11.2cm², on opte pour 8HA14= 12.32cm².

B) Armatures transversale

Le tableau ci après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents niveaux

Tableau V.5 .Les Armatures transversale dans les poteaux :

Section (cm ²)	Φ_l^{min} Cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante	λ_g	At (cm ²)	Amin (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
75× 75	1.6	462.1	100	10	20	2.59	11.6	12	12.32	8HA14
70× 75	1.4	242.69	100	10	20	3.07	6.50	10.96	12.32	8HA14
65× 70	1.4	114.17	80	10	20	2.61	3.30	10.40	10.68	4HA14+4HA12
60× 65	1.4	124.88	80	10	20	2.81	3.90	9.6	10.68	4HA14+4HA12
55× 60	1.4	122.03	80	10	20	3.045	4.16	8.68	9.24	6HA14
50× 55	1.4	114.52	80	10	20	3.32	4.30	7.2	7.6	2HA14+4HA12
45× 50	1.4	99.47	64	10	20	3.65	4.14	5.74	6.22	2HA14+4HA10
40× 45	1.4	110.68	64	10	20	4.06	5.18	4.28	4.71	6HA10
30× 35	1.2	34.28	56	10	15	4.1	1.61	2.36	2.58	2HA10+2HA8
Section des raidisseurs (cm ²)	Φ_{lmin} Cm	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante	λ_g	At (cm ²)	Amin (cm ²)	Atadop (cm ²)	barres
50×55	1.4	59.46	80	10	20	3.53	2.23	6.67	7.6	2HA14+4HA12
45×50	1.4	63.62	64	10	20	3.65	2.65	5.73	6.22	2HA14+4HA10
40×45	1.4	54.83	64	10	20	4.06	2.57	4.28	4.71	6HA10
35×40	1.4	41.83	56	10	20	4.56	2.24	2.78	3.14	4HA10
30×35	1.2	25.81	56	10	15	5.22	0.80	1.35	2.58	2HA10+2HA8

V.1.5. Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

γ_b : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{pour les situation courantes.} \\ 1.15 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situation courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Tel que :

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

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

$$\lambda = l_f / i \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

Cas d une section rectangulaire :

$$I = bh^3 / 12$$

D'où l_f (Longueur de flambement)

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$ (Longueur de flambement).

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \quad \text{avec} : \begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Justification de l'effort normale ultime :

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)	Obs
Es	75 × 75	2.78	1.946	8.98	0.839	48.29	5329	3137.64	9688.9	Vérifiée
RDC	70 × 75	3.29	2.303	10.63	0.834	44.53	4964	3024.43	8958.3	Vérifiée
S-P	65 × 70	2.61	1.827	9.04	0.838	37.45	4284	2795.89	7739.7	Vérifiée
Etage1 ;2	60 × 65	2.61	1.827	9.73	0.837	32.93	3654	2500.2	6622.3	Vérifiée
Etage3 ;4	55 × 60	2.61	1.827	10.55	0.834	28.09	3074	1942.66	5562.4	Vérifiée
Etage5 ;6	50 × 55	2.61	1.827	11.50	0.832	24.89	2544	1421.53	4639.9	Vérifiée
Etage7 ;8	45 × 50	2.61	1.827	12.65	0.828	20.36	2064	931.95	3751.1	Vérifiée
Etage9 ;10	40 × 45	2.61	1.827	14.06	0.823	15.14	1634	465.9	2923.7	Vérifiée
Terrasse	30 × 35	2.05	1.435	14.20	0.822	10.68	924	86.3	1711.8	Vérifiée

$N_{max} < N_u \Rightarrow$ Pas risque de flambement

En ce qui concerne les raidisseurs on aura :

Tableau V.7. Justification de l'effort normale ultime :

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)	Obs
Raidisseur1 (ES)	50×55	2.78	1.946	12.25	0.829	24.89	2544	1051.66	4623.2	Vérifiée
Raidisseur1 (RDC)	50×55	3.29	2.303	14.50	0.821	24.89	2544	988.58	4578.5	Vérifiée
Raidisseur1 (SP)	50×55	2.61	1.827	11.50	0.832	24.89	2544	871.6	4639.9	Vérifiée
Raidisseur2	45×50	2.61	1.827	12.65	0.828	20.36	2064	777.05	3751.1	Vérifiée
Raidisseur3	40×45	2.61	1.827	14.06	0.823	15.14	1634	522.1	2923.7	Vérifiée
Raidisseur4	35×40	2.61	1.827	15.82	0.816	12.32	1254	291.61	2244.6	Vérifiée
Raidisseur5	30×35	2.61	1.827	18.08	0.806	10.68	924	78.6	1678.56	Vérifiée

Pas de risque de flambement.

V.1.6. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement.

Cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau. On doit vérifier que : $\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{Béton fibre sup.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{Béton fibre Inf.}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} (h/2 - V)$$

$$I_{gg} = b/3(v^3 + v'^3) + 15A'(v - d')^2 + 15A(d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{Et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

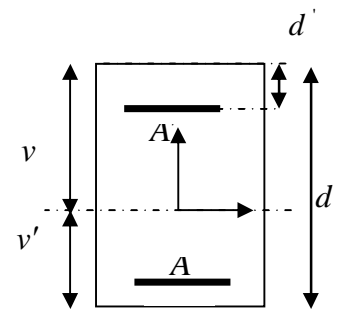


Fig.V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8.Vérification des contraintes dans le béton :

Niveaux	ES	RDC	SP	ETAGE 1 ; 2	Etage 3 ;4
Section (cm ²)	75 × 75	70× 75	65× 70	60× 65	55× 60
d (cm)	67.5	67.5	63	58.5	54
A (cm ²)	48.29	44.53	37.45	32.92	28.09
v (cm)	40.92	40.88	38.07	35.42	32.71
v' (cm)	34.08	34.12	31.93	29.58	27.29
I_{gg} (m ⁴)	0.03214	0.0299	0.0224	0.0166	0.01205
N_{ser} (KN)	2275.22	2195.87	2033.34	1818.1	1412.43
M_{ser} (KN.m)	21.53	40.88	70.37	12.28	9.17
σ_{bc1} (MPa)	3.85	4.26	5.17	4.39	4.04
σ_{bc2} (MPa)	3.35	3.24	2.97	3.91	3.58
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
observation	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 .Vérification des contraintes dans le béton :

Niveaux	Etage 5 ;6	Etage 7 ;8	Etage 9 ;10	Terrasse.
Section (cm ²)	50× 55	45× 50	40× 45	30× 35
d (cm)	49.5	45	40.5	31.5
A (cm ²)	24.89	20.36	15.14	10.68
v (cm)	30.12	27.39	24.51	19.35
v' (cm)	24.88	22.61	20.49	15.65
I_{gg} (m ⁴)	0.0085	0.0057	0.00369	0.00134
N_{ser} (KN)	1033.39	677.4	338.63	63.35
M_{ser} (KN.m)	8.97	8.21	6.32	30.38
σ_{bc1} (MPa)	3.62	3.04	2.09	4.91
σ_{bc2} (MPa)	3.04	2.32	1.31	3
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
observation	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée

En ce qui concerne les raidisseurs :

Tableau V.9. Vérification des contraintes dans le béton :

Niveaux	Raidisseur 1	Raidisseur 2	Raidisseur 3	Raidisseur 4	Raidisseur 5
Section (cm ²)	50 × 55	45 × 50	40 × 45	35 × 40	30 × 35
d (cm)	49.5	45	40.5	36	31.5
A (cm ²)	24.89	20.36	15.14	12.32	10.68
v (cm)	30.12	27.39	24.51	21.86	19.35
v' (cm)	24.88	22.61	20.49	18.14	15.65
I _{gg} (m ⁴)	0.0085	0.0057	0.00369	0.00228	0.00134
N _{ser} (KN)	763.73	565.46	379.84	212.11	57.21
M _{ser} (KN.m)	6.28	7.48	4.57	6.20	3.89
σ _{bc1} (MPa)	2.66	2.57	2.17	1.93	1.03
σ _{bc2} (MPa)	2.26	1.91	1.62	0.84	0.01
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
observation	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

V.1.7. Vérification aux sollicitations tangentes :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous}$$

combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification des sollicitations tangentes :

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} (MPa)	Obs.
Es	75 × 75	1.946	2.59	0.04	67.5	462.1	0.91	1	Vérifiée
RDC	70 × 75	2.303	3.07	0.04	67.5	242.69	0.51	1	Vérifiée
S-P	65 × 70	1.827	2.61	0.04	63	114.17	0.27	1	Vérifiée
Etage1 ;2	60 × 65	1.827	2.81	0.04	58.5	124.88	0.35	1	Vérifiée
Etage3 ;4	55 × 60	1.827	3.04	0.04	54	122.03	0.41	1	Vérifiée
Etage5 ;6	50 × 55	1.827	3.32	0.04	49.5	114.52	0.46	1	Vérifiée
Etage7 ;8	45 × 50	1.827	3.65	0.04	45	99.47	0.49	1	Vérifiée

Etage9 ;10	40× 45	1.827	4.06	0.04	40.5	110.68	0.68	1	Vérifiée
Terrasse	30× 35	1.435	4.1	0.04	31.5	34.28	0.36	1	Vérifiée

Et pour ce qui est des raidisseurs :

Tableau V.11. Vérification des sollicitations tangentes :

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Obs.
Raidisseur1	50 × 55	1.946	3.53	0.04	49.5	59.46	0.24	1	Vérifiée
Raidisseur2	45 × 50	1.827	3.65	0.04	45	63.62	0.31	1	Vérifiée
Raidisseur3	40 × 45	1.827	4.06	0.04	40.5	54.83	0.34	1	Vérifiée
Raidisseur4	35 × 40	1.827	4.56	0.04	36	41.83	0.33	1	
Raidisseur5	30 × 35	1.827	5.22	0.07 5	31.5	25.81	0.27	1.875	Vérifiée

V.1.8 Schémas de ferrailage des poteaux

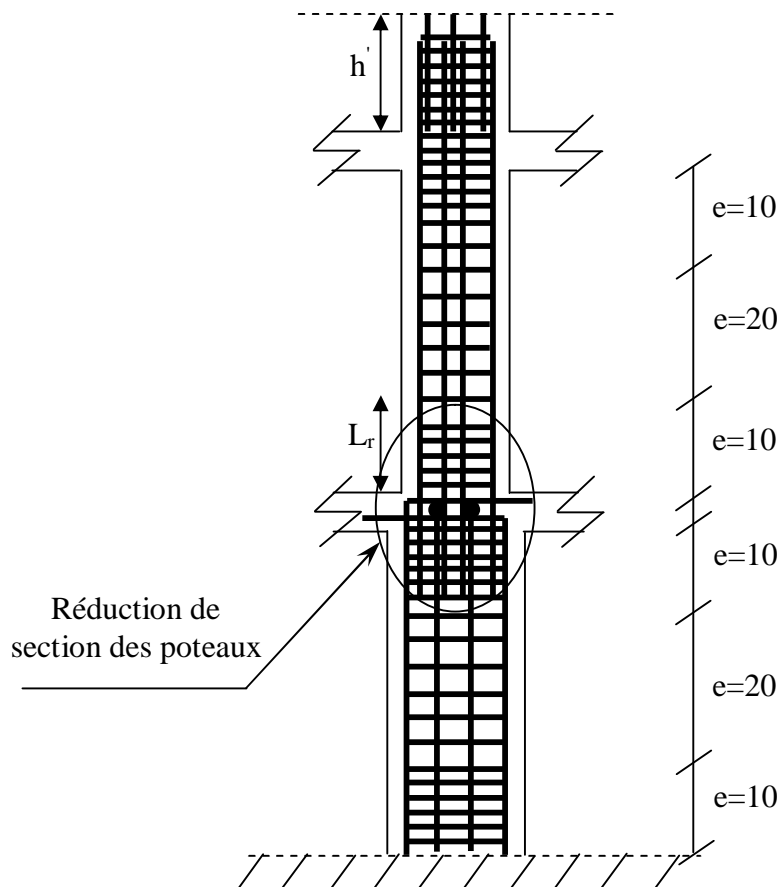


Fig V.3 : coupe longitudinale

V.1.9. Schéma de ferrailage des poteaux.

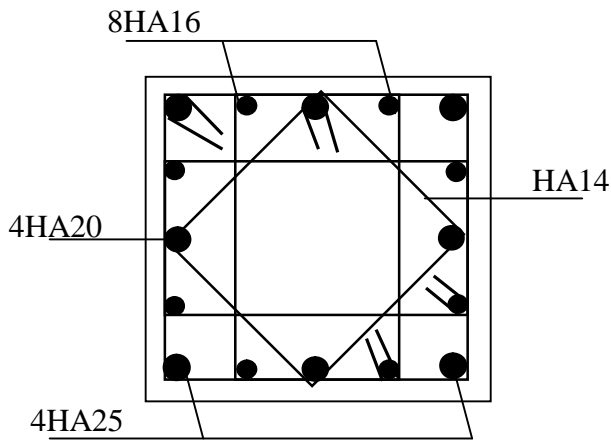


Schéma de ferrailage du poteau Entresol (75×75) cm².

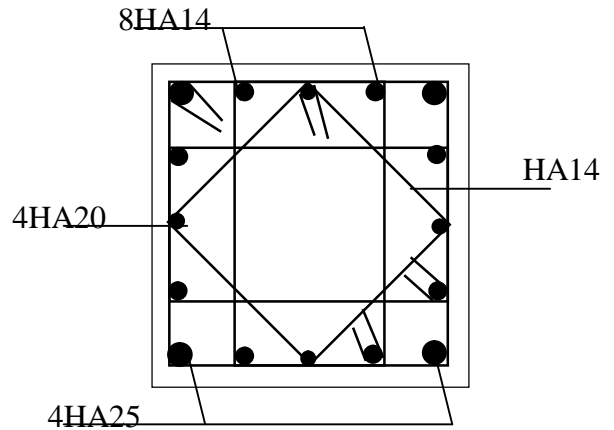


Schéma de ferrailage du poteau RDC (70×75) cm².

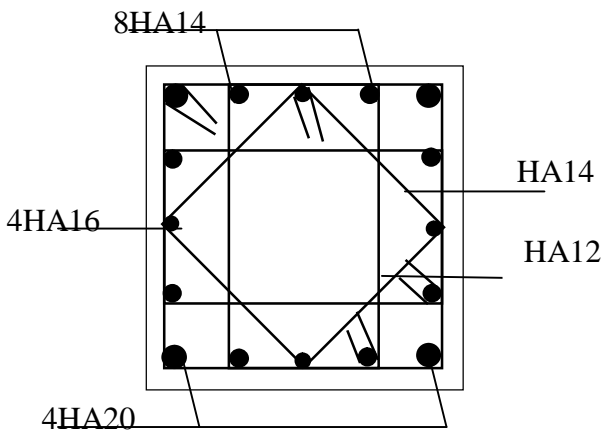


Schéma de ferrailage des poteaux du 1er et 2eme étage. (60×65) cm².

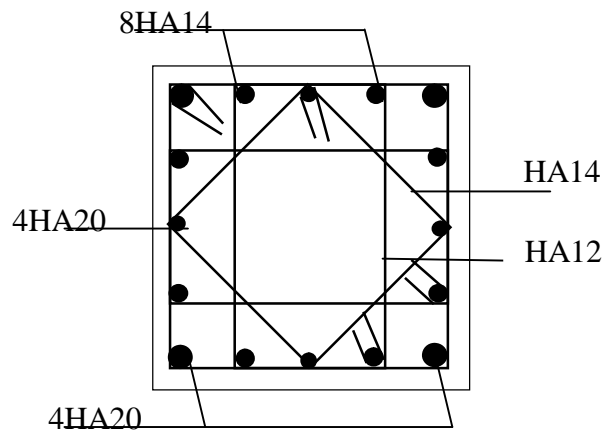


Schéma de ferrailage du poteau SP (65×70) cm².

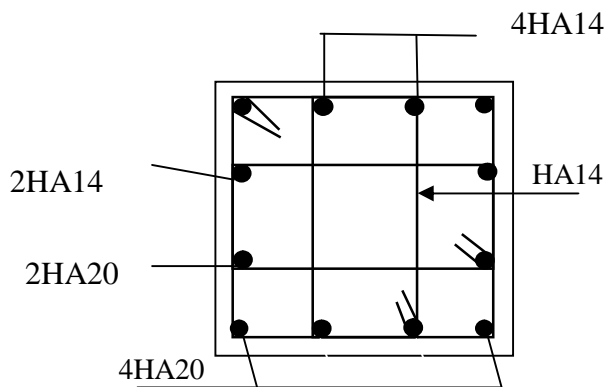


Schéma de ferrailage des poteaux du 3eme et 4eme étage (55×60) cm².

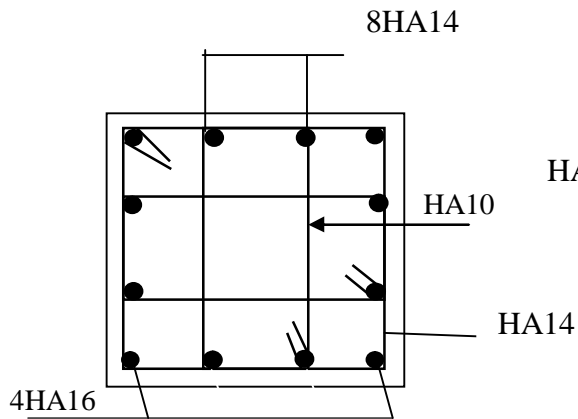


Schéma de ferrailage des poteaux du 7eme, 8eme étage et du Raidisseur 2. (45×50) cm²

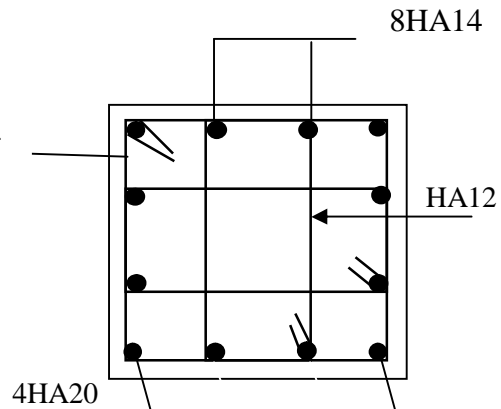


Schéma de ferrailage des poteaux du 5eme, 6eme étage et du raidisseur 1. (50×55) cm²

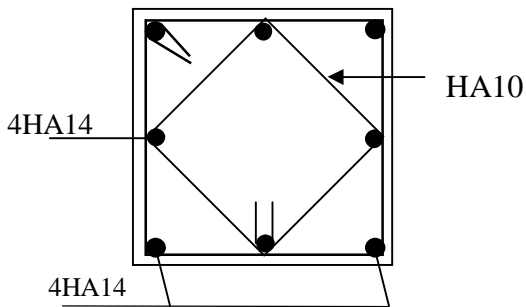


Schéma de ferrailage du raidisseur 4. (35×40) cm²

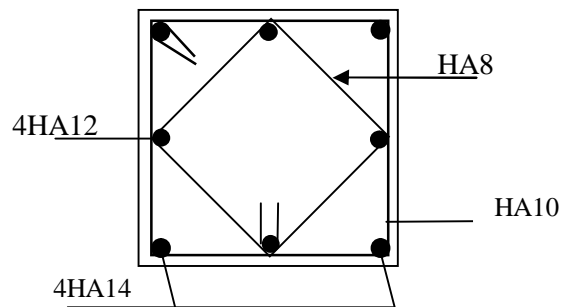


Schéma de ferrailage du poteau Terrasse et du raidisseur 5. (30×35) cm²

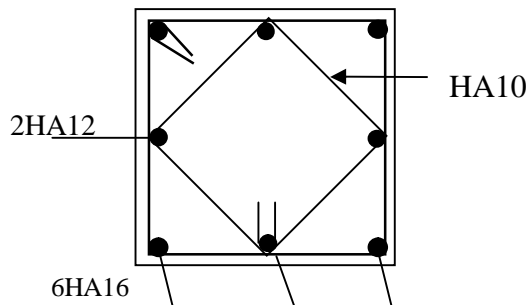


Schéma de ferrailage du des poteaux 9 et 10+ raidisseur 3. (40×45) cm²

V.1.10. Dispositions constructives :

- Longueur des crochets :

$$L = 10\phi_t$$

$$L = 10\phi_t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$$

- Disposition constructive :

- La longueur minimale des recouvrements est de $L_r = 40\phi = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}$

Soit : $L_r = 100 \text{ cm}$.

V.2. Etude des poutres :**V.2.1. Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel Robot structural analysis qui sont des combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

1). $1.35G + 1.5Q$

2). $G + Q$

3). $G + Q \pm E$

4). $0.8G \pm E$

V.2.2.ferraillage :**a) Armatures longitudinales : RPA99/2003(art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b.$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

- $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

- $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Ferrailages des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

A) Méthode de calcul des armatures à L'ELU (flexion simple) :

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du logiciel Robot structural analysis, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min}). Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.12. Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Niveau	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V(KN)	A_{cal} (Cm ²)	A_{min} (Cm ²)	A_{adop} (Cm ²)	nombre
RDC+ SP	Poutre principale	30×45	Appui	-127.5	210.89	10.2 3	6.75	12.06	6HA16
			Travée	83.47		6.42		9.24	6HA14
	Poutre secondaire	30×35	Appui	-54.59	75.21	5.66	5.25	8.01	3HA14+ 3HA12
			Travée	49.02		5.04		9.24	6HA14
Etages	Poutre principale	30×45	Appui	- 119.71	115.21	9.53	6.75	10.65	3HA16+ 3HA14
			Travée	68.63		5.21		8.01	3HA14+ 3HA12
	Poutre secondaire	30×35	Appui	-72.41	131.27	7.75	5.25	8.01	3HA14+ 3HA12
			Travée	76.56		8.26		9.24	6HA14
Terrasse inaccessible.	Poutre principale	30×45	Appui	-76.16	74.4	5.81	6.75	8.01	3HA14+ 3HA12
			Travée	38.68		2.86		8.01	3HA14+ 3HA12
	Poutre secondaire	30×35	Appui	-34.99	44.86	3.52	5.25	6.79	6HA12
			Travée	22.33		2.20		6.79	6HA12

V.2.4. Vérification des armateurs Selon le RPA99/2003 :

- Pourcentage maximum des armateurs longitudinaux :

En zone courante : $A_{max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 45 \times 30 = 54 \text{cm}^2 > A_{Adopté}$

En zone recouvrement : $A_{max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 45 \times 30 = 81 \text{cm}^2 > A_{Adopté}$

- ✓ Longueur de recouvrement :

$L_r > 40\phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 16 \text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 16 = 64 \text{cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{cm}$

$\phi = 14 \text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 14 = 56 \text{cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{cm}$

$\phi = 12 \text{mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 12 = 48 \text{cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{cm}$

V.2.7. Les armatures transversales :

a) Calcule des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min(\phi_l; h/35; b/10)$$

➤ **Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min(\phi_l; h/35; b/10) = \min(1.2; 1.28; 3)$$

$$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de $\emptyset 8$ pour toutes les poutres.

b) Calcul des espacements des armatures transversales :
poutre principales :

Selon RPA 99 art (7.5.2.2) : $S_t < \min(h/4, 12\emptyset_{\min},)$

$$\text{Zone nodale} : \begin{cases} S_t \leq \min(11.25; 14.4) \text{ cm} \\ \text{soit } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Zone courante} : \begin{cases} S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm} \\ \text{soit } S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

poutre secondaires :

Selon RPA 99 art (7.5.2.2) : $S_t < \min(h/4, 12\emptyset_{\min},)$

$$\text{Zone nodale} : \begin{cases} S_t \leq \min(8.75; 14.4) \text{ cm} \\ \text{soit } S_t = 8.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Zone courante} : \begin{cases} S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \\ \text{soit } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification de la section d'armatures transversales :

Poutre principales :

$$A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 0.2 \times 0.3 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Poutre secondaires:

$$A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 0.15 \times 0.3 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.2.5. Vérifications L'ELU :

a) Vérification des contraintes tangentielles maximal :

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

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

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{BAEL91 (art H.III.2).}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau .V.13. Vérification des contraintes tangentielles :

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	210.89	1.75	3.33	Vérifiée
Secondaires	131.27	1.45	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et ce la pour tout type de poutre.

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

➤ en appui de rive:

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1)$$

BAEL91 (Art H.IV.2)

➤ en appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \dots \dots \dots (2), \gamma_s = 1.15, f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.14. Vérification au cisaillement :

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M (MPa)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	12.06	210.89	127.5	6.06	-4.12	Vérifiée
Secondaires	8.01	131.27	72.41	3.77	-3.93	Vérifiée

V.2.6. Vérification a LES :

a) Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci- après :

Tableau V.15. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Principales	Appui	-92.38	15.99	132975.944	11.11	15	Vérifiée
	Travée	49.8	14.33	108599.21	6.57	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-46.68	12.01	56208.59	9.97	15	Vérifiée
	Travée	42.33	12.66	61964.53	8.65	15	Vérifiée

b) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.16. vérification de la flèche pour les poutres :

poutre	h_t (cm)	b (cm)	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	580	9.24	0.078	0.074	0.0077	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	35	30	460	9.24	0.076	0.10	0.0089	0.0105	vérifiée	Non vérifiée	vérifiée

On remarque que la condition n°2 n'est pas vérifiée pour la poutre secondaire, le calcul de la flèche est nécessaire, après calcul on trouve les résultats suivants :

$\sigma_{sg}=89.49\text{Mpa}$; $\lambda_i=2.045$; $\lambda_v=0.818$; $\mu_g=0.36$; $\rho=0.010266$; $I_{ig}= 8.16 \times 10^{-4} \text{ m}^4$;

$I_{vg}= 10.95 \times 10^{-4} \text{ m}^4$: ce qui nous donne $\Delta f=2.13\text{mm} < f_{adm}=9.2\text{mm}$.

Schéma de ferrailage :

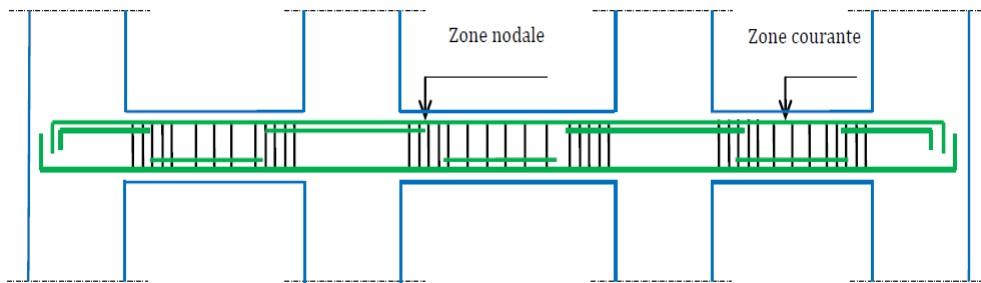


Figure V.5: Dispositions constructives des armatures de poutres

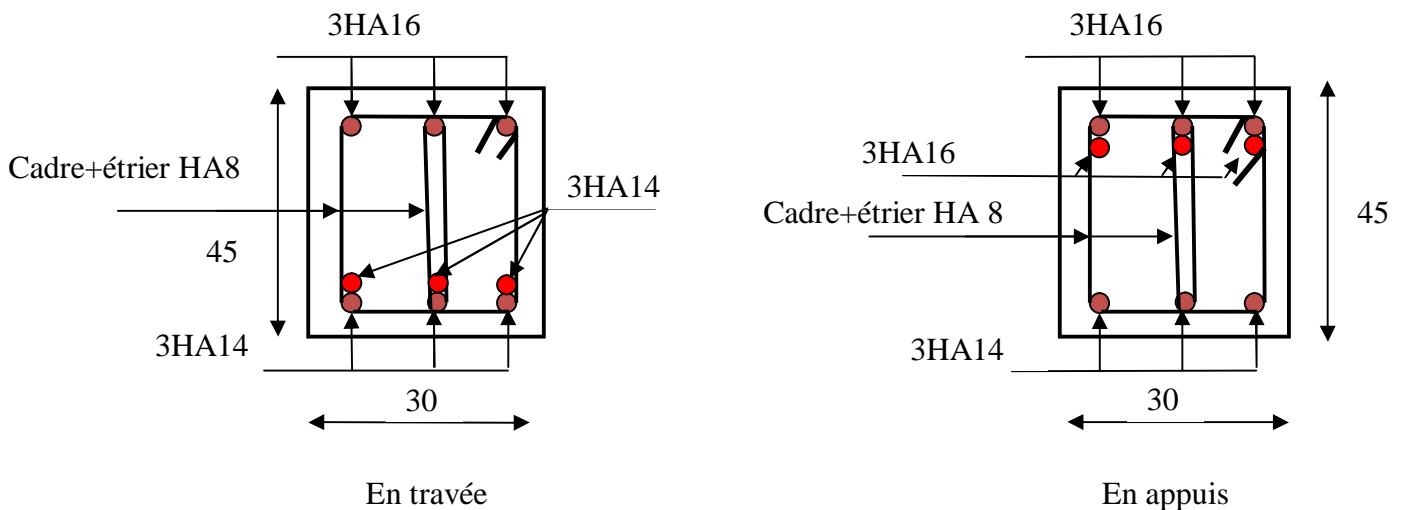


Figure V.6 : Schéma de ferrailage de la poutre principale RDC+SP.

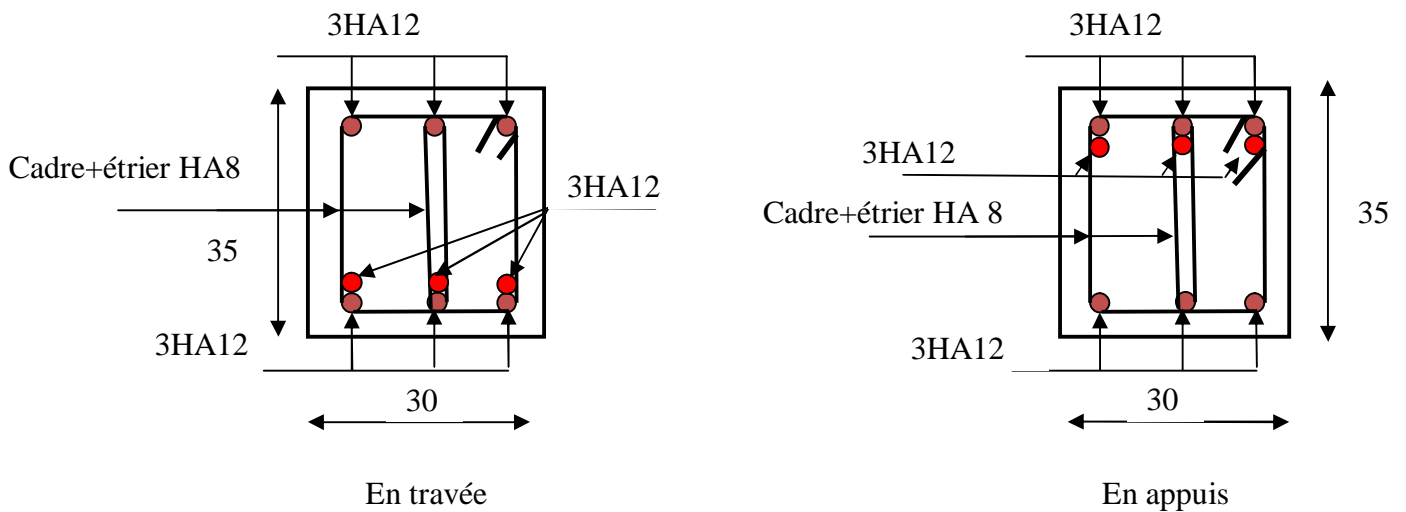


Figure V.6 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire pour la terrasse inaccessible.

V.2.7. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Art.762) exige que : $|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments Supérieurs à R+2).

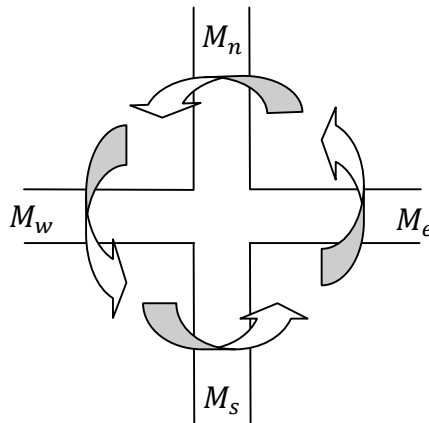


Figure V.7 : La zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

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

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.17 .Moment résistant dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
Es	75 × 75	67.5	48.29	1134.33
RDC	70 × 75	67.5	44.53	1046.01
S-P	65 × 70	63	37.45	821.05
Etage1 ;2	60 × 65	58.5	32.93	670.38
Etage3 ;4	55 × 60	54	28.09	527.87
Etage5 ;6	50 × 55	49.5	24.89	428.76
Etage7 ;8	45 × 50	45	20.36	318.84
Etage9 ;10	40 × 45	40.5	15.14	213.39
Terrasse	30 × 35	31.5	10.68	117.10

a) Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

Tableau. V.18 .Moment résistant dans les poutres :

niveaux	type	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC+SP	PP	30 × 45	40.5	10.65	150.02
	PS	30 × 35	31.5	6.79	74.39
Etages	PP	30 × 45	40.5	9.42	132.69
	PS	30 × 35	31.5	6.79	74.39
Terrasse inncaccessible	PP	30 × 45	40.5	8.01	112.83
	PS	30 × 35	31.5	6.79	74.39

Tableau. V.19 : Vérification des zones nodales

Niveau	M _s	M _N	M _{n+M_s}	1.25 (M _e +M _w)	Observatio
ES	1134.33	1046.01	2180.34	375.05	Vérifiée
RDC	1046.01	821.05	1867.06	375.05	Vérifiée
SP	821.05	670.38	1491.43	331.72	Vérifiée
1 ^{er} étage	670.38	670.38	1340.76	331.72	Vérifiée
2 ^{ème} étage	670.38	527.87	1198.25	331.72	Vérifiée
3 ^{ème}	527.87	527.87	1055.74	331.72	Vérifiée

étage					
4 ^{ème}	527.87	428.76	956.63	331.72	Vérifiée
étage					
5 ^{ème}	428.76	428.76	857.52	331.72	Vérifiée
étage					
6 ^{ème}	428.76	318.84	747.6	331.72	Vérifiée
étage					
7 ^{ème}	318.84	318.84	637.68	331.72	Vérifiée
étage					
8 ^{ème}	318.84	213.39	532.23	331.72	Vérifiée
étage					
9 ^{ème}	213.39	213.39	426.78	331.72	Vérifiée
étage					
10 ^{ème}	213.39	117.10	330.49	331.72	Non vérifiée
étage					
Terrasse	117.10	0	117.1	141.03	Non vérifiée

On remarque que la condition de RPA sur la zone nodale n'est pas vérifiée pour les deux derniers niveaux. Bien que la vérification est facultatif dans les (2) derniers niveaux (article 7.6.2) on va tout de même augmenter la section d'acier pour l'étage 10 avec $8HA16=16.08\text{cm}^2$. $|M_n| + |M_s| = 343.61\text{KN.m} \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) = 331.72\text{KN.m}$, pour ce qui est de la terrasse inaccessible l'architecture nous ne donne pas des poutres continues des deux cotée des poteaux, la vérification n'est pas nécessaire.

V.3.Etudes des voiles

Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- ✓ Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause les modes de rupture suivants :

- ✓ Flexion.

- ✓ flexion par effort tranchant.
- ✓ par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.3.1. Recommandation du RPA99/2003 : les voiles comportent des

a. Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

l_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_i$.

c. Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d. Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{min} = 0.15\% b \times h \rightarrow \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{min} = 0.10\% b \times h \rightarrow \text{dans la zone courant}$$

En zone courante (non tendue) 0.10%.

-L'espacement :

$$S \leq \min (1.5e, 30\text{cm}).$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40 \emptyset : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20 \emptyset : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.2. Le ferrailage :**a. Les armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, addenda 2003.

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci après où :

A_v^{\min} / voil : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h$$

$A_v^{\text{cal}} / \text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

A_v^{adopte} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

A_h^{\min} / voil : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet

$A_h^{\text{adopte}} / \text{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

$N^{\text{bre}} / \text{ml}$: Nombre de barres adopté par un mètre linière.

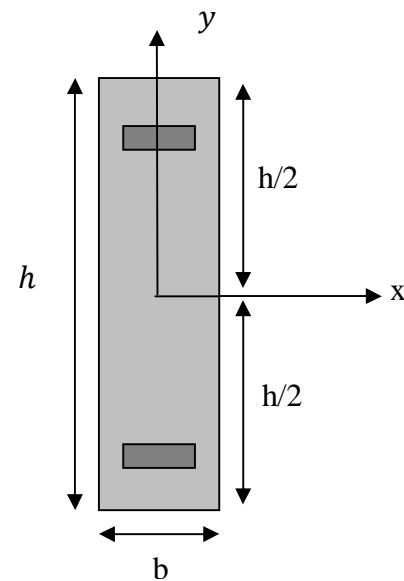


Figure V.8: Section du voile

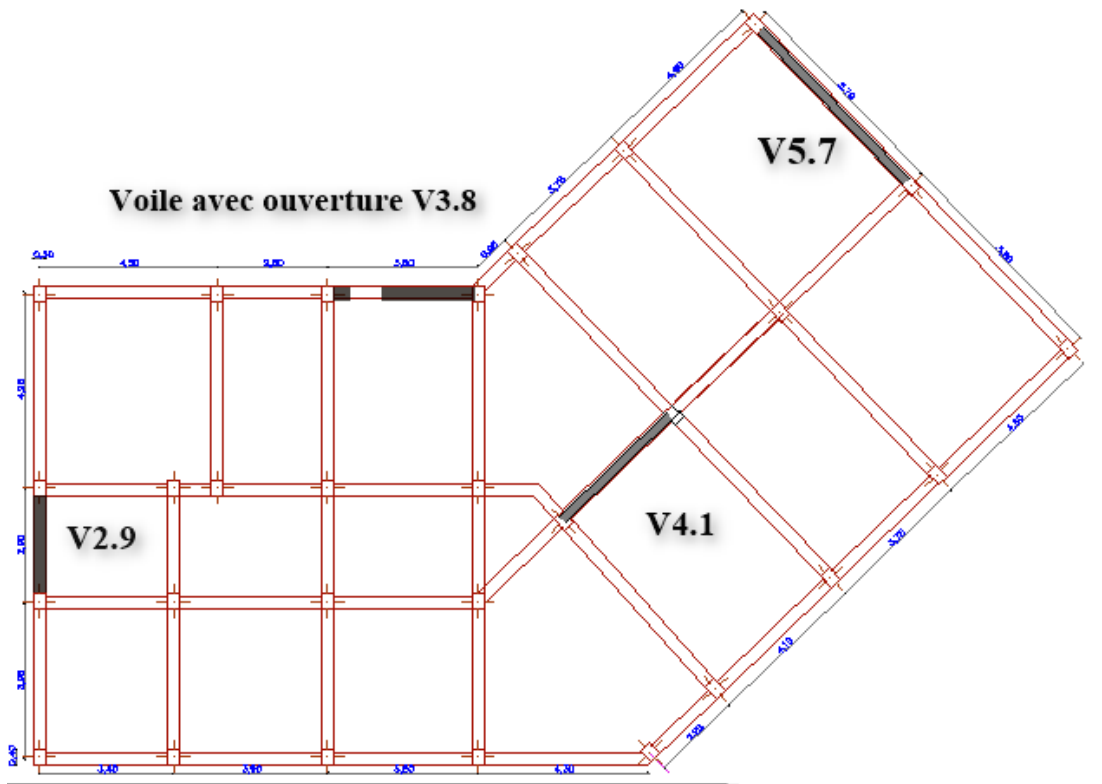


Figure V.9: schéma de répartitions des voiles.

- Calcul du ferrailage du voile :

Le robot structural analysis nous donne les sollicitations (N.M.V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

V.3.3.Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel robot structural, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.20. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{3.8}) :

niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_a(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
ES	V _{3.8}	2126.54	260.43	1088.85	1729.9	638	225.94	163.08
RDC	V _{3.8}	2037.28	252.32	1339.34	1749.6	599.69	284.31	231.89
SP	V _{3.8}	2058.86	440.91	1281.39	1638.3	608.04	130.52	343.7
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V _{3.8}	1980.97	475.26	1103.16	1574.84	571.79	58.38	335.39
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	V _{3.8}	1760.84	436.13	712.45	1406.02	513.36	35.6	275.55

5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	$V_{3.8}$	1495.29	383.91	490.47	1191.79	461.37	71.34	183.6
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	$V_{3.8}$	1178	322.55	453.86	931.36	398.4	64.14	113.59
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	$V_{3.8}$	797.18	250.33	424.42	621.03	307.59	52.05	74.88

Tableau V.21. Sollicitations maximales de calcul dans le voile($V_{4.1}$) :

niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_a(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
ES	$V_{4.1}$	2580.63	55.94	1240.95	2318.9	840.63	1178.95	374.47
RDC	$V_{4.1}$	2547.51	89.94	1651.19	2212.1	912.3	1544.94	276.72
SP	$V_{4.1}$	2523.91	93.92	1417.41	2209.1	887.06	1303.15	546.48
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	$V_{4.1}$	2432.1	94.13	1140.7	2139.27	847.8	1023.58	457.32
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	$V_{4.1}$	2118.81	92.05	635.63	1710.7	738.23	510.5	352.55
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	$V_{4.1}$	1756.37	93.92	386.11	1414.21	630.71	267.1	279.66
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	$V_{4.1}$	1352.06	111.86	431.93	1158.8	512.01	290.38	218.94
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	$V_{4.1}$	891.88	174.23	502.34	744.27	363.32	280.5	183.63

Tableau V.22. Sollicitations maximales de calcul dans le voile($V_{2.9}$) :

niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_a(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	$V_{2.9}$	1321.38	16.12	961	902.85	478.87	634.41	160.42
SP	$V_{2.9}$	1270.57	14.89	808.32	864.86	453.19	533.92	343.07
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	$V_{2.9}$	1259.4	17.99	617.11	849.21	438.29	398.78	264.61
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	$V_{2.9}$	1101.53	6.07	292.65	742.8	381.49	183.09	153.37
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	$V_{2.9}$	911.6	4.65	194.07	526.87	323.3	134.46	94.47
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	$V_{2.9}$	683.93	14.41	248.64	534.02	253.85	170.05	56.02
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	$V_{2.9}$	412.6	17.82	256.58	319.09	163.37	169.11	66.59

Tableau V.23. Sollicitations maximales de calcul dans le voile(V_{5.7}) :

niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V _a (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
ES	V _{5.7}	3349.94	330.84	2003.84	2641.3	1473.2	1628.18	478.4
RDC	V _{5.7}	3129.55	395.05	2657.22	2470.6	1393.64	2202.72	255.32
SP	V _{5.7}	2942.53	405.89	2476.06	2339.7	1313.24	2001.78	419.21
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V _{5.7}	2832.35	331.27	2193.38	2264.47	1252.34	1790.43	339.19
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	V _{5.7}	2432.11	283.55	1551.23	1953.22	1062.89	1206.74	271.35
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V _{5.7}	1960.61	242.83	996.2	1577.39	852.12	702	210.02
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	V _{5.7}	1420.07	204.13	541.95	1143.22	615.93	292.47	149.17
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	V _{5.7}	806.28	176.12	291.71	652.07	347.75	74.57	75.85

V.3.4. Calcul du Ferrailage :

V.3.4.1 Calcul du ferrailage :

On va exposer deux exemples de calcul pour le **voile plein** V_{5.7} et le **voile avec ouverture** V_{3.8}

Voile plein V_{5.7} du RDC :

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 5.7 \text{ m}, d = 5.1 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 3129.55 \text{ KN} \quad M_{cor} = 395.05 \text{ KN.m}.$$

$e_G = M/N = 0.126 \text{ m} < l/2 = 2.85 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) b.h.fbu \dots\dots (I)$$

$$MA = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 395.05 + 3129.55 \times (5.1 - 2.85) = 7436.53 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 3129.55 \times 10^{-3} \times (5.1 - 0.6) - 7436.53 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 5.7 - 0.81 \times 0.6) \times 5.7 \times 0.2 \times 14.2$$

$$(I) \Rightarrow 6.64 < 23.22$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7436.53 \times 10^{-3}}{0.2 \times 5.1^2 \times 14.2} = 0.100$$

$$\mu_{bu} = 0.100 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

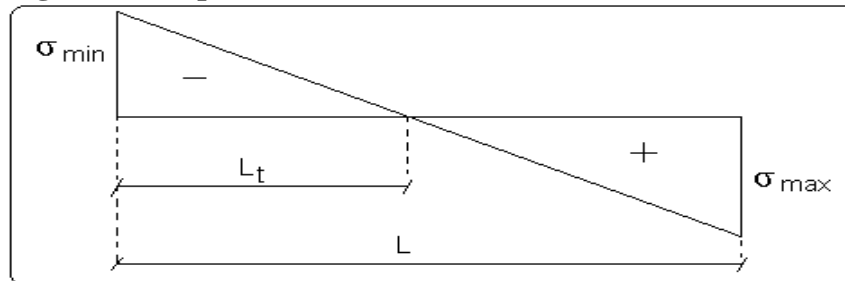
$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.132$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 4.82m$$

$$A_1 = \frac{M_a}{Z \times f_{bu}} = \frac{7436.53 \times 10^{-3}}{4.85 \times 348} = 44.25cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{Su}} = -15.79cm^2 = -45.67 < 0 \Rightarrow A' = 0cm^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$\sigma_{max} = N/B + (M \times Y)/I = 3129.55 \times 10^{-3} / 1.14 + (395.05 \times 10^{-3} \times 2.85) / 3.08 = 3.11MPa$$

$$\sigma_{min} = N/B - (M \times Y)/I = 3129.55 \times 10^{-3} / 1.14 - (395.05 \times 10^{-3} \times 2.85) / 3.08 = 2.38 MPa$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = 2.47m$$

$$A_{min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 247 = 9.88cm^2. \quad (A_{min} \text{ en zone tendue par le RPA}).$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 255.32KN$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} > \frac{\tau_u}{0.8f_e} \quad \text{tel que :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 255.32 \times 10^{-3}}{0.2 \times 5.1} = 0.35MPa$$

$$\text{Soit : } S_h = 20cm \quad \rightarrow A_h > 0.44 cm^2$$

Tableau. V.24. sollicitation de calcul dans le voile ($V_{4.1}$) dans tous les niveaux :

Niveau	ES	RDC	SP	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage
Section (m^2)	4.1×0.2	4.1×0.2	4.1×0.2	4.1×0.2	4.1×0.2
M(KN)	1240.95	1651.19	1417.41	1140.7	92.05
N(KN)	2318.91	2212.13	2209.11	2139.27	2118.87
V (KN)	374.45	276.72	546.48	457.32	352.55
τ (MPa)	0.71	0.52	1.03	0.86	0.67
$\bar{\tau}$ =0.2 f_{c28} (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	42.31	44.44	42.27	38.76	29.28
A_v^{min} (cm^2)	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3
A_v^{adop} (cm^2)	46.62	46.62	44.35	39.84	30.42
$N^{bre} / face$	11HA20+6HA16	11HA20+6HA16	9HA20+8HA16	5HA20+12HA16	9HA16+8HA14
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm^2)	0.88	0.65	1.28	1.07	0.83
A_h^{min} (cm^2)	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3
A_h^{adop} (cm^2)	14.7	18.1	14.7	14.7	14.7
$N^{bre} / plan$	13HA12	16HA12	13HA12	13HA12	13HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20
Niveau	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage		
Section (m^2)	4.1×0.2	4.1×0.2	4.1×0.2		
M(KN)	93.92	111.86	502.34		
N(KN)	1756.37	1352.06	744.27		
V (KN)	279.66	218.94	183.63		
τ (MPa)	0.53	0.41	0.35		
$\bar{\tau}$ =0.2 f_{c28} (MPa)	5	5	5		
A_v^{cal} (cm^2)	24.20	18.77	13.75		
A_v^{min} (cm^2)	12.3	12.3	12.3		
A_v^{adop} (cm^2)	26.17	19.23	14.39		
$N^{bre} / face$	17HA14	17HA12	3HA12+14HA10		
S_t (cm)	15	15	15		
A_h^{cal} (cm^2)	0.66	0.51	0.43		
A_h^{min} (cm^2)	12.3	12.3	12.3		
A_h^{adop} (cm^2)	14.7	14.7	14.7		
$N^{bre} / plan$	13HA12	13HA12	13HA12		

S_t (cm)	20	20	20
------------	----	----	----

Tableau. V.25. sollicitation de calcul dans le voile ($V_{5,7}$) dans tous les niveaux :

Niveau	ES	RDC	SP	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage
Section (m ²)	5.7 × 0.2	5.7 × 0.2	5.7 × 0.2	5.7 × 0.2	5.7 × 0.2
M(KN)	2003.84	2657.22	2476.06	2193.38	1551.23
N(KN)	2641.32	2470.64	2339.7	2264.47	1953.22
V (KN)	478.4	255.32	419.21	339.19	271.35
τ (MPa)	0.65	0.35	0.57	0.47	0.37
$\bar{\tau}$ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	47.48	49.2	46.17	43.32	34.97
A_v^{min} (cm ²)	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1
A_v^{adop} (cm ²)	49.63	49.63	46.24	44.36	35.41
$N^{bre} / face$	3HA20+20HA16	3HA20+20HA16	23HA16	19HA16+4HA14	23HA14
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.81	0.43	0.71	0.58	0.46
A_h^{min} (cm ²)	17.1	17.1	17.1	17.1	17.1
A_h^{adop} (cm ²)	17.57	18.91	17.57	17.57	17.57
$N^{bre} / plan$	7HA14+6HA12	2HA14+14HA12	7HA14+6HA12	7HA14+6HA12	7HA14+6HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20
Niveau	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage		
Section (m ²)	5.7 × 0.2	5.7 × 0.2	5.7 × 0.2		
M(KN)	242.83	204.13	176.12		
N(KN)	1960.61	1420.07	806.28		
V (KN)	210.02	149.17	75.85		
τ (MPa)	0.29	0.21	0.11		
$\bar{\tau}$ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5		
A_v^{cal} (cm ²)	27.1	19.61	11.36		
A_v^{min} (cm ²)	17.1	17.1	17.1		
A_v^{adop} (cm ²)	28.06	23.2	21.86		
$N^{bre} / face$	5HA14+18HA12	15HA12+8HA10	11HA12+12HA10		
S_t (cm)	20	20	20		
A_h^{cal} (cm ²)	0.36	0.27	0.14		
A_h^{min} (cm ²)	17.1	17.1	17.1		

A_h^{adop} (cm ²)	17.57	17.57	17.57
$N^{bre} / plan$	7HA14+6HA12	7HA14+6HA12	7HA14+6HA12
S_t (cm)	20	20	20

Tableau. V.26. sollicitation de calcul dans le voile ($V_{2,9}$) dans tous les niveaux :

Niveau	RDC	SP	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage
Section (m ²)	2.9 × 0.2	2.9 × 0.2	2.9 × 0.2	2.9 × 0.2	2.9 × 0.2
M(KN)	961	808.32	617.11	6.07	4.65
N(KN)	902.85	864.86	849.21	1101.53	911.6
V (KN)	160.42	343.07	264.61	153.37	94.47
τ (MPa)	0.43	0.92	0.71	0.42	0.25
$\bar{\tau}$ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	23.88	20.96	18.41	14.56	11.97
A_v^{min} (cm ²)	8.7	8.7	8.7	8.7	8.7
A_v^{adop} (cm ²)	24.13	21.3	19.41	16.03	13.52
$N^{bre} / face$	12HA16	6HA16+6HA14	2HA16+10HA14	6HA14+6HA12	12HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.53	1.15	0.88	0.52	0.31
A_h^{min} (cm ²)	8.7	8.7	8.7	8.7	8.7
A_h^{adop} (cm ²)	12.57	10.21	10.21	10.21	10.21
$N^{bre} / plan$	16HA10	13HA10	13HA10	13HA10	13HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
Niveau	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage			
Section (m ²)	2.9 × 0.2	2.9 × 0.2			
M(KN)	248.64	256.58			
N(KN)	534.02	319.09			
V (KN)	56.02	66.59			
τ (MPa)	0.16	0.18			
$\bar{\tau}$ =0.2f _{c28} (MPa)	5	5			
A_v^{cal} (cm ²)	9.75	7.01			
A_v^{min} (cm ²)	8.7	8.7			
A_v^{adop} (cm ²)	10.8	9.42			
$N^{bre} / face$	4HA12+8HA10	12HA10			
S_t (cm)	20	20			

A_h^{cal} (cm ²)	0.2	0.23
A_h^{min} (cm ²)	8.7	8.7
A_h^{adop} (cm ²)	10.21	10.21
$N^{bre} / plan$	13HA10	13HA10
S_t (cm)	20	20

2) Voile avec ouverture V3.8 (exemple de calcul)

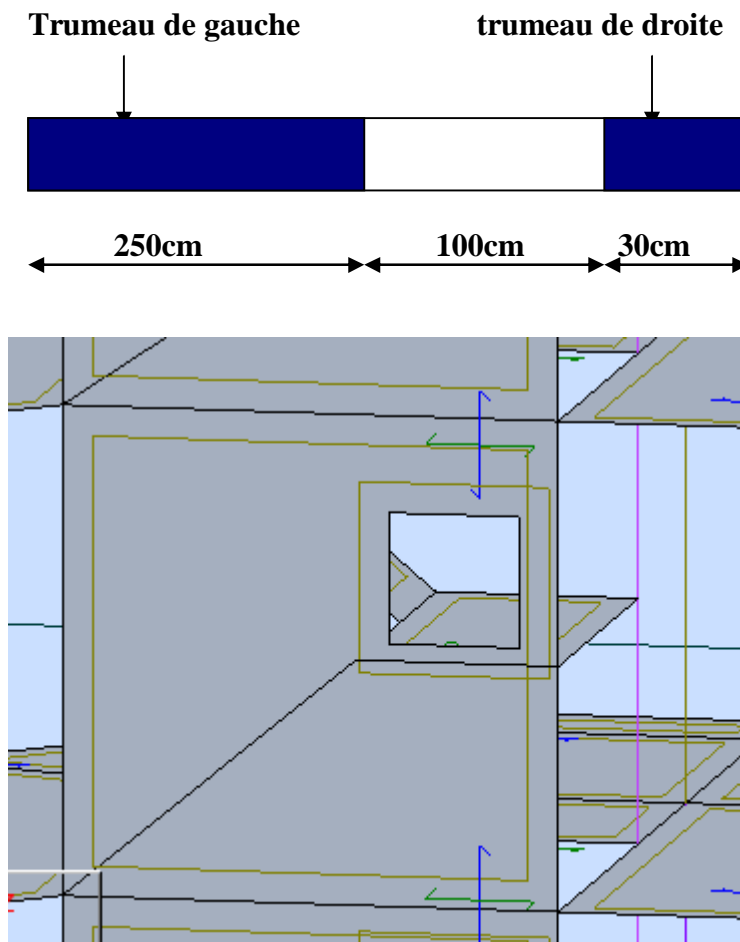


Figure V.10: schéma du voile avec ouverture.

Les trumeaux sont calculés comme des voiles pleins :

Tableau. V.27. sollicitation de calcul dans le trumeau de gauche:

Niveau	ES	RDC	SP	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage
Section (m ²)	2.5 × 0.2	2.5 × 0.2	2.5 × 0.2	2.5 × 0.2	2.5 × 0.2
M(KN)	335.768	321.67	325.08	312.78	278.02
N(KN)	1678.84	1608.37	1625.41	1563.92	1393.13
V (KN)	477.57	231.48	466.62	405.93	275.07

A_v^{cal} (cm ²)	27.83	26.57	26.87	25.77	22.7
A_v^{min} (cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
A_v^{adop} (cm ²)	31.42	29.15	29.15	26.89	24.63
$N^{bre} / face$	10HA20	8HA20+2HA16	8HA20+2HA16	6HA20+4HA16	4HA20+6HA16
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.9	0.90	1.81	1.57	1.06
A_h^{min} (cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
A_h^{adop} (cm ²)	10.21	12.57	10.21	10.21	10.21
$N^{bre} / plan$	13HA10	16HA10	13HA10	13HA10	13HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
Niveau	5^{eme} et 6^{eme} étage	7^{eme} et 8^{eme} étage	9^{eme} et 10^{eme} étage		
Section (m²)	2.5 × 0.2	2.5 × 0.2	2.5 × 0.2		
M(KN)	236.09	186	125.87		
N(KN)	1180.49	930	629.35		
V (KN)	183.28	113.39	74.75		
A_v^{cal} (cm ²)	19.08	14.85	9.91		
A_v^{min} (cm ²)	7.5	7.5	7.5		
A_v^{adop} (cm ²)	20.11	15.39	11.31		
$N^{bre} / face$	10HA16	10HA14	10HA12		
S_t (cm)	20	20	20		
A_h^{cal} (cm ²)	0.71	0.44	0.3		
A_h^{min} (cm ²)	7.5	7.5	7.5		
A_h^{adop} (cm ²)	10.21	10.21	10.21		
$N^{bre} / plan$	13HA10	13HA10	13HA10		
S_t (cm)	20	20	20		

Tableau. V.28. sollicitation de calcul dans le trumeau de droite

Niveau	ES	RDC	SP	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage
Section (m²)	0.3 × 0.2	0.3 × 0.2	0.3 × 0.2	0.3 × 0.2	0.3 × 0.2
M(KN)	89.53	85.78	86.68	83.4	74.14
N(KN)	447.69	428.9	433.44	417.04	370.7
A_v^{cal} (cm ²)	6.3	6.12	6.16	6.01	5.56
A_v^{min} (cm ²)	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

A_v^{adop} (cm^2)	7.16	7.16	7.16	6.03	6.03
N^{bre} / face	1HA20+2HA16	1HA20+2HA16	1HA20+2HA16	3HA16	3HA16
S_t (cm)	10	10	10	10	10
A_h^{min} (cm^2)	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
A_h^{adop} (cm^2)	6.53	8.04	6.53	6.53	6.53
N^{bre} / plan	13HA8	16HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20
Niveau	5^{eme} et 6^{eme} étage	7^{eme} et 8^{eme} étage	9^{eme} et 10^{eme} étage		
Section (m^2)	0.3 × 0.2	0.3 × 0.2	0.3 × 0.2		
M(KN)	62.95	49.6	33.56		
N(KN)	314.79	248	167.82		
A_v^{cal} (cm^2)	5.02	4.26	1.92		
A_v^{min} (cm^2)	0.9	0.9	0.9		
A_v^{adop} (cm^2)	5.09	4.62	2.36		
N^{bre} / face	1HA16+2HA14	3HA14	3HA10		
S_t (cm)	10	10	10		
A_h^{min} (cm^2)	0.9	0.9	0.9		
A_h^{adop} (cm^2)	6.53	6.53	6.53		
N^{bre} / plan	13HA8	13HA8	13HA8		
S_t (cm)	20	20	20		

NB : en ce qui concerne les trumeaux de droites des premiers niveaux, $A' \neq 0$, il faut donc prendre en compte les armatures comprimées.

Ferraillage du linteau :

Le linteau se ferraille à la flexion simple. (on ferraille le linteau du RDC comme exemple)

Les sollicitations

$$M=162.32KN.m$$

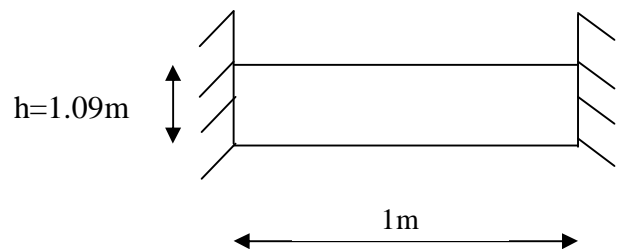
$$V=231.89KN$$

$$\bar{V} = 1.4 \times V = 324.65KN$$

$$d=0,9h \quad , \quad h : \text{hauteur du linteau}$$

$$\tau = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{324.65}{0,2 \times 0.981} = 1.65MPa$$

$\tau = 1.65MPa < \tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5MPa$ (Pas de risque de rupture par cisaillement dans le linteau).



$\tau > 0,06 \times f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$, Dans notre cas il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux, transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Calcul des armatures diagonales :

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \text{Sin}\alpha} = \frac{231.89}{2 \times 400 \times 0,72} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Avec : $\text{tg}\alpha = \frac{h - 2 \times c}{2 \times a}$ c : enrobage

$$\text{tg}\alpha = 1.04 \Rightarrow \alpha = 46.12^\circ \Rightarrow \text{Sin}\alpha = 0,72$$

$$A_D^{\text{min}} = 0,15\% \times e \times h = 3.27 \text{ cm}^2$$

Soit $A_D = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures longitudinales :

$$A_l^{\text{min}} = 0,15\% \times e \times h = 3.27 \text{ cm}^2$$

Soit $A_l = 4\text{HA}12 = 4.62 \text{ cm}^2$.

Calcul des armatures transversales:

$$\tau > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \text{ Donc } A_t^{\text{min}} = 0.25\% \times t \times e = 1 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}$ chaque 20 cm.

Calcul des armatures de peau : on met des armatures de peau pour évite les éclatements ou fissuration.

$$A_p = 0,2\% \times e \times h = 4.36 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A_p = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

Tableau V.29 : ferrillage de linteau.

Niveau	ES	RDC	SP	1 ^{er} et 2 ^{eme}	3 ^{eme} et 4 ^{eme}	5 ^{eme} et 6 ^{eme}
Section (cm ²)	68×20	109×20	56×20	56×20	56×20	56×20
V (KN)	163.08	231.89	343.7	335.39	275.55	183.6
M (KN.m)	114.156	162.32	327.2	284.64	192.88	128.52
τ MPA	1.86	1.65	4.7	4.6	3.8	2.55
τ_{adm} MPA	5	5	5	5	5	5
A_d (cm ²)	3.82	4.02	9.4	9.2	7.58	5.05
A_d adoptée	4HA12= 4.52	4HA12= 4.52	4HA20= 12.5	4HA20= 12.5	4HA16= 8.04	4HA14= 6.16

A_{\min}^t (cm ²)	1	1	1	1	1	1
A^t (cm ²)/	2HA8 chaque 20cm	2HA8 chaque 20cm	2HA8 chaque 20cm	2HA8 chaque 20cm	2HA8 chaque 20cm	2HA8 chaque 20cm
λ_g	1.47	0.91	1.78	1.78	1.78	1.78
St (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{mi}^l (RPA) (cm ²)	2.04	3.27	1.68	1.68	1.68	1.68
A^l adoptée	2HA14	2HA16	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_{peau} (cm ²)	2.72	4.36	2.24	2.24	2.24	2.24
A_{peau} adoptée	4HA12	6HA12	3HA10	3HA10	3HA10	3HA10
Niveau	7^{eme} et 8^{eme}	9^{eme} et 10^{eme}				
Section (cm ²)	56×20	56×20				
V (KN)	113.59	74.88				
M (KN.m)	79.51	52.42				
τ MPA	1.57	1.04				
τ_{adm} MPA	5	5				
A_d (cm ²)	3.12	/				
A_d adoptée	4HA12=4.52					
A_{\min}^t (cm ²)	1	1				
A^t (cm ²)	2HA8 chaque 20cm	2HA8 chaque 20cm				
λ_g	1.78	1.78				
St (cm)	20	20				
A_{mi}^l (RPA) (cm ²)	1.68	1.68				
A^l adoptée	2HA12	2HA12				
A_{peau} (cm ²)	2.24	2.24				
A_{peau} adoptée	3HA10	3HA10				

On expose un exemple de schéma du linteau d'étage (mis à part ceux du 9^{ème} et du 10^{ème} étage qui ne contiennent pas d'armatures diagonales car $\tau_b < 0,06 f_{c28}$.)

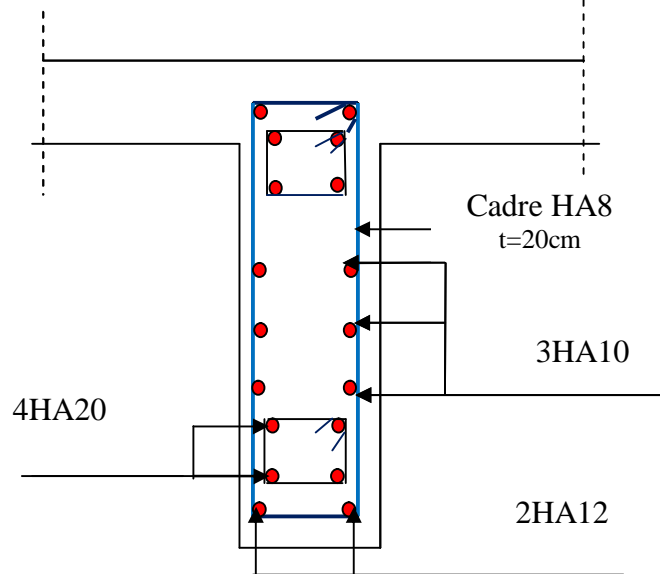


Figure. V.11. : Schéma de ferrailage du linteau Pour les étages (sauf 9 et10).

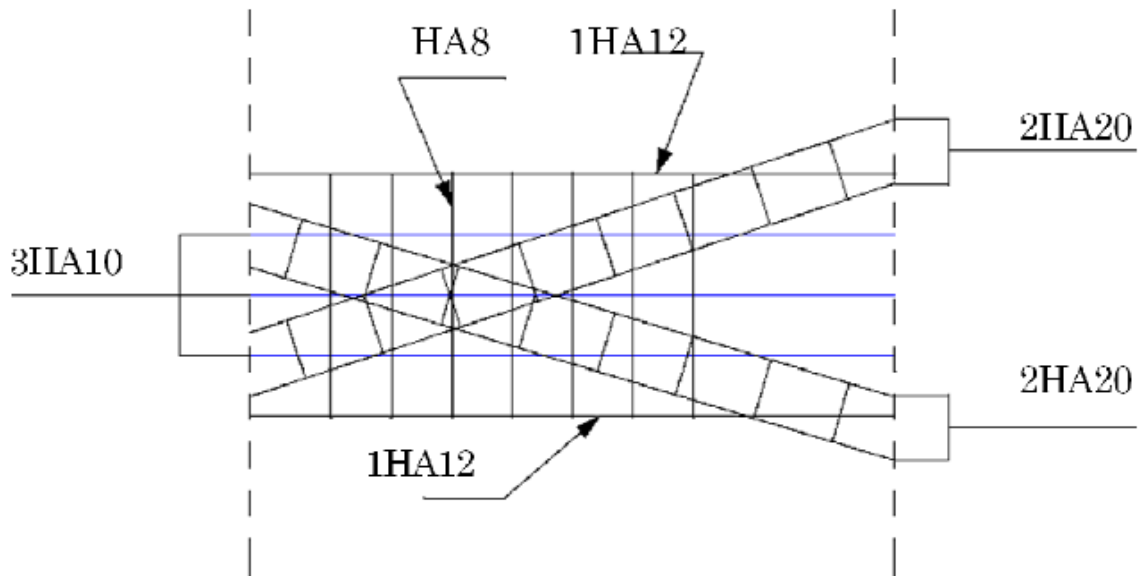


Figure. V.11. : Schéma de ferrailage du linteau Pour les étages (sauf 9 et10).

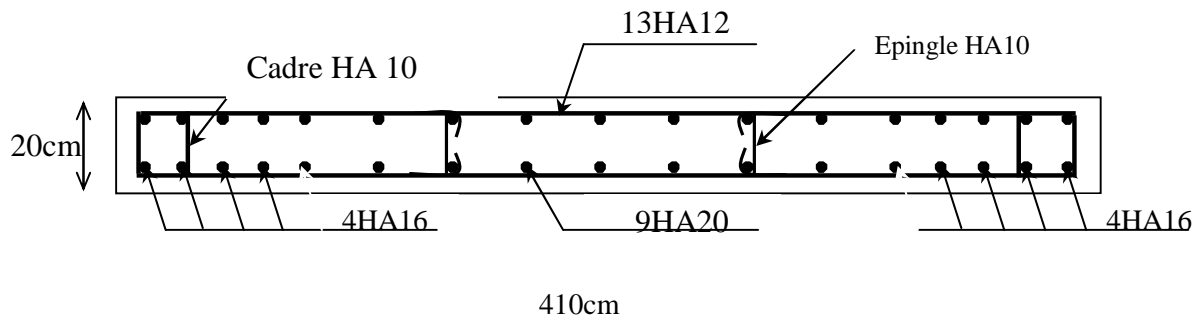
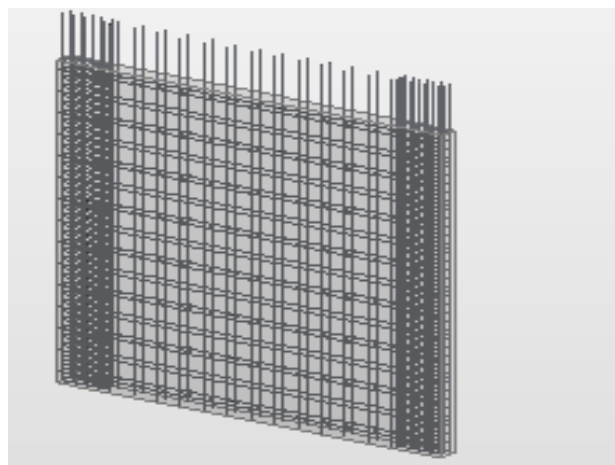


Fig VI3 Schéma de ferrailage du voile $V_{4.1}$ de la sous-pente.



Ce schéma ci-dessus nous montre un exemple de ferrailage d'un voile en 3D.(extrait sous robot).

Il est à noter que sur certains voiles, le ferrailage que nous avons calculé est identique à celui donné par le logiciel robot.

CONCLUSION :

Au terme de ce chapitre nous avons étudiées les différents éléments principaux, le ferrailage de ces derniers doit impérativement répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Introduction :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure (poteaux, poutres, voiles, murs...), cette transmission peut être directe (cas de semelles reposant sur sol ou cas de radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelles sur pieux..).

La détermination des ouvrages de fondation sont en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

VI.1 Le choix du type de fondation : dépend des facteurs suivant :

- La capacité portante du terrain de fondation, sa nature et son homogénéité.
- La charge totale transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux
- L'économie et la facilité de réalisation.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à $\sigma = 0.983$ bars.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes (RPA99/2003) :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$
- ✓ **Vérification des semelles isolées :**

Vu la capacité portante du sol, et l'importance de l'ouvrage la vérification des semelles isolées n'est pas nécessaire.

- ✓ **Vérification des semelles filantes**

On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

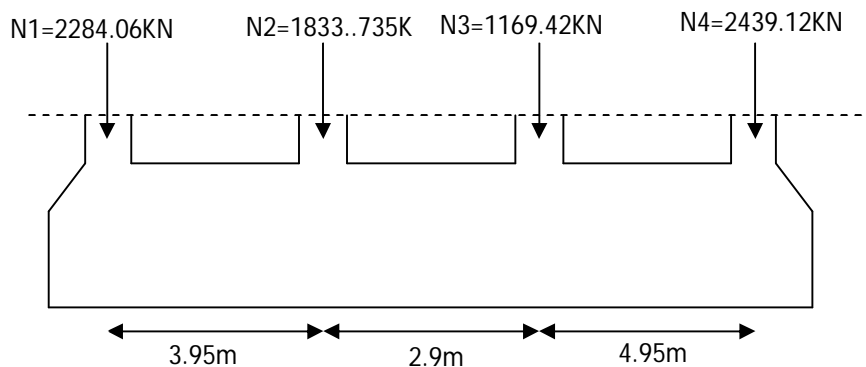


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle

$$N = \sum N_i = 7726.33KN$$

$$L = 13.3m$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{7.72633}{0.0983 \times 13.3} = 5.91m$$

On a la largeur de notre semelle égale à 5.91m, Vu la distance entre les axes des deux portiques parallèles on remarque qu'il y a une faible distance entre les deux semelles filantes, les poteaux rapprochés (petites trames) et le chargement transmis au sol est important d'où l'emploi des semelles filantes ne convient pas donc on passe au radier nervuré

➤ **Vérification de Radier général :**

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et en tendance à occuper tout l'entraxe des poteaux ; on opte alors pour un radier, qui occupera la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas, on doit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieures.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

VI.2 Etude du radier :

A- dimensionnement :

- **Condition de coffrage :**

➤ **Pour les nervures :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \dots \dots \dots (1)$$

Avec h_t est la hauteur de la nervure.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{max} = 580cm$$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h_t \geq 58cm$

On opte pour une hauteur : $h_t = 65cm$

➤ **Pour la dalle :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_r \geq 29cm$$

On opte pour une hauteur : $h_r = 40cm$

- **condition de rigidité :**

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max} \dots \dots \dots (2)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad L_e : \text{est la longueur élastique} \dots \dots \dots (3)$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol.

$$\begin{cases} 0.5 \text{ Kg} / \text{cm}^3 & \text{tres mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg} / \text{cm}^3 & \text{sol moyen} \\ 12 \text{ Kg} / \text{cm}^3 & \text{trés bon sol} \end{cases}$$

b : la largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.8^4 \times 40}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^4}} \Rightarrow h_t \geq 0.885 \text{ m}$$

A partir des trois conditions précédentes on prend $h_t = 1 \text{ m}$ pour les nervures du radier.

La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Calcul du Poids :

$N_{ser} = 46449.80 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{rad} = 0.4 \times 317.537 \times 25 = 3175.37 \text{ KN}$ (Poids du radier)

Vu la légère complexité de la géométrie de notre structure, nous avons calculé la surface avec une décomposition de formes adéquates (triangle, polygone, rectangle...).

$S_{bat} = 317.537 \text{ m}^2$

$N_{ser} = 46449.8 + 3175.37 = 49625.17 \text{ KN}$

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{49625 \cdot 17}{98.3} = 504.83 m^2$$

$$S_{rad} = 504.83 > S_{bat} = 317.55 m^2$$

$S_{bat} < S_{rad} \Rightarrow$ Le radier déborde.

$$\text{Calcul du débord : } D = \frac{S_{rad} - S_{bat}}{\text{perimetre}} ; p = 75.55 m.$$

Soit le radier déborde de 2m.

c) Condition de cisaillement :

$$V_u = \frac{V_d}{d \times b} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots \dots \dots (I)$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times S_{rad}} \quad V_u = \frac{63867.52 \times 5.8 \times 1}{2 \times 504.83} = 366.88 KN$$

N_u : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable (ELU).

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = \frac{366.88 \times 10^{-3} \times 1.5}{1.75} = 0.314 m$$

A partir de ces conditions on opte pour :

- $h_t = 90 cm$ pour les nervures de radier.

- $h_r = 50 cm$ pour la dalle du radier.

Vérification de la poussée hydrostatique :

Poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 2 m

S : surface totale du radier = 504.83 m²

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau)

$N = 46449.80 \geq 1.5 \times 2 \times 504.83 \times 10 = 15144.9 \text{KN} \dots \dots$ La condition est vérifiée.

Vérification au poinçonnement

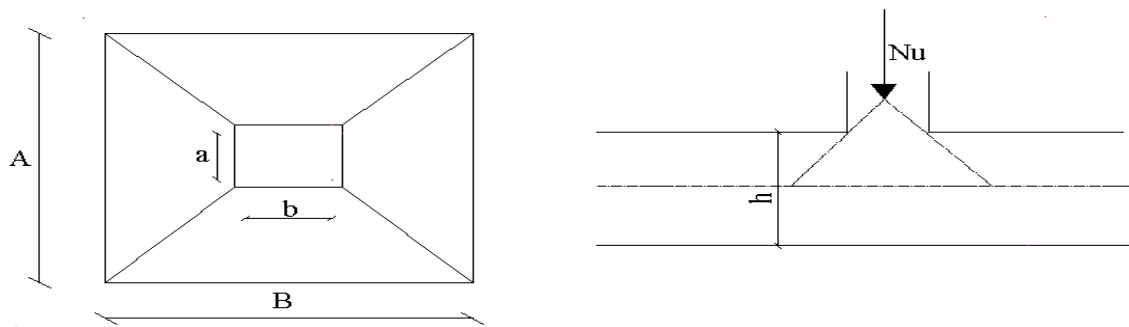


Figure VI.2 : Schéma correspondant au poinçonnement

Selon le **BAEL 99(artici A.5.2 ,41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant ,cette verification s'effectue comme suit :

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

h : l'épaisseur du radier

N_d : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B) ; \begin{cases} A = a + h_t = 0.75 + 0.5 = 1.25 \text{m} \\ B = b + h_t = 0.75 + 0.5 = 1.25 \text{m} \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 5 \text{m}$

$$N_u = 3137.64 \text{KN}$$

$$N_d = 3.13764 \text{MN} \leq 0.045 \times 0.4 \times 5 \times \frac{25}{1.5} = 1.5 \text{MN} \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

L'épaisseur du radier n'est pas suffisante on opte pour $h=0.85$, on aura alors

$$N_d = 3.13764 \text{MN} \leq 0.045 \times 0.85 \times 5 \times \frac{25}{1.5} = 3.19 \text{MN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

➤ sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

N : l'effort normal du aux charge verticales.

M : moment sismique a la base.

Après calcul du centre de gravité et en s'appuyant sur SOCOTEC (voir schéma de décomposition suivant) on trouve :

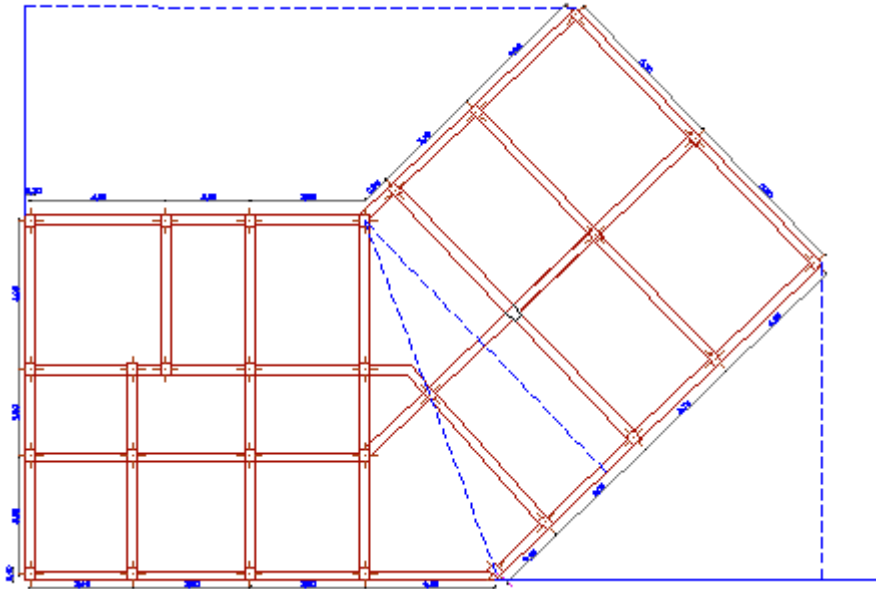


Figure VI.3 : schéma détaillé pour calcul de centre de gravité.

$$I_x = 14845.07 m^4 \text{ et } X_G = 11.57 m$$

$$I_y = 27505.85 m^4 \text{ et } Y_G = 8.15 m$$

$$M_y = 18406.62 KN.m; \quad M_x = 12257.95 KN.m$$

$$N_{ser} = 46449.8 KN$$

$$\sigma_1 = \frac{46.4498}{504.83} + \frac{18.40662 \times 11.57}{27505.85} = 0.0997 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{46.4498}{504.83} - \frac{12.25795 \times 8.15}{14845.07} = 0.084 MPa$$

σ_1, σ_2 : Sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.0997 + 0.084}{4} = 0.0957 < 0.0983 MPa$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

➤ **sens y-y:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{46.4498}{504.83} + \frac{12.25795 \times 8.15}{14845.07} = 0.0987 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{46.4498}{504.83} - \frac{12.25795 \times 8.15}{14845.07} = 0.0852 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.0987 + 0.0852}{4} = 0.095 < 0.0983 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0.095 < \sigma_{sol} = 0.0983 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA 99/2003**. On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

➤ **Sens xx :** $e = \frac{12257.95}{46449.8} = 0.263 \text{ m} < \frac{25.89}{4} = 6.47 \text{ m}$

➤ **Sens yy :** $e = \frac{18406.62}{46449.8} = 0.396 \text{ m} < \frac{19.02}{4} = 4.75 \text{ m}$

VI.3- Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

a-Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{tot}} = \frac{63867.52}{504.83} = 126.513 \text{ KN} / \text{m}^2$$

N_u : est l'effort normal ultime ramène par la superstructure, et l'infrastructure.

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{4.3}{5.4} = 0.79 > 0.4$$

⇒ la dalle travaille dans les deux sens

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

b-Calcul de Ferrailage :

- À l'ELU : ($V = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0573 \\ \mu_y = 0.5786 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II).}$$

$$M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0573 \times 126.513 \times 4.3^2 \text{ Kl}$$

$$M_0^x = 134.04 \text{ KNm}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 134.04 \times 0.5786 = 77.55 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

- En travées :

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 113.94 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 65.92 \text{ KN.m}$$

- En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -53.62 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.85) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Condition de non fragilité :

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} A^{\min}_x = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r \\ A^{\min}_y = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ pour des HA et $f_e E400$

$$\begin{cases} A^{\min}_x = 0.0008 \times (3 - 0.79) \times 100 \times 85 / 2 = 7.50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A^{\min}_y = 0.0008 \times 100 \times 85 = 6.8 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

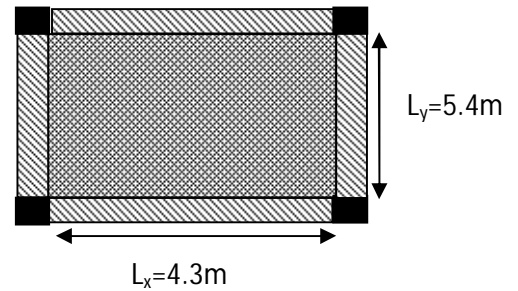


Figure. VI.4. dalle sur 04 appuis

Tableau VI.1. Ferrailage du radier :

Localisation	sens	M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² / ml)	A _{min} (cm ² / ml)	A _{opt} (cm ² / ml)	Choix /ml	S _t (cm)
Travée	x-x	113.94	4.3	7.50	7.7	5HA14	20
	y-y	65.92	2.5	6.8	7.7	5HA14	20
Appuis		53.62	2.01	7.5	7.7	5HA14	20

Espacement des armatures :

$$\begin{cases} \text{armatures // } L_x : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ \text{armatures // } L_y : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification a l'ELU :➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{126.513 \times 4.3}{2} \times \frac{5.4^4}{4.3^4 + 5.4^4} = 194. \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{194 \times 10^{-3}}{1 \times 0.77} = 0.252 < \bar{\tau} = 0.07 / \gamma_b \times f_{c28} = 1.16 \text{MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

Vérification à l'ELS : (ν = 0.2)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0639 \\ \mu_y = 0.6978 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II).}$$

$$N_{ser} = 46449.8 \text{KN}$$

$$Q_u = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \Rightarrow Q_u = \frac{46449.8}{504.83} \Rightarrow Q_u = 92.02 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0639 \times 92.02 \times 4.3^2$$

$$M_0^x = 108.72 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 108.72 \times 0.6978 = 75.87 \text{KN.m}$$

- **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 92.412 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 64.50 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -43.488 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton :

- **En travée :**

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$y = 12.23 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

$$\Rightarrow I = 545516.04 \text{ m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 2.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ pas risque de fissuration de beton.}$$

Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

issuration nuisible \Rightarrow

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.6 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :

localisation	sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Travée	x-x	92.412	12.23	545516.04	164.58	201.66
	y-y	64.50	12.23	545516.04	114.87	201.66
Appui		43.488	12.23	545516.04	77.45	201.66

Il n'y a pas lieu d'augmenter la section dans l'acier car la contrainte dans l'acier est vérifiée.

- Schéma de ferrailage du radier : homogénéisation du ferrailage suivant le panneau le plus sollicité.

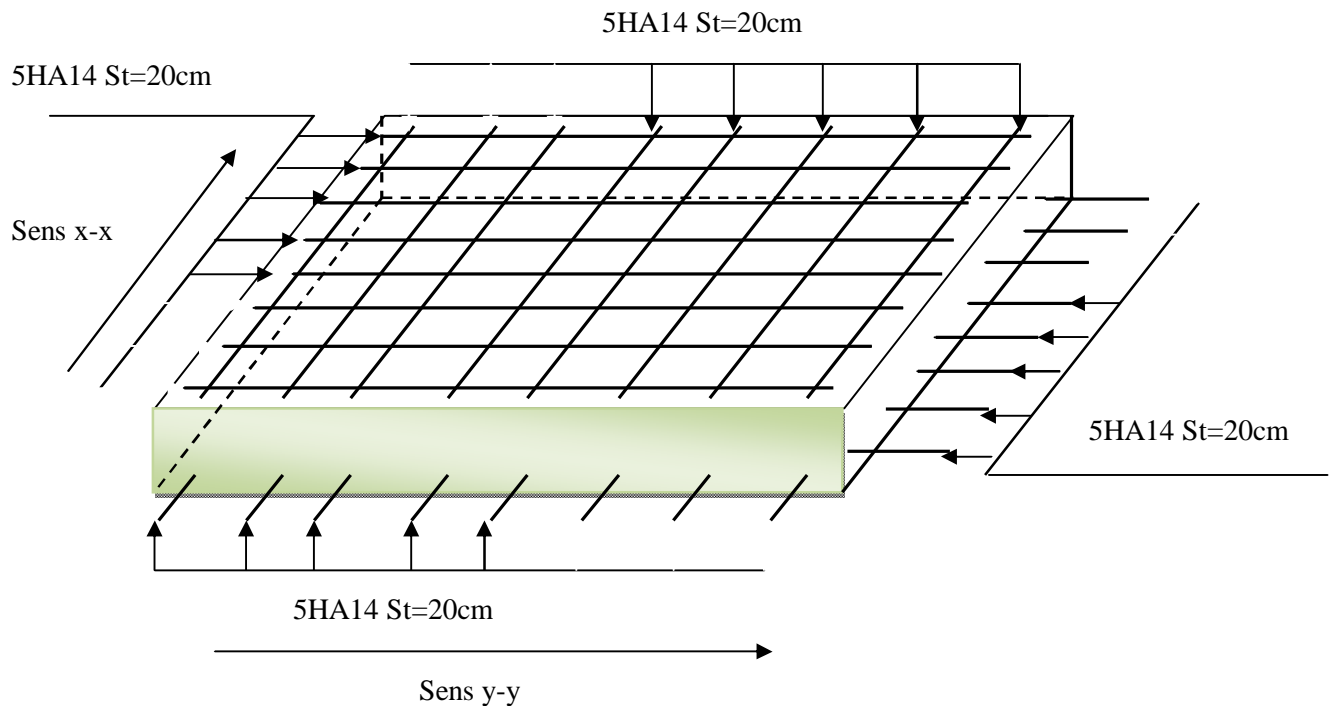


Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier.

VII.3.3. Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 63.25 \text{ KNm}$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2. A_{\min} = 6.8 \text{ cm}^2.$$

On adopte 5HA14 = 7.7 cm²

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

Sachant que : $V_u = q_u \times l = 126.513 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.164 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

C.V

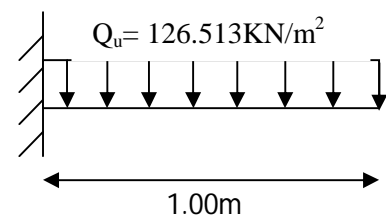


Figure VI.6 Schéma statique du débord

VI.4 Etude des nervures :

Les nervures se calculent comme des poutres continues renversée avec des charges transmises par les panneaux de la dalle (trapézoïdale, triangulaire, uniforme...) (voir **tableau VI.4**), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle

Tableau VI.3. Répartition des charges selon les lignes de rupture :

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$	$P_v = P'_m = 2/3 Q_u l_x$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad ; \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 126.513 \text{ KN/m}^2, \quad Q_s = 92.02 \text{ KN/m}$$

Selon x-x :

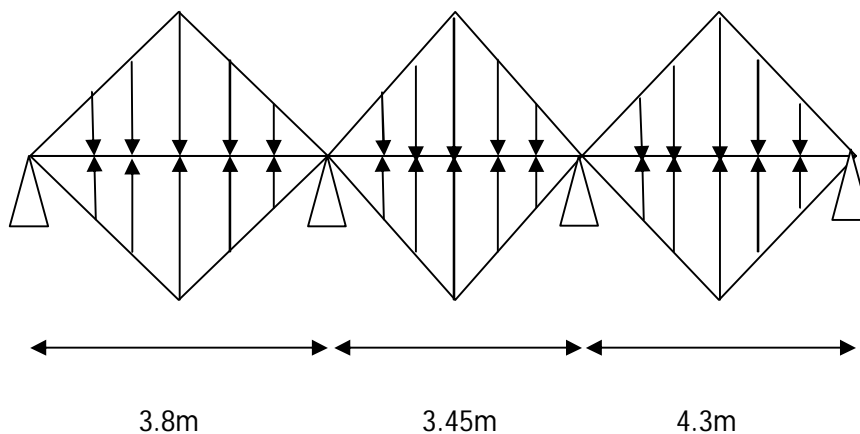


Figure .VI.7 . Chargement de la nervure intermédiaire

- Schéma statique équivalent :

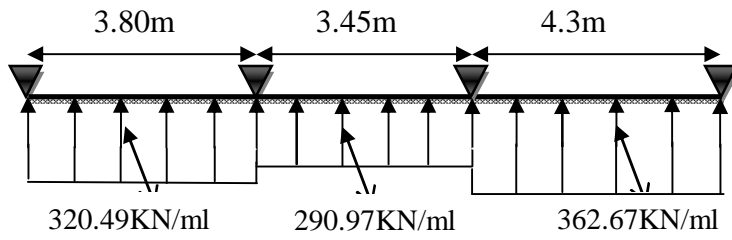


Schéma statique équivalent au chargement de la nervure intermédiaire dans le Sens x-x.

Sens y-y :

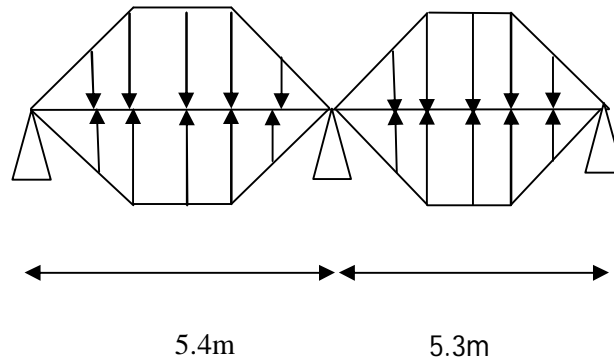
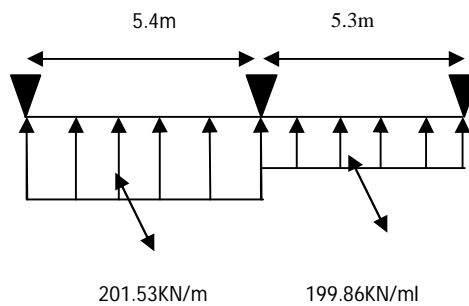


Figure .VI.8 . Chargement de la nervure intermédiaire



- Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$ Si c'est une travée de rive

Moments :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Avec : M_g, M_d moments sur appuis de gauche et droite respectivement

➤ **Sens (y-y) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4. Sollicitation sur la nervure dans le sens longitudinal :

localisation	Travée	Appui
$M_u(KN.m)$	435.43	-676.06
$M_s(KN.m)$	316.71	-491.73
$V(KN)$	546.69	

➤ **sens(x-x) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5. Sollicitation sur la nervure dans le sens transversal :

localisation	Travée	Appui
$M_u(KN.m)$	593.91	-530.58
$M_s(KN.m)$	432	-385.93
$V(KN)$	903.13	

✓ **Ferraillage :**

➤ **Sens y-y :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 1m$$

$$h_0 = 0.85m$$

$$b_0 = 0.75m$$

$$d = 0.9m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{2.5}{10}; \frac{4.3}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.25; 2.15)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 0.25m$$

$$\text{Donc : } b = 2b_1 + b_0 = 125cm$$

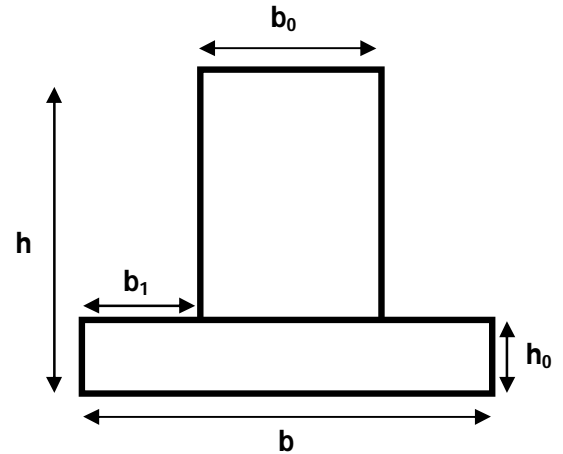


Figure. VI.9. Schéma de la nervure.

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci- dessous :

Tableau VI .6. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y) :

Sens	localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Choix
y-y	travée	435.43	14.12	13.58	18.85	6HA20
	appui	-676.06	22.51	8.15	24.15	3HA25+3HA20

• **Sens x-x**

D'une manière semblable au premier calcul on trouve : $b = 114cm$

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci- dessous :

Tableau VI.7. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens x-x) :

Sens	localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Choix
x-x	travée	593.91	19.41	12.39	24.15	3HA25+3HA20
	appui	-530.58	17.50	8.15	18.85	6HA20

• **Vérification :**

A l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2.5 \text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Vérification de l'effort tranchant :

Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Sens x-x	903.13	0.88	2.5	vérifiée
Sens y-y	546.69	0.49	2.5	vérifiée

A l'ELS :

➤ **Les contraintes dans le béton :**

Il n'y a pas lieu de calculer la contrainte dans le béton car on a trouvé que la condition suivante est

vérifiée en travée et en appuis : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

A.N :

$$\gamma = \frac{593.91}{432} = 1.37 \Rightarrow \alpha = 0.058 < 0.212 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

➤ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée.

Ces le cas des éléments exposent aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes) :

Sens		$M_{ser} (KN.m)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
x-x	travée	432	20.94	2076583.154	215.50	201.63
	appui	385.93	22.55	1573040.116	248.22	201.63
y-y	travée	316.71	18.04	1708771.415	200.05	201.63
	appui	491.73	25.04	1921126.131	249.41	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on referaille à l'ELS

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes) :

localisation		Choit/ml	$A_s (cm^2)$	$M_{ser} (KN.m)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_s (MPa)$	Obs
x-x	Travée	4HA25+4HA20	32.21	432	23.705	2629635.552	163.36	Vérifiée
	appui	8HA25	39.27	385.93	30.557	2794690.531	123.13	vérifiée
y-y	travée	8HA20	25.13	/	/	/	/	Vérifiée
	appui	4HA25+4HA20	32.21	491.73	28.21	2405909.522	189.43	vérifiée

Bien que La contrainte dans l'acier est vérifiée dans le sens y-y en travée, on à pris 8HA20 pour homogénéiser le ferrailage.

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(28.5; 75; 20)$$

$$\phi_t \leq 20mm. \text{ Soit } \phi_t = 10mm.$$

Espacement des aciers transversaux :

Soit : 4HA10=3.16cm² (un cadre entourant les barres des angles+ un petit cadre pour celles du milieu)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t = 40cm \dots \dots \dots (1)$$

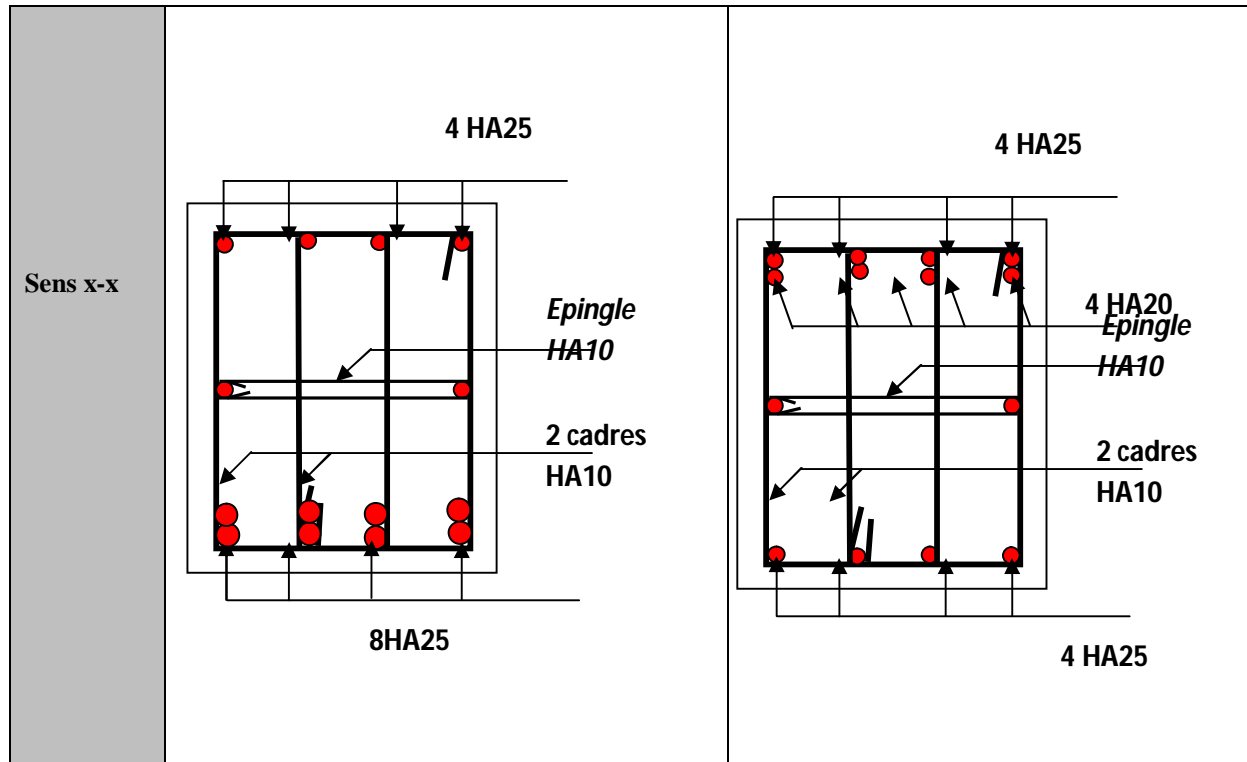
$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 42.13cm \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 53.93 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

- schémas de ferrailage des nervures :

Tableau VI.11. Ferrailage des nervures :

	Appui	Travée
Sens y-y	<p>4 HA20</p> <p>Epingle HA10</p> <p>2 cadres HA10</p> <p>4HA25+4HA20</p>	<p>4 HA20</p> <p>4 HA20 Epingle HA10</p> <p>2 cadres HA10</p> <p>4 HA20</p>
	Appui	Travée



NB : les schémas suivants montrent que les armatures de peau sont constituées d'une nappe, il est préférable d'en faire deux vu la hauteur des nervures, et cela pour éviter tout risque de fissures.

VI.5 Etude du voile périphérique :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il ne fait pas partie du système de contreventement.

Selon le **RPA99/2003**, Les ossatures au-dessus de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% de la section du béton dans les deux sens (horizontal et Vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

III.1. Dimensions de voile périphérique

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

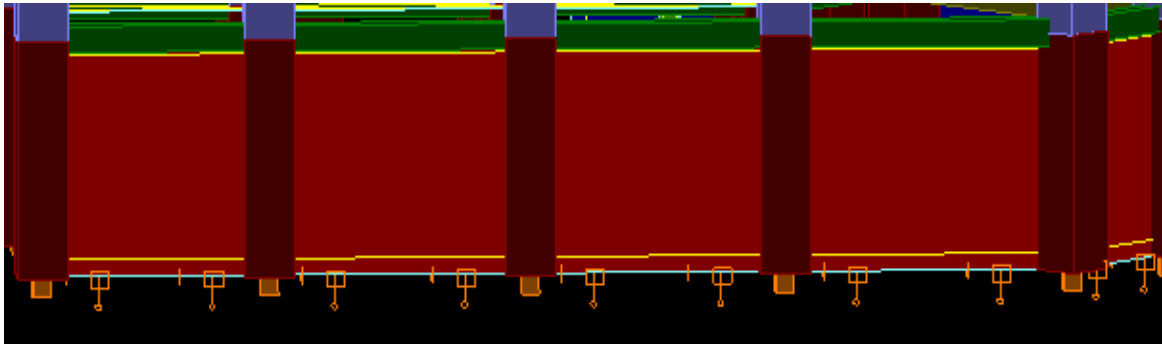
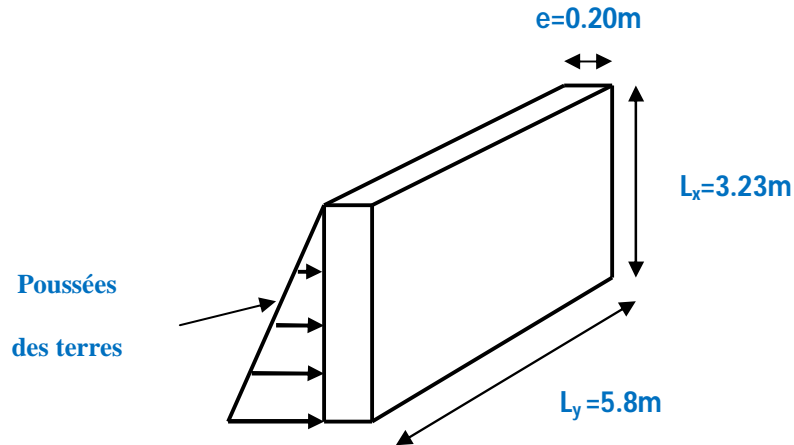


Figure VI-10. Voile périphérique.

III.2. Caractéristiques géotechniques du sol

L'angle de frottement interne : $\varphi = 11^\circ$

La cohésion : $C = 0.14 \text{ bar} = 14 \text{ kN/m}^2$

Poids volumique des terres humide: $\gamma_h = 21.9 \text{ kN/m}^3$.

III.3. Calcul des contraintes

Nous sommes dans le cas d'un sol cohérent et frottant :

$$\sigma_A = k_a \cdot \sigma_v - 2Cu \sqrt{K_a}$$

Soit K_a : est le coefficient de poussée.

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.679 ;$$

$$\sigma_g = 1.35 \times (0.679 \times 21.9 \times h - 2 \times 14 \times \sqrt{0.679}) = 33.69$$

a) surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 6.79 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.5.ferrailage du voile :

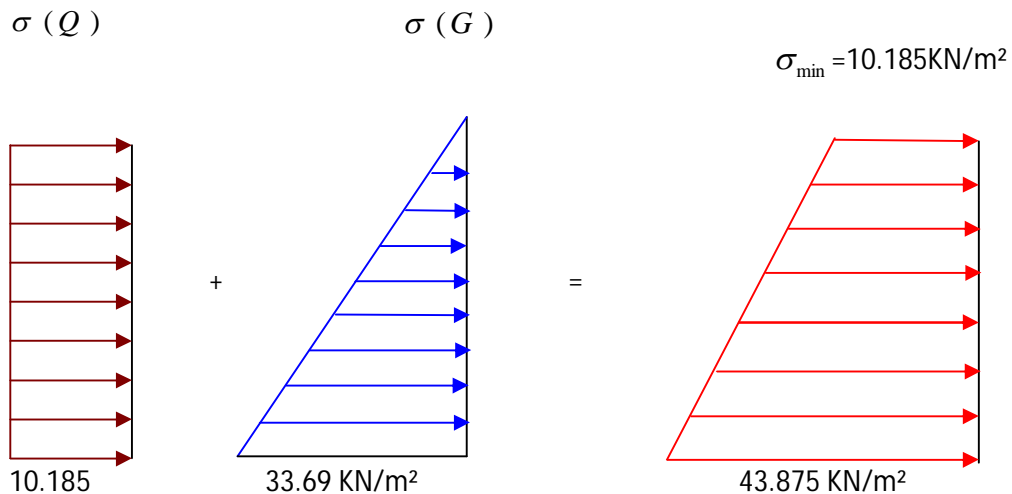
Le voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre(04) appuis.

A L'ELU :

$$\sigma_{\max} = 1.35\sigma_A + 1.5Q$$

$$\sigma_{\max} = 33.69 + 10.185 = 43.875 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5Q = 10.185 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 43.875 + 10.185}{4} = 35.45 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 35.45 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dans les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.23 \text{ m}; \quad L_y = 5.8 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.56 > 0.4$$

Le panneau travaille dans les deux sens

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

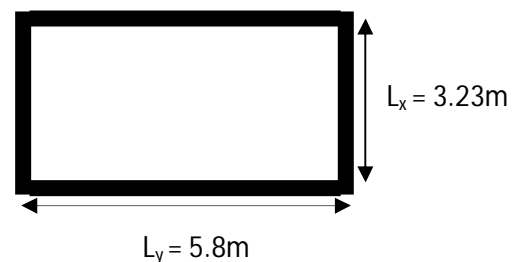


Figure VI.11 : Le panneau le plus sollicité

$$\rho = 0.56 \rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.088 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \dots\dots(\text{Annexe II})$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 32.55 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.14 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 27.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 6.2 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -13.02 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{\min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA

Tableau VI.12. Tableau de ferrailage du voile :

Localisation	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	x-x	27.67	0.060	0.0776	0.174	4.56	2	5HA12=5.65	20
	y-y	6.2	0.0135	0.0169	0.178	1.00	2	4HA12=4.52	25
Appuis		13.02	0.0283	0.0358	0.177	2.11	2	4HA12=4.52	25

Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

VI. Vérification :

A L'ELU :

Condition de non fragilité :

➤ **En travée :**

$$\rho = 0.56 > 0.4$$

$$e \geq 12 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h / 2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ pour des HA et $f_e E400$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times (3 - 0.56) \times 100 \times 20 / 2 = 1.952 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

En appui :

$$A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_t > A_{\min}$ condition vérifiée et $A_a > A_{\min}$ condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{35.45 \times 3.23}{2} \times \frac{5.8^4}{3.23^4 + 5.8^4} = 52.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{52.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.165} = 0.29 < \bar{\tau} = 0.07 / \gamma_b \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

Donc Le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

Vérification à l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases} \text{ (Annexe II)}$$

$$\sigma_{\max} = Q + G = 24.96 + 6.79 = 31.75 \text{ KN} / \text{m}^2 ; \sigma_{\min} = Q = 6.79 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 31.75 + 6.79}{4} = 25.51 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 25.51 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 24.56 \text{ KN.m} \text{ et } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 10.45 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 20.87 \text{ KN.m} \text{ et } M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 8.88 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 \times 58.76 \Rightarrow M_a^x = -9.82 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Contraintes dans le béton :

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

Les contraintes dans l'acier :

issuration nuisible $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63MPa.$

$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y)$; Les résultats sont donc résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.13. Vérification des contraintes :

Localisation	sens	M_{ser} (KN.m)	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Travée	x-x	20.87	4.74	18451.2699	5.35	224.97
	y-y	8.88	4.31	15375.6	2.47	118.59
Appuis		9.82	4.31	15375.6	2.75	131.15

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée dans le sens x-x en travée, on augmente alors la section d'acier, on opte pour 6HA12 =6.79cm²/ml, avec y=5.13m ; l=21370.30817cm⁴ ; $\Rightarrow \sigma_s = 188.53MPa$C.V. avec St=16.66cm.

VI. 4. 6 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

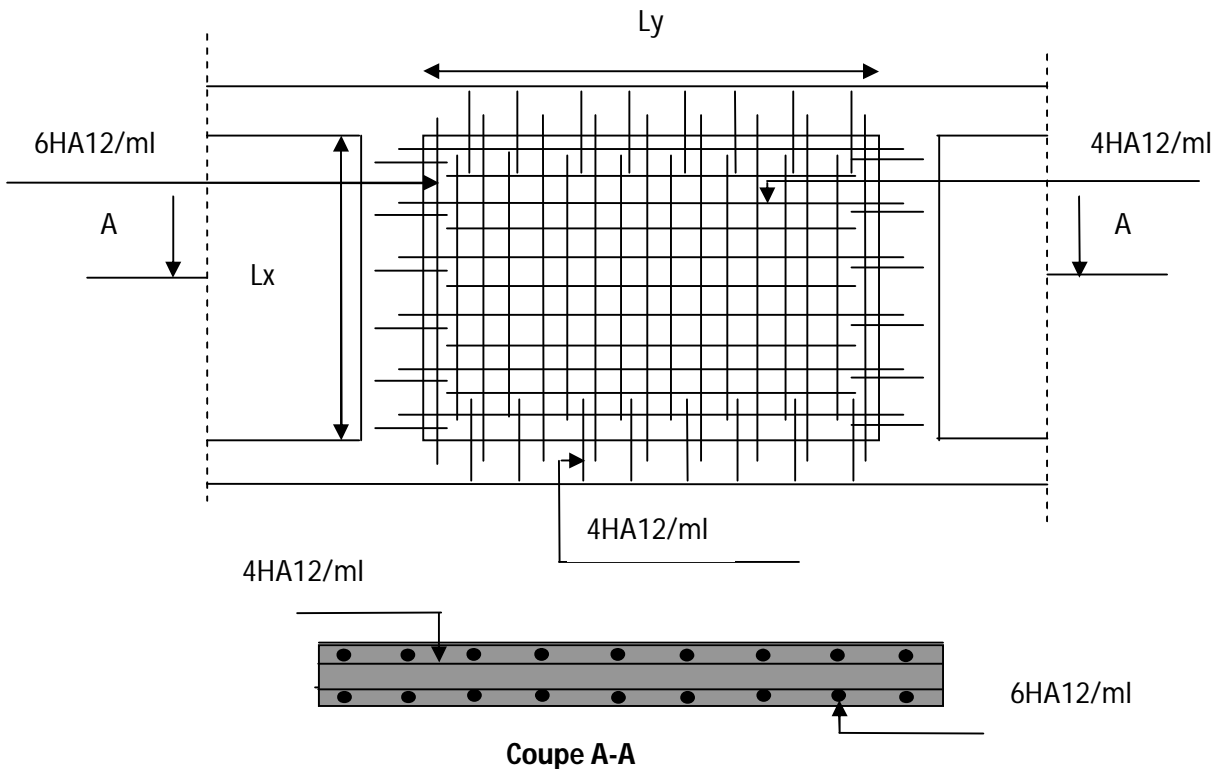


Figure.VI .12 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

INTRODUCTION :

Tout projet doit être planifié, quelque soit son importance, sa longueur ou sa complexité, la phase de planification permet de mieux définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques financière, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet.

Pour notre part on s'intéressera à l'aspect financier du projet en établissant un devis.

VII.1. Devis quantitatif et estimatif :

Le devis quantitatif est le classement rationnel et récapitulatif des quantités d'ouvrage de même nature et de même qualité et ne comporte que les descriptions des prestations vendues, ainsi que les quantités à réaliser.

Une fois que les Quantités réalisés pour l'ouvrage sont calculés, il est nécessaire de passer à un devis estimatif qui est l'application des prix unitaires au devis quantitatif.

Les résultats du devis estimatif et quantitatif sont récapitulés dans le tableau ci-dessous : (les parties présentes non calculées sont du à un manque de donné vis-à-vis de la superstructure ou l'infrastructure)

Tableau VII.1 devis quantitatif et estimatif

N°	DESIGNATION DES ARTICLES	U	Qté	P/Unitaire	Montant
1	TERRASSEMENTS				
01.01	Terrassement en grande masse, en excavation et fouilles	M3	/	500.00	
01.02	Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique	M3	/	500.00	
01.03	Remblais en terres excédentaires	M2	/	200.00	
01.04	Remblais en T.V.O ou TVC	M2	504.83	1'000.00	504830
S/TOTAL					504830
2	INFRASTRUCTURE				
02.01	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³ :	M3	25.2415	8'000.00	201932
02.02	Béton armé en fondations dosé à 350 kg/m ³ pour.				
	a)- Semelles	M3	/	30'000.00	
	b)- Nervures et Libage	M3	449.438	32'000.00	14391616
	c)- Avant poteaux	M3	16.5875	34'000.00	563975
	d)- Avants Voiles	M3	12.26	30'000.00	367800
	e)- Longrines & chainage	M3	16.092	32'000.00	514944

02.03	Hérissongage en pierre sèche ou TVC	M3	100.966	1'000.00	100966
02.04	Dallage au sol en béton ép 12 cm	M2	317.537	1'400.00	444551.8
02.05	Badigeonnage au flint kot ou autre produit étanche	M2	317.537	150.00	47630.55
02.06	Câble de mise à la terre nu 38 mm ² en boucle	ml	/	400.00	/
S/TOTAL					16633415.35
3	ASSAINISSEMENT INTERIEUR				
03.01	Tuyau en PVC PN 6				
	a) Ø 200	ML	28.29	2'500.00	70725
	b) Ø 250	ML	9.7	3'000.00	29100
03.02	Regards de chute en béton armé				
	a) Dim 40x40x60 cm	U	17	10'000.0	170000
	b) Dim 50x50x80 cm	U	2	12'000.00	24000
S/TOTAL					293825
4	SUPERSTRUCTURE				
04.01	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ :				
	a) Poteaux	M3	350.2451	34'000.00	11908333.4
	b) Poutres & Chainages	M3	305.64825	32'000.00	9780744
	c) Voiles	M3	138.3828	34'000.00	4705015.2
	d) Dalle pleine	M3	106.55	32'000.00	3409604.504
	e) Escaliers	M3	24.2751	32'000.00	776805.12
	f) Élément décoratif	M3	/	30'000.00	/
	g) Acrotère	M3	15.0388	28'000.00	420946.4
04.02	Plancher corps creux (16+4)	M2	3231.54	3'000.00	9694634.55
S/TOTAL					40696083.17
5	DIVERS				
05.01	Gaine ICD 6 type rigide sous gros œuvre (planchers)				
	a) N° 11	ml	/	20.00	
	b) N° 13	ml	/	30.00	
05.02	Fil conducteur H07U500 V				
	a) Section 1 x 1,5 mm ²	ml	/	35.00	

05.03	Relevé d'étanchéité derrière voiles	M2	152.344	1'500.00	228516
05.04	Protection d'étanchéité en polystyrène	M2	152.344	500.00	76172
05.05	Joint hydro gonflant pour le pourtour du bloc	ML	/	2'500.00	
S/TOTAL					304688
6	MACONNERIES - ENDUITS & DIVERS				
06.01	Murs en briques doubles parois de 25 cm ép.	M2	2155.178	2'200.00	4741391.6
06.02	Murs en briques simples parois de 10 cm d'ép.	M2	1813.5216	1'500.00	2720282.4
06.03	Enduits au ciment sur Murs et Plafonds Extérieurs	M2	2325.30	600.00	1395180.3
06.04	Enduits ciment Intérieur sur murs	M2	2729.16	500.00	1364581.75
06.05	Enduits ciment sous plafonds	M2	495.65	500.00	247825
06.06	Enduits au plâtre Intérieur sur murs	M2	4125.18	400.00	1650072
06.07	Enduits au plâtre sous plafonds	M2	2638.0358	400.00	1055214.34
06.08	Potager de cuisine	U	32	20'000.00	640000
06.09	Béton armé moulé pour linteaux	m3	6.1298	22'000.00	134855.6
06.10	Conduits de type SHUNTS de fumée et ventilation	ml	/	1'500.00	/
06.11	Souches pour conduit de fumée et de ventilation	U	11	3'000.00	33000
06.12	Ensemble de Boite aux lettres en aluminium laqué				
	a) Pour 18 abonnés (nous prendrons 18 abonnés bien que nous ayons beaucoup plus)	U	1	9'000.00	9000
S/TOTAL					13991402.99
7	ETANCHEITE TERRASSES - TOITURE				
07.01	Tuiles Romaines y compris charpente en bois	M2		5'500.00	
07.02	Tuiles faitières et de rives.	ML		1'800.00	
07.03	Chéneaux en zinc Diam.:80 mm	ML	33	450.00	14850
07.04	Tuyaux de descentes EP en zinc (ou PVC) Diamètre: 80	ML	152.1	400.00	60840
07.05	Gargouille en zinc compris crapaudine Diamètre: 80	U	/	500.00	/
S/TOTAL					75690
8	REVETEMENT				
08.01	Revêtement en mono couche 1er choix	M2	1867.805	1'200.00	2442560.6

08.02	Revêtement en dalle de sol 1er choix	M2	3628.8562	1'900.00	6894826.78
08.03	Façences de 1er choix sur mur	M2	1777.534	2'000.00	3555068
08.04	Plinthe vernissé 1er choix	ML	2456.42	300.00	736926
08.05	Plaque de marbres pour potager de cuisine.	M2	66.75	10'000.00	667500
08.06	Plaque de granito pour appuis de fenêtres.	M2	50.48	1'500.00	75720
08.07	Revêtement des marches d'escaliers en plaque de marbre	M2	84.405	10'000.00	844050
08.08	Revêtement des contres marches d'escaliers en marbre	M2	53.856	10'000.00	53856.00
08.09	Etanchéité sous carrelages des salles d'eau	M2	167.6	300.00	50280
S/TOTAL					15320787.38
9	Ménuiserie en bois				
09.01	Porte en bois plein Dim 1,04 x 2,17 m	U	33	14'000.00	462000
09.02	Porte en bois plein semi vitrés Dim 1,20 x 2,17 m	U	/	14'000.00	/
09.03	Porte en bois plein Dim 0,94x2,17 m	U	132	12'000.00	1584000
09.04	Porte en bois plein Dim 0,84x 2,17 m	U	/	12'000.00	/
09.05	Porte en bois plein Dim 0,74 x 2,17 m	U	68	10'000.00	680000
09.06	Porte gaine technique Dim 0,50 x 2,00m	U	/	6'000.00	/
09.07	Ensemble élément de cuisine. Sous potager en bois	U	32	5'000.00	160000
S/TOTAL					2886000
10	Ménuiserie en PVC				
10.01	Porte fenetre en PVC Dim 0,84x2,40 m	U	/	19'000.00	/
10.02	Porte fenetre en PVC Dim 1,20x2,40 m	U	81	24'000.00	1944000
10.03	Fenetre vitrée en PVC Dim 1,20x1,50 m	U	51	40'000.00	2040000
10.04	Chassis en PVC Dim 0,60 x 0,60 m	U	37	24'000.00	888000
S/TOTAL					4872000
11	Ménuiserie emétalliquz				
11.01	Porte métallique Blindée 1er choix Dim 1,50 x 2,40 m	U	1	55'000.00	55000
	FERRONNERIE				
11.02	Gardes de corps métallique				
	a) Gardes corps métallique balcons & séchoir H= 0,50 m	ML	299.44	2'400.00	718656

	d) Gardes corps métallique escalier H= 0.70 m	ML	78.326	3'000.00	234978
11.03	Grille de ventilation en aluminium	U	42	1'500.00	63000
S/TOTAL					1071634
12	PLOMBERIE SANITAIRE				
12.01	Lavabo en porceléne vitrifier Dim:580 x 380	U	37	10'000.00	370000
12.02	Receveur de douche en porcelaine vitrifier Dim 1600x700	U	32	9'000.00	288000
12.03	Eviers de cuisine en porcelaine 1 bac et 1 égouttoir 900x450	U	32	9'000.00	288000
12.04	Siège de WC à la turque ou a l'anglaise avec chasse d'eau	U	37	9'000.00	333000
12.05	Chauffe bain 5 litres	U	32	14'000.00	448000
12.06	Tube acier galvanisé pour eau potable		/		/
	- diam 40/49	ML		1'000.00	
	- diam 33/42	ML		900.00	
	- diam 26/34	ML		800.00	
12.07	Tube en cuivre pour eau potable				
	- diam 10/12	ML		600.00	
	- diam 12/14	ML	246	600.00	147600
	- diam 14/16	ML		600.00	
	- diam 18/20	ML	35.34	800.00	28272
12.08	Robinet de puisage en bronze 1er choix				
	- DN 10	U	32	1'000.00	32000
12.09	Robinet d'arrêt en bronze 1er choix				
	- DN 14	U	32	1'000.00	32000
	- DN 26	U		2'000.00	
	- DN 33	U	1	2'500.00	2500
	- DN 40	U	/	4'000.00	/
12.10	Fourniture et pose de purgeur d'air automatique	U	1	2'500.00	2500
12.11	Fourniture et pose de compteurs d'eau débit 3 m3/h	U	37	4'500.00	166500
12.12	Robinet pour machine à laver en bronze 1er choix	U	32	1'500.00	48000

12.13	Fourniture et pose d'anti-bélier	U	/	1'500.00	/
12.14	Fourniture et pose de siphon de sol		37		37000
	- Diamètre 50	U	/	1'000.00	/
12.15	Raccordement des EP EU EV en PVC y c tous accessoire				
	- PVC diamètre 40	ML		300.00	
	- PVC diamètre 50	ML		400.00	
	- PVC diamètre 80	ML		600.00	
	- PVC diamètre 110	ML		800.00	
	- PVC diamètre 125	ML		1'000.00	
S/TOTAL					2223372
13	ELECTRICITE				
13.01	Colonne montante avec niche de comptage	U	1	85'000.00	85000
13.02	Distributeur d'étage avec coupes circuits	U	37	4'500.00	166500
13.03	Barète de coupure montée sur isolateur en porcelaine	U	/	1'500.00	/
13.04	Panneau de comptage en bois monté sur châssis électronique.	U	/	6'000.00	/
13.05	Coffret de répartition logement	U	32	5'000.00	160000
13.06	Douille à bout de fil avec lampe à incandescence 60 W	U	415	200.00	83000
13.07	Applique linolithe d'éclairage de lavabo 40 W classe II	U	32	2'000.00	64000
13.08	Hublot circulaire étanche IP53 à diffuseur en verre sablé	U	/	1'800.00	/
13.09	Hublot circulaire normal IP53 à diffuseur en verre sablé	U	/	1'200.00	/
13.10	Réglette monobloc pour tube fluorescent 1x36W compensé	U	/	1'000.00	/
13.11	Plafonnier à vasque opale pour lampe à incandescence 75 W	U	32	1'600.00	51200
13.12	Sonnerie à carillon 250 V 50 HZ	U	32	900.00	28800
13.13	Prise de courant 2P+T 250v 10/16A normale encastrée	U	205	220.00	45100
13.14	Prise de courant 2P+T 250v 10/16A étanche encastrée	U	96	220.00	21120
13.15	Boîte de dérivation en plastique encastrée 100x100x40	U	128	150.00	19200

13.16	Interrupteur S.A.en plastique encastré 10A 250 V	U	342	200.00	68400
13.17	Interrupteur D.A. en plastique encastré normal 10 A 250 V	U	/	200.00	/
13.18	Interrupteur V.V en plastique encastré normal 10 A 250 V	U	64	200.00	12800
13.19	Bouton poussoir pour 'éclairage cage d'escalier et soneries	U	13	220.00	2860
13.20	- Gaine (conduit) ICD6 AE				
	- N° 11	ML		20.00	
	- N° 13	ML		30.00	
13.21	Conducteur éclectique Type HO7VU				
	- section 2x1,5 mm ²	ML		50.00	
	- section 3x1,5 mm ²	ML		75.00	
	- section 2x2,5 mm ²	ML		60.00	-
	- section 3x2,5 mm ²	ML		90.00	-
	- section 3x4 mm ²	ML		130.00	-
13.22	Conducteur HO7VR section 1 x 6 mm ²	ML		110.00	-
13.23	Câble U100 RO2V Section 2 x 6 mm ²	ML		180.00	-
13.24	Fourreau en PVC diam 100 mm	ML		400.00	-
13.25	Piquet de terre en cuivre longueur 1,50 m diamètre 28 mm	U	1	3'000.00	3000 -
13.26	Intérphone 1er choix				
	a) Pour 18 abonnés	U	1	30'000.00	30000 -
S/TOTAL					840980
14	PEINTURE + VITRERIE				
14.01	Peinture vinylique de sur mur.ext v/c badegeon a la chaux	m2		200.00	-
14.02	Enduit de peinture				
	a) – Sur murs	m2	/	100.00	/ -
	b) – Sous plafonds	m2	/	100.00	/ -
14.03	Peinture vinylique Int.				
	a) – Sur murs	m2	6854.3435	180.00	1233781.83
	b) – Sous plafonds	m2	3133.68	180.00	564063.453
14.04	Peinture laquée Int		/		

	a) – Sur murs	m2		180.00	
	b) – Sous plafonds	m2		180.00	
14.05	Peinture a l'huile sur menuiserie bois	m2	905.8448	200.00	181168.96
14.06	Peinture glycérophtalique sur ferronnerie				
	a)- G. Corps Balcons, Séchoirs et Terrasse	ml	299.44	200.00	59888
	c)- Main Courante sur escalier et terrasse	ml	78.326	200.00	15665.2
14.07	Peinture glycérophtalique sur Menuiserie Métallique	m2	3.6	200.00	720
14.08	Verre à vitre martelé ép. = 4 mm	m2	/	800.00	/
14.09	Verre à vitre armé ép. = 6 mm	m2	/	1'200.00	/
S/TOTAL					2055287.443

	MONTANT H.T =	101769995.3
	TVA 07 % =	7123899.671
		-
	MONTANT T.T.C =	108893895.00
		-

Arrêté le Montant du présent devis à la somme en TTC de : cent huit millions huit cent quatre vingt treize mille huit cent quatre vingt -quinze DA.

Conclusion :

Ce Chapitre nous à permis de nous familiarisé avec la nouvelle fourchette de prix tournant sur le nouveau marché de la construction .il nous a aussi permis de mieux analyser nos plan architecturaux car notre devis a été réaliser sans logiciels.

L'estimation finale à été faite suivant un devis, une fois ce dernier signé par le maitre de l'ouvrage, il devient un marché

Dans le devis quantitatif, il faut prendre en compte la réserve des moyens destinés à la compensation ou le remboursement du cout des travaux, qui peut apparaitre en train de la rédaction du dossier des travaux ou directement au cours de la construction, le montant de ce fonds de réserve doit être accordé avec le client ainsi qu'avec l'entreprise de bâtiment.

Le cout et le délai sont des facteurs essentiels dans la réalisation d'un projet, mais pour que le noyau de performance soit dur, ce cycle est pertinent :



CONCLUSION GENERALE.

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation sous Robot Structurale Analysis.

D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui 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 influence directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes, de ce fait il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

-L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré (*cas de Boumerdes*). Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles correctement dimensionnés et disposés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions en portiques :

- Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, dont la valeur dépasse généralement les deux tiers de celle de l'ensemble du bâtiment, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- L'utilisation du système mixte peut apporter aussi des avantages économiques.
- La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement Sur la nature des modes de vibration, et elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeables.
- Les structures mixtes sont de plus en plus utilisées en construction, car elles offrent une bonne rigidité (**portiques et voiles travaillent simultanément**) et cela à des coûts moyens.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).L'effet P-Delta dépend des charges verticales et du déplacement latéral subi par la structure. Il est donc à priori évident, que les bâtiments de grande hauteur de par leur souplesse et de par la forte concentration de contraintes sous l'effet des charges verticales, sont particulièrement sensibles à cet effet.
- Pour éviter la formation des rotules plastique aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistant aux niveaux des zones nodales. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la 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.

CONCLUSION GENERALE.

Pour terminer ce projet de fin d'étude, nous tenons à rappeler que l'ingénieur en génie civil s'occupe de la conception, de la construction, de la gestion, de l'entretien et de la réparation d'ouvrages afin de répondre aux besoins grandissant de la société en assurant la sécurité du public, dans le respect de l'environnement et du développement durable

« Concevoir tout en pensant au futur ».

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (code de béton armé CBA 93), Edition CGS, décembre 1993.
- [2] Cours de béton armé suivant les règles Règle BAEL 91 modifiées 99 (béton armé aux états limites), Pascal Legrand ; J.M Tchouani Nana.
- [3] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charge d'exploitations, Edition CGS, octobre 1988.
- [4] Règle parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003)
- [5] DTR BC 2.33.1 .Règle de calcul des fondations superficielles.
- [6] Problèmes pratiques de mécanique des sols et des fondations. SANGLERAT GUY.
- [7] Problèmes pratiques de mécanique des sols. Khaled Meftah.
- [8] Tables pour le calcul des dalles et des parois Richard BARES- DUNOD Paris 1969
- [9] cahiers de cours du cursus universitaire.

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	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
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	0.0596	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	0.0465	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 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

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
Valeur de M₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
Valeur de M₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

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 IV

Caractéristiques générales

Configuration	en simple pour les dispositions en batterie, consulter le table T31	5 lat-sujets	collective (descente sélective, à analyse permanente de trafic, à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance min entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) RSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	PO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	390	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	390	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
355	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	3500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12000	2500
520	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	12000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	28	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	440	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590	440	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000



Le symbole international pour le handicapé (roue) est une référence à la norme NF P 81201 et à la norme NF P 81202. Les appareils sont conformes à la norme NF P 81201 et à la norme NF P 81202. Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le cadre d'un document général. S'agissant d'appareils à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Correspondant Schneider national.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course max. en m	Dimensions de cabine	Passage tête de port.	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG		
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140		
			Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
			ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135 140	
	1,50	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160		
			ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150 160	
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140		
			Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
			ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140 140	
	1,50	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160		
			ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220		
			TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320		
	1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160	
				ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140 160
1,50		Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160		
			ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155 160	
2,50		Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220		
			TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180 220	
4,00		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		
1600 21 pers.		1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160	
				ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140 160
	1,50	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160		
			ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155 160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220		
			TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180 220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400			

Notes: toutes les courses sont exprimées en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynamon à vitesse constante de vitesse. (2) HSG = Hauteur de cuvette en faiture 600. Les profondeurs de cuvette en faiture 600 sont indiquées devant le numéro ACVF et devant le numéro de l'ascenseur. TD 2 = Triflex à 2 vitesses. Le système est certifié selon la norme CEN EN 81-70. Le système est certifié selon la norme CEN EN 81-70. TD 2 = Triflex à 2 vitesses. Le système est certifié selon la norme CEN EN 81-70. TD 2 = Triflex à 2 vitesses. Le système est certifié selon la norme CEN EN 81-70.