

République Algérienne Démocratique et Populaire

*Ministère de l'Enseignement Supérieur Et
de la Recherche Scientifique*

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

Faculté de la technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil

Option : Matériaux et structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment en béton armé (R+10) à usage multiple
contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^r : Sellah Mohamed Khaled

M^r: Benzema Chabane

Encadreur :

M^{me} : Souidi .F

JURY:

M^r : Banoune

M^{me} : Berrah

Promotion 2016-2017

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous rendons louange à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli

Comme nous tenons à adresser nos vifs remerciements :

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus
Durant toutes nos études.

A M^{me} : F.SOUIDI notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Khaled & Chabane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui ont tout donné pour me voir réussir.

Mes frères (Sami, Adel et youva) .et mes sœurs

Mes très chers grands parents.

Mes cousins et cousines.

*Mes amis (es), surtout tous ceux qui m'ont aidé dans mon mémoire de
fin d'étude.*

Mon binôme et sa famille.

Tous ceux qui me sont chers.

B. Chabane

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3. Implantation de l'ouvrage.....	2
I.4. Caractéristiques de la structure.....	2
I.4.1. Caractéristiques géométrique.....	2
I.4.2. Données géométriques du site.....	2
I.7. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites.....	5
I.7.1. Définition de l'état limite.....	5
I.7.2 Les hypothèses de calcul.....	6
I.7.2.1 E.L.U.....	6
I.7.2.2 E.L.S.....	7
I.8.Actions et sollicitations.....	8
I.8.1 les actions.....	8
I.8.1.1 Définitions.....	8
I.8.1.2 Valeurs caractéristiques des actions.....	8
I.8.1.3. Valeurs de calcul des actions.....	9
I.8.2. Les sollicitations.....	10
I.9. Caractéristique des matériaux.....	11
I.9.1. Le béton.....	11
I.9.1.1. Définition.....	11
I.9.1.2 Résistance caractéristique du béton.....	11
I.9.2. L'acier.....	16
I.9.2.1. Définition.....	16
I.9.2.2 Résistance caractéristique de l'acier.....	16
I.9.2.3 Contrainte limite.....	16
I.10. Conclusion.....	18
Chapitre II Pré dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.....	19
II.2. Prédimensionnement des éléments non structuraux.....	19
II.2.1. Plancher à corps creux.....	19
II.2.1.1. Les poutrelles.....	20

II.2.2. Plancher à dalle pleine	22
II.2.3. Les escaliers.....	26
II.2.3.1. Types d'escaliers	27
II.2.4. Ascenseur.....	28
II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux	29
II.3.1. Les voiles	29
II.3.2. Les poutres.....	30
II.3.2.1. Les poutres principales	30
II.3.2.2. Les poutres secondaires	30
II.3.3. Les poteaux.....	31
II.4. Détermination des charges et surcharge	31
II.4.1. Terrasse accessible.....	31
II.4.2. Plancher étage courant.....	32
II.4.3. Plancher de toiture	33
II.4.4. Dalles pleines.....	33
II.4.5. Murs extérieurs	34
II.4.6. Palier.....	34
II.4.7. Volée.....	35
II.5. Descente de charge (D.T.R.B.C.2-2).....	35
II.5.1. La loi de dégression des charges d'exploitation	36
II.5.2. Descente de charge pour le poteau D3	36
II.5.3. Descente de charge pour le poteau G3	41
II.5.4. Vérifications	45
II.5.4.1. Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité	45
II.5.4.2. Vérification des conditions du RPA99/version 2003	46
II.5.4.3. Vérification au flambement	46
II.6. Conclusion	48
Chapitre III Étude des éléments secondaires	
III.1. Introduction	49
III.2. Etude des planchers à corps creux.....	49
III.2.1 Etude des poutrelles	49
III.2.1.1 La méthode forfaitaire	49
III.2.1.2 Méthode de Caquot	52
III.2.1.3 Différentes types de poutrelles	54
III.2.1.4 Calcul des charges revenant aux poutrelles.....	55
III.2.1.5 Calcul des sollicitations revenant aux poutrelles	56
III.2.1.6 Ferrailage des poutrelles.....	63

III.2.1.8 Ferrailage de la dalle de compression	82
III.3. Etude des dalles pleines.....	82
III.4. Etude de l'ascenseur :.....	96
III.5 Etude des escaliers :	107
III.5.1 Etude d'escalier à 2 volée + un cartier tournant :	107
III.5.2. Etude de la poutre palier :	111
III.6 Conclusion.....	116

Chapitre IV Etude dynamique

IV.1 Introduction.....	117
IV.2 Méthode de calcul	117
IV.2.1 Méthode statique équivalente.....	117
IV.2.2 Méthode d'analyse par accélérogramme	123
IV.2.3 Méthode d'analyse modale spectrale.....	123
IV.3 Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes	125
IV.4. Modélisation et résultats	126
IV.4.1. Description du logiciel SAP 2000.....	126
IV.4.2. Disposition des voiles de contreventement	126
IV.4.3. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	129
IV.4.3.1. Déformation modale	129
IV.4.3.2. Périodes des vibrations et participation massique.....	131
IV.4.3.3. Justification de l'interaction voiles-portique.....	133
IV.4.3.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	135
IV.4.3.5. Vérification de la résultante des forces sismiques	135
IV.4.3.6. Justification vis à vis des déformations.....	136
IV.4.3.7. Justification vis à vis de l'effet P- Δ [RPA (5.9)]	137
IV.5. Conclusion	138

Chapitre V Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	139
V.2. Etude des poutres.....	139
V.2.2. Ferrailage.....	139
V.2.3. Dispositions constructives des portiques.....	141
V.2.4. Calcul du ferrailage	141
V.2.5. Vérification des armatures selon le RPA 99/2003	143
V.2.7. Les armatures transversales	143
V.2.8. Vérification à l'ELU.....	145
V.2.9. Vérification à l'ELS	147

V.2.10. Schéma de ferrailage des Poutres	148
V.3. Etude des poteaux.....	151
V.3.1. Introduction	151
V.3.3. Sollicitations de calcul.....	154
V.3.4. Calcul du ferrailage	154
V.3.5. Résultats de ferrailage des armatures transversales	157
V.3.6 .Vérifications	157
V.3. Étude des voiles.....	166
V.3.1. Introduction	166
V.3.2. Recommandations du RPA99	166
V.3.3. Ferrailage des voiles.....	168
V.3.4.2. Schémas de ferrailage.....	177
V.3.5. Conclusion.....	177
Chapitre VI Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction.....	178
VI.1.1.Choix du type des fondations.....	178
VI.1.2.Combinaison d'action à considérer	178
VI.1.3. Capacité portante de sol	178
VI.1.4.Vérification de semelle isolée	178
VI.1.5. Vérification de semelle filante	179
VI.1.6. Radier général	180
VI.2. Voiles périphériques	195
VI.3. Conclusion	199
Conclusion générale	200

Liste des figures

Fig. I.1: Règle des trois pivots.....	7
Fig. I.2: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	12
Fig. I.3 : Diagramme des contraintes du béton.	13
Fig. I.4 :Diagramme contrainte – déformation du béton	14
Fig. I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier	17
Fig. II.2: La disposition des poutrelles pour les étages courants.....	21
Fig. II.4: Différents types de dalles pleines.....	23
Fig. II.9: Type d'escalier	27
Fig. II.10: Cage d'ascenseur.....	28
Fig. II.11: Coupe verticale d'un voile	29
Fig. II.12: Poteau <<D3>> de la descente de charge.	36
Fig II.13: Poteau <<G3>> de la descente charge.....	41
Fig. III.1: Schéma statique de la poutrelle.....	51
Fig III.2: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.	52
Fig III.3: Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.	52
Fig III.4: Schéma statique de la poutrelle.....	53
Fig. III.8: schéma de disposition des poutrelles avec poutre noyée.	76
Fig. III.12: schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.....	88
Fig. III.14: schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis	92
Fig. III.16: schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis.....	96
Fig. III.19: schéma de ferrailage de la dalle pleine du locale machine	103
Fig. III.20: schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous.....	106
Fig III.23: schéma de ferrailage de l'escalier	111
Fig III.25: schéma de ferrailage de la poutre palière.....	116

Fig. IV.1: Spectre de réponse.	125
Fig. IV.2: Disposition des voiles.	127
Fig. IV.3: Vue en 3D du model obtenu par logiciel sap 2000.	128
Fig. IV.4: 1 ^{er} mode de vibration T= 1.005s (translation suivant y-y)	129
Fig. IV.5: 2 ^{ème} mode de vibration T= 0.789s (translation suivant x-x).	130
Fig. IV.5: 3 ^{ème} mode de vibration T= 0.702s (torsion autour de Z).	131
Fig V.1: Dispositions constructives des portiques	141
Fig .V.2: Schéma de ferrailage des poutres principales étage 01 aux 08 ^{ème}	148
Fig .V.3: Schéma de ferrailage des poutres principales étage 09 et 10.	149
Fig .V.4: Schéma de ferrailage des poutres principales étage grenier.	149
Fig .V.5: Schéma de ferrailage des poutres secondaires étage 01 aux 08 ^{ème}	150
Fig .V.6: Schéma de ferrailage des poutres secondaires étage 09 et 10.	150
Fig .V.7: Schéma de ferrailage des poutres secondaires étage grenier.	151
Fig V.8: Zone nodale.	152
Fig .V.10: Dimensionnement d'un nœud de poutre poteau.	161
Fig.V.12. : Schéma de ferrailage des poteaux.	166
Fig.V.13. : Schéma de ferrailage des voiles.	177
Fig.VI.1: Vue d'une semelle isolée.	179
Fig.VI.2: Dimension du radier.	180
Fig.VI.3: Zone de contact poteau radier.	183
Fig.VI.5: Schéma de férrailage de radier	188
Fig. VI.6: Schéma des lignes de réptures de radier :	188
Fig. VI.7: La répartition des charges trapizoidales et triangulaires	189
Fig.VI.12: Schéma de ferrailage des nervures	194
Fig.VI.15: Diagrammes des contraintes.	196
Fig.VI.17: Schéma de ferrailage de voile périphérique.	199

Liste des tableaux

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.	16
Tableau II.1: dimensions des voiles.	29
Tableau II.2: Charge du plancher de la terrasse accessible.	32
Tableau II.3 : charge du plancher d'étage courant	32
Tableau II.4 : charge du plancher toiture	33
Tableau II.5. Charge des dalles pleines.	33
Tableau II.6 : Charge du mur en double cloisons.	34
Tableau II.7: Charge sur les paliers des escaliers.	34
Tableau II.8: Charge sur les volées.	35
Tableau II.9: Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » pour le poteau P1.	38
Tableau II.10: Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » pour le poteau P2.	42
Tableau II.11: Efforts normaux sur le poteau choisis avec vérification de la résistance.	46
Tableau II.12: Vérification de flambement	47
Tableau III.1: Les Types de poutrelles.	54
Tableau III.2: Combinaisons d'actions et charges et surcharges sur les poutrelles.	56
Tableau III.3 : Sollicitations à l'ELU et à l'ELS des poutrelles type 3 du plancher étage courant.	59
Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible	60
Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible	61
Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant.	61
Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant.	62
Tableau III.8: Sollicitations maximales dans les poutrelles des différents planchers.	63
Tableau III.9 : Sollicitations maximales dans les poutrelles du plancher habitation après introduction de la poutre noyée	77
Tableau III.10 : Ferrailage des poutrelles des planchers étages courants	77

Tableau III.11: Ferrailage des poutrelles de planchers terrasse accessible.....	78
Tableau III.12: Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.....	78
Tableau III.14: Vérifications des états limites de déformation des différentes poutrelle.....	80
Tableau III.15: Calcul de ferrailage de la dalle de balcon (3 appuis).....	84
Tableau III.16: contrainte dans le béton du balcon de la dalles sur 3 appuis.....	87
Tableau III.17: Vérification de la flèche à l'ELS.....	87
Tableau.III.18: Ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....	90
Tableau III.19: Vérification des contraintes dalles sur 2 appuis.....	91
Tableau III.20: calcul de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.	94
Tableau III.21: Vérification de la dalle sur 4 appuis.....	95
Tableau III.22: Vérification de la flèche à l'ELS.....	96
Tableau III.23: Calcul de ferrailage de la dalle sous la charge consoutré.....	100
Tableau III.24: Vérification des contraintes.....	102
Tableau III.25: Calcul de ferrailage de la dalle sous la charge répartie.....	104
Tableau III.26: Vérification des contraintes.....	106
Tableau III.27: Calcul des sollicitations par la méthode de RDM.	108
Tableau.III.28: Ferrailage de la volée	108
Tableau III.29: Vérification des contrainte à l'ELS.....	110
Tableau III.30: Vérification de la flèche à l'ELS.....	110
Tableau III.31: Calcul des sollicitations dans la poutre.	113
Tableau III.32: Ferrailage de la poutre vis-à-vis à la fléxion simple.....	113
Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q	119
Tableau IV.2: Les valeurs de RPA 99 (Tableau 4.2).	121
Tableau IV.3: Les valeurs du coefficient C_T	122
Tableau IV.4: Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	132
Tableau IV.6: Vérification sous charges verticales.....	133

Tableau IV.7: Vérification sous charges horizontales.	134
Tableau IV.8: Vérification de l'effort normal réduit.....	135
Tableau IV.9.Vérification de la résultante des forces sismiques	136
Tableau IV.10: Vérification des déplacements.	136
Tableau IV.11: Vérification de l'effet P- Δ	137
Tableau V.1: Sollicitaion des calcules les plus défavorables.....	142
Tableau V.2: Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	143
Tableau V.3: Vérification des contraintes tengentiels.....	146
Tableau V.4: Vérification des armatures longitudinales	147
Tableau V.5: Vérification de l'état limite de compression du béton	147
Tableau V.6: Vérification de la flèche dans les poutres.....	148
Tableau V.7: Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	153
Tableau V.8: Sollisitation dans les poteaux	154
Tableau V.9: Ferrailage des poteaux.....	156
Tableau V.10: Calcul des armatures transversals.....	157
Tableau V.11: Vérification du flambement dans les poteaux	159
Tableau V.12: Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	160
Tableau V.13: Verification aux siollicitations tangente pour les poteaux	161
Tableau V.14. Les moments résistants dans les poteaux	162
Tableau V.15: Vérification de la zone nodale.....	163
Tableau V. 16: Ferrailage de voile V_{x1}	169
Tableau V. 17: Ferrailage de voile V_{x2}	170
Tableau V. 18: Ferrailage de voile V_{x3}	171
Tableau V. 19: Ferrailage de voile V_{x4}	172
Tableau V. 20: Ferrailage de voile V_{x5}	173
Tableau V. 21: Ferrailage de voile V_{x6}	174

Tableau V. 22: Ferrailage de voile V_{y1} .	175
Tableau V. 23: Ferrailage de voile V_{y2} .	176
Tableau VI .1. Ferrailage du radier	186
Tableau VI.2.Vérification des contraintes	187
Tableau VI.3. Nouvelles sections d'aciers adpté a l'ELS.	187
Tableau VI.4.Sollicitations dans les nervure dans Les deux sens.	191
Tableau VI.5. Sollicitations dans les nervures à l'ELS selon les deux sens	191
Tableau VI.6 . Résumé des résultats de ferrailage des nervures.	192
Tableau VI.7. vérification de l'effort tranchant.	193
Tableau VI.8: Vérification des contraintes.	193
Tableau VI.9: Résumé des résultats (vérification des contraintes).	194
Tableau VI.10: Ferrailage de voile périphérique.	197
Tableau VI.11: vérification des contraintes.	198



Notations :

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_n : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28j$.

g : Densité des charges permanentes.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

C : cohésion de sol

Introduction Générale

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment.

Alors, pour mieux bâtir il faut se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les tremblements de terre sont précédés par une période d'accumulation de tension dans la croûte terrestre. A un certain moment, il suffit d'une énergie plus faible pour amener le déclenchement d'un séisme, l'intensité de ces forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionné non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène, il doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+10), il regroupe à la fois commerces services et logements d'habitations et il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Ce travail est structuré en six chapitres principaux. Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a près dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du *RPA99 version 2003*. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel *SAP2000*. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Tous les calculs ont été mené en utilisant les différents DTR de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *CBA93*, *BAEL91*, *RPA99 version 2003* et les différents *DTR*.

Chapitre I

I.1. Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet fin d'étude est l'étude d'une construction(R+10) à usage multiple qui regroupe commerces, services et logements d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du RPA99 version 2003 (article 3.2).

I.3. Implantation de l'ouvrage

Le site d'implantation de notre ouvrage se trouve au niveau d'Ibachiren, localité située à la sortie Ouest de la ville de Bejaia. Une zone de moyenne sismicité (zoneII_a) selon le RPA 99 version 2003.

I.4. Caractéristiques de la structure

I.4.1 Caractéristiques géométriques

- Largeur de l'ouvrage : 17.80m
- Longueur de l'ouvrage : 23.05m
- La hauteur du bâtiment : 39.87m
- La hauteur d'étage courant : 3,06m ; sauf pour le 10^{ème} étages ou La hauteur est de : 4.63m
- La hauteur de RDC : 3.57m

I.4.2. Données géométriques du site

Malheureusement, nous ne disposons pas la version complète du rapport de sol, seul la conclusion générale nous a été confiée. D'après cette dernière :

- Le sous-sol du site est constitué d'éboulis de pente et de remblais en surface, à des limons argileux marneux avec passage de galets, pierres et blocs d'origine calcaire par endroits.

- Les sols sous les éboulis et les remblais, sont compacts à très compacts, dont la capacité portante dépasse les 2 bars, par conséquent l'assise des fondations est à chercher dans cette couche gréseuse.

- Pour l'ancrage du bloc, la profondeur préconisée est :

- La contrainte admissible $\sigma = 2$ bars
- La hauteur d'encrage $D = 2,2$ m.

Les caractéristiques mécaniques moyennes correspondant aux sols à partir de 2.2m de profondeur sont :

$\gamma = 18$ KN/m³ et $\varphi = 28^\circ$ et $C = 0.45$ bars.

I.5. Description technique de l'ouvrage

I.5.1. Ossature

Pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles porteurs, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques –voiles) avec justification de l'interaction. **(RPA 99/2003 art 3.4.A.1.a)**

I.5.2. Plancher

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature. On a les planchers en dalle pleine (balcons, la dalle d'ascenseur) et en corps creux pour les autres planchers.

I.5.3. Les escaliers

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

I.5.4. L'acrotère

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

I.5.5. Maçonnerie

- Les murs extérieurs sont en double parois de briques creuses (la paroi interne et la paroi externe sont de 10-15cm d'épaisseur, séparées d'un vide d'air de 5 cm d'épaisseur pour l'isolation thermique et phonique).
- Les cloisons de répartition sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Carrelage de 2cm.
- Revêtement en mortier (3cm pour les murs et 2cm pour les escaliers).
- Revêtement Plâtre (2cm pour les murs intérieurs et de 3cm pour les plafonds).

I.5.6. L'infrastructure

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

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol;
- Limiter les tassements;
- Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

I.6. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- RPA99 /version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes)..
- CBA93 (Code du béton armé).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.2 (Règles de calcul des fondations superficielles).

I.7. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites

I.7.1. Définition de l'état limite

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsque une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle, on distingue deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- 1) Etat limite de l'équilibre statique;
- 2) Etat limite de résistance de l'un des matériaux;
- 3) Etat limite de stabilité de forme : flambement.

b) Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- 1) Etat limite d'ouverture des fissures;
- 2) Etat limite de déformation : flèche maximale;
- 3) Etat limite de compression du béton.

I.7.2 Les hypothèses de calcul

I.7.2.1 E.L.U

Selon le **CBA93 (article A.4.3.2)** ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

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

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig I.1). On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de

la figure I.1) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

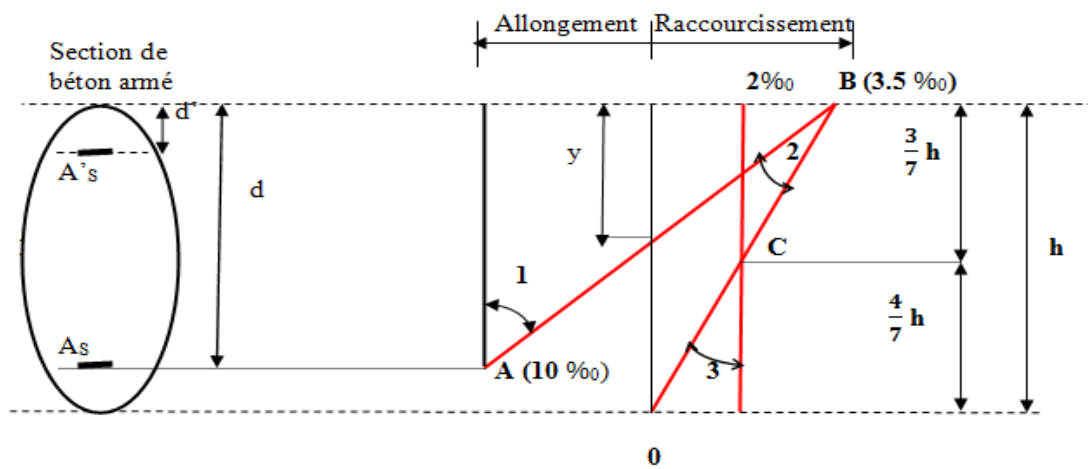


Fig. I.1: Règle des trois pivots.

Avec:

- d: la hauteur utile;
- h: la hauteur totale;
- y: la hauteur variable de l'axe neutre.

I.7.2.2 E.L.S

Selon le **BAEL91 (article IV.1)** ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

- 1) Les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2) Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques
($\sigma = E\varepsilon$)
- 3) Le rapport : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4) On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé
- 5) Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.8.Actions et sollicitations

I.8.1 les actions

I.8.1.1 Définitions

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

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

I.8.1.2 Valeurs caractéristiques des actions

✓ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure;
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes;
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides;
- Les déformations imposées à la structure.

✓ Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

✓ Les actions accidentelles (E) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I.8.1.3. Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU

✓ Situation durable ou transitoire

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93(Art A 3.1.3.1)**.

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 \text{ dans le cas général} \\ 1.35 \text{ Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées} \\ \text{ou de Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation} \\ \text{humaine).} \end{cases}$$

✓ Situations accidentelles (Art. A.3.3.22 BAEL91)

$$1,35G_{\max}+G_{\min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i}Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'E L S

$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$ BAEL91 (Article A.3.3.3).

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

- G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.
- G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.
- Q_1 : action variable de base.
- Q_i : action variable d'accompagnement.

c. Combinaisons de calcul donné par le RPA 99 :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- **Situations durables :** $\begin{cases} \text{ELU : } 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$
- **Situations accidentelles :** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \times E \text{ pour les structures auto-stables} \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$

I.8.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.9.1. Le béton

I.9.1.1. Définition

Le béton est un matériau composite hétérogène, constitué de granulats, de sable, un liant hydraulique et de l'eau de gâchage. A ces composants s'ajoutent parfois des adjuvants qui améliorent sensiblement les performances du matériau. Des éléments encore plus fins sont aussi introduits pour améliorer la compacité des bétons.

I.9.1.2 Résistance caractéristique du béton

a) Résistance à la compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa. **BAEL91 (Article A.2.1.11).**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 60j;$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 60j.$$

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa. **BAEL91 (Article A.2.1.11).**

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j , on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

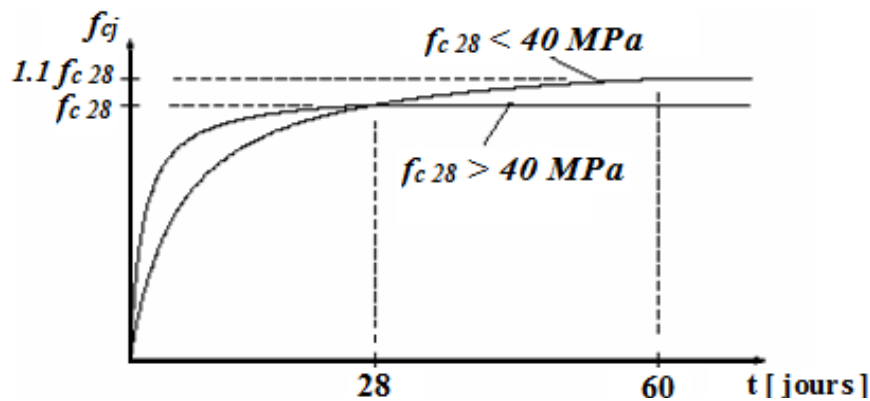


Fig. I.2 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\blacktriangleright f_{cj} = f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)
- Pour : $j \geq 60$ jours $\blacktriangleright f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPA

b. Résistance à la traction f_{tj}

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ Mpa; $f_{t28} = 2,1$ Mpa.

c. Contrainte limite

c. 1. Etat limite ultime

✓ Contrainte ultime de compression

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

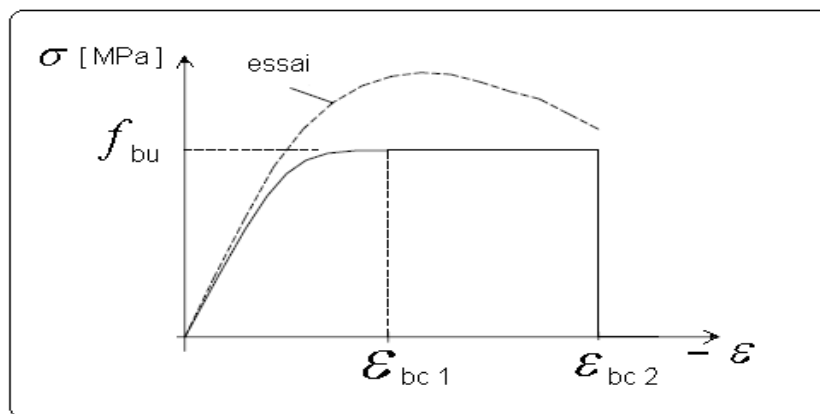


Fig. I.3 : Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité: $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires;

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

et: $f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,5$.

$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,15$

✓ Contrainte ultime de cisaillement

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

$\tau = \min \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$ Pour la fissuration peu nuisible.

$\tau = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$ Pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{adm} = 3,3 \text{ MPa}$	→	Fissuration peu nuisible.
$\tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa}$	→	Fissuration préjudiciable.

c .2. Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

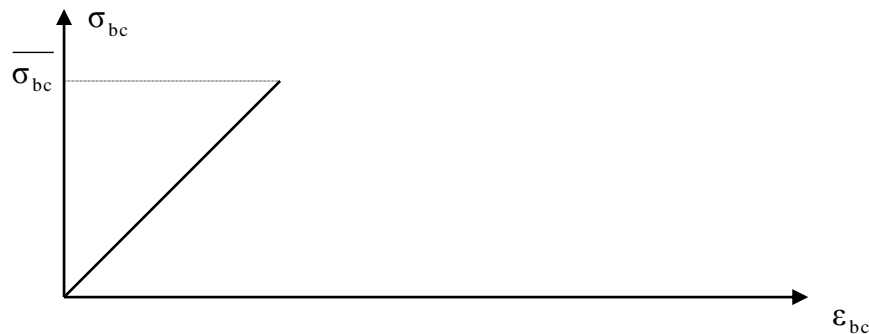


Fig. I.4 : Diagramme contrainte – déformation du béton

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

d. Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

✓ Le module de déformation longitudinale instantané

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différé**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} .$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a : $E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$;

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} .$$

✓ **Module déformation transversale**

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement)} .$$

Avec: E: Module de Young;

V: Coefficient de Poisson.

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de Poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_l : déformation limite longitudinale.

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

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de Poisson est pris égal à 0,2.

I.9.2 L'acier

I.9.2.1 Définition

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPa.

I.9.2.2 Résistance caractéristique de l'acier

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

Principales armatures utilisés

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier :

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

I.9.2.3 Contrainte limite

a) Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

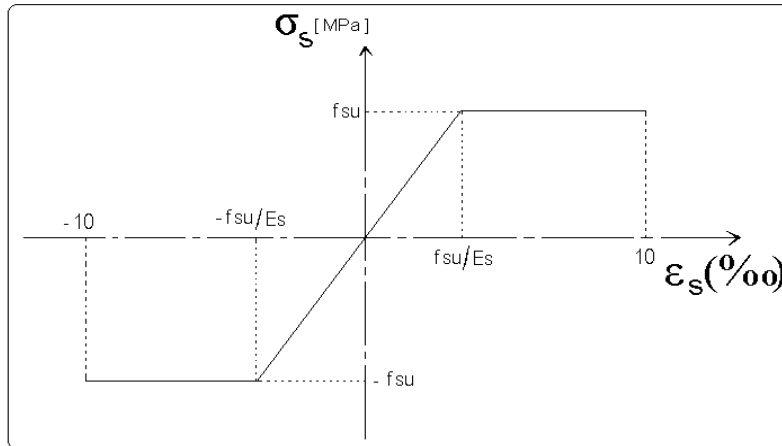


Fig. I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$; $\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$; $E_s = 200\,000$ MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité. $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{array} \right.$

b) Etat limite de service

Nous avons pour cet état :

- ✓ Fissuration peu nuisible;
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$;
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$.

Avec: η : Coefficient de fissuration;

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL);

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.10. Conclusion

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant les caractéristiques suivantes :

- Une résistance à la compression $f_{c28} = 25$ MPA
- Une résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ MPA
- Module d'élasticité instantanée $E_{i28} = 32164,20$ MPa
- Module d'élasticité différé $E_{v28} = 10721,40$ MPa

Les aciers choisis sont de nuance FeE400 ayant 400MPa de résistance à la traction et un module d'élasticité longitudinal $E_s = 200\ 000$ MPa.

Chapitre II

II.1. Introduction

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.2.1. Plancher à corps creux

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux commerce).

Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance ;
- Poutrelles : éléments résistants du plancher ;
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm ;
- Treillis soudés.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Article B.6.8.4.2.4}).$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : La hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 580 - b_{poutre} \rightarrow L_{max} = 580 - 30 = 550 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{550}{22.5} = 24,44 \text{ cm.}$$

On adopte $h_t = 25 \text{ cm.}$

Avec : $\begin{cases} 20 \text{ cm: la hauteur de corps creux.} \\ 5 \text{ cm: la hauteur de la dalle de compression.} \end{cases}$

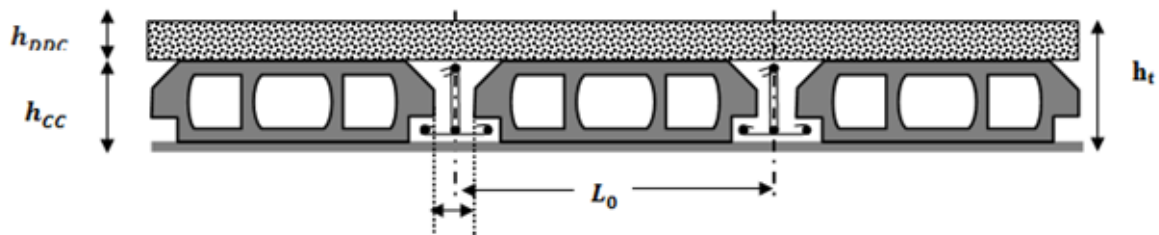


Fig. II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles ;

b_0 : largeur de la nervure.

III.2.1.1. Les poutrelles

a) Définition

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou en précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

b) Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

1. Le critère de la petite portée.
2. Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre cas, la disposition des poutrelles est effectuée selon le 1^{er} critère (la petite portée) et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure suivante :

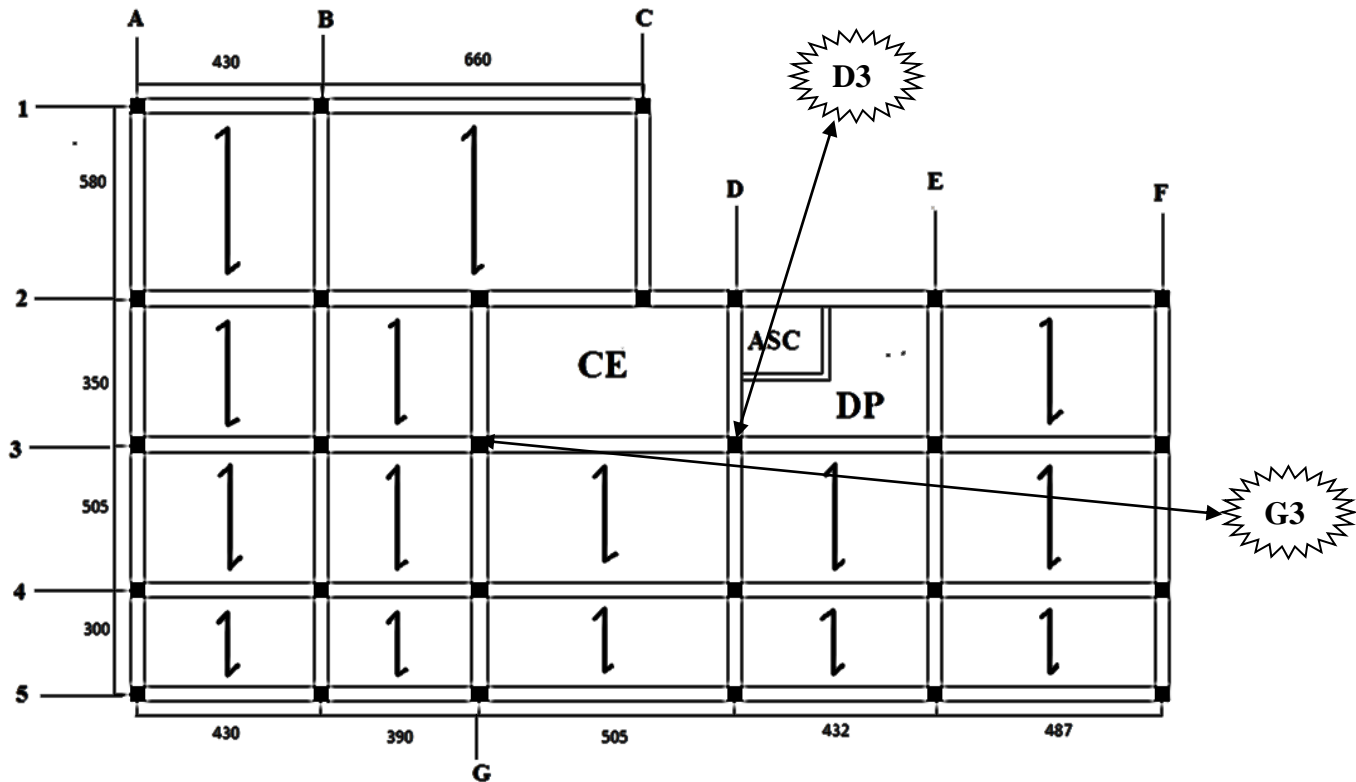


Fig. II.2 : La disposition des poutrelles pour les étages courants.

c) Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression

La largeur de la table de compression (b) à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right].$$

Avec :

- h_t : hauteur totale du plancher ;
- h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 5 \text{ cm}$) ;
- b_0 : largeur de la nervure choisie entre 8 à 14cm ;
- $b_0 = 10 \text{ cm}$;
- L_x : distance entre nus de poutrelle ;
- $L_y = 300 \text{ cm}$ distance entre axes d'appuis des poutrelles principales ;

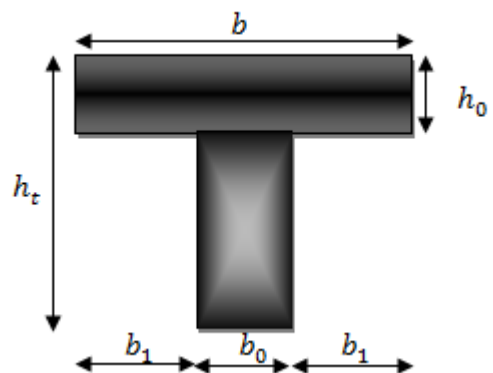


Fig. II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.

$$L_x = L_0 - b_0 \rightarrow L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

Donc : $L_x = 55 \text{ cm}$, $L_y = 300 \text{ cm}$.

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min \left[\frac{55}{2} ; \frac{300}{10} \right] = \min [27.5 ; 30].$$

$$b \leq (27,5 + 5) \times 2 = 65 \text{ cm.}$$

On opte pour $b = 65 \text{ cm}$.

II.2.2. Plancher à dalle pleine

a) Définition

Une dalle pleine est un élément surfacique dont une dimension « e » est plus petite que la largeur et la longueur, La dalle peut être appuyée sur des poutres ou des voiles, elle peut avoir 1, 2, 3 ou 4 appuis. Dans un plancher chaque panneau de dalle est calculé indépendamment, On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau ;

L_y : la plus grande dimension du panneau.

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

- Pour $\rho \leq 0.4$: On dit que le panneau de dalle travaille dans une seule direction (l_x) ;
- Pour $\rho > 0.4$: On dit que le panneau de dalle travaille dans deux directions (l_x, l_y).

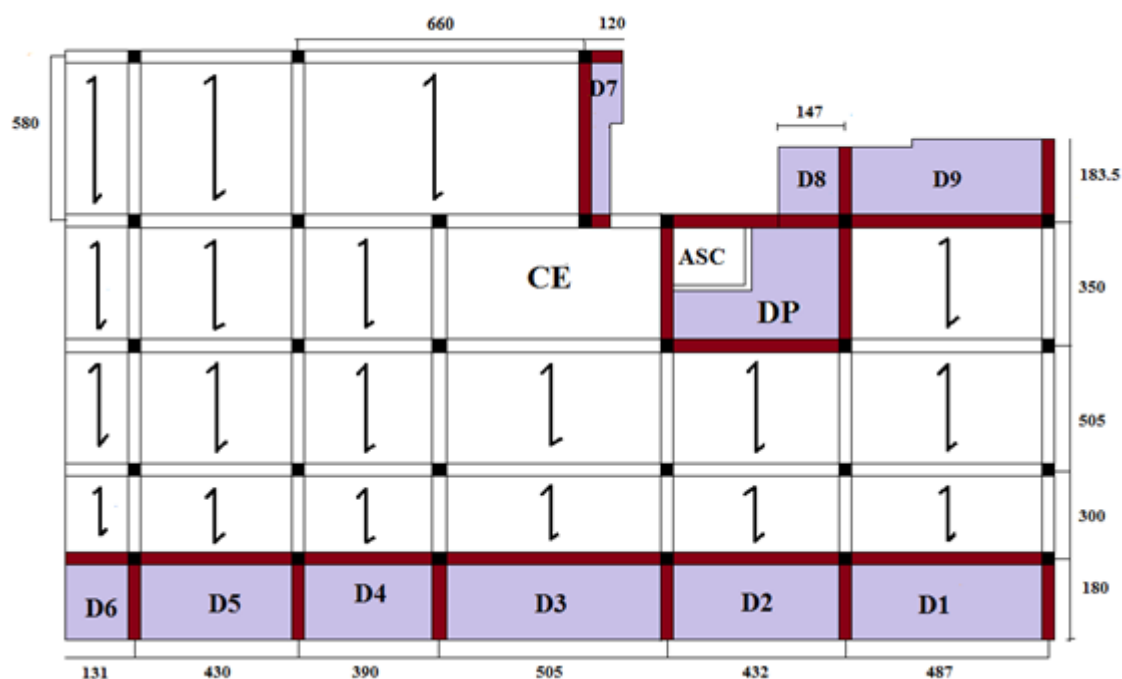


Fig. II.4 : Position des différents types dalles pleines (niveau 1^{er} étage)

b) Pré dimensionnement des dalles pleines

Dimensionner une dalle revient à déterminer son épaisseur e , en tenant compte des différents critères suivants :

1) Critère de résistance à la flexion

- $e \geq \frac{l_x}{20}$ → Pour une dalle sur 1 appui ou 2 appuis parallèle à L_x ;
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ → Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaire ou 3 appuis et 4 appuis avec $\rho \leq 0.4$;
- $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ → Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaire ou 3 appuis et 4 appuis avec $\rho > 0.4$.

2) Critère de coupe de feu

- $e \geq 7 \text{ cm}$ → Pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11 \text{ cm}$ → Pour deux heures de coupe-feu ;

- $e \geq 17,5 \text{ cm} \rightarrow$ Pour quatre heures de coupe-feu.

3) Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

La figure (II.4) montre que nous avons au niveau de l'étage 01 trois types de dalles :

- Deux dalle sur 2 appuis (D6 ; D8)

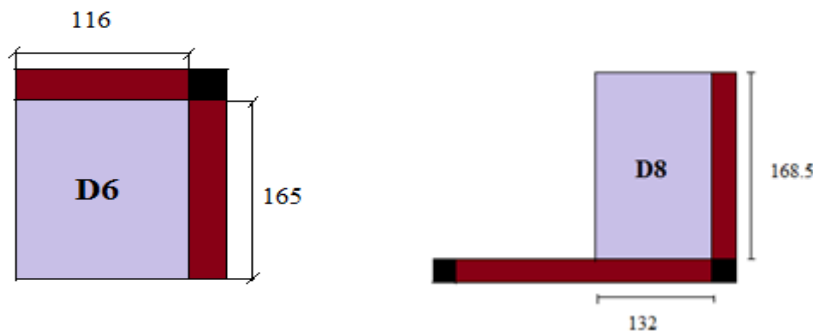


Fig. II.5 : Les dalles sur deux appuis

- D6: $L_x=116 \text{ cm}; L_y=165 \text{ cm}; \rho = \frac{116}{165} = 0.7 \Rightarrow \rho > 0.4.$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{116}{45} \leq e \leq \frac{116}{40} \Leftrightarrow 2.57 \leq e \leq 2.9 \Rightarrow e = 2.8 \text{ cm.}$$

- D8: $L_x=132 \text{ cm}; L_y=168.5 \text{ cm}; \rho = \frac{132}{168.5} = 0.78 \Rightarrow \rho > 0.4.$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{132}{45} \leq e \leq \frac{132}{40} \Leftrightarrow 2.93 \leq e \leq 3.3 \Rightarrow e = 3 \text{ cm.}$$

- Une dalle sur 4 appuis (DP)

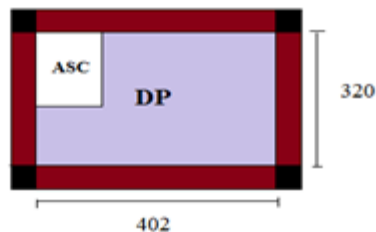


Fig. II.6 : Les dalles sur quatre appuis

•DP: $L_x=320$ cm; $L_y=402$ cm; $\rho = \frac{320}{402} = 0.79 \Rightarrow \rho > 0.4$.

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{320}{45} \leq e \leq \frac{320}{40} \Leftrightarrow 7.11 \leq e \leq 8 \Rightarrow e = 7.5 \text{ cm.}$$

► Sept dalle sur 3 appuis (DP)

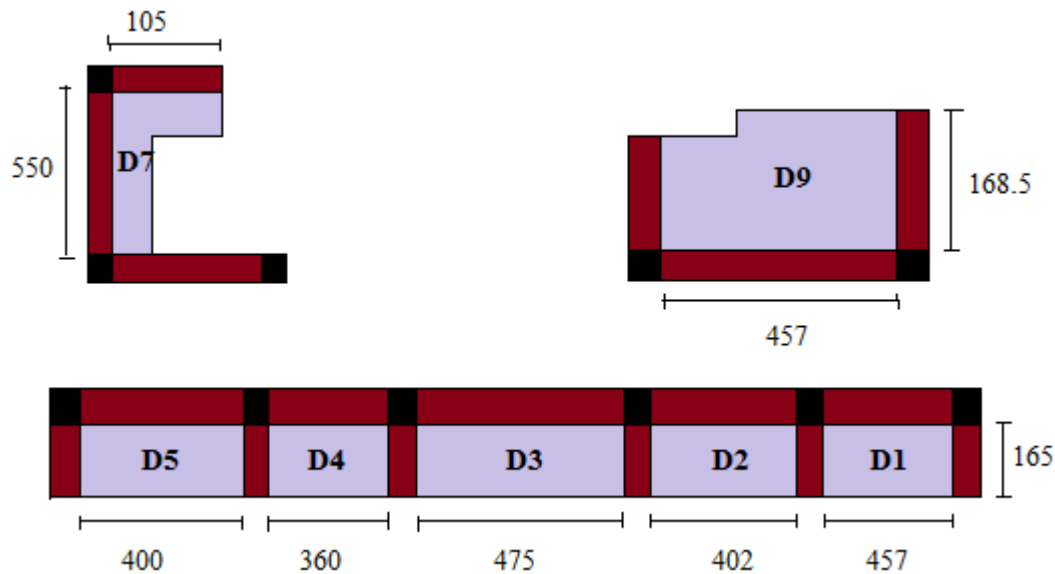


Fig. II.7 : Les dalles sur trois appuis

•D1: $L_x=165$ cm; $L_y=457$ cm; $\rho = \frac{165}{457} = 0.36 \Rightarrow \rho < 0.4$.

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{165}{35} \leq e \leq \frac{165}{30} \Leftrightarrow 4.71 \leq e \leq 5.5 \Rightarrow e = 5 \text{ cm.}$$

•D2: $L_x=165$ cm; $L_y=402$ cm; $\rho = \frac{165}{402} = 0.41 \Rightarrow \rho > 0.4$.

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{165}{45} \leq e \leq \frac{165}{40} \Leftrightarrow 3.66 \leq e \leq 4.12 \Rightarrow e = 4 \text{ cm.}$$

•D3: $L_x=165$ cm; $L_y=475$ cm; $\rho = \frac{165}{475} = 0.34 \Rightarrow \rho < 0.4$.

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{165}{35} \leq e \leq \frac{165}{30} \Leftrightarrow 4.71 \leq e \leq 5.5 \Rightarrow e = 5 \text{ cm.}$$

•D4: $L_x=165$ cm; $L_y=360$ cm; $\rho = \frac{165}{360} = 0.45 \Rightarrow \rho > 0.4$.

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{165}{45} \leq e \leq \frac{165}{40} \Leftrightarrow 3.66 \leq e \leq 4.12 \Rightarrow e = 4 \text{ cm.}$$

•D5: $L_x=165 \text{ cm}$; $L_y=400 \text{ cm}$; $\rho = \frac{165}{400} = 0.41 \Rightarrow \rho > 0.4$.

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{165}{45} \leq e \leq \frac{165}{40} \Leftrightarrow 3.66 \leq e \leq 4.12 \Rightarrow e = 4 \text{ cm.}$$

•D7: $L_x=105 \text{ cm}$; $L_y=550 \text{ cm}$; $\rho = \frac{105}{550} = 0.21 \Rightarrow \rho < 0.4$.

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{105}{35} \leq e \leq \frac{105}{30} \Leftrightarrow 3 \leq e \leq 3.5 \Rightarrow e = 3.5 \text{ cm.}$$

•D9: $L_x=168.5 \text{ cm}$; $L_y=457 \text{ cm}$; $\rho = \frac{168.5}{457} = 0.36 \Rightarrow \rho < 0.4$.

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{168.5}{35} \leq e \leq \frac{168.5}{30} \Leftrightarrow 4.81 \leq e \leq 5.61 \Rightarrow e = 5 \text{ cm.}$$

Le critère de résistance à la flexion donne des épaisseurs relativement faibles par rapport à celle donnée par le critère de l'isolation phonique. C'est pour cette raison que nous adoptons pour tous les panneaux des dalles pleines une épaisseur de 14cm.

II.2.3. Les escaliers

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Il se compose généralement des éléments suivants :

- **La marche** : est la partie horizontale, là où l'on marche ;
- **La contremarche** : est la partie verticale, contre la marche ;
- **L'embranchement** : est la longueur utile de chaque marche ;
- **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui tracée à 0,5m de la ligne de jour ;
- **La paillasse** : supporte les marches ;
- **Volée** : c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

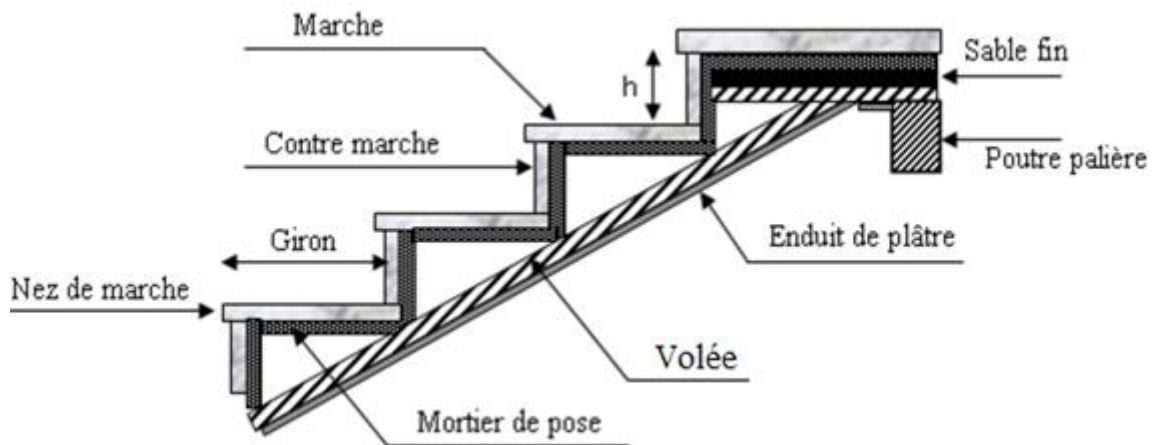


Fig II.8 : Détail d'un escalier droit.

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14et 18cm ;
- La largeur g se situe entre 25 et 32cm ;
- La formule empirique de **BLONDEL** :

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$g = \frac{L}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

Avec :

- n-1 : Nombre de marches ;
- L : Longueur de la volée ;
- n : Nombre de contre marches ;
- H : La hauteur de la volée.

II.2.3.1. Types d'escaliers

Dans notre projet on distingue un seul type d'escalier :

- Escaliers basculé (pour tous les niveaux).

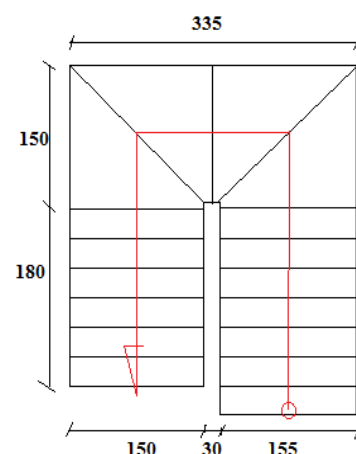


Fig. II.9 : Détail d'un escalier basculé.

$$H_0 = 3.06 \text{ m} ; h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Nombre de contre marche } n = H_0 / h$$

$$n = 3.06 / 0.17 = 18$$

$n = 18$ nombre de contre marches.

$n-1 = 17$ nombre de marches.

Vérification de la relation de **Blondel** :

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow \text{vérifié}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\text{Inclinaison de la paillasse : } \text{tg}(\alpha) = 119/180 \text{ d'où : } \alpha = 33.46^\circ$$

$$\text{La longueur de la volée est : } L = 19 / \sin(33.46) = 2.15$$

$$L = 2.15 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{30} \leq e \leq \frac{l_x}{20} \dots\dots\dots \text{Condition de la flèche}$$

$$\text{Donc : } 7.16 \text{ cm} < e < 10.75 \text{ cm}$$

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

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

II.2.5. 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 08 personnes.

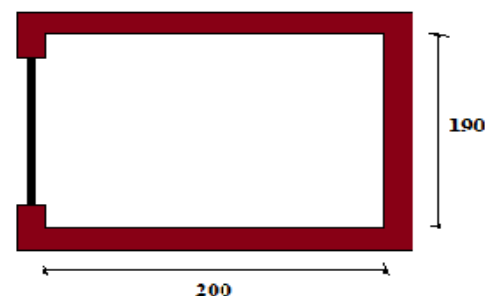


Fig. II.10 : cage d'ascenseur

Caractéristiques de l'ascenseur

- L : longueur de l'ascenseur L=200 cm.
- l : profondeur de l'ascenseur l=190 cm
- H : Hauteur de l'ascenseur
- W : Puissance de l'ascenseur=6.8 KW.
- Fc : Charge due à la cuvette=145 KN.
- Pm : Charge due à l'ascenseur=15 KN

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1. Les voiles

Ce sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement, (la résistance aux chargements sismiques).

h_e : Hauteur libre d'étage.

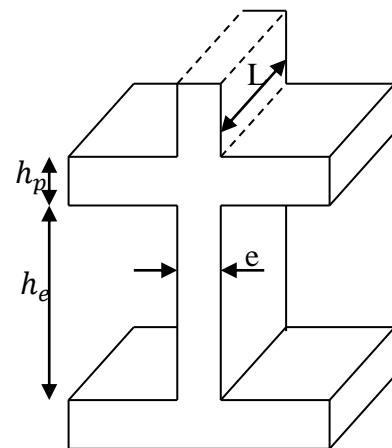
e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

h_p : Hauteur de plancher.

RPA99 (Article 7.7.1)

1.
$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{20} \text{ pour un voile simple} \\ e \geq \frac{h_e}{25} \text{ voile avec deux extrémités} \\ e \geq \frac{h_e}{22} \text{ voile avec une extrémité rigide} \end{array} \right.$$



II.11 : Coupe verticale d'un voile

2. $e \geq 15 \text{ cm}$
3. $L \geq 4 e$

Les dimensions minimales des voiles obtenus pour notre structure sont résumées sur le tableau suivant :

Tableau II.1 : Dimensions des voiles :

Niveau	$h_{ec} \text{ (cm)}$	$h_e \text{ (cm)}$	$e \text{ (cm)}$	$e \text{ adoptée (cm)}$	$L \text{ (cm)}$
RDC	357	332	$e \geq 16.6$	20	80
Autre étages	306	281	$e \geq 14,05$	20	80

II.3.2. Les poutres

II.3.2.1. Les poutres principales

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

On suppose des poteaux de (40×40) cm².

- h : hauteur de la poutre.
- L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 660 - 40 = 620$ cm)

D'où : h_{pp} étant la hauteur de la poutre principale.

$$\frac{620}{15} \leq h \leq \frac{620}{10} \Rightarrow 41,33 \text{ cm} \leq h \leq 62 \text{ cm.}$$

La largeur b est comprise entre $(0,3 \text{ à } 0,7)h_{pp}$ (BAEL 91). Donc on prend :

$$h=50 \text{ cm, } b=30 \text{ cm}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20$ cm condition vérifiée.
- $h \geq 30$ cm condition vérifiée.
- $h/b = 45/30 = 1.67 < 4$ condition vérifiée.

II.3.2.2. Les poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 580 - 40 = 540$ cm)

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm.}$$

On prend:

$$h=45 \text{ cm, } b=30 \text{ cm}$$

Vérification des exigences de RPA

- $b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée ;
- $h \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée ;
- $h/b = 45/30 = 1.5 < 4$ condition vérifiée.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30 \times 50) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

II.3.3. Les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, destinés à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4, 1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- $50 \times 50 \rightarrow$ RDC et 1 étage
- $50 \times 45 \rightarrow$ étages 2 et 3.
- $45 \times 45 \rightarrow$ étages 4 et 5.
- $45 \times 40 \rightarrow$ étages 6 et 7.
- $40 \times 40 \rightarrow$ étages 8 et 9.
- $40 \times 35 \rightarrow$ étages 10 et grenier.

II.4. Détermination des charges et surcharge

Pour dimensionner les éléments de la structure, on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement (**D.T.R.B.C.2-2**)

II.4.1. Terrasse accessible

D'après le DTR B.C.2.2 on a trouvé les densités et les épaisseurs de différents constituants.

On a : $G = \rho \times e$,

ρ : Le poids volumique (KN/m³) ; e : L'épaisseur de l'élément.

Tableau II.2 : Charge et surcharge revenant au plancher terrasse accessible :

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN / m ³)	Poids /S (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Forme de ponté	0.065	22	1.43
Lit de sable	0.02	18	0.36
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Plancher à corps creux	0.25	13.2	3.30
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G total			6.41
Q terrasses accessibles			1.5

II.4.2. Plancher étage courant

Tableau II.3 : charge et surcharge revenant au plancher étage courant :

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN / m ³)	Poids /S (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Plancher en corps creux (20+5)	0.25	13.2	3.3
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Cloisons de répartition	0.1	9	0.9
G total			5.78
Q habitation			1.5

- La surcharge d'exploitation dans le cas d'un plancher étage courant est : $Q=1.5\text{KN/m}^2$.
- La surcharge d'exploitation dans le cas d'un plancher à usage commercial est :
 $Q=5\text{KN/m}^2$.
- La surcharge d'exploitation dans le cas d'un plancher à usage bureau est : $Q=2.5\text{KN/m}^2$.

II.4.3. Plancher de toiture

Tableau II.4. Charge et surcharge revenant au plancher toiture

Désignation	Epaisseur gauche (m)	Epaisseur droite (m)	Poids/S gauche (KN/m ²)	Poids/S droite(KN/m ²)
Tuile mécanique			0.5	0.48
Dalle pleine	0.14 /cos 25.84	0.14 /cos 21.57	3.88	3.76
Enduit de plâtre	0.02 /cos 25.84	0.02 /cos 21.57	0.22	0.21
		G total	4.6	4.45
		Q exploitation	1.00	

II.4.4. Dalles pleines

Tableau II.5. Charge et surcharge revenant aux dalles pleines :

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids/S (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.14	25	3.5
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
	G total	5.06	
	Q dalles pleines	3.5	

- La charge d'exploitation dans le cas d'un plancher à dalle pleine est : $Q_{\text{balcons}}=3.5\text{KN/m}^2$.

II.4.5. Murs extérieurs

Tableau II.6 : Charge et surcharge transmise pour le mur en double cloisons :

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids /S (KN/m ²)
Enduits de ciment	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.15	9	1.35
Lame d'aire	0.05		
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
G total		2.85	

II.4.6. Les charges dans la cage d'escaliers (palier)

Tableau II.7 : Charge et surcharge revenant aux paliers des escaliers :

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids/S (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.14	25	3.5
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G total		5.06	
Q escalier		2.5	

II.4.7. Les charges dans la cage d'escaliers (volée)

Tableau II.8 : Charge et surcharge revenant à la volée.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids/S (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.02*h/G	22	0.249
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02*h/G	20	0.226
Marches	0.17/2	22	1.87
Paillasse	0.12 / cos33.46	25	3.59
Sable de pose	0.03	18	0.54
Enduit en ciment	0.02/ cos33.46	18	0.43
	G total	7.745	
	Q escalier	2.5	

II.5. Descente de charge (D.T.R.B.C.2-2)

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

La descente de charge va se faire pour les poteaux les plus chargés. (Fig. II.2) ces derniers sont ceux qui ayant une grande surface afférente ou mitoyen de la cage d'escalier.

Pour ce qui est de notre cas ; les poteaux D3 et G3 répondent à ces exigences.

II.5.1. La loi de dégression des charges d'exploitation

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2 \dots Q_n$: les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2... n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit, tel que pour $n \geq 5$ on applique la formule suivante : $Q_n = (3+n) / 2n \sum Q_i$

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

1^{ère} cas :

Lorsque la charge d'exploitation n'est pas la même pour tous les étages, la loi de dégression est comme suite :

- Sous la toiture Q_0 .
- Sous le grenier : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage 10 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage 09 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

II.5.2. Descente de charge pour le poteau D3

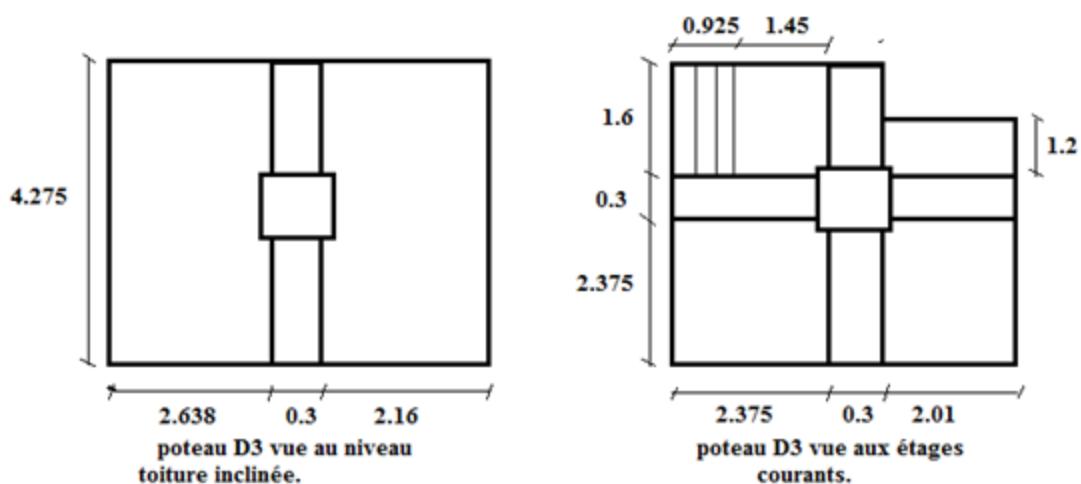


Fig. II.12 : Poteau « D3 » de la descente de charges

Calcul des surfaces afférentes

Pour le plancher toiture :

- $S_{\text{aff}} = S1 + S2$
- $S_{\text{aff}} = (2.638+2.16+0.3) * (4.275)$
- $S_{\text{aff}} = 21.79 \text{m}^2$.

Pour les autres planchers (autre étage):

- $S = (2.375+2.01) * 2.375 + (0.925/\cos 33.46 * 1.6 + 1.45*1.6) + (1.2*2.01) = 16.92 \text{m}^2$.

Plancher toiture

$$G_{\text{toiture}} = (12.56 * 4.6) + (9.234 * 4.45) = 98.87 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{toiture}} = (21.79 * 1) = 21.79 \text{ KN.}$$

Plancher RDC à étage 10

$$(S1 + S2) = 10.414 \text{ m}^2; \text{SDp} = 2.412 \text{ m}^2; \text{Svolée} = 0.925/\cos 33.46 * 1.6 = 1.774 \text{ m}^2; \text{Spalier} = 2.32 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher CC}} = (10.414 * 5.78) = 60.193 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher CC}} = (11.126 * 1.5) = 16.689 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{Dp}} = 2.412 * 5.06 = 12.204 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{Dp}} = 2.772 * 1.5 = 4.158 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{escalier}} = (2.32 * 5.06) + (1.774 * 7.745) = 25.478 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{escalier}} = (4.28) * 2.5 = 10.7 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{plancher}} = 97.875 \text{ KN.} \quad Q_{\text{plancher}} = 31.547 \text{ KN.}$$

Poutres

$$G_{\text{pp}} = 0.3 * 0.5 * 4.375 * 25 = 16.443 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{ps}} = 0.3 * 0.45 * 3.975 * 25 = 13.415 \text{ KN.}$$

Poteaux

- RDC et étage 01 : $G_p = 0.5 * 0.5 * 3.06 * 25 = 19.125 \text{ KN.}$
- 2^{ème} et 3^{ème} étages : $G_p = 0.5 * 0.45 * 3.06 * 25 = 17.212 \text{ KN.}$
- 4^{ème} et 5^{ème} étages : $G_p = 0.45 * 0.45 * 3.06 * 25 = 15.491 \text{ KN.}$
- 6^{ème} et 7^{ème} étages : $G_p = 0.45 * 0.4 * 3.06 * 25 = 13.77 \text{ KN.}$
- 8^{ème} et 9^{ème} étages : $G_p = 0.4 * 0.4 * 3.06 * 25 = 12.24 \text{ KN.}$
- 10^{ème} étage : $G_p = 0.35 * 0.4 * 3.06 * 25 = 10.71 \text{ KN.}$

- Grenier : $G_p = 0.35 * 0.4 * 5.7 * 25 = 19.95 \text{ KN}$.

On présente les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » pour le poteau P₁ :

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0 Sous la toiture	Plancher toiture	92.979	21.79
	Murs extérieure	2.83	
	Poutres secondaires G_{ps}	26.83	
	Poteau G_{pot}	19.95	
	Total	142.589	21.79
N1 sous le grenier	Venant de N0	142.589	31.547
	Plancher étage courant	97.875	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	10.71	
	Total	281.032	53.337
N2 Sous le 10 ^{ème} étage	Venant de N1	281.032	31.547
	Plancher étage courant	97.875	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	12.24	
	Total	421.005	81.79
N3 Sous le 9 ^{ème} Etage	Venant de N2	421.005	31.547
	Plancher étage courant	97.875	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	12.24	
	Total	560.978	106.967
N4	Venant de N3	560.978	
	Plancher étage courant	97.875	

Sous le 8 ^{ème} Étage	Poutres principales G_{pp}	16.443	31.547
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	13.77	
	Total	702.471	
N5 Sous le 7 ^{ème} Etage	Venant de N4	702.471	31.547
	Plancher étage courant	97.875	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	13.77	
Total	843.974	140.091	
N6 Sous le 6 ^{ème} étage	Venant de N5	843.974	31.547
	Plancher étage courant	97.875	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	15.491	
Total	987.188	156.991	
N7 Sous le 5 ^{ème} étage	Venant de N6	987.188	31.547
	Plancher étage courant	97.875	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	15.491	
Total	1130.412	173.609	
N8 Sous le 4 ^{ème} Etage	Venant de N7	1130.412	31.547
	Plancher étage courant	97.875	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	17.212	
Total	1275.357	190.041	

N9 Sous le 3 ^{ème} Etage	Venant de N8	1275.357	31.547
	Plancher étage courant	97.875	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	17.212	
	Total	1420.302	206.339
N10 Sous le 2 ^{ème} étage	Venant de N9	1420.302	31.547
	Plancher étage courant	97.875	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	19.125	
	Total	1567.16	222.544
N11 Sous le 1 ^{er} Etage	Venant de N10	1567.16	31.547
	Plancher étage courant	97.875	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	19.125	
	Total	1714.018	238.675

On trouve :

$$G_{tot} = 1714.018 \text{ KN.}$$

$$Q_{tot} = 238.675 \text{ KN.}$$

Effort normale : $N_u = 1.35 \cdot 1714.018 + 1.5 \cdot 238.675 = 2671.9368 \text{ KN.}$

II.5.3 Descente de charge pour le poteau G3

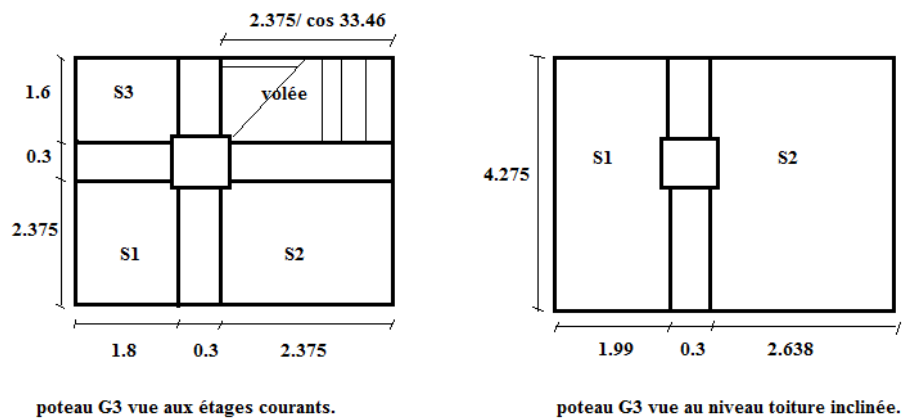


Fig. II.13 : Poteau « G3 » de la descente de charges

Calcul des surfaces afférentes

Pour le plancher toiture :

- $S_{\text{aff}} = S1 + S2$
- $S_{\text{aff}} = 2.638 * 4.275 + 1.99 * 4.275 = 19.78 \text{ m}^2$
- $S_{\text{aff}} = 19.78 \text{ m}^2$.

Pour les autres planchers (autre étage) :

- $S_{\text{aff}} = S1 + S2 + S3 + S_{\text{volée}}$
- $S_{\text{aff}} = 17.34 \text{ m}^2$.
-

Plancher toiture

$$G_{\text{toiture}} = 19.78 * 4.6 = 90.988 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{toiture}} = (21.0672 * 1) = 21.0672 \text{ KN.}$$

Plancher RDC à étage 10

$$(S1 + S2 + S3) = 12.795 \text{ m}^2; S_{\text{volée}} = 2.375 / \cos 33.46 * 1.6 = 4.554 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher CC}} = (12.795 * 5.78) = 75 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher CC}} = (15.331 * 1.5) = 22.996 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{escalier}} = 7.745 * 4.554 = 35.27 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{escalier}} = (4.554) * 2.5 = 11.38 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{plancher}} = 110.27 \text{ KN.} \quad Q_{\text{plancher}} = 34.376 \text{ KN.}$$

Poutres

$$G_{pp} = 0.3 * 0.5 * 4.375 * 25 = 16.443 \text{ KN.}$$

$$G_{ps} = 0.3 * 0.45 * 3.975 * 25 = 13.415 \text{ KN.}$$

Poteaux

- RDC et étage 01 : $G_p = 0.5 * 0.5 * 3.06 * 25 = 19.125 \text{ KN.}$
- 2^{ème} et 3^{ème} étages : $G_p = 0.5 * 0.45 * 3.06 * 25 = 17.212 \text{ KN.}$
- 4^{ème} et 5^{ème} étages : $G_p = 0.45 * 0.45 * 3.06 * 25 = 15.491 \text{ KN.}$
- 6^{ème} et 7^{ème} étages : $G_p = 0.45 * 0.4 * 3.06 * 25 = 13.77 \text{ KN.}$
- 8^{ème} et 9^{ème} étages : $G_p = 0.4 * 0.4 * 3.06 * 25 = 12.24 \text{ KN.}$
- 10^{ème} étage et grenier : $G_p = 0.35 * 0.4 * 3.06 * 25 = 10.71 \text{ KN.}$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau G3 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Descente des charges « G » et surcharges « Q » pour le poteau P2.

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0 Sous la Toiture	Toiture	90.988	
	Poutres principales G_{pp}	0	21.0672
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	10.71	
	Total	115.113	21.0672
N1 Sous le Grenier	Venant de N0	115.113	
	Plancher étage courant	110.27	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	34.376
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	10.71	
	Total	265.951	55.443
N2 Sous le 10 ^{ème}	Venant de N1	265.951	
	Plancher étage courant	110.27	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	34.376
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	

Etage	Poteau G_{pot}	12.24	
	Total	418.319	86.381
N3 Sous le 9ème Etage	Venant de N2	418.319	
	Plancher étage courant	110.27	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	34.376
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	12.24	
	Total	570.687	113.882
N4 Sous le 8ème Etage	Venant de N3	570.687	
	Plancher étage courant	110.27	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	34.376
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	13.77	
	Total	724.585	131.07
N5 Sous le 7ème Etage	Venant de N4	724.585	
	Plancher étage courant	110.27	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	34.376
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	13.77	
	Total	878.483	149.977
N6 Sous le 6ème Etage	Venant de N5	878.483	
	Plancher étage courant	110.27	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	34.376
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	15.491	
	Total	1034.102	168.393
N7 Sous le 5ème	Venant de N6	1034.102	
	Plancher étage courant	110.27	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	34.376
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	

Etage	Poteau G_{pot}	15.491	
	Total	1189.721	186.502
N8 Sous le 4 ^{ème} Etage	Venant de N7	1189.721	
	Plancher étage courant	110.27	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	34.376
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	17.212	
	Total	1347.061	204.406
N9 Sous le 3 ^{ème} Etage	Venant de N8	1347.061	
	Plancher étage courant	110.27	34.376
	Poutres principales G_{pp}	16.443	
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	17.212	
	Total	1504.401	222.166
N10 Sous le 2 ^{ème} Etage	Venant de N9	1504.401	
	Plancher étage courant	110.27	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	34.376
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	19.125	
	Total	1663.654	239.824
N11 Sous le 1 ^{er} Etage	Venant de N10	1663.654	
	Plancher étage courant	110.27	
	Poutres principales G_{pp}	16.443	34.376
	Poutres secondaires G_{ps}	13.415	
	Poteau G_{pot}	19.125	
	Total	1822.907	257.402

$$G_{tot} = 1822.907 \text{ KN}; Q_{tot} = 257.402 \text{ KN.}$$

$$\text{Effort normale : } Nu = 1.35 \cdot 1822.907 + 1.5 \cdot 257.402 = 2847.027 \text{ KN.}$$

Les calculs montrent que le poteau « G3 » est le plus sollicité sous charges verticales.

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U a 10%, telle que : $N_u^* = 1.1 N_u$

$$N_u^* = 1.1 * 2811.612 = 3131.73 \text{ KN.}$$

II.5.4. Vérifications

II.5.4.1. Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}} \rightarrow B \geq \frac{3092.7732 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.2205 \text{ m}^2 \rightarrow B \geq 0.2205 \text{ m}^2$$

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression pour les poteaux de tous les niveaux :

Niveau	N_u^* (MN)	B (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Grenier	205.704×10^{-3}	40x35	1.46	Vérifiée
10 ^{ème} étage	486.418×10^{-3}	40x35	3.47	Vérifiée
9 ^{ème} étage	763.732×10^{-3}	40x40	4.77	Vérifiée
8 ^{ème} étage	1035.375×10^{-3}	40x40	6.47	Vérifiée
7 ^{ème} étage	1292.274×10^{-3}	45x40	7.18	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1552×10^{-3}	45x40	8.62	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1813.489×10^{-3}	45x45	8.95	Vérifiée
4 ^{ème} étage	2074.464×10^{-3}	45x45	10.24	Vérifiée

3^{ème} étage	2337.65510^{-3}	50x45	10.38	Vérifiée
2^{ème} étage	2600.60910^{-3}	50x45	11.56	Vérifiée
1^{er} étage	2866.235×10^{-3}	50x50	11.46	Vérifiée
RDC	3131.73×10^{-3}	50x50	12.53	Vérifiée

Tableau II.11 : efforts normaux sur le poteau choisis avec vérification de la résistance (compression simple)

II.5.4.2. Vérification des conditions du RPA9/version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25\text{cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

II.5.4.3. Vérification au flambement

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

$$N_u^* \leq \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élançement.

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

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

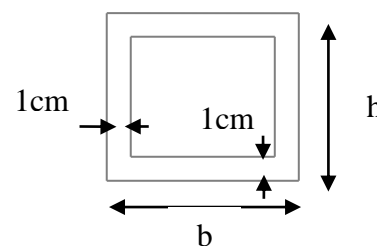


Fig. II.14 : Section brute (Br).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$A_s \geq 0.8\% \times B_r.$$

On prend $A_s = 1\% \times B_r$.

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91 (7-4-2)}$$

$$B_r = (b-2) \times (h-2)$$

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

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement :

Tableau II.12 : Vérification de flambement :

étage	Type de pot	B (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	Λ	α	B _r (m ²)	N _u [*] (MN) ×10 ⁻³	B _{rcal} (m ²)
RDC	0.5*0.5	0.25	2.9	2.03	14.06	0.823	0.2304	3131.73	0.173
1 ^{er}	0.5*0.5	0.25	2.56	1.792	12.41	0.829	0.2304	2866.235	0.157
2 ^{ème}	0.50*0.45	0.225	2.56	1.792	12.41	0.829	0.2064	2600.609	0.142
3 ^{ème}	0.50*0.45	0.225	2.56	1.792	12.41	0.829	0.2064	2337.655	0.128
4 ^{ème}	0.45*0.45	0.2025	2.56	1.792	13.79	0.824	0.1849	2074.464	0.113
5 ^{ème}	0.45*0.45	0.2025	2.56	1.792	13.79	0.824	0.1849	1813.469	0.099
6 ^{ème}	0.40*0.45	0.18	2.56	1.792	13.79	0.824	0.1634	1552	0.085
7 ^{ème}	0.40*0.45	0.18	2.56	1.792	13.79	0.824	0.1634	1292.274	0.0708

8^{ème}	0.4*0.4	0.16	2.56	1.792	15.52	0.806	0.1089	1035.375	0.0567
9^{ème}	0.4*0.4	0.16	2.56	1.792	15.52	0.806	0.1089	763.732	0.0418
10^{ème}	0.35*0.4	0.14	2.56	1.792	15.52	0.806	0.1254	486.418	0.0266
grenier	0.35*0.4	0.14	2.56	1.792	15.52	0.806	0.1254	205.704	0.0112

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

II.6. Conclusion

Après avoir fait le pré dimensionnement des éléments structuraux et les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : $30 \times 50 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $30 \times 45 \text{ cm}^2$.
- Poteaux du RDC et 1 : $50 \times 50 \text{ cm}^2$.
- Poteaux des étages 2, 3 : $45 \times 50 \text{ cm}^2$.
- Poteaux des étages 4,5 $\rightarrow 45 \times 45 \text{ cm}^2$.
- Poteaux des étages 6,7 $\rightarrow 40 \times 45 \text{ cm}^2$.
- Poteaux des étages 8, 9 $\rightarrow 40 \times 40 \text{ cm}^2$.
- Poteaux des étages 10, et grenier $\rightarrow 35 \times 40 \text{ cm}^2$.

Pour les épaisseurs :

- Plancher corps creux $e = 25 \text{ cm}$.
- Dalles pleines $e = 14 \text{ cm}$.
- Les escaliers $e = 12 \text{ cm}$.
- Poutrelles $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 22,5 \text{ cm}$.
- Les voiles $e = 20 \text{ cm}$.

Chapitre III

III.1. Introduction

La construction est constituée d'un ensemble d'éléments qui peuvent être classés en deux catégories :

- Éléments secondaires (non structuraux)
- Éléments principaux (structuraux)

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique (CBA93, RPA 2003...).

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, l'escalier, les dalles pleines, poutres de chaînage, l'acrotère et l'ascenseur.

III.2. Etude des planchers à corps creux

III.2.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes et les charges d'exploitation. Deux méthodes sont applicables pour déterminer les sollicitations :

III.2.1.1 La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Art. L.III.2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire.

Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

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

• **Principe de la méthode forfaitaire**

Soit une poutre continue soumise à une charge P. Pour le calcul des moments fléchissant on utilise les formules suivantes :

❖ **Moment en travée**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes (degré de surcharge).

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

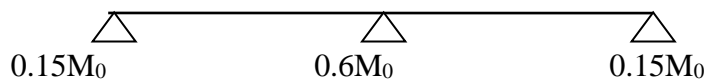
$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

- P : la charge répartie à l'état limite considéré ;
- M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante ;
- M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée ;
- M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée ;
- M_t : Moment en travée de la travée considérée ;
- l_i : Portée de la travée.

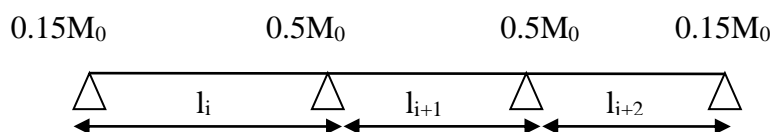
❖ **Moment en appui**

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

- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.



- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.



- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.



Remarques

- De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolues pour la vérification des sections, les moments sont évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- D'après le **BAEL** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant l'appui considéré ($0.15M_0$).

❖ Evaluation des efforts tranchants

On peut évaluer l'effort tranchant par la méthode RDM, en tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l_i} \quad \text{Tel que :} \quad V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

M_g et M_d sont des moments en appui qui sont pris avec leurs signes (signes négatifs).

V_0 : L'effort tranchant isostatique.

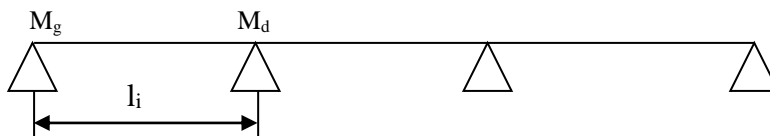
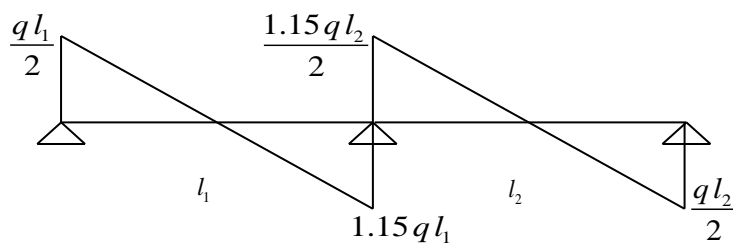


Fig III.1 : Schéma statique de la poutrelle.

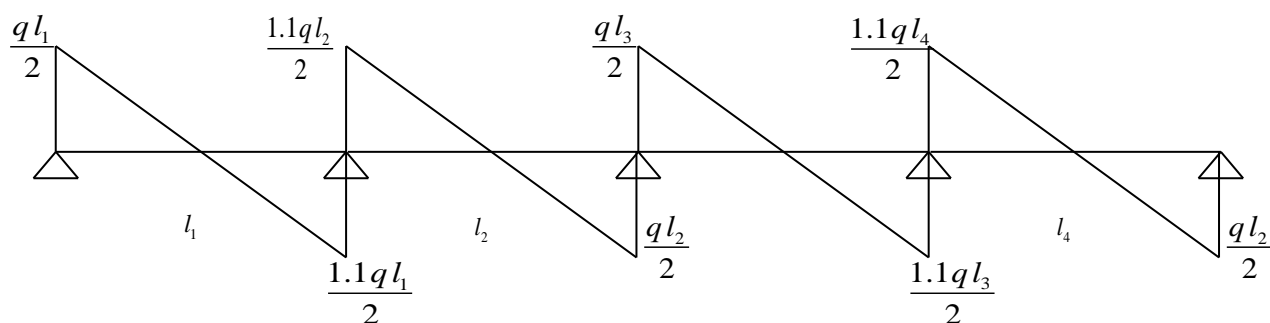
Forfaitairement on suppose la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 sont tenus en compte.

- 1) De 15% si la poutre a deux travées



FigIII.2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.

2) De 10% si une poutre a plus de deux travées



FigIII.3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.

III.2.1.2 Méthode de Caquot

a. Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée (1^{ère} condition de la M.F n'est pas satisfaite). Si les trois dernières conditions de la M.F ne sont pas vérifiées, la méthode de Caquot minorée sera applicable.

b. Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et a corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite (Caquot minorée)

❖ Evaluation des moments

✓ En appuis

$$M_i = -\frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5(l_g' + l_d')}$$

$$l' = \begin{cases} l & \rightarrow \text{pour une travée de rive} \\ 0,8 & \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

l_g', l_d' : Longueurs fictives à gauche et à droite.

q_g, q_d : Chargements à gauche et à droite de l'appui respectivement.

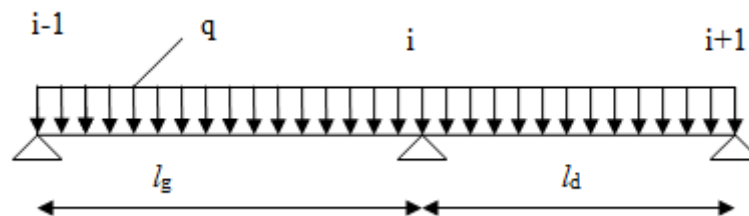


Fig.III.4 : Schéma statique de la poutrelle.

✓ En travée

$$M(X) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

M_0 : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_U \times x}{2}(l-x)$$

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

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0 \rightarrow x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l \times P_U} \right]$$

$$M_{\max}' = M(x_0)$$

❖ **Evaluation des efforts tranchants**

$$V_g = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

$$V_d = -\frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

III.2.1.3 Différentes types de poutrelles

Les différents types de poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

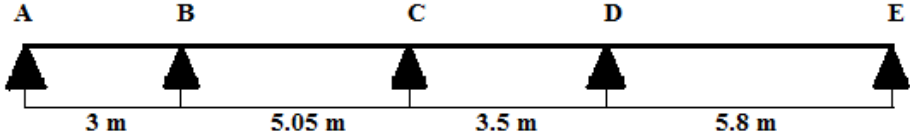
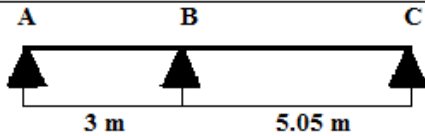
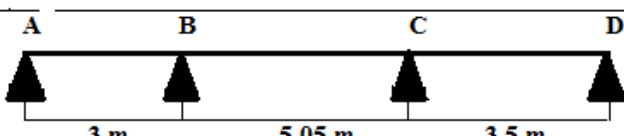
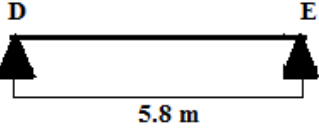
Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	

Tableau III.1 : Les Types de poutrelles :

- Dans le plancher du RDC au 8^{ème} on a les types des poutrelles (1, 2, 3 et4).
- Dans le plancher du 9^{ème} étage on a le type de poutrelle (2 et 3).
- Dans le plancher du 10^{ème} étage on a le type des poutrelles (2).

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire.**

- ✓ 1^{ère} condition : Plancher à surcharge modérée
- ✓ Plancher terrasse accessible :

- $G=4.86\text{KN/m}^2$
- $Q= 1.50\text{KN/m}^2 \rightarrow 1.50 \leq \min(2 \times 4.86; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots \text{Vérifiée}$
- ✓ Plancher étage courant (habitation) :
- $G=5.78\text{KN/m}^2$
- $Q= 1.50\text{KN/m}^2 \rightarrow 1.50 \leq \min(2 \times 5.78; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots \text{Vérifiée}$
- ✓ 2^{ème} condition : le moment d'inertie est constant sur toute la travée. ... Vérifiée

3^{ème} condition : le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 : $0.8 \leq \frac{3}{5.05} = 0.59 \leq 1.25 \dots\dots \text{non vérifiée.}$

Type 2 : $0.8 \leq \frac{3}{5.05} = 0.59 \leq 1.25 \dots\dots \text{non vérifiée.}$

Type 3 : $0.8 \leq \frac{3}{5.05} = 0.59 \leq 1.25 \dots\dots \text{non vérifiée.}$

Type 4 : poutrelle isostatique

- ✓ 4^{ème} condition : La fissuration est peu nuisible.....vérifiée.

Remarque :

L'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée sur les types de poutrelles (1,2 et 3), donc on applique la méthode de Caquot minoré (pour ces types de poutrelles). c'est à dire on minore G avec un coefficient de $\frac{2}{3} \rightarrow (G' = \frac{2}{3}G)$ uniquement pour le calcul des moments sur les appuis et on prend la totalité de G pour le calcul des moments en travée. Et on applique la méthode RDM pour le 4^{ème} type de poutrelle.

III.2.1.4 Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

- q_u et q_s sont les charges revenant aux poutrelles à l'ELU et à l'ELS.
- p_u et p_s sont les charges transmises aux poutrelles à l'ELU et à l'ELS.

- **Combinaisons d'actions et calculs des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

Désignation	Les charges G et Q (kn/m ²)			ELU				ELS			
	G	G'	Q	q_u kn/m ²	p_u kn/m	q'_u kn/m ²	p'_u kn/m	q_s kn/m ²	p_s kn/m	q'_s kn/m ²	p'_s kn/m
/											
Terrasse accessible	4.86	3.24	1.5	8.81	5.73	6.62	4.31	6.36	4.13	4.74	3.08
Plancher étage habitation	5.78	3.85	1.5	10.05	6.53	7.45	4.84	7.28	4.73	5.35	3.48

Tableau III.2 : Combinaisons d'actions et charges et surcharges sur les poutrelles.

III.2.1.5 Calcul des sollicitations revenant aux poutrelles

Nous présentons dans ce qui suit deux exemples de calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 2 et type 4, en utilisant la méthode de Caquot minoré pour le type 2 et la méthode RDM pour le type 4.

Exemples de calcul

-Etude de poutrelles type 3 du Plancher habitation (Caquot minoré).

$$p'_u = 4.84 \text{ KN/m}$$

$$p'_s = 3.48 \text{ KN/m}$$

$$l'_g = l_g = 3 \text{ m}$$

$$l'_d = l_d = 5.05 \text{ m}$$

➤ Moment isostatique

$$M_0 = p'_u \times L^2 / 8$$

À L'ELU

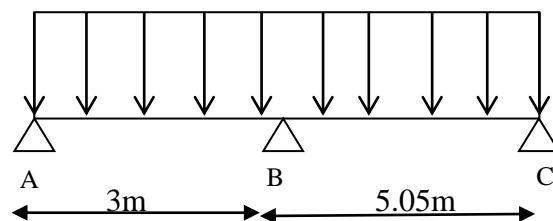


Fig.III.5 : schéma statique de la poutrelle.

$$M_0 = \frac{4.84 \times 5.05^2}{8} = 15.43 \text{KN.m}$$

À L'ELS

$$M_0 = \frac{3.48 \times 5.05^2}{8} = 11.09 \text{KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis :**

À L'ELU

$$M_A = M_C = -0.15 \times 15.43 = -2.31 \text{KN.m}$$

$$M_B = -\frac{4.84 \times (3^3 + 5.05^3)}{8.5 \times (3 + 5.05)} = -11.02 \text{KN.m}$$

À l'ELS

$$M_A = M_C = -0.15 \times 11.09 = -1.66 \text{KN.m}$$

$$M_B = -\frac{3.48 \times (3^3 + 5.05^3)}{8.5 \times (3 + 5.05)} = -7.92 \text{KN.m}$$

➤ **Moments en travée.**

À L'ELU

Travée A-B :

$$x_0 = \frac{3}{2} + \frac{-11.02}{6.53 \times 3} = 0.94 \text{m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{6.53 \times 0.94}{2} \times (3 - 0.94) = 6.32 \text{KN.m}$$

$$M(x_0) = 6.32 + (-11.02) \times \frac{0.94}{3} = 2.87 \text{KN.m}$$

Travée B-C :

$$x_0 = \frac{5.05}{2} + \frac{+11.02}{6.53 \times 5.05} = 2.86 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{6.53 \times 2.86}{2} \times (5.05 - 2.86) = 20.45 \text{KN.m}$$

$$M(x_0) = 20.45 + (-11.02) \times \left(1 - \frac{2.86}{5.05}\right) = 15.67 \text{KN.m}$$

À l'ELS

Travée A-B :

$$x_0 = \frac{3}{2} + \frac{-7.92}{4.73 \times 3} = 0.94 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{4.73 \times 0.94}{2} \times (3 - 0.94) = 4.58 \text{KN.m}$$

$$M(x_0) = 4.58 + (-7.92) \times \frac{0.94}{3} = 2.09 \text{KN.m}$$

Travée B-C :

$$X_0 = \frac{5.05}{2} + \frac{+7.92}{4.73 \times 5.05} = 2.86 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{4.73 \times 2.86}{2} \times (5.05 - 2.86) = 14.81 \text{KN.m}$$

$$M(x_0) = 14.81 + (-7.92) \times \left(1 - \frac{2.86}{5.05}\right) = 11.38 \text{KN.m}$$

➤ **Effort tranchant**

À l'ELU

Travée A-B :

$$V_A = \frac{6.53 \times 3}{2} + \frac{(-11.02) - 0}{3} = 6.12 \text{KN}$$

$$V_B = \frac{-6.53 \times 3}{2} + \frac{(-11.02) - 0}{3} = -13.47 \text{KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = \frac{6.53 \times 5.05}{2} + \frac{0 - (-11.02)}{5.05} = 18.67 \text{KN}$$

$$V_C = \frac{-6.53 \times 5.05}{2} + \frac{0 - (-11.02)}{5.05} = -14.31 \text{KN}$$

A L'ELS

Travée A-B :

$$V_A = \frac{4.73 \times 3}{2} + \frac{(-7.92) - 0}{3} = 4.45 \text{KN}$$

$$V_B = \frac{-4.73 \times 3}{2} + \frac{(-7.92) - 0}{3} = -9.74 \text{KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = \frac{4.73 \times 5.05}{2} + \frac{0 - (-7.92)}{5.05} = 13.51 \text{KN}$$

$$V_C = \frac{-4.73 \times 5.05}{2} + \frac{0 - (-7.92)}{5.05} = -10.37 \text{KN}$$

Les résultats de calcul de sollicitations sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Sollicitations à l'ELU ET ELS des poutrelles type 3 du plancher étage courant

Travée	L(m)	L'(m)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)		
			M _g	M _d		V _g	V _d	
ELU	AB	3.00	3.00	-2.31	-11.02	2.87	6.12	-13.47
	BC	5.05	5.05	-11.02	-2.31	15.67	18.67	-14.31

ELS	AB	3.00	3.00	-1.66	-7.92	2.09	4.47	-9.74
	BC	5.05	5.05	-7.92	-1.66	11.38	13.51	-10.37

Etude de poutrelles type 4 (méthode de RDM) terrasse accessible

Moments aux appuis :

$$M_D = M_E = 0$$

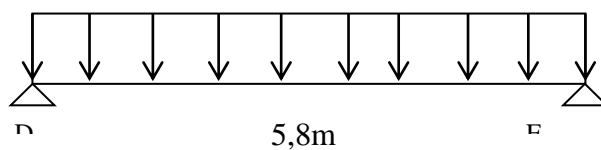


Fig.III.6 : schéma statique de la poutrelle.

Moments en travée :

$$ELU \Rightarrow M_u = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{5.73 \times 5.8^2}{8} = 24.09 \text{ KN.m}$$

$$ELS \Rightarrow M_s = \frac{p_s l^2}{8} = \frac{4.13 \times 5.8^2}{8} = 17.37 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_A = \frac{p \times l}{2} = \frac{5.73 \times 5.8}{2} = 16.62 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{p \times l}{2} = \frac{5.73 \times 5.8}{2} = -16.62 \text{ KN}$$

Les résultats des sollicitations dans les différents types des poutrelles sont représentés dans les tableaux suivants :

- ✓ **Terrasse accessible :** Dans le plancher de la terrasse accessible on a le type des poutrelles (1,2 et 4)

Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible

Type	Travée	L(m)	L'(m) (M. Caquot)	P _U (KN /m)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
1	AB	3.00	3.00	5.73	-2.72	-6.69	3.53	6.37	-10.83
	BC	5.05	4.04	5.73	-6.69	-6.52	11.67	14.50	-14.43
	CD	3.50	2.80	5.73	-6.52	-12.80	-0.6	8.23	-11.82
	DE	5.80	5.80	5.73	-12.80	-2.72	18.12	18.82	-14.41
3	AB	3.00	3.00	5.73	-0.99	-6.69	3.53	6.37	-10.83
	BC	5.05	4.04	5.73	-6.69	-7.32	11.26	14.34	-14.59
	CD	3.50	3.50	5.73	-7.32	-0.99	5.5	12.12	-7.94
4	DE	5.80	5.80	5.73	0.00	0.00	24.09	16.62	-16.62

Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible :

Type	Travée	L(m)	L'(m) (M. Caquot)	P _s (KN /m)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
1	AB	3.00	3.00	4.13	-1.94	-4.78	2.56	4.6	-7.79
	BC	5.05	4.04	4.13	-4.78	-4.66	8.45	10.45	-10.40
	CD	3.50	2.80	4.13	-4.66	-9.15	-0.37	5.94	-8.51
	DE	5.80	5.80	4.13	-9.15	-1.94	13.09	13.55	-10.40
3	AB	3.00	3.00	4.13	-0.71	-4.78	2.56	4.6	-7.79
	BC	5.05	4.04	4.13	-4.78	-5.23	8.16	10.34	-10.52
	CD	3.50	3.50	4.13	-5.23	-0.71	3.98	8.72	-7.94
4	DE	5.80	5.80	4.13	0.00	0.00	17.37	11.98	-11.98

✓ Planchers étage courant (habitation) :

Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant :

Type	Travée	L(m)	L'(m) (M. Caquot)	P _u (KN /m)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
1	AB	3.00	3.00	6.53	-3.05	-7.52	4.06	7.28	-12.30
	BC	5.05	4.04	6.53	-7.52	-7.32	13.40	16.53	-16.45
	CD	3.50	2.80	6.53	-7.32	-14.37	-0.54	9.41	-13.44
	DE	5.80	5.80	6.53	-14.37	-3.05	20.75	21.41	-16.46
2	AB	3.00	3.00	6.53	-2.31	-11.02	2.87	6.12	-13.47
	BC	5.05	5.05	6.53	-11.02	-2.31	15.67	18.67	-14.31
3	AB	3.00	3.00	6.53	-1.11	-7.52	4.06	7.28	-12.30
	BC	5.05	4.04	6.53	-7.52	-8.22	12.96	16.35	-16.63

	CD	3.50	3.50	6.53	-8.22	-1.11	6.31	13.78	-9.08
4	DE	5.80	5.80	6.53	0.00	0.00	27.46	18.94	-18.94

Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant :

Type	Travée	L(m)	L'(m) (M. Caquot)	Ps (KN /m)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
1	AB	3.00	3.00	4.73	-2.20	-5.40	2.96	5.29	-8.89
	BC	5.05	4.04	4.73	-5.40	-5.26	9.75	11.97	-11.92
	CD	3.50	2.80	4.73	-5.26	-10.33	-0.33	6.83	-9.73
	DE	5.80	5.80	4.73	-10.33	-2.20	15.06	15.49	-11.24
2	AB	3.00	3.00	4.73	-1.66	-7.92	2.09	4.47	-9.74
	BC	5.05	5.05	4.73	-7.92	-1.66	11.38	13.51	-10.37
3	AB	3.00	3.00	4.73	-0.8	-5.4	2.96	5.29	-8.89
	BC	5.05	4.04	4.73	-5.4	-5.91	9.42	11.84	-12.04
	CD	3.50	3.50	4.73	-5.91	-0.8	4.59	9.96	-6.59
4	DE	5.80	5.80	4.73	0.00	0.00	19.89	13.72	-13.72

Ferraillage des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme une section en T, elles seront ferrillées à la flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables.

Les sollicitations les plus défavorables sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.III.8. Sollicitation maximal dans les poutrelles des différents planchers :

	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)
Terrasse accessible	24.09	-12.80	-2.72	18.82	17.37	-9.15	-1.94
Plancher étage habitation	27.46	-14.37	-3.05	21.41	19.89	-10.33	-2.2

III.2.1.6 Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul (ferrailage) les poutrelles de planchers étage courant (habitation) qui est sollicité par les sollicitations suivantes :

ELU

$$M_t = 27.46 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -14.37 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -3.05 \text{ KN.m}$$

$$V = 21.41 \text{ KN}$$

$$L = 5.80 \text{ m.}$$

❖ Les caractéristiques géométriques de la poutrelle :

- $b = 65 \text{ cm}$
- $b_0 = 12 \text{ cm}$
- $h_t = 25 \text{ cm}$
- $d = 22.5 \text{ cm}$ $d = 0.9h_t$
- $d' = 2.5 \text{ cm}$

ELS

$$M_t = 19.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -10.33 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -2.2 \text{ KN.m}$$

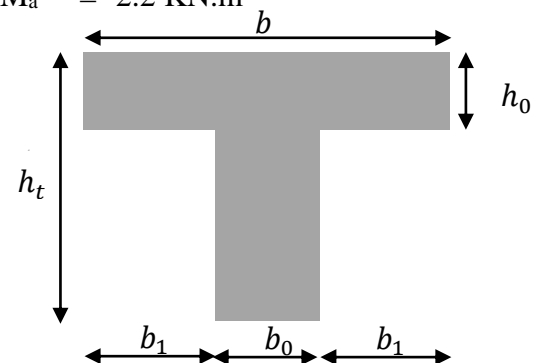


Fig. III.7 : Coupe transversale d'une poutrelle.

- $h_0=5\text{cm}$
- $b_1=27.5\text{cm}$

Calcul à ELU :

A- Armature longitudinales :

En travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$d = 0.9h = 0.225 \text{ m}$$

Le Moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,225 - 0,025)$$

$$M_{tu} = 92.3 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 27.46 \text{ KN.m} < M_{tu} = 92.3 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression donc la table n'est pas entièrement comprimée \rightarrow Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h_t$ (0.65×0.25) m^2 .

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

$$\mu_{bu} = \frac{27.46 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.051 \times 14.2} = 0.0587 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Les armatures dans la zone}$$

comprimée ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A :}$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0756$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.0756) = 0.218 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{Mt}{Z \times f_{st}} = \frac{27.46 \times 10^{-3}}{0.218 \times 348} = 3.619 \text{ Cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_s = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / F_e \leq A_{\text{cal.}}$$

$$A_{\min} = (0.23 \times 0.65 \times 0.225 \times 2.1) / 400 = 1.766 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.766 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 3.619 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On opte pour } 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

a) Appuis rives :

$M_a^{\text{rive}} = -3.05 \text{ KN.m}$ (la table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul \rightarrow la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) \rightarrow (0.10 \times 0.25) \text{m}^2$

$$M_u = 3.05 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.05 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225^2 \times 14.2} = 0.0353$$

$$\mu_{bu} = 0.0353 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0353}) = 0.045$$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.045) = 0.220 \text{ m}$$

$$A_{a\text{ rive}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{3.05 \times 10^{-3}}{0.220 \times 348} = 0.398 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400} = 0.326 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.326 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 0.398 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

b) Appuis intermédiaires :

$M_u = -14.37 \text{ KN.m}$ la table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul → la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) \rightarrow (0.10 \times 0.25) \text{ m}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.37 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225^2 \times 14.2} = 0.166$$

$$\mu_{bu} = 0.166 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} : \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.166}) = 0.228$$

$$z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.228) = 0.204 \text{ m}$$

$$A_{a\text{ inter}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{14.37 \times 10^{-3}}{0.204 \times 348} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.225 \times \frac{2.1}{400} = 0.326 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.326 \text{ cm}^2 < A_{a \text{ inter}} = 2.06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Le ferrailage adopter est :

- En travée : $A_{\text{trav}} = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$.
- En appui intermédiaire : $A_{a \text{ inter}} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$.
- En appui de rive : $A_{a \text{ rive}} = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$.

- **Vérifications à ELU**

- ❖ **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :**

On doit vérifier que :

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

$$V^{\max} = 21.41 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{21.41 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.225} = 0.793 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

- ❖ **Armatures transversales :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 250 / 35, 120 / 10, 8 \} = 7.143 \text{ mm}$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

❖ Espacement S_t

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 20.25 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}$$

$$3) \left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times 10^{-4} \frac{0.8 \times 400}{0.12 \times (0.793 - 0.3 \times 2.1)} = 93.25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 93.82 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 47.5 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(1; 2; 3)$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

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

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \text{ MPa}$$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 21.41 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.225 \times 0.65 \times 0.05} = 0.862 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

❖ Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

Appuis de rive

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les A_l)

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u=0$.

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 0.79 + 4.62 = 5.41 \text{ cm}^2$$

$$1.15 \times 21.41 \times 10^{-3} / 400 = 0.615 \text{ cm}^2$$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots \text{Condition vérifiée.}$

Appuis intermédiaires

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d)$$

$$A_s = 2.26 + 4.62 = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$1.15 / 400 (21.41 - 14.37 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.225) = 0.74 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots \text{Condition vérifiée.}$

❖ Vérification de l'effort tranchant dans le béton

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 22.5 = 20.25 \text{ cm}$$

$V_u = 0.02141 \text{ MN} < 0.267 \times 0.2025 \times 0.12 \times 25 = 0.162 \text{ MN} \dots \text{Condition vérifiée.}$

- **Vérifications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier :

- ✓ État limite d'ouverture des fissures ;
- ✓ État limite de compression de béton ;
- ✓ État limite de déformation.

1-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

2-Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

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

- **En travée**

Position de l'axe neutre

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

$$0.65 \times \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 4.62 \times 10^{-4} \times (0.225 - 0.05) = -4.0025 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure) \Rightarrow calcule comme une section en T.

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

$$\frac{12}{2} \times y^2 + [(65 - 12) \times 5 + 15 \times 4.62] \times y - [(65 - 12) \times \frac{5^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 22.5] = 0$$

$$y = 6.00 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I : (moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre).

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

$$I = \frac{65 \times 6^3}{3} - \frac{(65-12)}{3} \times (6-5)^3 + 15 \times 4.62(22.5-6)^2$$

$$I = 23529.258 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19.89 \times 0.001}{23529.258 \times 0.000000001} \times 0.06$$

$$\sigma_{bc} = 5.072 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.072 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis**

Appuis intermédiaires

$$M_{a \text{ ser}} = -10.31 \text{ KN.m} < 0 \text{ le calcul se fait pour une section } (b_0 \times h)$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 - 15 A_{st} (d - y) = 0.$$

$$12/2 y^2 - 15 \times 2.26(22.5 - y) = 0$$

$$6y^2 + 33.9y - 762.75 = 0$$

$$y = 8.798 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = 21119.71 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10.33 \times 10^{-3}}{21119.71 \times 10^{-8}} \times 0.08798 = 4.30 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 4.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Appuis de rive :

$$M_{a \text{ ser}} = -2.2 \text{ KN.m} < 0 \text{ le calcul se fait pour une section } (b_0 \times h)$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 - 15 A_{st} (d - y) = 0.$$

$$12/2y^2 - 15 \cdot 0.79(22.5 - y) = 0$$

$$6y^2 + 11.85y - 266.625 = 0 \rightarrow y = 5.75 \text{ cm}$$

Calcul de I

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2 \rightarrow I = 7443.702 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{2.2 \times 10^{-3}}{7443.702 \times 10^{-8}} \times 0.0575 = 1.699 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée

3-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 BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \text{Et } \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

- h : Hauteur de la poutrelle,
- L : Longueur de la travée,
- M_t : Moment en travée,
- M_0 : Moment isostatique de cette travée,
- A : Section des armatures choisies.

On a $\frac{h}{l} = \frac{25}{580} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0,625 \Rightarrow$ non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

La flèche admissible pour une poutre de longueur supérieure à 5m d'après le BAEL (B6 .5.3) est de : $f_{adm} = 0.5cm + \frac{l}{1000}$

$$f_{adm} = 0.5cm + \frac{580}{1000} = 1.08cm$$

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

▪ **Propriété de la section :**

$y=6.00$ cm, $L= 580$ cm, $I =23529.258$ cm⁴, $A_s =4.62$ cm²

▪ **Position de l'axe de gravité :**

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b-b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_s \times d}{(b_0 \times h) + (b-b_0) \times h_0 + 15A_s} = 9.41 \rightarrow v = 9.41 \text{ cm}$$

$$v' = h - v = 15.58 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0}{3} \times (h - v)^3 - \frac{(b-b_0) \times (v-h_0)^3}{3} + 15A_s \times (d - v)^2$$

$I_0 = 43569.183 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton en cm⁴).

▪ **Evaluation des moments en travée :**

- $q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.3 = 2.145 \text{ KN/m}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement).
- $q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.78 = 3.757 \text{ KN/m}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle).
- $q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.78 + 1.5) = 4.732 \text{ KN/m}$ (La charge permanente et la surcharge d'exploitation).

$M_0 = 19.89 \text{ KN.m}$; $M_t = 19.89 \text{ KN.m}$ et $\frac{M_t}{M_0} = 1.00$.

- $M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \times \frac{M_t}{M_0} = 9.019 \text{KN.m}$
- $M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \times \frac{M_t}{M_0} = 15.798 \text{KN.m}$
- $M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \times \frac{M_t}{M_0} = 19.898 \text{KN.m}$
- $\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12 \times 22.5} = 0.01711$
- $\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}) \cdot 0.01711} = 2.403 \dots \text{Déformation instantanée.}$

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.961 \dots \text{Déformation différée.}$

▪ **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$

$E_i = 32164.20 \text{MPa.}$

$E_v = 1/3 \times E_i \dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$

• **Contraintes (σ_s) :**

- $\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 94.869 \text{MPa}$
- $\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 166.176 \text{MPa}$
- $\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 209.303 \text{MPa.}$

Interties fictive (If):

$$- \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.572$$

$$- \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.727$$

$$-\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.776$$

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

$$- I_{ij}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 20183.52 \text{ cm}^4$$

$$- I_{ig}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 17446.82 \text{ cm}^4$$

$$- I_{ip}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 16729.72 \text{ cm}^4$$

$$- I_{vg}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 28214.28 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$- f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}^f} = 4.67 \text{ mm}$$

$$- f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}^f} = 9.47 \text{ mm}$$

$$- f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}^f} = 12.44 \text{ mm}$$

$$- f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{vg}^f} = 17.42 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 17.42 - 4.67 + 12.44 - 9.47 = 15.72 \text{ mm.}$$

$\Delta f_t = 15.72 \text{ mm} > f_{adm} = 10.8 \text{ mm}$condition non vérifiée

La condition de flèche pour cette poutrelle n'est pas vérifiée malgré le ferrailage important (HA14) choisi.

Pour régler un problème de flèche, plusieurs solutions peuvent être proposées, parmi lesquelles nous avons :

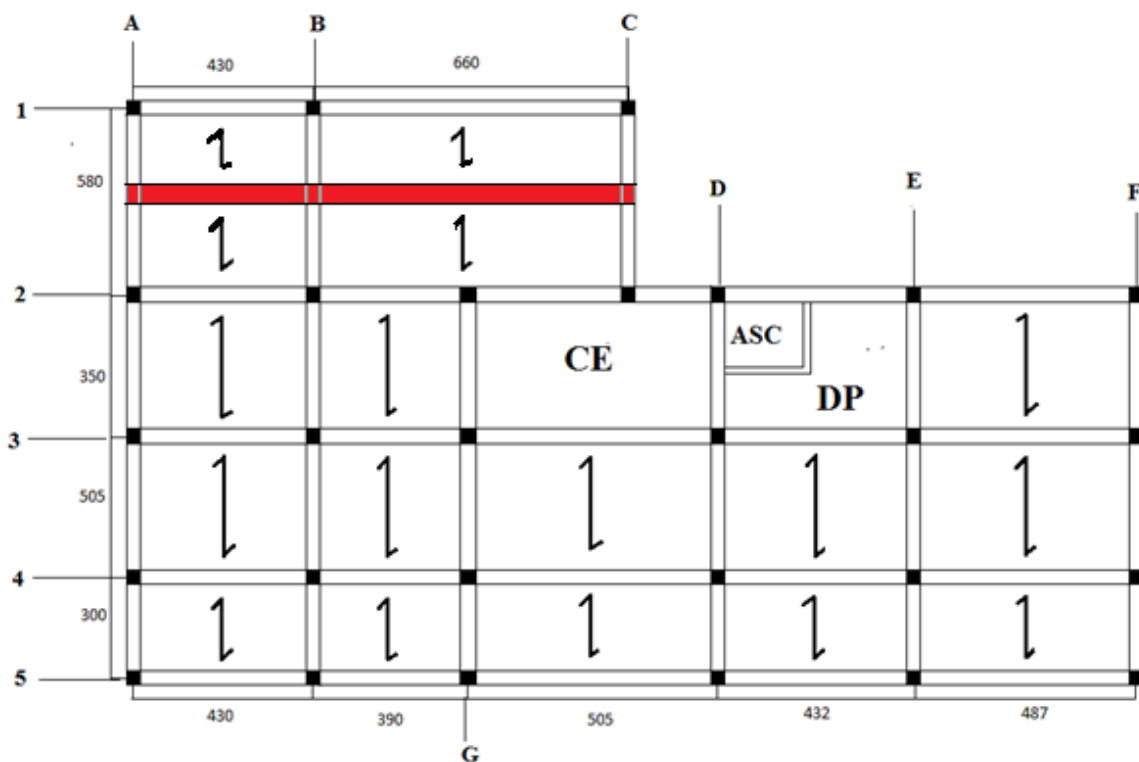
-augmenter la section d'armatures

-augmenter l'inertie de la section de la poutrelle en augmentant ses dimensions, ce qui conduit à l'augmentation de l'épaisseur du plancher.

-introduire une poutre noyée.

-Diminuer la charge permanente du plancher en introduisant des corps creux en polystyrène.

La solution retenue dans le cadre de ce travail est l'introduction d'une poutre noyée parallèle aux travées (6.6m ; 4.30m) perpendiculaire à la travée (5.8m) comme schématisée sur la figure ci-dessous



FigIII.8. Schéma disposition des poutrelles avec poutre noyée

De nouvelles sollicitations maximales ont été apparues dans la travée de 5.05m (3 4) du 2^{ème} type

Tableau III.9. Sollicitations maximales dans la poutrelle du plancher habitation après introduction de la poutre moyée

	Etat limite						
	ELU				ELS		
	$M_{travée}$ (N.m)	$M_{a\ inter}$ (N.m)	$M_{a\ rive}$ (N.m)	V_{max} (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{a\ inter}$ (KN.m)	$M_{a\ rive}$ (KN.m)
Plancher étage habitation	15.67	-11.02	-2.31	18.67	11.38	-7.92	-1.66

Les mêmes procédures ont été suivies, on a opté pour :

-entravée A=3HA10

-aux appuis de rives A=1HA10

-aux appuis intermédiaire A=2HA10

Toutes conditions ont été vérifiées, la condition de flèche se résume :

$$\Delta_f = 9.05\text{mm} < f_{adm} = 10.05\text{mm} \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ferraillage des poutrelles de planchers étage courant :

Tableau III.10 : Ferraillage des poutrelles de planchers étage courant :

	M_t (KN.m)	u_{bu} (KN.m)	α	Z(m)	A_{calc} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	15.67	0.0336	0.0427	0.221	2.037	1.766	3HA10=2.36
En appui intermédiaire	-11.02	0.127	0.170	0.209	1.51	0.326	2HA10=1.57
En appui de rive	-2.31	0.0267	0.0339	0.221	0.299	0.326	1HA10=0.79

Pour 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 présentés dans les tableaux suivants :

❖ **Planchers terrasse accessible**

Tableau III.11 : Ferrailage des poutrelles de planchers terrasse accessible ;

	M_t (KN.m)	u_{bu} (KN.m)	α	Z(m)	A_{calc} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	14.605	0.031	0.0397	0.221	1.895	1.766	3HA10=2.36
En appui intermédiaire	8.095	0.0938	0.123	0.213	1.087	0.326	2HA10=1.57
En appui de rive	1.17	0.0135	0.017	0.223	0.15	0.326	1HA10=0.79

III.2.1.7 Les vérification

❖ **Les vérifications à L'ELU**

Tableau III.12 : Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement :

/	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table Nervure	Effort tranchant	
	Appui rive	Appui intermédiaire	$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = 3.33MPa$	La bielle	Cisaillement
	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$ (cm ²)	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$		$V_u \leq 0.267b_0 \times a \times f_{c28}$ a=0.9×d $V_u \leq 162.2KN$	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = 3.33MPa$
Terrasse accessible	$A_L = 3.15$ $A_L \geq 0.515$ Vérifiée	$A_L = 3.93$ $A_L \geq 2.59$ Vérifiée	$\tau_u = 0.722$ Vérifiée	$V_u = 17.937$ Vérifiée	$\tau_u = 0.664$ Vérifiée

Planchers étage courant	$A_L=3.15$	$A_L=3.93$	$\tau_u=0.75$	$V_u=18.67$	$\tau_u=0.691$
	$A_L \geq 0.536$	$A_L \geq 2.76$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	Vérifiée	Vérifiée			

❖ Vérification à L'ELS

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutrelles de différents planchers : les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.13 : Vérifications des états limite de compression du béton des différentes poutrelles :

/		M_{ser} KN.m	$A_{choisit}$ cm ²	y cm	I $\times 10^{-4}m^4$	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$ $\sigma_{bc}^{adm}=15$ MPa
Terrasse accessible	Travée	10.64	2.36	3.91	0.832	$\sigma_{bc}=5.00$
	App riv	-0.867	0.79	3.23	0.577	$\sigma_{bc}=4.86$
	App int	-5.829	1.57	3.24	0.576	$\sigma_{bc}=3.27$
Plancher étage habitation	Travée	11.38	2.36	3.91	0.832	$\sigma_{bc}=5.35$
	App riv	-1.66	0.79	3.23	0.577	$\sigma_{bc}=0.93$
	App int	-7.92	1.57	3.23	0.576	$\sigma_{bc}=4.44$
Observation						Vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation des poutrelles de différents Planchers :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

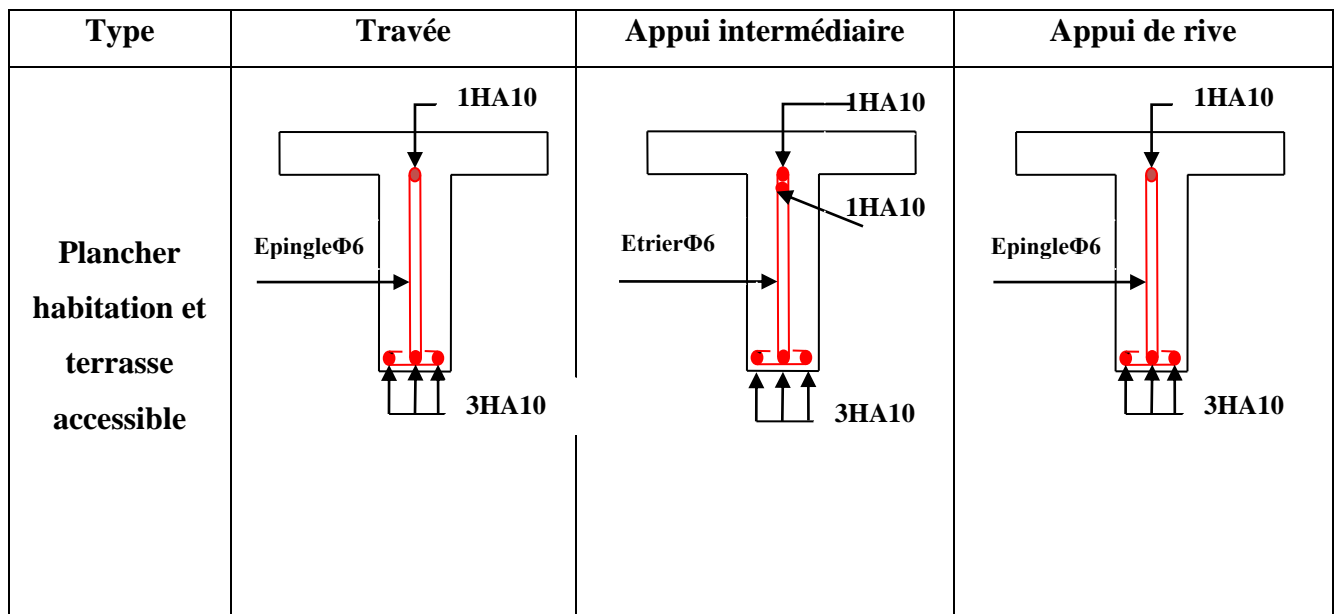
Tableau III.14 : Vérifications des états limitent de déformation des différentes poutrelles :

Plancher	Terrasse accessible	Etage Habitation
q_{jser} (KN/m)	2.145	2.73
q_{gser} (KN/m)	4.1665	3.757
q_{pser} (KN/m)	5.1415	4.732
M_{jser} (KN.m)	4.444	6.527
M_{gser} (KN.m)	8.633	8.982
M_{pser} (KN.m)	10.653	11.313
I_0 (m ⁴)	3.743×10^{-4}	3.743×10^{-4}
ρ	0.0087	0.087
λ_v	1.881	1.881
λ_i	4.704	4.704
σ_{sj} (MPa)	89.590	131.565
σ_{sg} (MPa)	174.021	181.059
σ_{sp} (MPa)	214.744	228.047
μ_j	0.297	0.451
μ_g	0.550	0.564
μ_p	0.617	0.635
$I_{f_{ij}}$ (m ⁴)	1.72×10^{-4}	1.51×10^{-4}

$I_{ig} \text{ (m}^4\text{)}$	1.065×10^{-4}	1.21×10^{-4}
$I_{ip} \text{ (m}^4\text{)}$	1.03×10^{-4}	1.057×10^{-4}
$I_{vg} \text{ (m}^4\text{)}$	1.636×10^{-4}	1.79×10^{-4}
$f_{ji} \text{ (mm)}$	2.035	3.890
$f_{gi} \text{ (mm)}$	5.916	6.261
$f_{pi} \text{ (mm)}$	7.937	8.608
$f_{gv} \text{ (mm)}$	10.064	10.598
$\Delta f \text{ (mm)}$	9.86	9.05
$f_{adm} \text{ (mm)}$	10.05	10.05
$\Delta f \leq f_{adm}$		

Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Figure III.9 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :



III.2.1.8 Ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL (B.6B8 ,423), la dalle de compression sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

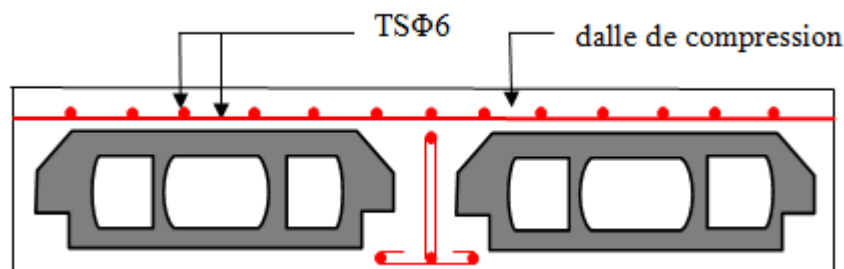
- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit :

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm ... Condition vérifiée.

3TS6/ml = 0.85 cm² parallèles aux poutrelles → St = 30 cm < 33 cm condition vérifiée.



FigIII.10 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3 Etude des dalles pleines

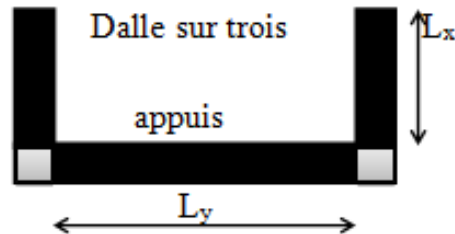
Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur un ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de ce projet, les dalles pleines d'épaisseur 14 cm sont définies en trois types :

1) Dalle sur trois appuis

$$L_x = 1.685\text{m}$$

$$L_y = 4.57\text{m}$$



FigIII.11 : Dalle sur trois appuis.

• Evaluation des charges :

$$G = 5.06 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 12.08 \text{ KN/m}^2, P_s = 8.56 \text{ KN/m}^2$$

- A l'ELU :

$$\bullet \text{ Les sollicitations : } l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} = 9.63 \text{ KN.m} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} = 39.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 8.19 \text{ KN.m} \\ M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 33.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_{0x} = 11.95 \text{ KN.m}$$

$\rho \leq 0.4 \rightarrow$ Le calcul du ferrailage seulement dans le sens l_x . Dans le sens l_y on va mettre des aciers de construction tel que $A_y = A_x/4$

• Calcul des armatures en travée : le calcul se fait à la flexion simple

$$\text{Le diamètre des armatures : } \emptyset \leq \frac{e}{10} = \frac{14}{10} = 1.4 \text{ cm}$$

Alors on opte $\emptyset = 14 \text{ mm}$

$$d_x = h - c = 12 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \phi_x + \phi_y = 14 - (1.4 + 1.4) = 11.2 \text{ cm}$$

• **L'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{P_U \times L_x}{2} = 10.17 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{P_U \times L_y}{2} = 27.6 \text{ KN.}$$

Les résultats de ferrailage du balcon sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.15 : calcul du ferrailage de la dalle du balcon (3appuis)

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A cal (cm ² /ml)	Aadp (cm ² /ml)
travée	x-x	33.86	0.165	0.227	0.109	8.92	8T12 = 9.05
	y-y	8.19	0.04	0.051	0.117	2.00	4T10 = 3.14
Appui	x-x	11.95	0.058	0.075	0.116	2.95	4T10= 3.14
	y-y						

• **Calcul de l'espacement :**

▪ **Sens x-x :** $St \leq \frac{100}{7} = 14.28$; on opte $St = 14 \text{ cm}$

▪ **Sens y-y :** $St \leq \frac{100}{4} = 25$; on opte $St = 25 \text{ cm}$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho \times b \times e = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **L'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \text{ MPa}$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \tau_u = \frac{10.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0847 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée. $\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \leq$

$$\bar{\tau}_u = f_{c28} \frac{0.07}{\gamma_b} = 1.16 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

À l'ELS

a. État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

$$\begin{cases} M_{0y} = 8.56 \times \frac{(1.685)^3}{6} = 6.83 KN.m \Rightarrow M_{t^y_{ser}} = 0.85 \times 6.83 = 5.8 KN.m \\ M_{0x} = 8.56 \times \frac{(1.685)^2}{2} \times 4.57 - \frac{2}{3} \times 8.56 \times (1.685)^3 = 28.23 KN.m \Rightarrow M_{t^x_{ser}} = 0.85 \times 28.23 = 23.99 KN.m \end{cases}$$

Les résultats de vérification son résumés dans le tableau suivant ;

Tableau III.16 : Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis :

Sens		M _t (KN.m)	Y (cm)	I×10 ⁴ (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Travée	x-x	23.99	4.51	1.0673	10.13	15	vérifier
	y-y	5.8	2.82	0.41345	3.95	15	vérifier
appuis	x-x	11.95	2.92	0.471	7.4	15	Vérifier

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

Fissuration pue nuisible → $\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{.3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201,63 MPa.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 198.6 MPa.$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 185.1 \text{MPa} < 201.63 \text{MPa} \quad \text{Vérfié.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0027 < 0.005 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \Leftrightarrow 0.12 > 0.0425 \dots \text{vérifiée}$$

c. Etat limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Sens x-x

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.685} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h_t}{l} = 0.083 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.083 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} = 0.0075 > \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Sens y-y

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{4.57} = 0.0306 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

Les résultats de vérification sont résumés dans le tableau suivant ;

Tableau III.17 : Vérification de la flèche à l'E.L. S

Plancher	Sens y-y
q_{jser} (KN/m)	3.5
q_{gser} (KN/m)	5.06
q_{pser} (KN/m)	8.56
M_{jser} (KN.m)	2.372
M_{gser} (KN.m)	3.429
M_{pser} (KN.m)	5.801
I_0 (m ⁴)	0,0002404
ρ	0,0026
λ_v	3.201
λ_i	8.025
σ_{sj} (Mpa)	68.519
σ_{sg} (Mpa)	99.059
σ_{sp} (Mpa)	167.578
μ_j	0
μ_g	0
μ_p	0.046
I_{ij}^f (m ⁴)	0,00026
I_{ig}^f (m ⁴)	0,00026
I_{ip}^f (m ⁴)	0,00019

I_{vg} (m ⁴)	0,00023
f_{ji} (mm)	0,57
f_{gi} (mm)	0,83
f_{pi} (mm)	1,93
f_{gv} (mm)	2,5
Δf (mm)	3,03
f_{adm} (mm)	9,14
$\Delta f \leq f_{adm}$	Condition vérifiée

•Le schéma de ferrailage

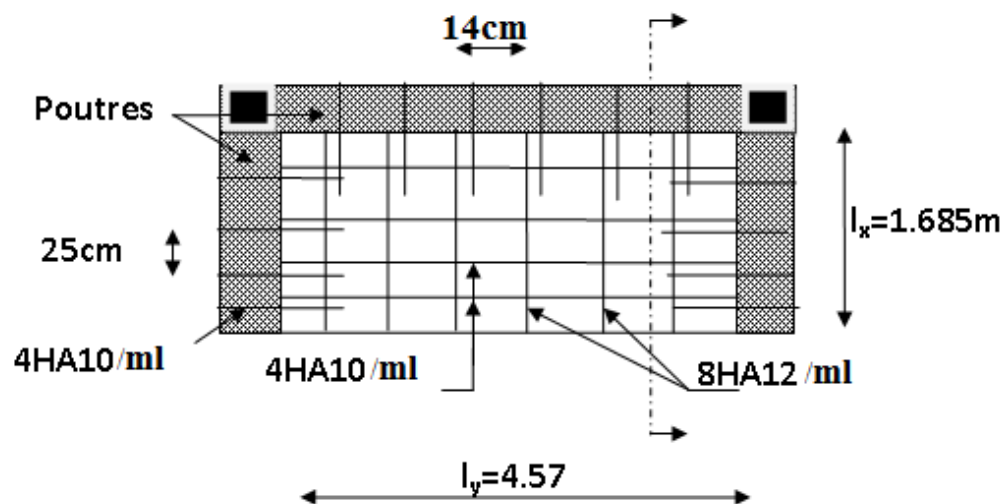
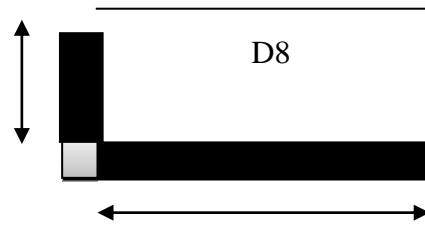


Fig. III.12 : schéma de ferrailage de la dalle plaine sur 3 appuis.

2) Dalle sur deux appuis (balcon D8)

 L_x

$$\begin{cases} L_x = 1.32 \text{ m} \\ L_y = 1.685 \text{ m} \end{cases}$$



FigIII.13 Dalle sur Deux appuis.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.78 > 0.4$: La dalle travaille (fléchit) dans les deux sens.

- Calcul du chargement :

$G = 5.06 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$; $b = 1 \text{ m}$; $e = 14 \text{ cm}$.

$q_u = 1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 3.5 = 12.08 \text{ KN/ml}$.

$q_s = 5.06 + 3.5 = 8.56 \text{ KN/ml}$.

- Calcul de M_{x0} et M_{y0} :

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0584 \times 12.08 \times 1.32^2 = 1.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.5608 \times 1.23 = 0.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0650 \times 8.56 \times 1.32^2 = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.6841 \times 0.97 = 0.664 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

-En travée :

$$M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 1.05 \text{ KN.m}$$

$$M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 0.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 0.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 0.56 \text{ KN.m}$$

-En appuis :

$$\text{ELU} : M_a^x = M_a^y = -0.5 M_{0u}^x = -0.615 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_a^x = M_a^y = -0.5 M_{0ser} = -0.485 \text{ KN.m}$$

- Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Le tableau résume le calcul des armatures en travées et en appuis

Avec : $dx = 12 \text{ cm}$ et $dy = 11 \text{ cm}$

Tableau.III.18 : Ferrailage de la dalle sur deux appuis (balcon D8)

En travée							
Sens	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A cal (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)
x-x	1.05	0.0051	0.0064	0.119	0.252	1.24	4HA8=2.01
y-y	0.59	0.0034	0.0043	0.109	0.15	1.12	4HA8=2.01
En appuis							
x,y	-0.615	0.0030	0.0037	0.119	0.147	1.24	4HA8=2.01

$$\text{Avec : } A_{x \min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times b \times e$$

-Vérification diverse**-vérification de l'effort tranchant**

L'effort tranchant max est dans le sens X

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 5.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{5.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.048 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa pas d'armature transversale.}$$

-Vérification des espacements :

-Armature //lx : $St = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Vérifiée

-Armature //Ly : $St = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ Vérifiée

-vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant

On doit vérifier qu' $A_l \geq A_l \geq \frac{\gamma_s V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 2.01$ et $V_{\max} = 5.79 \text{ KN}$ $2.01 > 0.16 \text{ cm}^2$

-Vérification des contraintes

Tableau.III.19 : vérification des contraintes dalle sur deux appuis (balcon D8)

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
travée	x-x	0.82	2.01	2.2	3250.54	0.554	37.08	vérifier
	y-y	0.56	2.01	2.29	2687.60	0.477	30.34	vérifier
Appuis		0.485	2.01	2.2	3250.54	0.328	21.93	vérifier

-état limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

Sens X-X : 1) $\frac{h}{l} = 0.14/1.32 = 0.106 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$*vérifier*

2) $\frac{h}{l} = 0.106 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.84$*verifier*

3) $\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$*verifier.*

Sens Y-Y : 1) $\frac{h}{l} = 0.14 / 1.685 = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

2) $\frac{h}{l} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

3) $\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0018 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

-schéma de ferrailage :

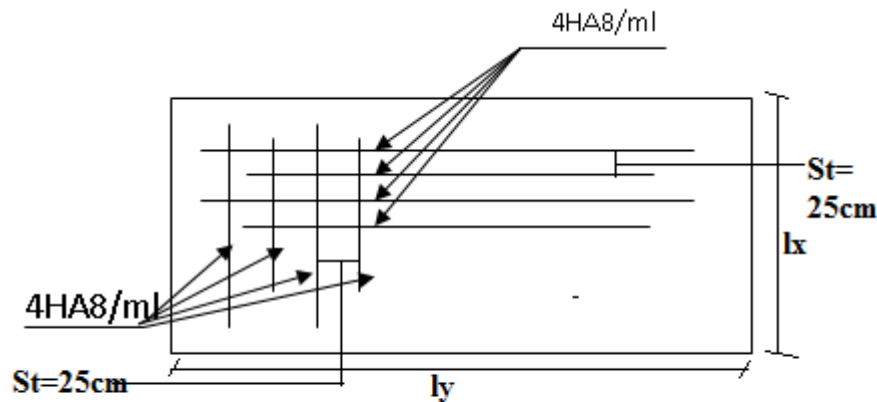


Fig. III.14 schéma de ferrailage de la dalle plane sur deux appuis.

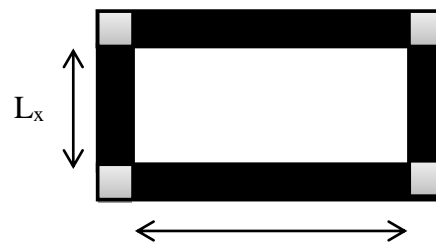
3). Dalle sur quatre appuis (panneau entourant la cage d'ascenseur)

On fait les calculs sur tout le panneau puis on retranche les dimensions de la trémie :

$L_x = 3.2 \text{ m}$

$L_y = 4.02 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.79 \geq 0.4 L_y$



FigIII.15 : Dalle sur quatre appuis.

La dalle travaille dans les deux sens

- **Calcul du chargement:**

$G = 5,06 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$; $b = 1 \text{ m}$; $e = 14 \text{ cm}$.

$$q_u = 1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 1.5 = 9.081 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 5.06 + 1.5 = 6.56 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul de M_{x0} et M_{y0} :**

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0573 \times 9.081 \times 3.2^2 = 5.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.5786 \times 5.32 = 3.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0639 \times 6.56 \times 3.2^2 = 4.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.6978 \times 4.29 = 2.99 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

-**En travée :**

$$M_u^x = 0.75 M_{0u}^x = 3.99 \text{ KN.m}$$

$$M_u^y = 0.75 M_{0u}^y = 2.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^x = 0.75 M_{0ser}^x = 3.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 0.75 M_{0ser}^y = 2.24 \text{ KN.m}$$

-**En appuis :**

$$\text{ELU : } M_a^x = M_a^y = -0.5 M_{0u}^x = -2.66 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_a^x = M_a^y = -0.5 M_{0ser}^x = -2.14 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Le tableau résume le calcul des armatures en travées et en appuis

Avec : $d_x = 12 \text{ cm}$ et $d_y = 11 \text{ cm}$

Tableau. III.20 : Calcul du ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

En travée							
Sens	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A cal (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{op} (cm ² /ml)
x-x	3.99	0.0195	0.024	0.118	0.966	1.23	4HA8=2.01
y-y	2.31	0.0113	0.0142	0.119	0.557	1.12	4HA8=2.01
En appuis							
x,y	-2.66	0.0130	0.016	0.119	0.642	1.23	4HA8=2.01

Avec : $A_{x\ min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e$

$A_{y\ min} = 0.0008 \times b \times e$

-Vérification diverse

-vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant max est dans le sens Y

$$V_y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 13.056 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{13.056 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.108 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \quad f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \quad \text{pas d'armature}$$

transversale.

-Vérification des espacements :

-Armature //lx : $St = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Vérifiée

-Armature //ly : $St = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ Vérifiée

-vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant

On doit vérifier qu' $A_l \geq \frac{\gamma_s V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 2.01$ et $V_{\max} = 13.056 \text{ KN}$ $2.01 > 0.037 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS

Comme notre panneau se situe à l'intérieure de la structure (FPN) la vérification de contrainte d'ouverture des fissures n'ai pas nécessaire donc on vérifie que la contrainte de compression dans le béton. Le tableau illustre la vérification des contraintes ;

Tableau. III.21 : vérification des contraintes de la dalle sur 4 appuis.

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
travée	x-x	3.22	2.01	2.2	3250.54	2.18	vérifier
	y-y	2.24	2.01	2.29	2687.60	1.91	vérifier
Appuis		2.14	2.01	2.2	3250.54	1.45	vérifier

-état limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

Sens X-X : 1) $\frac{h}{l} = 0.14/3.2 = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots$ Non vérifié

$$2) \frac{h}{l} = 0.044 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \dots \text{Non..verifier}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{verifier.}$$

Sens Y-Y : 1) $\frac{h}{l} = 0.14/4.02 = 0.034 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Non..verifier}$

$$2) \frac{h}{l} = 0.034 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \dots \text{Non...verifier}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = 0.0018 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{verifier.}$$

Donc on vérifie la flèche dans les deux sens.

Tableau. III.22 : vérification de la flèche à l'ELS

sens	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Obs
x-x	0.904	0.208	0.390	0.301	0.785	6.4	Vérifier
y-y	0.996	0.229	0.430	0.332	0.864	8.04	Vérifier

Schéma de ferrailage

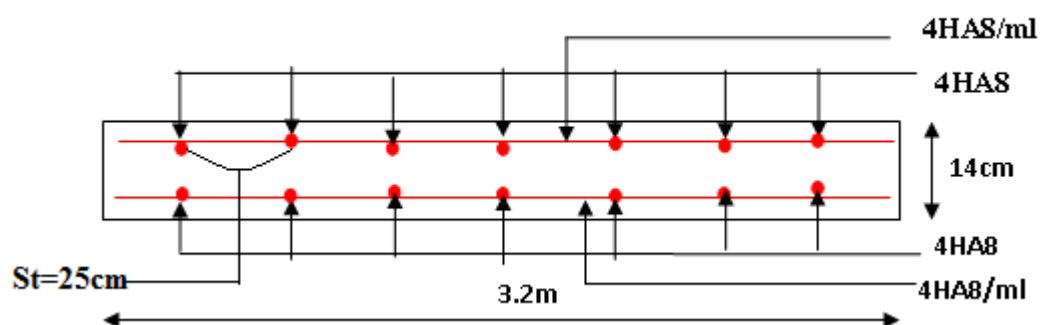


Fig. III.16 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis

III.4. Etude de l'ascenseur :

Dans notre bâtiment on adopte un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

DM : LA charge due à l'ascenseur = 51 kN

PM : la charge due à la machine = 15

FC : poids de la cuvette = 145 kN

Charge nominale (poids de 8 personnes) = 630 Kg

La vitesse minimale = 1.6 m/s

Les dimensions de la cabine sont $BK \times TK \times HK = (110 \times 140 \times 220) \text{ cm}^3$

Les dimensions de la gaine : $BS = 200 \text{ cm}$; $TS = 190 \text{ cm}$

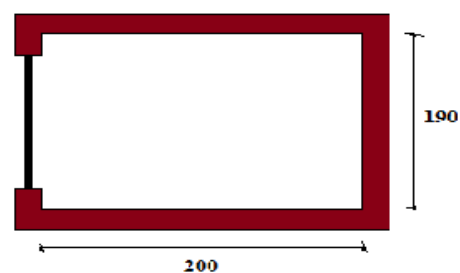


Fig. III.17 : Cage de l'ascenseur

-Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local a machine reprend des charges importantes alors on prend une épaisseur $h=20\text{cm}$

-Evaluation des charges et surcharge :

$$P=PM+ DM+ \text{charge nominale} =15+51+6.3=72.3 \text{ KN}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e= 4\text{cm}$)

$$G=25\times 0.2+22\times 0.04=5.88 \text{ KN}$$

$$Q=1\text{KN/m}^2$$

$$q_u=1.35G+1.5Q=1.35\times 5.88+1.5\times 1=9.44\text{KN/m}^2$$

$$q_s=G+Q=5.88+1= 6.88\text{KN/m}^2$$

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

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

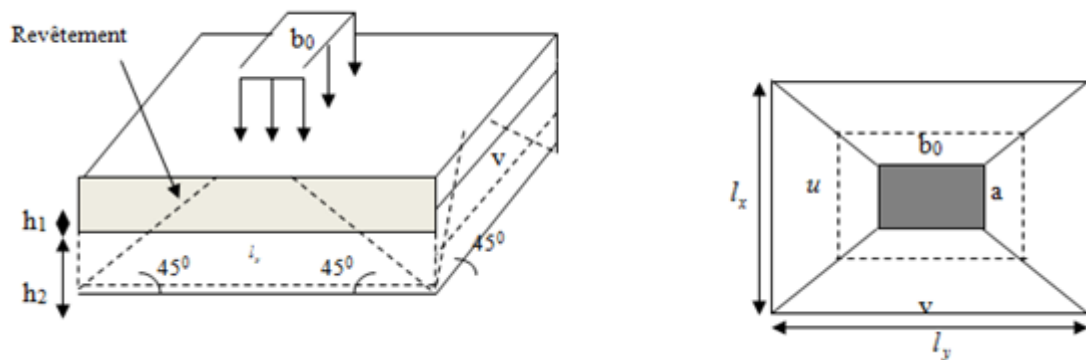
1)-Calcule du premier type (charge concentré)

Fig. III.18 : Schéma de charge concentré

On calcule le rectangle d'impact (u, v).

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de chargement de la charge concentrée = $(90 \times 100) \text{ cm}^2$

h_1 : Epaisseur du revêtement (4cm)

ε : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\varepsilon=1$)

$$U = 90 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 118 \text{ cm}$$

$$V = 100 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 128 \text{ cm}$$

-Calcul des moments :

-ELU :

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M_1 et M_2 : données par l'abaque de PIGEAUD.... [ANNEXE III]

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,95 \quad ; \quad \alpha = \frac{U}{l_x} = 0,62 \quad ; \quad \beta = \frac{V}{l_y} = 0,64$$

D'où : $M_1 = 0,076$

$$M_2 = 0,076$$

$$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 97.6 \text{ KN (avec } P = 72.3 \text{ KN)}$$

$$M_{x1} = M_l q_u \rightarrow M_{x1} = 7.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = M_l q_u \rightarrow M_{y1} = 7.41 \text{ KN.m}$$

$-M_{x2}$ et M_{y2} du système

M_{x2} , M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0.95 > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases} \dots \dots \dots \text{ [Annexe II]}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 4 cm)

$$G = 5.88 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = 0.0410 \times 9.44 \times (1.9)^2 = 1.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.8875 \times 1.39 = 1.23 \text{ KN.m}$$

-La superposition des moments donne :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.41 + 1.39 = 8.8 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.41 + 1.23 = 8.64 \text{ KN.m}$$

-moment en travées :

$$M_{ix} = 0.75 \times M_x = 6.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{iy} = 0.85 \times M_y = 7.34 \text{ KN.m}$$

-moment aux appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5M_x = -4.4 \text{ KN.m (intermédiaire)}$$

$$M_a^x = -0.3M_x = -2.64 \text{ KN.m (rive)}$$

-calcul du ferrailage :

Tableau. III.23 : calcul de ferrailage de la dalle sous charge concentrées

En travée							
Sens	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)
x-x	6.6	0.0143	0.018	0.178	1.06	1.64	4HA8=2.01
y-y	7.34	0.0178	0.0225	0.168	1.25	1.6	4HA8=2.01
En appuis							
x,y	-4.4	0.0095	0.0120	0.179	0.705	1.64	4HA8=2.01

Avec $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$: $A_{x \min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times b \times e$$

-Vérification au poinçonnement :

Une dalle soumise à une charge concentré risque de se poinçonner donc il faut vérifier que :

$$Q_u \leq \frac{0.045}{\gamma_b} U_c h f_c \quad \text{BAEL91 (article V.3 .e)}$$

Q_u : charge concentrée à L'ELU

h : épaisseur total de la dalle

$U_c = 2(U+V) = 492 \text{ Cm}$ (périmètre du rectangle d'impact au niveau de feuillet moyen de la dalle)

$$Q_u = 97.6 \text{ KN} \leq \frac{0.045}{1.5} \times 4.92 \times 0.20 \times 25 = 738 \text{ KN} \dots \quad \text{Condition vérifié}$$

→ pas de risque de poinçonnement

-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{Mpa}$$

On a $U \neq V \rightarrow$ milieu de U : $V_u = \frac{q_u}{2U+V} = \frac{97.6}{2.36+1.28} = 26.81 \text{KN}$

Milieu de V : $V_u = \frac{q_u}{U+2V} = \frac{97.6}{1.18+2.56} = 26.09 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{26.81}{0.18 \times 1} = 0.15 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{Mpa} \dots \text{condition vérifiée ; pas d'armature transversale}$$

-Espace des armatures :

-Armature //lx : $St = 100/4 = 25 \text{cm} \leq \min(3e ; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$ Vérifiée

-Armature //Ly : $St = 100/4 = 25 \text{cm} \leq \min(4e ; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$ Vérifiée

-L'ELS**- Les moments engendrés par le système de levage**

$$q_{Ser} = P = 72.3 \text{KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{Ser} = (0.076 + 0.2 \times 0.076) \times 72.3 = 6.6 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_1 + \nu M_2) q_{Ser} = 6.6 \text{KN.m}$$

- Les moments dus aux poids propre de la dalle :

$$q_{Ser} = G + Q = 5.88 + 1 = 6.88 \text{KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0483$$

$$\mu_y = 0.9236$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1.19 \text{KN.m}; M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1.09 \text{KN.m}$$

-La superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.6 + 1.19 = 7.79 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.6 + 1.09 = 7.69 \text{ KN.m}$$

-vérification des contraintes :

-moment en travée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 5.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 6.53 \text{ KN.m}$$

-moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -3.895 \text{ KN.m (intermédiaire)}$$

$$M_a^x = -0.3 M_x = -2.337 \text{ KN.m (rive)}$$

Tableau. III.24 : vérification des contraintes

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
travée	x-x	5.84	2.01	3	7683.75	2.28	vérifier
	y-y	6.53	2.01	2.9	6807.08	2.78	vérifier
Appuis		3.895	2.01	3	7683.75	1.52	vérifier

-état limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\text{Sens X-X : } 1) \frac{h}{l} = 0.2 / 1.9 = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.10 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.07 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = 0.0011 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{vérifier.}$$

Sens Y-Y : 1) $\frac{h}{l} = 0.2 / 2 = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{vérifier}$

2) $\frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0849 \dots \text{vérifier}$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = 0.0011 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{vérifier.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

• Schéma de ferrailage

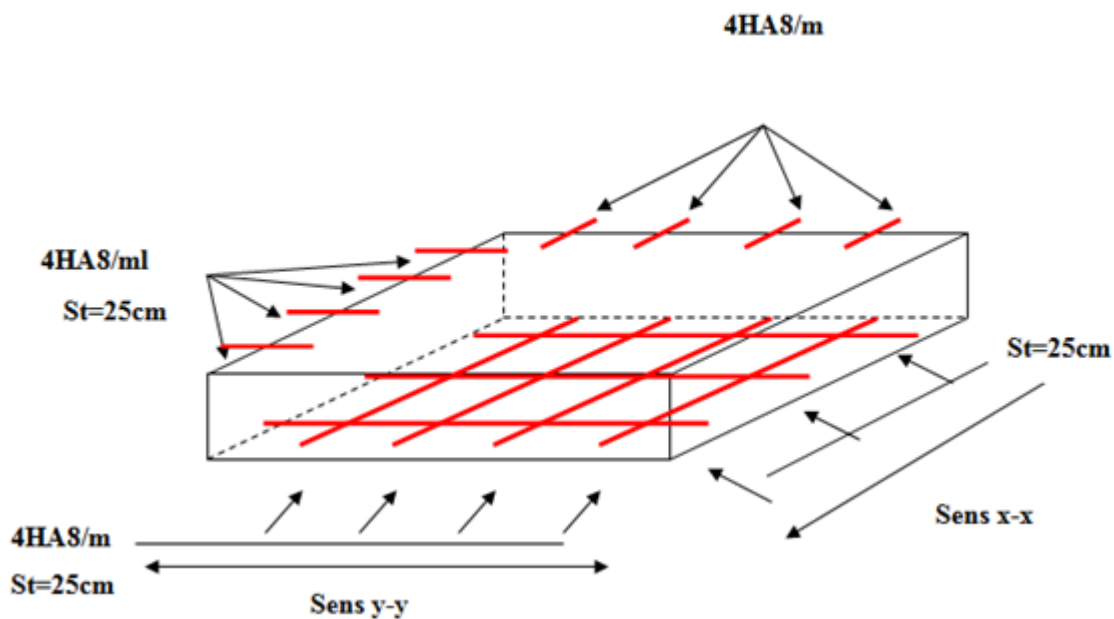


Fig. III. 19 : Schéma de ferrailage de la dalle plane de locale machine.

2)-calcul du deux Emme type (dalle qui sert d'appuis à l'ascenseur sous charge répartie)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.9}{2} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

❖ Les sollicitations :

À l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \text{(Annexe 1)}$$

$$M_x = \mu_x q_u L^2 \Rightarrow M_x = 0.0410 \times 9.44 \times 1.9^2 = 1.397 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8875 \times 1.397 = 1.239 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.75 M_x = 0.75 \times 1.397 = 1.05 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 1.239 = 1.05 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 M_x = 0.5 \times 1.397 = 0.69 \text{ KN.m (appuis intermédiaire)}$$

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 1.397 = 0.42 \text{ KN.m (appuis de rive)}$$

❖ Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau. III.25 : calcul de ferrailage de la dalle sous charge répartie.

En travée							
Sens	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A cal (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)
x-x	1.05	0.0022	0.0028	0.179	0.167	1.64	4HA8=2.01
y-y	1.05	0.0025	0.0032	0.169	0.177	1.6	4HA8=2.01
En appuis							
x,y	0.69	0.0014	0.0018	0.179	0.11	1.64	4HA8=2.01

$$\text{Avec } e > 12 \text{ cm et } \rho \geq 0.4 \quad : A_{x \min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times b \times e$$

- Espacement des armatures :**-Armature //lx :** $St = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Vérifiée**-Armature //ly :** $St = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ Vérifiée

-Vérification au cisaillement :

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{9.44 \times 1.9}{2 \times \left(1 + \frac{0.95}{2}\right)} = 6.08 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{6.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.0337 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ pas d'armatures}$$

transversales.

- 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.

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

$$q_s = G + Q = 6.88 \text{ KN/m}$$

À l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases} \text{ (Annexe 1)}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0483 \times 6.88 \times 1.9^2 = 1.19 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9236 \times 1.19 = 1.09 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.75 M_x = 0.75 \times 1.19 = 0.89 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 1.09 = 0.92 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -0.5 \times 1.19 = -0.59 \text{ KN.m (appuis intermédiaire)}$$

$$M_a^x = -0.3 M_x = -0.3 \times 1.19 = 0.35 \text{ KN.m (appuis de rive)}$$

-Calcul des contraintes :

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$; $A' = 0$.

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau. III.26 : vérification des contraintes

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
travée	x-x	0.89	2.01	3	7683.75	0.347	vérifier
	y-y	0.92	2.01	2.9	6807.08	0.392	vérifier
Appuis		0.59	2.01	3	7683.75	0.23	vérifier

Schéma de ferrailage

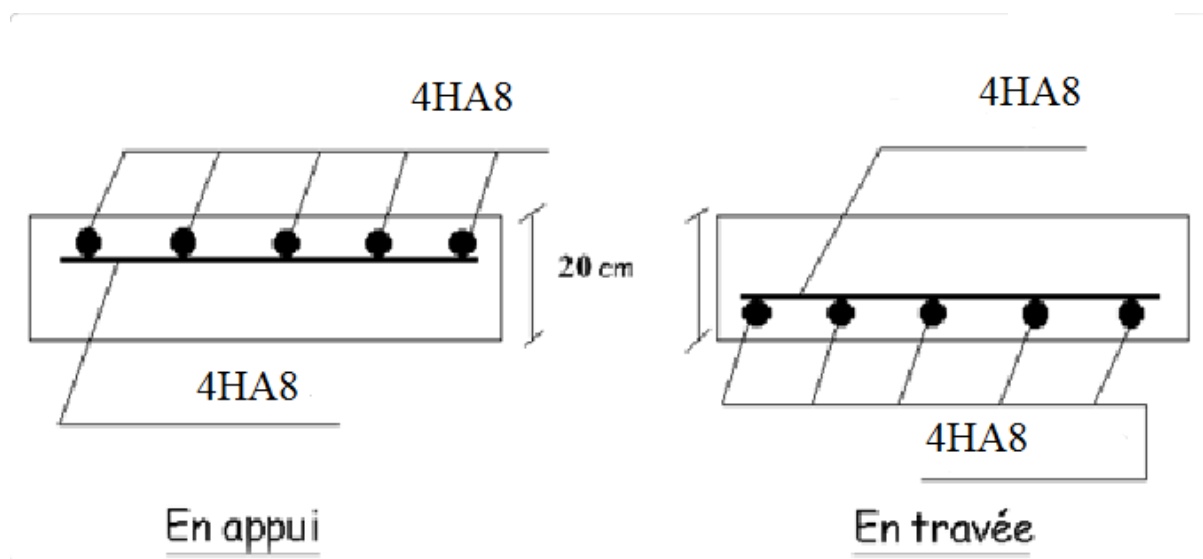


Fig. III. 20 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous (sous charge répartie)

III.5 Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100 cm et de hauteur h. le dimensionnement et le poids des escaliers sont calculés dans le chapitre II

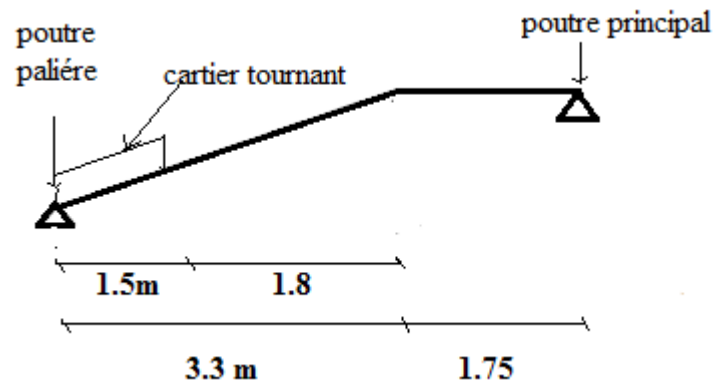
Nous avons un seule type d'escalier reliant les diffèrent étage qui est de type escalier a deux volée avec un cartier tournant (escalier balancée).

III.5.1 . Etude d'escalier à 2 volées + un cartier tournant :**•le chargement :****-La volée :**

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

$$G_v = 7.745 \text{ KN/m}^2$$

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

**-Le palier (arriver ou départ)****Fig. III.21 : schéma statique d'escalier.**

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

$$G_p = 5.06 \text{ KN/m}^2$$

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

•Combinaison de charges :**-pour la volée :****-pour le palier**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = 14.20 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G_p + 1.5Q_p = 10.56 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G_v + Q_v = 10.24 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G_p + Q_p = 7.55 \text{ KN/m}$$

●Calcul des sollicitations

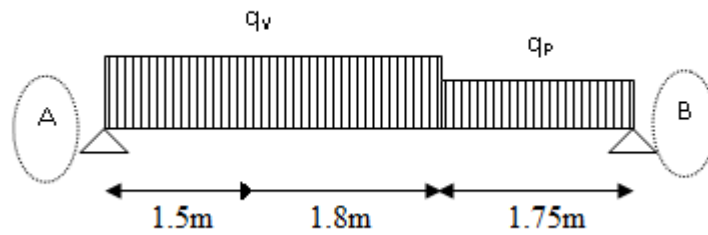


Fig. III.22 : schéma statique de la charge de l'escalier.

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM, les résultats de calcul sont groupés dans le tableau : **Tableau.III.27**

$q_v(KN)$		$M_0 \quad \max$ (KN.m)		$q_p(KN)$		$V \quad \max$ (KN)	$M_t = 0.75$ M_{0max} (KN.m)			$M_a = -0.5 M_0$ \max (KN.m)	
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS		ELU	ELU	ELS	ELU	ELS
14.20	10.24	42.55	30.63	10.58	7.56	34.77	31.91	26.04	-21.27	-12.25	

Les paliers sont ferrillés aux sollicitations max retrouvé dans la partie volée.

●Ferrailage :

Pour une bande de 1m on a les résultats suivants :

Tableau. III.28 : ferrailage de la volée ;

Localisation	M(KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{opté}(cm^2)$	St(cm)	$A_{repart}=A/4$	St(cm)
En travée	31.91	10.53	1.2	7HA14=10.78	15	4HA10=3.14	25
En appui	-21.27	6.66	1.2	6HA12=6.79	20	4HA10=3.14	25

● **Vérifications :**

-A L'ELU

-Vérification de la condition de non fragilité.

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.1 \times 2.1}{400} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

-Vérification de l'effort tranchant

$$T = 34.77 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{23.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.3477 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau = 0.3477 < 3.25 \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

-Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier qu' } A_l \geq A_l \geq \frac{\gamma_s V}{f_e}$$

$$\text{Et on a : } A_l = 10.78 + 6.79 \text{ et } V_{\max} = 34.77 \text{ KN} \dots\dots 17.57 > 1 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Espacement des armatures :

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

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$$

-A 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.**Tableau. III.29 : vérification des contraintes à l'ELS**

Localisation	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
Travée	26.04	4.29	7903.9	14.15	15	vérifier
Appuis	12.25	3.6	5726.9	7.72	15	vérifier

-Vérification de la flèche :

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

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

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$1) \frac{0.12}{5.05} = 0.023 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Non vérifier}$$

La condition (1) n'est pas vérifiée d'où l'obligation de vérifier la flèche.

Tableau. III.30 : vérification de la flèche à l'ELS

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Obs
5.125	1.051	3.711	2.586	5.199	10.05	vérifier

●Schéma de ferrailage :

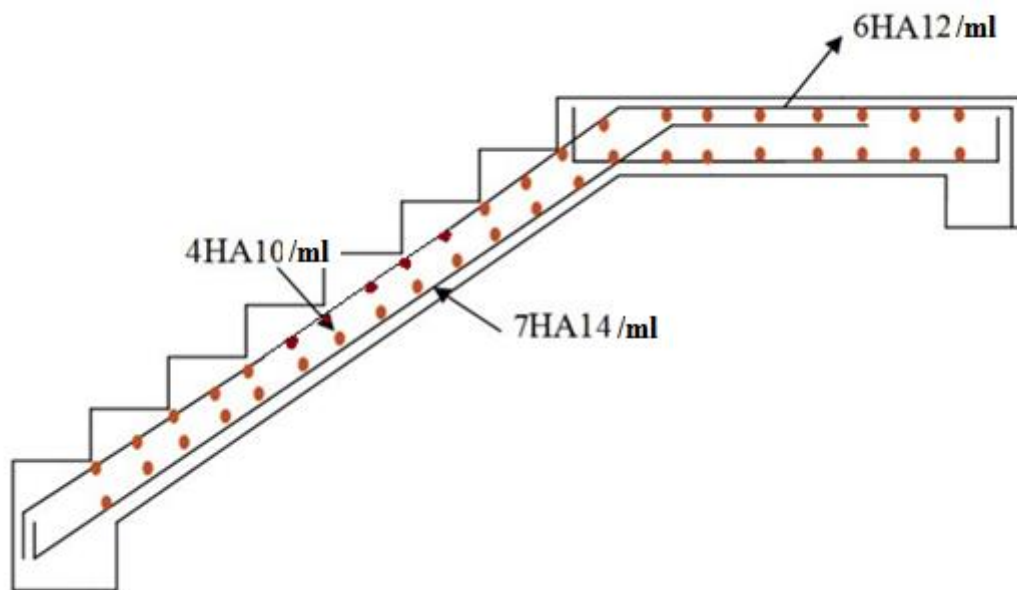


Fig.III.23 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.5.2. Etude de la poutre palière (incliné) :

Notre poutre palière est soumise à son poids propre plus le poids de la cloison, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réactions d'appuis ainsi qu'aux moments de torsions.

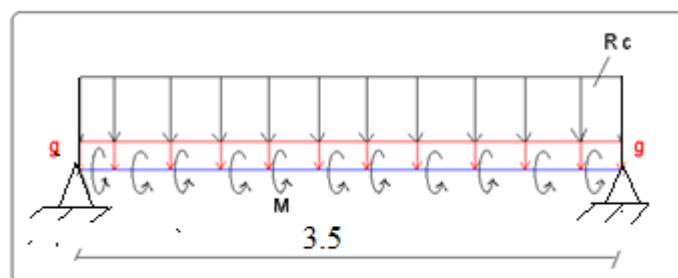


Fig ; III.24 : schéma statique de la poutre palière

•Dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \text{ donc :}$$

Soit $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

•Vérification des conditions du RPA :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}. \\ h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}. \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4. \end{array} \right.$$

Sachant que : b c'est la largeur de la poutre et h c'est la hauteur de la poutre.

Les trois conditions sont satisfaites.

La poutre est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à son poids propre :

•Calcul à la flexion simple :

- La poutre est soumise à son poids propre g .

$$g = 25 \times 0.35 \times 0.3 / \cos 11 = 2.67 \text{ KN/ml}$$

- La charge transmise par l'escalier :

$$\text{ELU : } R_A = 34.77 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_A = 25.054 \text{ KN}$$

- Poids de cloison : $P_m = 1.19 \times 2.85 / \cos 11 = 3.45 \text{ KN/m}$
- Poids total : $P_t = 6.12 \text{ KN/m}$

-Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35 P_t + 34.77 \rightarrow q_u = 43.03 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = P_t + 25.054 \rightarrow q_s = 31.17 \text{ KN/m.}$$

$$M_t = 0.75 \frac{q_u \times l^2}{8} \rightarrow M_t = 49.42 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \frac{q_u \times l^2}{8} \rightarrow M_a = -32.94 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} \rightarrow V_u = 75.30 \text{ KN}$$

Le tableau résume les sollicitations de la poutre vis-à-vis de la flexion simple :

Tableau III.31 : Calcul des sollicitations dans la poutre

	Pu (KN/m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Vu (KN)
ELU	43.03	49.42	-32.94	75.30
ELS	31.17	-35.79	-23.86	

Le tableau résume le ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple :

Tableau III.32 : Ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple.

	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	49.42	0.106	0.141	4.56	1.19
En appui	-32.94	0.071	0.09	2.97	1.19

• Vérification à l'ELU

-L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \text{ MPa}$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \tau_u = \frac{75.30 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.76 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Calcul de l'espacement :

$St \leq \min (0.9 \times d ; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq 29.7\text{cm}$. On opte pour $St = 15\text{cm}$ en travée et $St = 10\text{ cm}$ en appuis

-Calcul à la torsion :

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément réparties dues aux différentes parties de l'escalier

-Le moment de torsion max

$$M_t^{\max} = M_{\text{appuis}} (\text{volée}) = 21.27 \text{ KN.m}$$

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. **B.A.E.L.91**

- U : périmètre de la section.
- Ω : section fictive.
- e : épaisseur de la paroi.
- A_I : section d'acier.

Calcul des armatures longitudinal :

$$A_I = \frac{M_t \times u}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

Tel que : $\Omega = (b-e) \times (h-e)$ avec $e = \frac{h}{6} = 5.83\text{cm} \rightarrow \Omega = 705.04\text{cm}^2$.

$$\mu = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 106.68\text{cm}$$

$$A_I = \frac{21.27 \times 10^{-3} \times 1.0668}{2 \times 0.070504 \times 348} \times 10^4 = 4.62\text{cm}^2$$

- Calcul des armatures transversales :

Soit $St = 15\text{ cm}$ en travée et 10cm en appuis.

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 \rightarrow A_t^{\min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t' = \frac{M_t \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{21.27 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.07504 \times 348} \times 10^4 = 0.61 \text{ cm}^2$$

$$D'où A_t = A_t^{\min} + A_t' = 0.9 + 0.61 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier de $\emptyset 8 = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

• Section d'armature finale

-En travée (dans la nappe inférieure)

$$A_t = A_{\text{flexion}} + \frac{1}{2} A_{\text{torsion}} = 4.56 + \frac{1}{2} \times 4.62 = 6.96 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_t soit 3HA14+3HA12=8.01 cm²

-En appui :(dans la nappe supérieure)

$$A^a = A_{\text{flexion}} + \frac{1}{2} A_{\text{torsion}} = 2.97 + \frac{1}{2} \times 4.62 = 5.28 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec 3HA12+3HA10=5.75 cm²

• Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

On a $V^{\max} = 75.18 \text{ KN}$, $\tau_{\text{flexion}} = 0.76 \text{ MPa}$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{21.27 \times 10^{-3}}{2 \times 0.07504 \times 0.0583} = 2.58 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.58 \text{ MPa} \leq \tau = 3.3 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

• Vérification à l'ELS

-Etat limite de compression de béton :

En travée : $M_t = 35.79 \text{ KN.m}$, $y = 12.73 \text{ cm}$, $I = 6.99 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$\sigma_{bc} = 6.51 \text{ MPa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Aux appuis : $M_a = 23.86$, $y = 11.19\text{cm}$, $I = 5.503 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$\sigma_{bc} = 4.85\text{MPa} < \sigma'_{bc} = 15\text{MPa}$ Condition vérifié

-Evaluation de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$1) \frac{h}{l} = 35 / 350 = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$2) \frac{A}{b_0 \times d} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage :

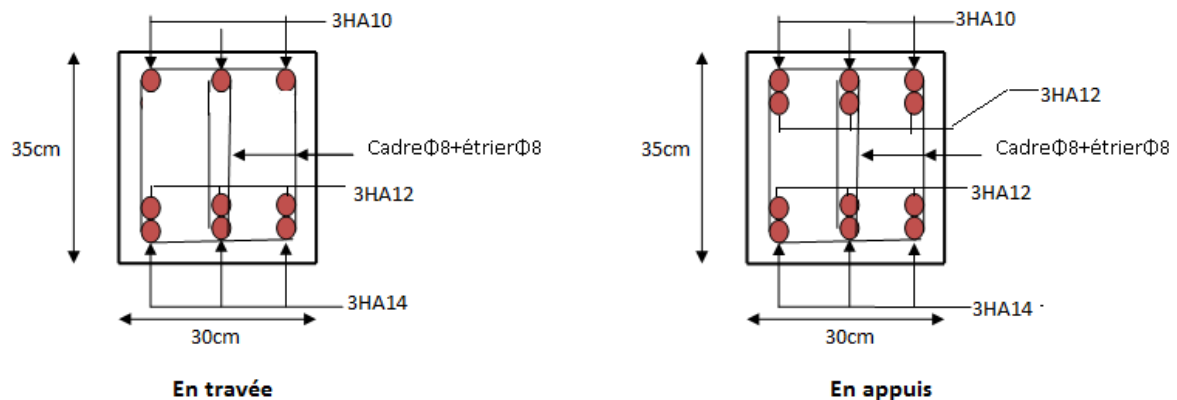


Figure. III.25 : schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Conclusion

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaire.

Dans ce qui suit, on passera à l'étude dynamique de notre structure en utilisant le logicielle SAP2000.

Chapitre IV

IV.1 Introduction

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.

C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations par des logiciels à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans le cadre de ce travail nous avons tenté d'analyser et d'étudier un R+10+grenier contreventé par voile-portique avec justification de l'interaction en utilisant le logiciel de calcul de structure qui est Le SAP 2000.

IV.2 Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- 1) Par la méthode statique équivalente ;
- 2) Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- 3) Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1 Méthode statique équivalente

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 similaires à ceux de l'action sismique.

b) conditions d'application de la méthode

Selon le RPA99/version2003 (art 4.1.2) la méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre 3, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zone 1 et à 30m en zone 2b et 3.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone 1 : { tous groupes

Zone 2a : { groupe d'usage 3
 Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone 2b et 3 : { groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

N.B : Pour notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable car notre bâtiment présente une configuration irrégulière en plan.

✓ **Vérification de la résultante des forces sismique : RPA99 (Article 4.2.3)**

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

➤ A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en

d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

➤ R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

➤ Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités Pq :

“ Critère q ”	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
2- Redondance en plan	N	0.05
3- Régularité en plan	N	0.05
4- Régularité en élévation	N	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	O	0
6- Contrôles d'exécution	O	0
Valeurs des pénalités Pq.	$\Sigma = 0.25$	

Donc : $Q_x = Q_y = 1.2$

➤ W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments à usage d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation il est donné par le tableau 4.5 du RPA99/2003.

Concernant ce projet, il y' a des niveaux à usage d'habitation, le RDC destiné au commerce donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$

$W = 51082,685$ KN.

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On a

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases} \text{ RPA (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

➤ η : Le facteur de correction d'amortissement est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Les valeurs de $\zeta(\%)$ sont illustrées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.2: Les valeurs de RPA 99 (Tableau 4.2) :

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ pour un contreventement mixte.

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$

➤ T : période fondamentale de la structure

Telle que $T = \min(1, 2)$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \dots\dots(1) \text{ RPA99 (Formule 4-6)}$$

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{X,Y}}} \dots\dots(2) \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 39.87m$$

➤ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est

Donné par le tableau ci-dessous.

Tableau IV.3: Les valeurs du coefficient C_T :

Cas N°	Système de contreventement	C_T
01	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie. Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.075
02	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.085
03	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050
04		0.050

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$\text{Donc : } T = 0.050 \times 39.87^{3/4} = 0.79s.$$

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \dots\dots(2) \quad T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 23.05m \quad ; \quad L_y = 17.8m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.74s \\ T_y = 0.85s \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.74s$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.79s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.74} \right)^{2/3} = 1.58 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.79} \right)^{2/3} = 1.51 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{xs} = 1.3 \times 0.74 = 0.971s.$$

$$T_{ys} = 1.3 \times 0.79 = 1.031s.$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W.$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.2}{5} \times 51082.685 = 2905.583KN.$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.51 \times 1.2}{5} \times 51082.685 = 2776.854KN.$$

IV.2.2 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.

IV.2.3 Méthode d'analyse 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/version2003 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003Art (4. 3.3)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

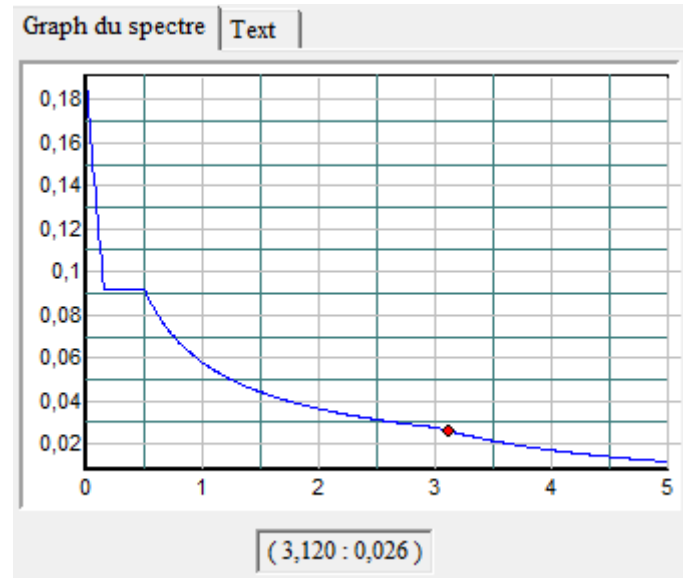


Fig. IV.1 : Spectre de réponse.

IV.3 Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.4. Modélisation et résultats

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise le SAP 2000.

IV.4.1. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 version 14.2.2 est un logiciel de calcul et de conception des structures D'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.4.2. Disposition des voiles de contreventement

Le choix de la disposition des voiles a été vraiment compliqué. Plusieurs dispositions ont été essayées. Elles 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 :

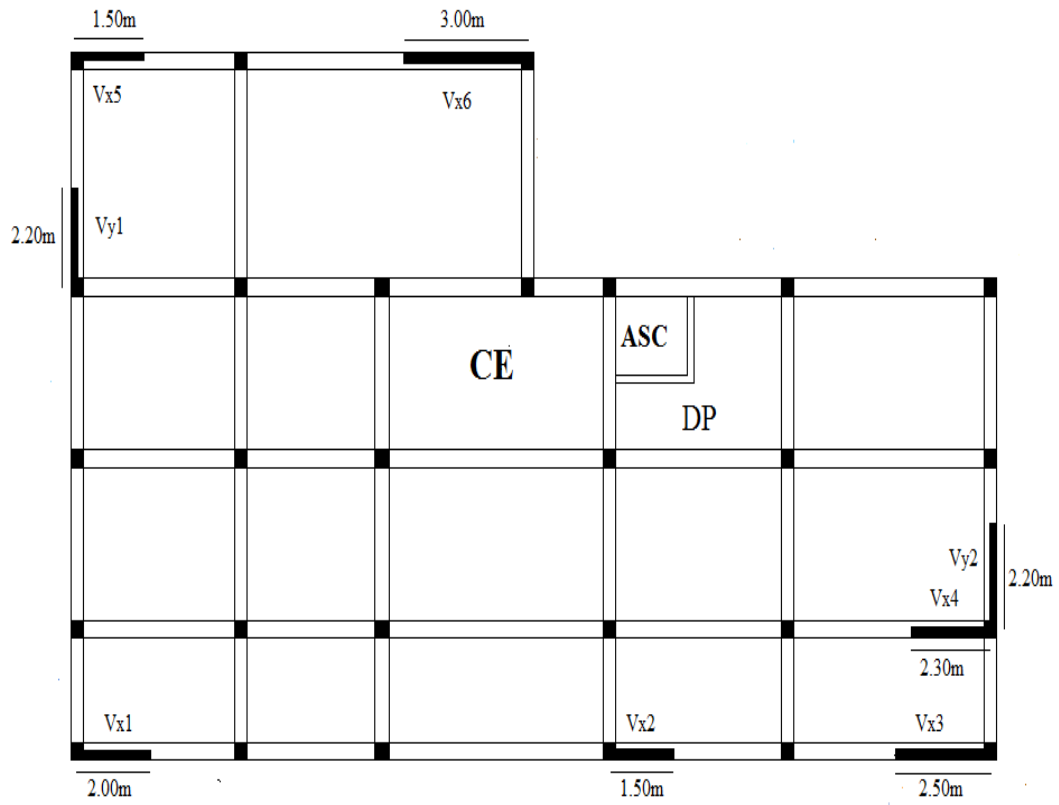


Fig. IV.2 : Disposition des voies.

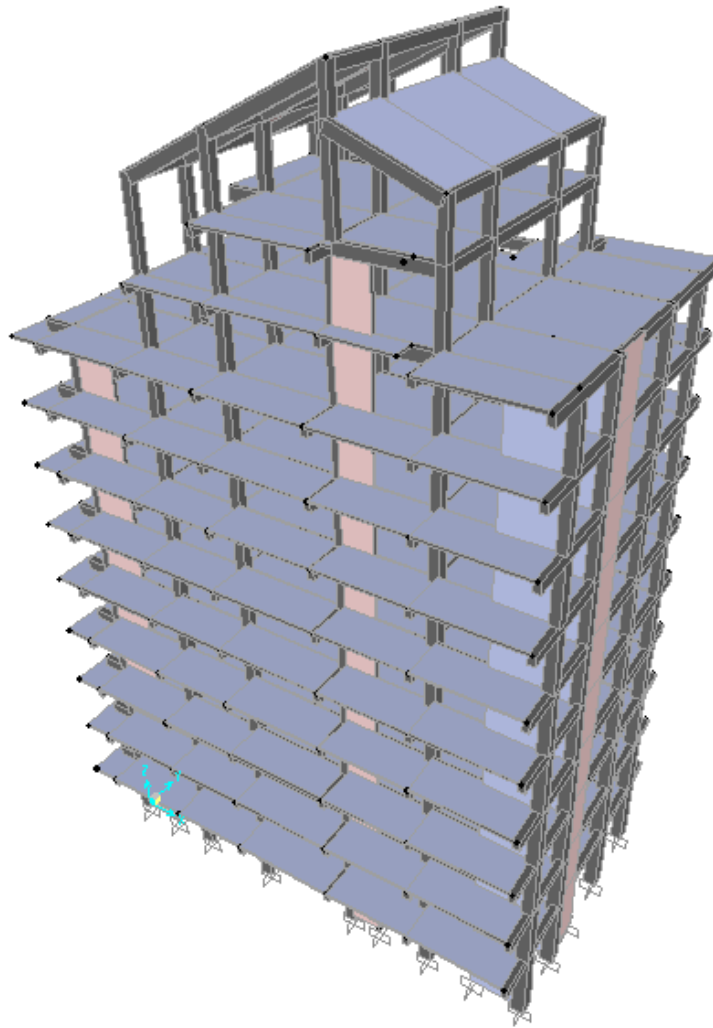


Fig IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel **SAP2000 V14**

IV.4.3. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV.4.3.1. Déformation modale

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

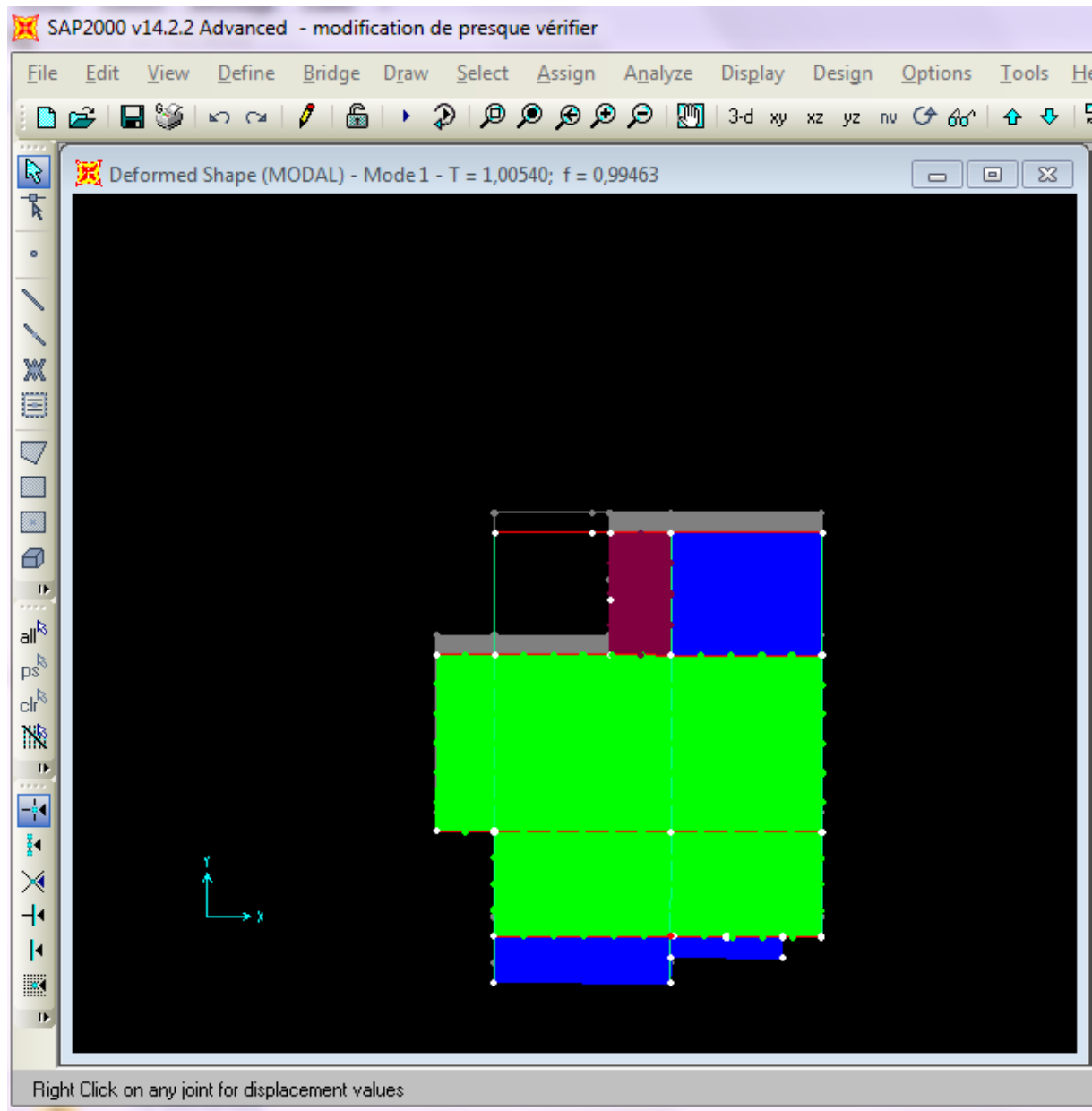


Fig. IV.4 :1^{er} mode de vibration T= 1,005 s (translation suivant y-y)

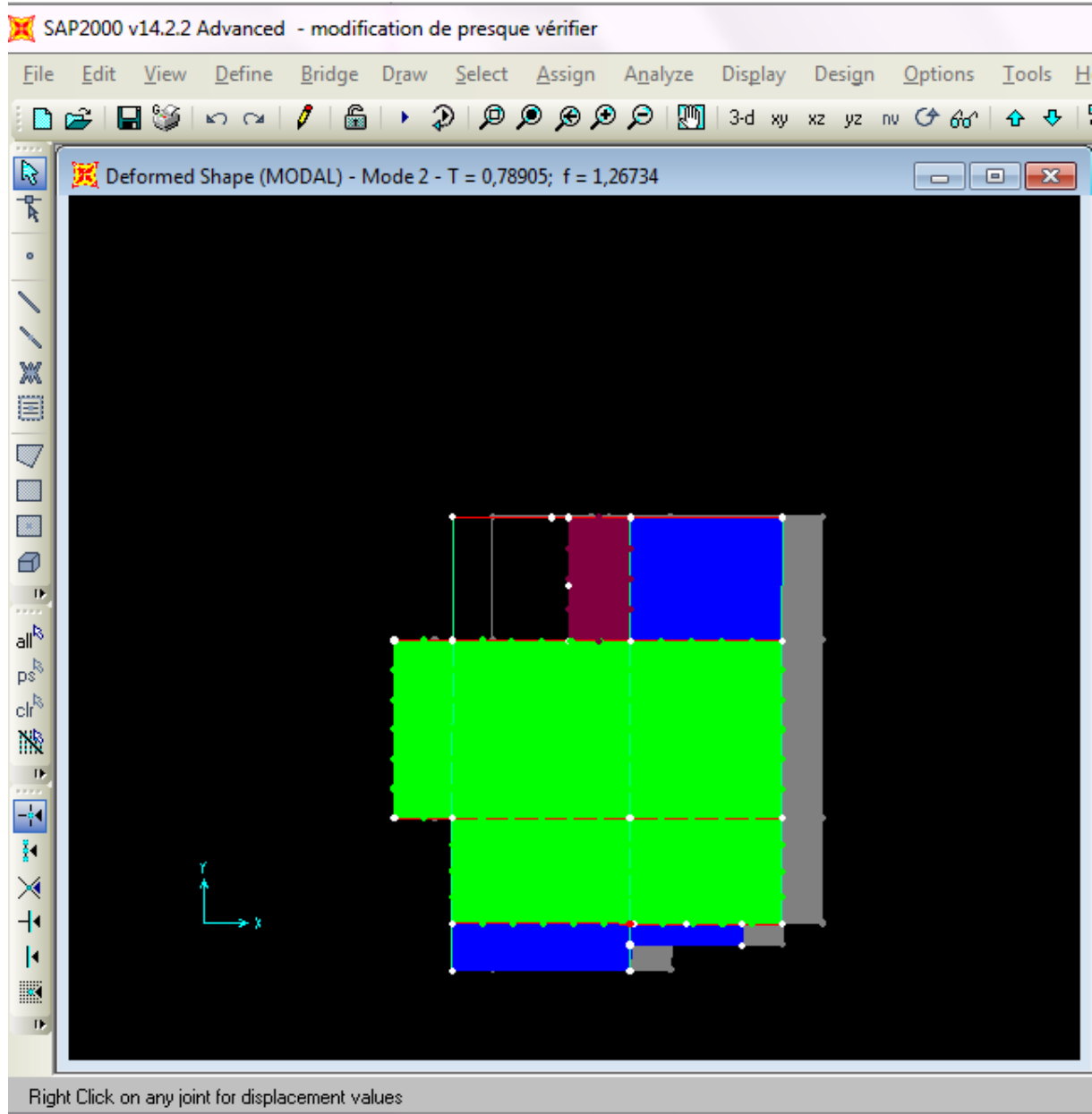


Fig. IV.5 : 2^{ème} mode de vibration $T = 0.789$ s (translation suivant x-x).

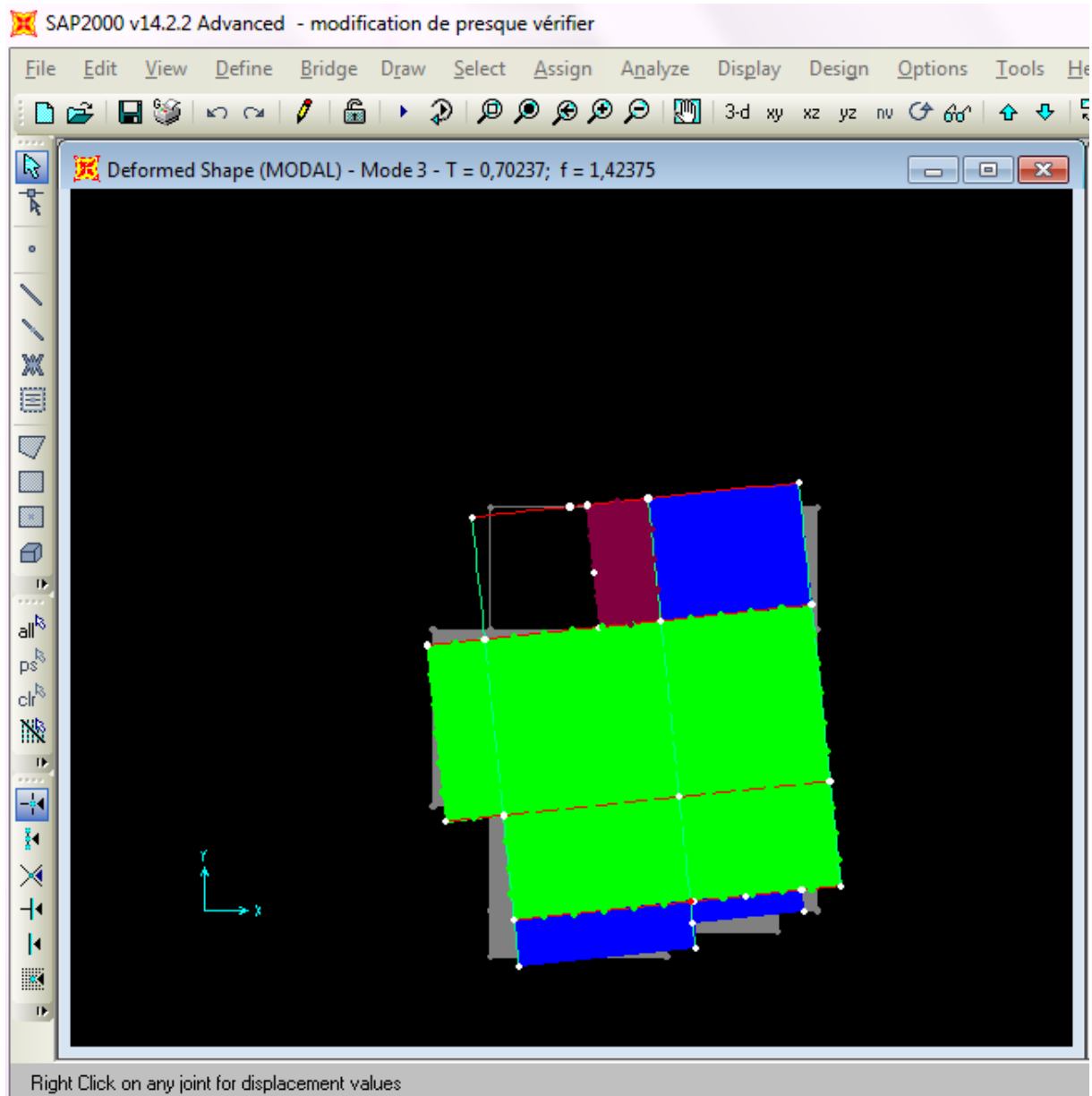


Fig. IV.6 : 3^{ème} mode de vibration $T= 0.702$ s (torsion autour de Z).

IV.4.3.2. Périodes des vibrations et participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode de vibration.

Tableau IV.4 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Période (sec)	U_x	U_y	Sum U_x cm	Sum U_y cm
Mode 1	1,005403	0.0002	0.75927	0.02	75.927
Mode 2	0.789052	0.74542	0.00013	74.563	75.94
Mode 3	0.70237	0.0029	0.00196	74.592	76.153
Mode 4	0.336668	0.000064444	0.10876	74.598	87.011
Mode 5	0.262534	0.10965	0.000008064	85.563	87.012
Mode 6	0.220266	0.00078	0.000008824	85.641	87.013
Mode 7	0.206617	0.00084	0.04161	85.725	91.174
Mode 8	0.169161	0.03893	0.00082	89.617	91.1256
Mode 9	0.139714	0.00527	0.00017	90.145	91.273
Mode 10	0.13705	0.000005082	0.03239	90.145	94.512
Mode 11	0.108595	0.03201	0.00033	93.346	94.545
Mode 12	0.1071	0.00187	0.00022	93.533	94.567
Mode 13	0.102958	0.00093	0.000001251	93.626	94.567
Mode 14	0.100636	0.00023	0.00026	93.649	94.593
Mode 15	0.100524	0.00004917	0.00017	93.654	94.61
Mode 16	0.100379	0.00001227	0.00006483	93.655	94.616

Tableau IV.5 : vérifications des périodes :

Sens	T (calculée)	T (estimée)
X-X	0.789 s	0.971 s
Y-Y	1.005 s	1.031 s

On voit bien que la période de vibration est vérifiée dans les deux sens x-x et y-y.

Et on remarque aussi que la participation massique est vérifiée à partir de 9^{ème} mode dans le sens x-x et à partir de 7^{ème} mode dans le sens y-y.

IV.4.3.3. Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.6 : Vérification sous charges verticales :

Niveau	Charges verticales reprises		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
RDC	49433.796	7228.578	87.242	12.757
1^{er} étage	41703.77	9053.27	82.163	17.836
2^{ème} étage	36725.803	8398.835	81.387	18.625
3^{ème} étage	32089.065	7467.541	81.121	18.878
4^{ème} étage	27430.86	6557.539	80.706	19.293
5^{ème} étage	22975.613	5503.605	80.675	19.324
6^{ème} étage	18504.627	4465.277	80.560	19.439
7^{ème} étage	14163.356	3268.291	81.250	18.749
8^{ème} étage	9830.521	2062.743	82.656	17.343
9^{ème} étage	5782.678	888.942	86.675	13.324
10^{ème} étage	3126.12	304.332	91.128	8.871

Grenier	1429.183	0	100	0
----------------	----------	---	-----	---

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles. Les}$$

résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.7 : Vérification sous charges horizontales :

Niveau	Charges horizontales reprises				Pourcentages repris			
	Portiques		Voiles		Portiques %		Voiles %	
	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
RDC	1242.56	1516.586	1412.337	707.529	46.802	68.188	53.197	31.811
1^{er} étage	1311.842	1590.771	1297.062	669.694	50.283	70.373	49.716	29.626
2^{ème} étage	1357.465	1614.953	1150.8	548.992	54.119	74.630	45.880	25.369
3^{ème} étage	1431.067	1635.288	932.107	395.241	60.556	80.535	39.443	19.464
4^{ème} étage	1349.394	1460.888	828.982	404.815	61.944	78.302	38.055	21.697
5^{ème} étage	1300.919	1364.08	649.703	305.111	66.692	81.721	33.307	18.278
6^{ème} étage	1052.154	1169.746	628.305	274.401	62.611	80.999	37.388	19.00
7^{ème} étage	963.077	1013.408	416.345	180.586	69.817	84.875	30.182	15.124
8^{ème} étage	803.555	770.529	253.437	146.31	76.022	84.041	23.977	15.958
9^{ème} étage	573.979	562.748	109.018	49.057	84.038	91.981	15.961	8.018
10^{ème} étage	328.675	338.552	50.528	3.846	86.675	98.875	13.324	1.124
Grenier	159.713	113.347	0	0	100	100	0	0

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.4.3.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8: Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC et 1^{er}	65*60	2896.431	0.29	vérifiée
2^{ème} et 3^{ème} étage	60*55	2107.687	0.25	vérifiée
4^{ème} et 5^{ème} étage	50*50	1536.939	0.24	vérifiée
6^{ème} et 7^{ème} étage	50*45	1023.662	0.18	vérifiée
8^{ème} et 9^{ème} étage	45*45	682.387	0.13	vérifiée
10^{ème} étage et grenier	45*40	404.683	0.08	vérifiée

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3 donc les sections des poteaux sont suffisantes.

IV.4.3.5. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	v_{dyn} (KN)	Observation
Sens x-x	2905.583	2324.4664	2550.486	vérifiée
Sens y-y	2776.854	2221.4832	2230.994	vérifiée

IV.4.3.6. Justification vis à vis des déformations

Selon le **RPA99 (Art 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 à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}, \text{ Avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43);

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements.

Niveau	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
RDC	3.57	0.0924	0.462	0	0.462	0.001	0.144	0.724	0	0.724	0.002
1^{er} étage	3.06	0.231	1.155	0.462	0.693	0.002	0.355	1.776	0.724	1.051	0.003
2^{ème} étage	3.06	0.3985	1.9925	1.155	0.8375	0.002	0.596	2.984	1.776	1.208	0.003
3^{ème} étage	3.06	0.5772	2.886	1.9925	0.8935	0.002	0.845	4.225	2.984	1.240	0.004
4^{ème} étage	3.06	0.7556	3.778	2.886	0.892	0.002	1.057	5.285	4.225	1.06	0.003
5^{ème} étage	3.06	0.914	4.57	3.778	0.792	0.002	1.321	6.606	5.285	1.321	0.004

6^{ème} étage	3.06	1.0691	5.3455	4.57	0.7755	0.002	1.530	7.652	6.606	1.046	0.003
7^{ème} étage	3.06	1.2216	6.108	5.3455	0.7625	0.002	1.713	8.567	7.652	0.914	0.002
8^{ème} étage	3.06	1.345	6.725	6.108	0.617	0.002	1.873	9.365	8.567	0.798	0.002
9^{ème} étage	3.06	1.4408	7.204	6.725	0.479	0.001	2.007	10.03	9.365	0.671	0.002
10^{ème} étage	3.06	1.5212	7.606	7.204	0.402	0.001	2.095	10.47	10.03	0.44	0.001

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.4.3.7. Justification vis à vis de l'effet P-Δ [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) 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 :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.01$$

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 $1/(1-q_k)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau (IV.10)

Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P-Δ :

Niveau	h _k (cm)	P _K (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k (KN)	θ _k	Δ _k	V _k (KN)	θ _k
Niv1	357	50117.735	0.462	2654.897	0.024	0.724	2654.897	0.038
Niv 2	306	44864.279	0.693	2608.904	0.038	1.051	2608.904	0.059
Niv 3	306	39884.035	0.8375	2508.265	0.043	1.208	2508.265	0.062

Niv 4	306	34968.160	0.8935	2363.174	0.043	1.240	2363.174	0.059
Niv 5	306	30052.136	0.892	2178.376	0.040	1.06	2178.376	0.047
Niv 6	306	25195.132	0.792	1950.622	0.033	1.321	1950.622	0.055
Niv 7	306	20338.010	0.7755	1680.459	0.030	1.046	1680.459	0.041
Niv 8	306	15477.618	0.7625	1379.422	0.027	0.914	1379.422	0.033
Niv 9	306	10617.119	0.617	1056.992	0.020	0.798	1056.992	0.026
Niv 10	306	6008.708	0.479	682.997	0.013	0.671	682.997	0.019
Grenier	306	3122.889	0.402	379.203	0.010	0.44	379.203	0.011

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.10, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.5. Conclusion

Après plusieurs dispositions, nous avons opté pour celle qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale). Toutes les étapes de l'étude dynamique comme la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, taux de participation, L'effet P- Δ , découlent de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et on les nouvelles sections suivantes :

- Poteaux du RDC et 1 $\rightarrow 65 \times 60 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 2, 3 $\rightarrow 60 \times 55 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 4,5 $\rightarrow 50 \times 50 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 6,7 $\rightarrow 50 \times 45 \text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 8, 9 $\rightarrow 45 \times 45 \text{cm}^2$.

Poteaux des étages 10, et grenier $\rightarrow 45 \times 40 \text{cm}^2$.

Chapitre V

V.1. Introduction

Une construction en béton armé dite résistante avant et après séisme lorsque ses éléments principaux (voiles, poteaux, poutres) sont bien conçus et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, qui permettent le calcul des sections d'armatures longitudinales et transversales respectivement.

Deux types de poutres sont distingués : les poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T), le ferrailage a été entamé en respectant les prescriptions données par le RPA99 Version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 Version 2003 suivantes :

- | | |
|-----------------|-------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | 4) $G+Q-E$ |
| 2) $G+Q$ | 5) $0.8G+E$ |
| 3) $G+Q+E$ | 6) $0.8G-E$ |

V.2.2. Ferrailage

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante ;

– 6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l)$ en zone nodale,

– $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Dispositions constructives des portiques

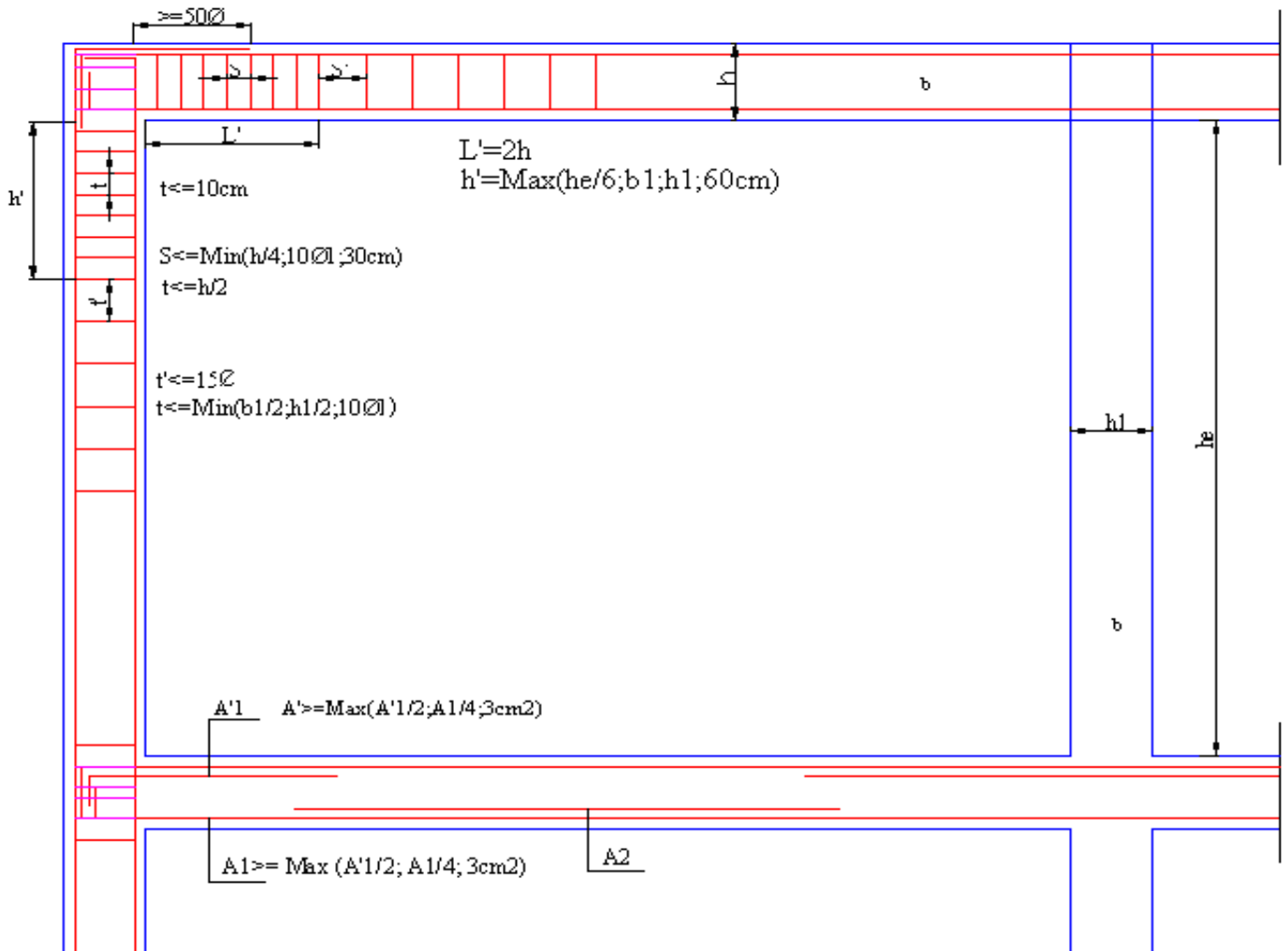


Fig. V.1 : Dispositions constructives des portiques

V.2.4. Calcul du ferrailage

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

Tableau V.1 : Sollicitation de calculs les plus défavorables

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
1 ^{er} aux 8 ^{eme}	116.8398	143.6125	163.219	124.0415	140.0989	164.334
10 ^{eme} et 9 ^{eme}	111.0672	139.1008	135.237	114.2805	111.4477	127.028
Grenier	98.1113	116.4742	115.369	39.2651	47.0222	36.312

➤ Calcul du moment ultime

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ Mpa} \rightarrow \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5); \\ 18.48 \text{ Mpa} \rightarrow \text{situation accedentelle } (\gamma_b = 1.15). \end{cases}$$

Si : $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ pivot A donc : $A'_s = 0$ et $A_s = \frac{M_u}{Z \times f_e / \gamma_s}$.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.5 \rightarrow \text{situation courantes}; \\ 1 \rightarrow \text{situation accedentelles}. \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}). \text{ Et } z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

Si : $\mu_{bu} > \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s \neq 0 \rightarrow A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times f_e / \gamma_s}$ et $A_s = \frac{M_t}{Z \times f_e / \gamma_s} + A'_s$.

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}.$$

Le tableau ci-dessous regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.2 : Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Niveau	Type de poutre	Section	localisation	Acalcul (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Amax RPA (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Nbr de barres
1 ^{er} aux 8 ^{eme}	PP	30*50	appuis	9.33	7.5	90	9.42	3HA16+3HA12
			travée	7.47	7.5	60	8.01	3HA14+3HA12
8 ^{eme}	PS	30*45	appuis	10.38	6.75	81	10.65	3HA16+3HA14
			travée	9.07	6.75	54	9.24	6HA14
9 ^{eme} et 10 ^{eme}	PP	30*50	appuis	9.01	7.5	90	9.24	6HA14
			travée	7.07	7.5	60	8.01	3HA14+3HA12
10 ^{eme}	PS	30*45	appuis	8.065	6.75	81	9.24	6HA14
			travée	8.28	6.75	54	9.24	6HA14
Grenier	PP	30*50	appuis	7.44	7.5	90	8.01	3HA14+3HA12
			travée	6.20	7.5	60	8.01	3HA14+3HA12
	PS	30*45	appuis	3.24	6.75	81	6.79	6HA12
			travée	2.69	6.75	54	6.79	6HA12

V.2.5. Vérification des armatures selon le RPA 99/2003

Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone IIa

$\emptyset = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 16 = 640\text{mm}$ on adopte $L_r = 70\text{cm}$.

$\emptyset = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 14 = 560\text{mm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$.

$\emptyset = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 12 = 480\text{mm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$.

V.2.7. Les armatures transversales

a) Calcul de \emptyset_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right). \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

➤ **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{50}{35}; \frac{30}{10}\right) \rightarrow \phi \leq \min(1.2; 1.42; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisit : 1cadre + 1 étrier de diamètre 8mm pour toutes les poutres principales.

$$\rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}$$

➤ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) \rightarrow \phi \leq \min(1.2; 1.28; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisit : 1cadre + 1 étrier de diamètre 8mm pour toutes les poutres secondaires.

$$\rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}$$

b) Calcul des espacements des armatures transversales

Selon RPA99/2003 Art (7.5.2.2) L'espacement des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

➤ **zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right)$$

➤ **Poutre secondaire**

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit: } S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Poutre principale**

$$S_t \leq \min(12.5; 14.4) = 12.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit: } S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ **zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

➤ **Poutre principale**

$$S_t \leq h/2 = 50/2 = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Poutre secondaire**

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

a) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2.01 > A_{min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.2.8. Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art F.IV.2).}$$

➤ **poutres principales :** $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 48 \times 2.1/400 = 1.73 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} = 1.73 \text{ cm}^2.$

➤ **poutres secondaires :** $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 43 \times 2.1/400 = 1.55 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} = 1.55 \text{ cm}^2.$

b) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

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 de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Vérification des contraintes tangentielles :

niveaux	poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
1^{eme} aux 8^{eme}	principales	163.219	1.13	Vérifiée
	secondaires	164.334	1.27	Vérifiée
10^{eme} et 9^{eme}	principales	135.237	0.94	Vérifiée
	secondaires	127.08	0.98	Vérifiée
Grenier	principales	115.369	0.80	Vérifiée
	secondaires	36.312	0.28	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2)

✓ **Appuis de rives** $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1)$.

✓ **Appuis intermédiaires** $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots (2)$

$\gamma_s = 1.15, f_e = 400 \text{MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement au voisinage des appuis ;

Poutres	A_l (cm ²)	M_a (MN.m)	V_u (KN)	$A_{appuisriv}$	$A_{appuis inter}$
principale	9.42	143.6125	163.219	4.69	-4.86
secondaire	9.24	140.0989	164.334	4.72	-8.83

V.2.9. Vérification à l'ELS**a). Etat limite de compression du béton :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton ;

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	67.708	184916.15	17.07	6.25	15	vérifiée
	Travées	47.738	163993.6	16	4.59	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	40.238	157071.62	16.73	4.28	15	vérifiée
	Travées	27.11	141983.89	15.84	3.02	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.6 : Vérification de la flèche pour les poutres :

	h_t cm	b cm	L cm	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	50	30	4.8	8.01	0.0877	0.058	0.00556	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	45	30	5.05	9.24	0.0891	0.0797	0.0071	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.2.10. Schéma de ferrailage des Poutres

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous :

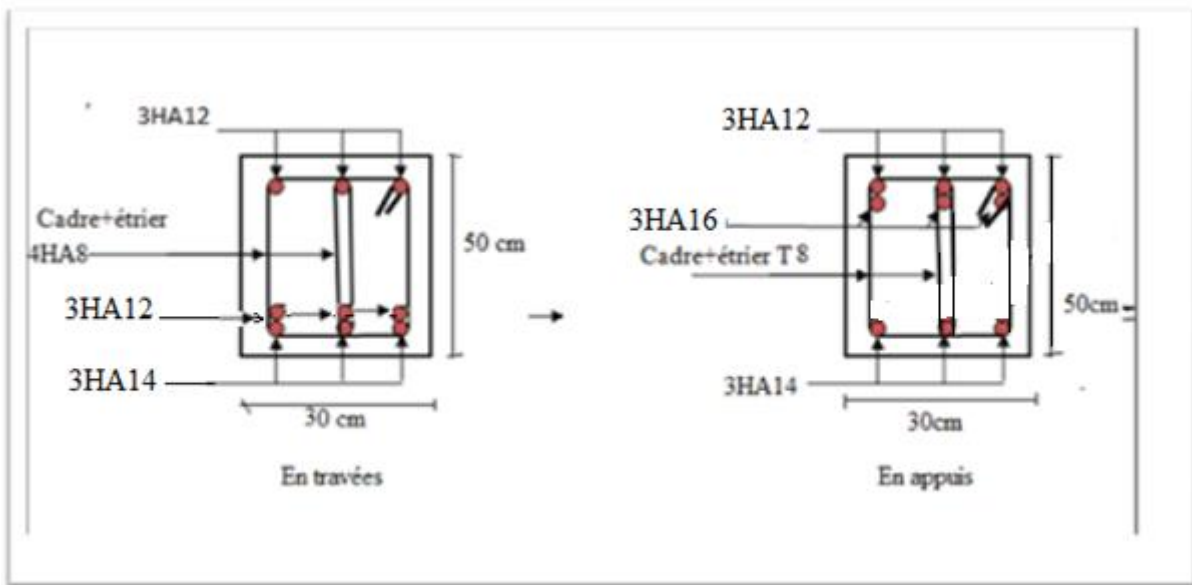


Figure V.2 : schéma de ferrailage poutres principales étage 1 aux 8^{ème}

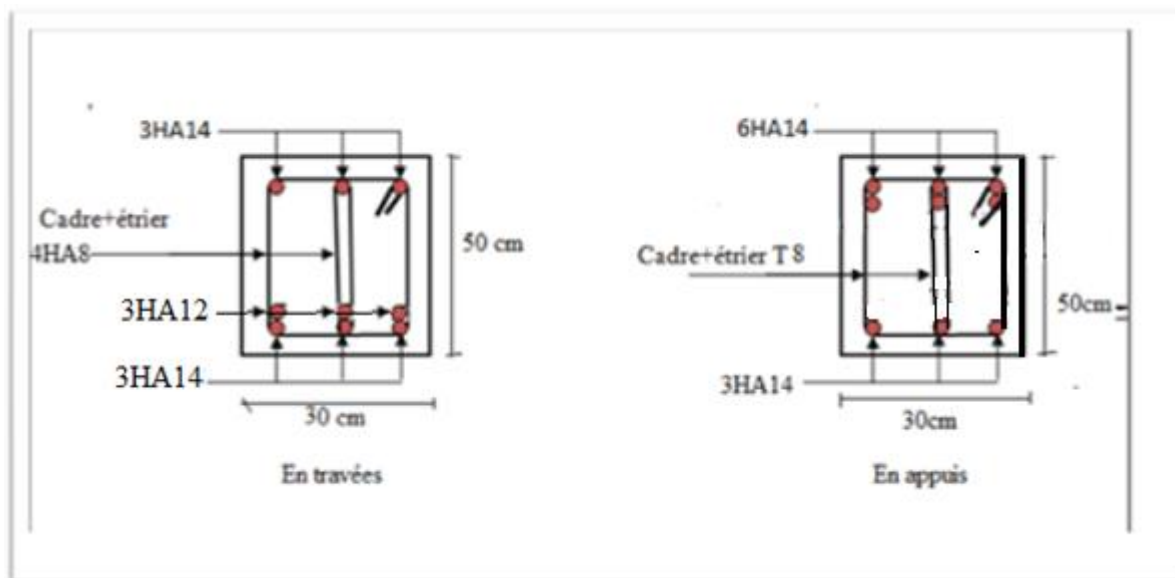


Figure V.3 : schéma de ferrailage poutres principales étage09 et 10

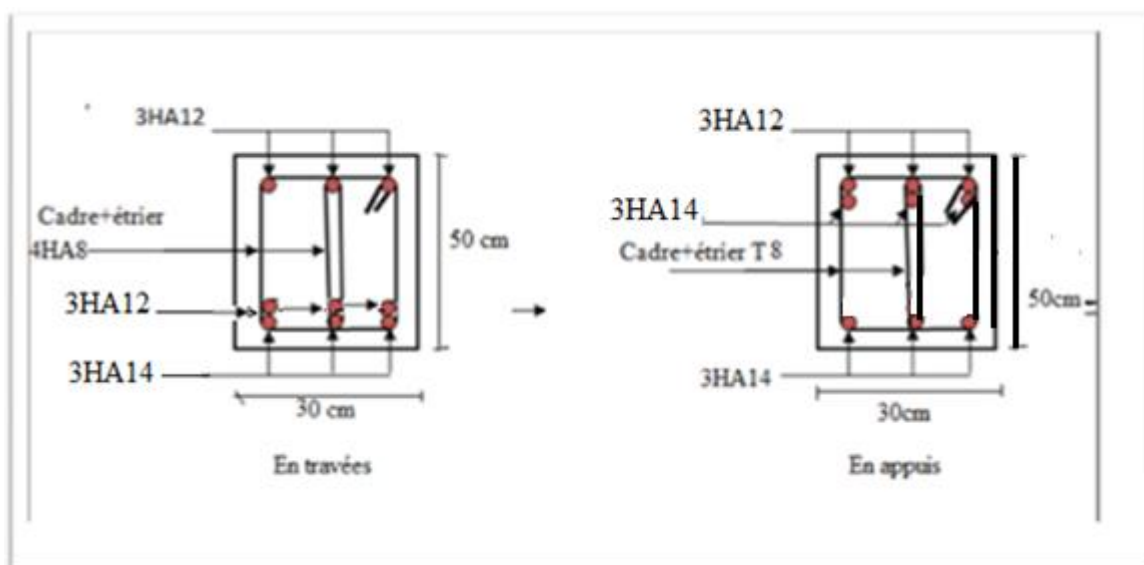


Figure V.4 : schéma de ferrailage poutres principales étage GRENIER

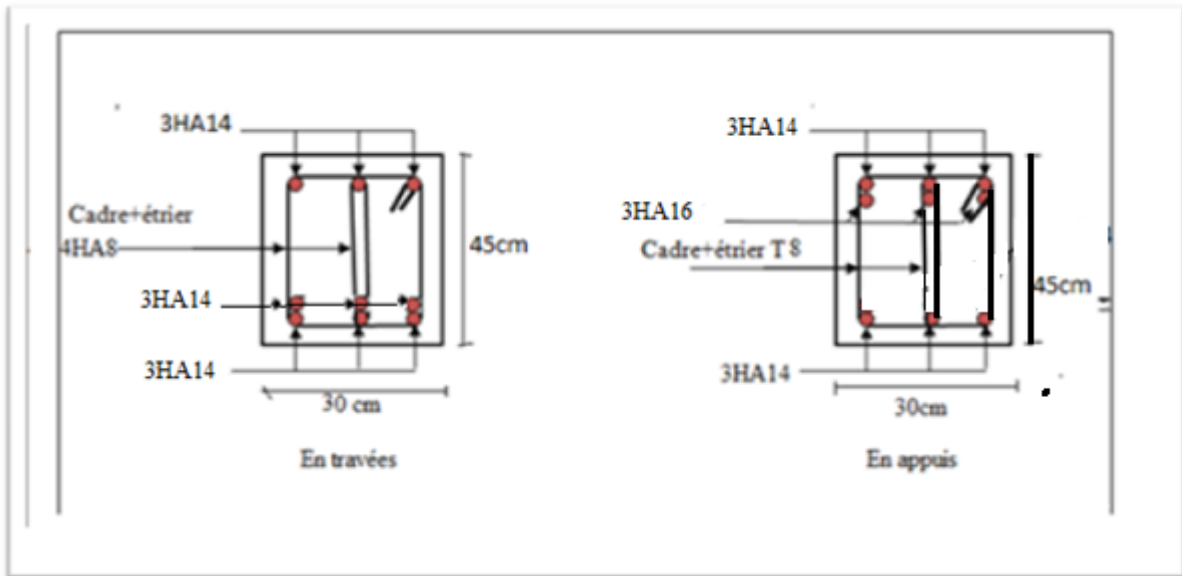


Figure V.5 : schéma de ferrailage poutres secondaires étage 01 aux 8^{ème}

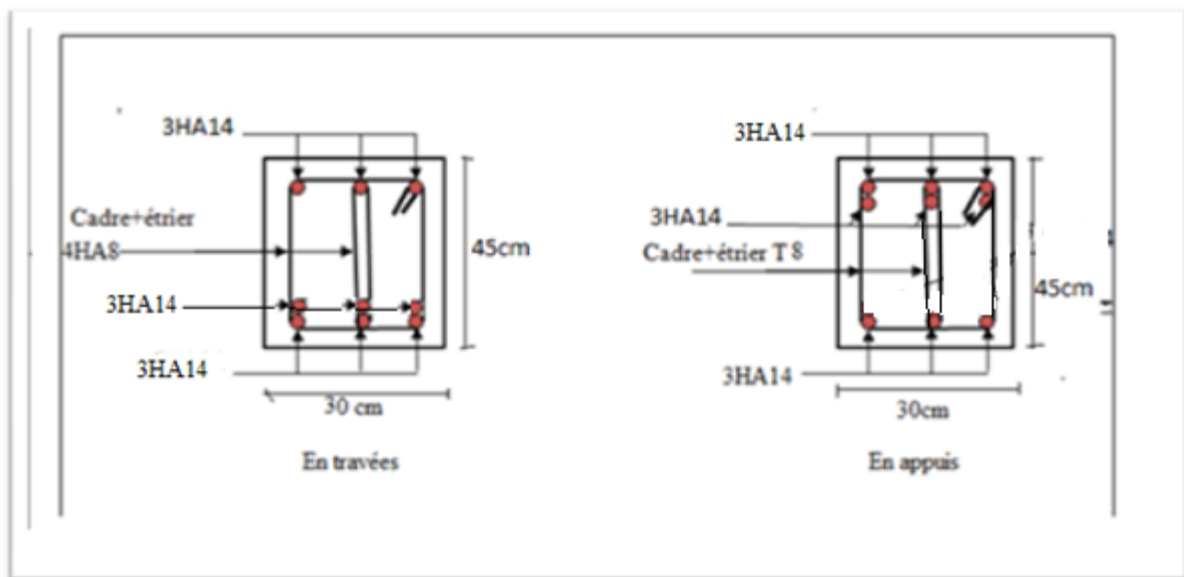


Figure V.6 : schéma de ferrailage poutres secondaires étage 09 et 10

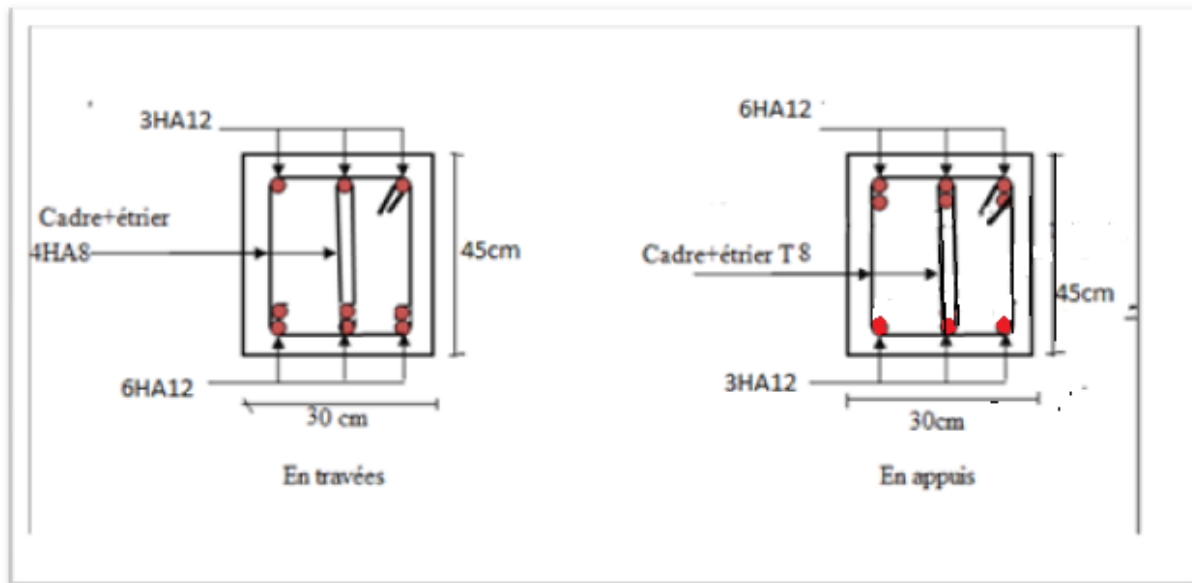


Figure V.7 : schéma de ferrailage poutres secondaires GRENIER

V.3. Etude des poteaux

V.3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- | | |
|------------------|--------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$ | 4). $G+Q-E$ |
| 2). $G+Q$ | 5). $0.8G+E$ |
| 3). $G+Q+E$ | 6). $0.8G-E$ |

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.3.2 Recommandations du RPA99 (version 2003)

a). Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est définie par l' et h'

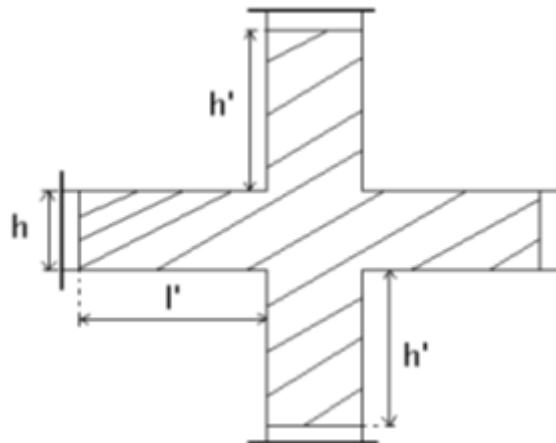


Fig V.8 : Zone nodale.

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux :

Niveau	section du poteau (cm ²)	<i>A_{min}</i> (cm ²)	<i>A_{max}</i> (cm ²) Zone courante	<i>A_{max}</i> (cm ²) zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	65*60	31.2	156	234
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	60*55	26.4	132	198
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50*50	20	100	150
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50*45	18	90	135
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45*45	16.2	81	121.5
10 ^{ème} étage et grenier	45*40	14.4	72	108

b). Armatures transversales : RPA (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

- *h₁* : hauteur totale de la section brute.
- *f_e* : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- *ρ_a* : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par

Effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left. \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda g \geq 5 (\lambda g) \\ 3.75 \text{ Si } \lambda g < 5 \end{array} \right\} \text{ l'élancement géométrique)}$$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi t$ (au minimum).

V.3.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.8 : Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC et 1^{er} étage	3184.596	1.8897	212.490	-729.687	325.086	-16.7449
2^{ème} et 3^{ème} étage	2516.844	-11.617	171.3315	-571.658	61.714	13.4945
4^{ème} et 5^{ème} étage	1896.766	-6.4449	137.5519	-411.495	65.983	14.5429
6^{ème} et 7^{ème} étage	1317.459	-5.3451	122.6873	-329.847	48.096	17.4816
8^{ème} et 9^{ème} étage	819.841	33.498	101.9845	-310.314	97.363	3.5673
10^{ème} étage et grenier	513.951	16.5345	64.83	-86.16	188.632	-0.184

V.3.4. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :➤ **Armatures longitudinales (verticales)**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$- N_{\max} = 3184.596 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 1.8897 \text{ KN.m (ELU)}$$

$$- M_{\max} = 212.4905 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = -729.687 \text{ KN } (G+Q+E_{x,y})$$

$$- N_{\min} = 325.086 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = -16.7449 \text{ KN.m } (0.8G \pm E_{x,y})$$

A). Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$b = 60 \text{ cm}; h = 65 \text{ cm}; d = 0.625 \text{ m}; d' = 0.025 \text{ m.}$$

$$N = -3184.596 \text{ KN} \quad \dots \text{ (ELU)}$$

$$M = 1.8897 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.00059 \text{ m.}$$

$e_G < h/2 = 0.65/2 = 0.325 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2)$$

$$(a) = 1.1 \text{ et } (b) = 0.953 \rightarrow (a) > (b) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$N_u = 3184.596 \text{ KN} \rightarrow \text{traction}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 0.957 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.2875 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} = 0.2875 > 0.186 \rightarrow \text{pivot B} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \times \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.435 \rightarrow \varepsilon_s = 4.54 \times 10^{-3}.$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.74 \times 10^{-3}.$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.516$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = 53.29 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -38.22 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures verticales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.9 : Ferrailage des poteaux :

Niveau	section	A _{cal} (cm ²)	ARPA (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	barres
RDC et 1^{er} étage	65×60	0.35	31.2	32.17	16HA16
2^{ème} et 3^{ème} Etage	60×55	1.19	26.4	26.51	4HA16+12HA14
4^{ème} et 5^{ème} étage	50×50	3.27	20	20.36	4HA16+8HA14
6^{ème} et 7^{ème} étage	50×45	3.38	18	18.47	12HA14
8^{ème} et 9^{ème} étage	45×45	3.10	16.2	16.84	8HA14+4HA12
10^{ème} étage et grenier	45×40	3.56	14.4	15.21	4HA14+8HA12

➤ **Armatures transversales (horizontales)**

• **Quantité d'armature minimale**

$$- A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 ;$$

$$- A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3 ;$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes

• **Longueur de recouvrement**

$$L_r = 40\phi \dots\dots\dots (Zone II_a).$$

V.3.5. Résultats de ferrailage des armatures transversales

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Calcul des armatures transversales

Sections	ϕ_l^{\min} cm	V_u KN	l_r Cm	t zone nodale	t zone courante	l_f Cm	λ_g	ρ_a	A_t cm ²	A_{min} cm ²	A_t^{adop} cm ²	barres
65×60	1.6	146.54	64	10	15	249.9	3.84	3.75	3.17	5.31	6.72	6T10+4T8
60×55	1.4	108.75	56	10	15	214.2	3.57	3.75	2.54	5.42	6.72	6T10+4T8
50×50	1.4	90.53	56	10	15	214.2	4.28	3.75	2.54	3.6	4.15	4T10+2T8
50×45	1.4	78.56	56	10	15	214.2	4.28	3.75	2.21	3.24	3.58	2T10+4T8
45×45	1.2	71.86	48	10	15	214.2	4.76	3.75	2.24	2.43	3.02	6T8
45×40	1.2	51.05	48	10	15	214.2	4.76	3.75	1.59	2.16	3.02	6T8

V.3.6 .Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (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.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élanement mécanique est donné par :

$$\left[\begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / p \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \text{ pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = 0.7 \times l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Tableau V.11 : Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	As (cm ²)	Br (cm ²)	Nd (MN)	Nu (MN)	Obs.
RDC	65×60	3.57	2.499	14.41	0.82	32.17	3654	3.18	6.46	vérifiée
1 ^{er} étage	65×60	3.06	2.142	12.35	0.83	32.17	3654	3.18	6.54	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	60×55	3.06	2.142	13.47	0.82	26.51	3074	2.51	5.42	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	3.06	2.142	14.82	0.82	20.36	2304	1.89	4.08	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50×45	3.06	2.142	16.46	0.81	18.47	2064	1.31	3.61	vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×45	3.06	2.142	16.46	0.81	16.84	1849	0.819	3.25	vérifiée
10 ^{ème} et grenier	45×40	3.06	2.142	18.52	0.8	15.21	1634	0.513	2.84	vérifiée

b) Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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

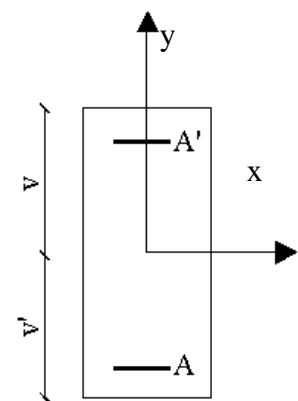


Fig V.9 : Section d'un poteau.

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage et grenier
Section (cm ²)	65×60	60×55	50×50	50×45	45×45	45×40
d (cm)	58.5	54	45	45	40.5	40.5
A(cm ²)	32.17	26.51	20.36	18.47	16.84	15.21
V (cm)	35.36	32.58	27.17	27.19	24.5	24.52
V'(cm)	29.64	27.42	22.83	22.81	20.5	20.48
S (m ²)	0.438	0.369	0.280	0.253	0.227	0.203
I _{yy} (m ⁴) ×10 ⁻³	16.634	11.944	6.296	5.674	4.14	3.69
N ^{ser} (MN)	2.32083	1.834282	1.382511	0.960558	0.596735	0.37873
M ^{ser} (MN.m)	0.00158	0.00824	0.004502	0.01448	0.00438	0.01196
σ _{bc} (MPa)	5.33	5.19	5.13	4.49	2.88	2.66
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Obs	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC et 1 ^{er}	65×60	2.499	3.84	0.040	58.5	146.54	0.417	1	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	60×55	2.142	3.57	0.040	54	108.75	0.366	1	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	2.142	4.28	0.040	45	90.53	0.402	1	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50×45	2.142	4.28	0.040	45	78.56	0.387	1	vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	45×45	2.142	4.76	0.040	40.5	71.86	0.394	1	vérifiée
10 ^{ème} et grenier	45×40	2.142	4.76	0.040	40.5	51.05	0.315	1	vérifiée

d).Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$

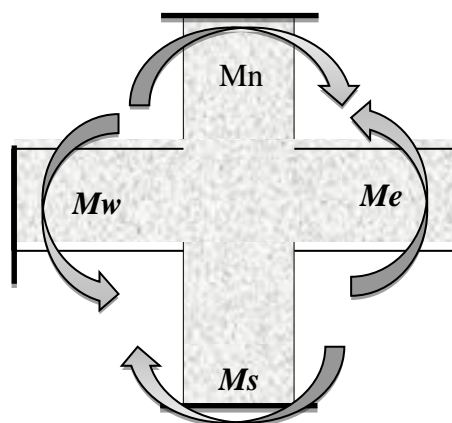


Fig .V.10: Dimensionnement d'un nœud de poutre poteau.

d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- 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 de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.14 : Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Z(m)	As (cm ²)	MR(KN.m)
RDC et 1er étage	65×60	0.585	32.17	654.916
		0.54		604.538
2^{ème} et 3^{ème} étage	60×55	0.54	26.51	498.175
		0.495		456.666
4^{ème} et 5^{ème} étage	50×50	0.45	20.36	318.837
		0.45		318.837
6^{ème} et 7^{ème} étage	50×45	0.45	18.47	289.240
		0.405		260.316
8^{ème} et 9^{ème} étage	45×45	0.405	16.84	237.342
		0.405		237.342
10^{ème} étage et grenier	45×40	0.405	15.21	214.369
		0.36		190.550

d-2). 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 (Tab 5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Tableau V.15. Vérification de la zone nodale :

niveaux	Poutres	section	Z(m)	As (cm ²)	M _r (KN.m)
1 ^{er} aux 8 ^{ème}	principales	50*30	0.45	9.42	147.517
	secondaires	45*30	0.405	10.65	150.101
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	principales	50*30	0.45	9.24	144.698
	secondaires	45*30	0.405	9.24	130.228
GRENIER	principales	50*30	0.45	8.01	125.436
	secondaires	45*30	0.405	6.79	95.698

Niveaux	Sens	M _n	M _s	M _n +M _s	M _w	M _e	1.25 (M _w +M _e)	observation
1 ^{er}	x-x	654.91	654.91	1309.82	147.52	147.52	368.8	Vérifier
	y-y	604.53	604.53	1209.06	150.10	150.10	375.25	Vérifier
2 ^{ème}	x-x	498.17	654.91	1153.08	147.52	147.52	368.8	Vérifier
	y-y	456.66	604.53	1061.19	150.10	150.10	375.25	Vérifier
3 ^{ème}	x-x	498.17	498.17	996.34	147.52	147.52	368.8	Vérifier
	y-y	456.66	456.66	1093.32	150.10	150.10	375.25	Vérifier
4 ^{ème}	x-x	318.83	498.17	817	147.52	147.52	368.8	Vérifier
	y-y	318.83	456.66	775.49	150.10	150.10	375.25	Vérifier
5 ^{ème}	x-x	318.83	318.83	637.66	147.52	147.52	368.8	Vérifier
	y-y	318.83	318.83	637.66	150.10	150.10	375.25	Vérifier
6 ^{ème}	x-x	289.24	318.83	608.07	147.52	147.52	368.8	Vérifier
	y-y	260.31	318.83	579.14	150.10	150.10	375.25	Vérifier
7 ^{ème}	x-x	289.24	289.24	578.48	147.52	147.52	368.8	Vérifier
	y-y	260.31	260.31	520.62	150.10	150.10	375.25	Vérifier

8^{ème}	x-x	237.34	289.24	526.58	147.52	147.52	368.8	Vérifier
	y-y	237.34	260.31	497.65	150.10	150.10	375.25	Vérifier
9^{ème}	x-x	237.34	237.34	474.68	144.69	144.69	361.725	Vérifier
	y-y	237.34	237.34	474.68	130.23	130.23	325.575	Vérifier
10^{ème}	x-x	214.36	237.34	451.7	144.69	144.69	361.725	Vérifier
	y-y	190.55	237.34	427.89	130.23	130.23	325.575	Vérifier
grenier	x-x	214.36	214.36	428.72	125.44	125.44	313.6	Vérifier
	y-y	190.55	190.55	381.1	95.698	95.698	239.245	Vérifier

Remarque :

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

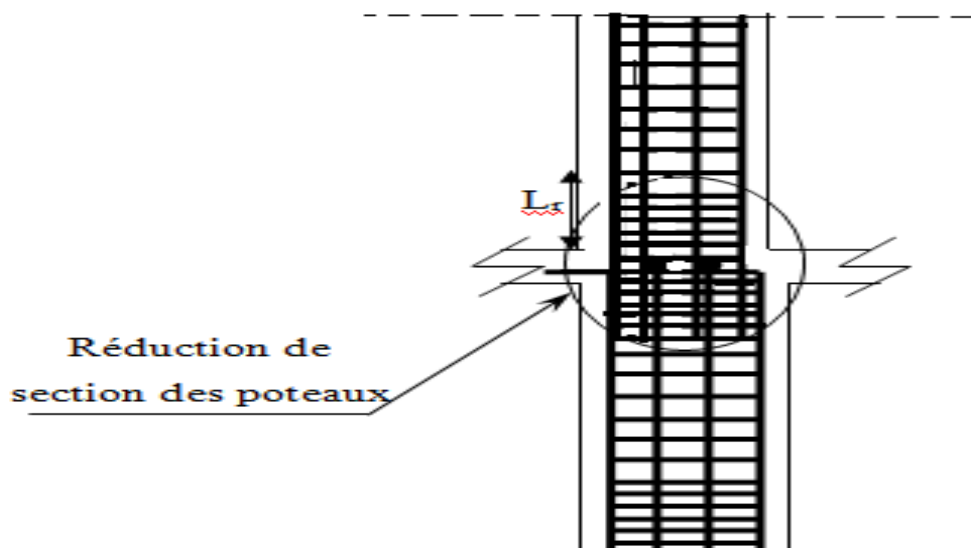
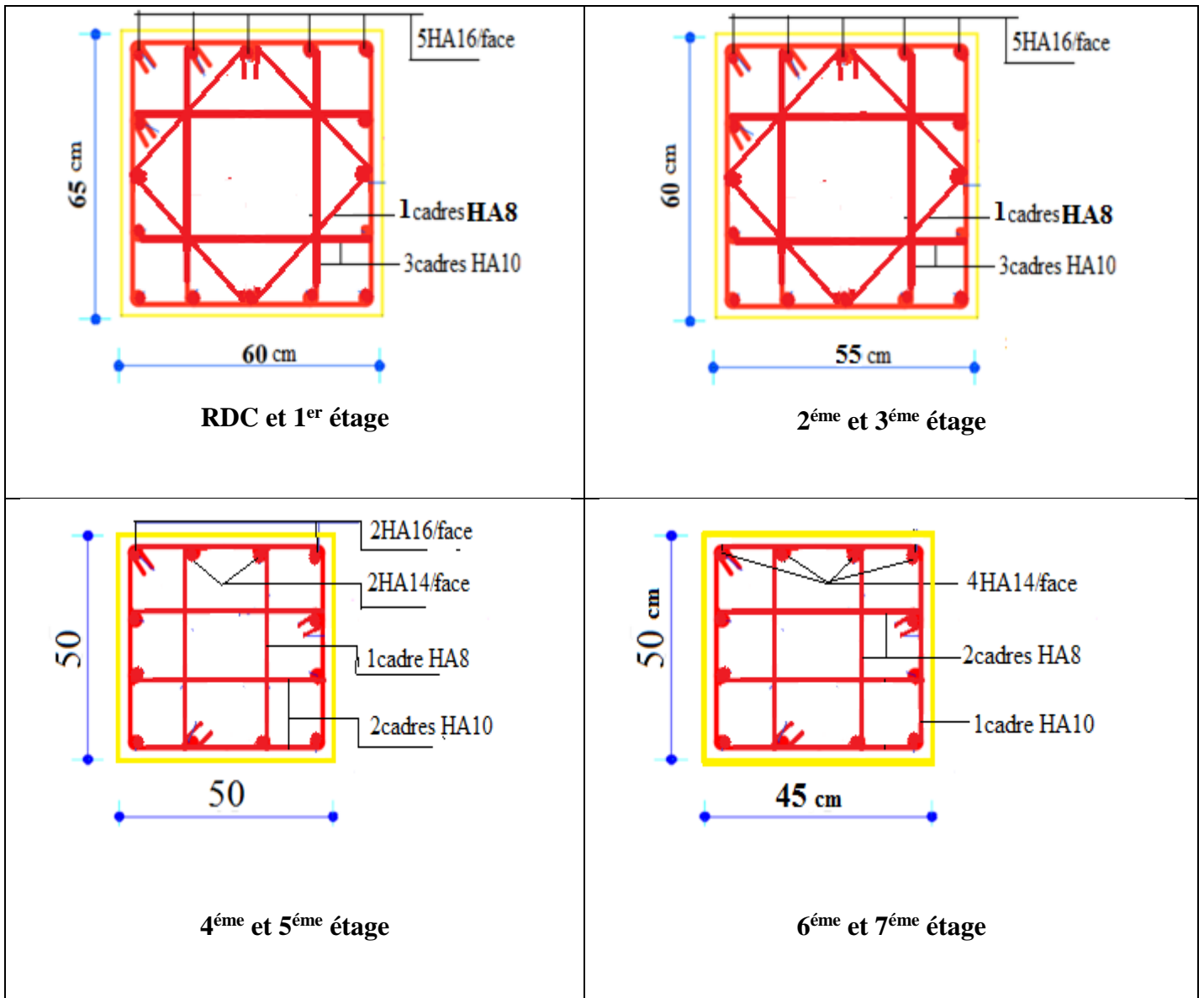
Ferraillages des poteaux

Fig V.11 : Schéma de ferraillage des poteaux aux niveau des zones nodales



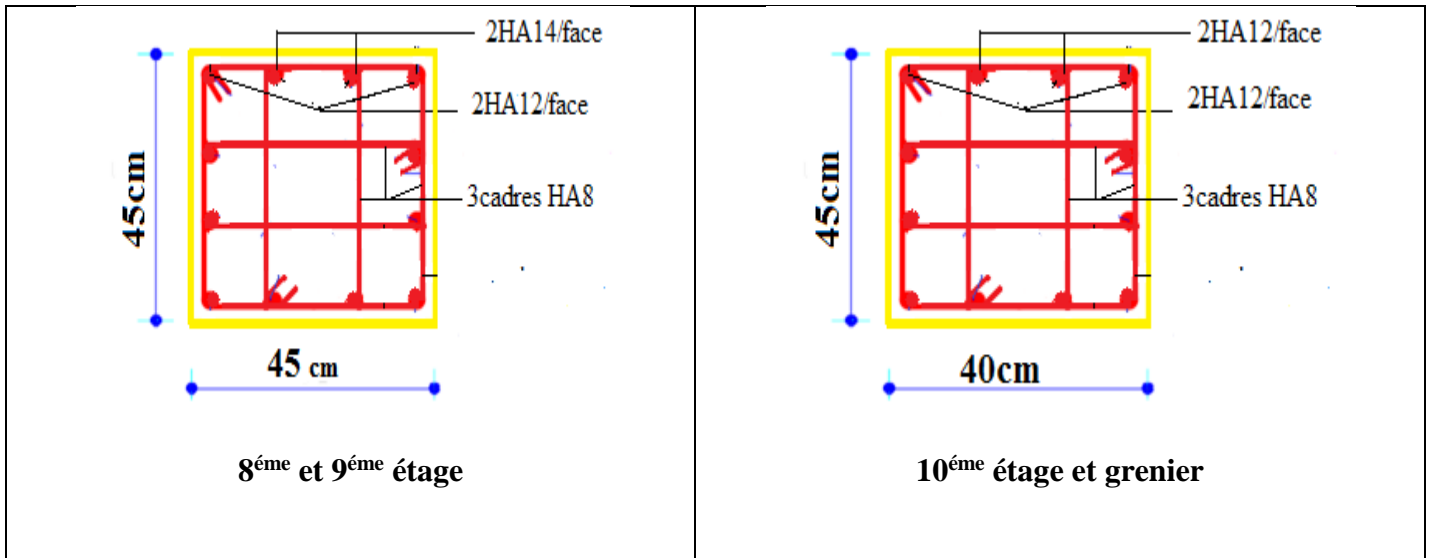


Fig. VI.12 : schémas de ferrailages des poteaux

V.3. Étude des voiles

V.3.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$; 2). $G+Q\pm E$; 3). $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

- Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

avec l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes

- Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%;
 - En zone courante (non tendue) 0.10%.

- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$;
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ;
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile ;
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3 Ferrailage des voiles :

Le SAP 2000, 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 calculs sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Tableau V. 16 : Ferrailage du voile V_{x1} :

Niveau		RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 et 5 ^{ème}	6 et 7 ^{ème}	8 et 9 ^{ème}
Section (m ²)		2 × 0.20	2 × 0.20	2 × 0.2	2 × 0.2	2 × 0.2
M(KN)		686.96	349.385	270.561	180.276	151.051
N(KN)		-915.75	-1198.737	-1053.202	-730.742	-302.237
V (KN)		303.887	197.892	178.533	139.317	112.527
τ (MPa)		1.07	0.77	0.69	0.54	0.44
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
Av cal/face (cm ²)		22.61	19.54	19.12	11.55	5.8
Av min/face (cm ²)		6	6	6	6	6
L _t (m)		0.56	0.33	0.26	0.23	0.13
Amin ^{tendu} (cm ²)		2.22	1.33	1.04	0.92	0.5
Av adop/face (cm ²)		24.13	20.11	20.11	12.32	9.05
N ^{barre} / face		12HA16	10HA16	10HA16	8HA14	8HA12
St (cm)	Milieu	22	28	30	30	30
	extrémité	11	14	25	25	25
Ah cal /face (cm ²)		5.18	5.01	5.01	2.35	2.35
Ah min/face (cm ²)		6	6	6	6	6
Ah adop/face (cm ²)		6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
N ^{barre} /face		8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
St (cm)		30	30	30	30	30

Tableau V. 17 : Ferrailage du voile V_{x2} :

Niveau		RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 et 5 ^{ème}	6 et 7 ^{ème}	8 et 9 ^{ème}
Section (m ²)		1.5× 0.20	1.5× 0.20	1.5× 0.2	1.5× 0.2	1.5× 0.2
M(KN)		39.556	26.211	270.561	180.276	151.051
N(KN)		-1716.113	-1235.58	-1053.202	-730.742	-302.237
V (KN)		204.647	178.533	126.697	139.317	112.527
τ (MPa)		1.05	0.69	0.66	0.54	0.44
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
Av cal/face (cm ²)		21.09	19.62	19.12	11.55	5.8
Av min/face (cm ²)		4.5	6	6	6	6
L _t (m)		0.69	0.68	0.37	0.36	0.02
Amin ^{tendu} (cm ²)		2.75	2.72	1.5	1.46	0.08
Av adop/face (cm ²)		21.14	19.72	19.72	12.95	9.05
N ^{barre} / face		7HA16+5HA14	7HA16+5HA12	7HA16+5HA12	6HA12+4HA14	8HA12
St (cm)	Milieu	17	17	17	22	25
	extrémité	8	8	8	10	12.5
Ah cal /face (cm ²)		5.28	4.93	4.93	3.23	2.26
Ah min/face (cm ²)		6	6	6	6	6
Ahadop/face (cm ²)		6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
N ^{barre} /face		8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
St (cm)		30	30	30	30	30

Tableau V. 18 : Ferrailage du voile V_{x3} :

Niveau		RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 et 5 ^{ème}	6 et 7 ^{ème}	8 et 9 ^{ème}
Section (m ²)		2.5× 0.20	2.5 × 0.20	2.5 × 0.2	2.5 × 0.2	2.5 × 0.2
M(KN)		1305.426	20.547	50.501	52.150	70.184
N(KN)		-1349.697	-1617.499	-1346.723	-947.293	-510.829
V (KN)		375.258	-253.642	-231.447	163.036	135.455
τ (MPa)		1.17	0.79	0.66	0.51	0.42
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
Av cal/face (cm ²)		35.08	22.52	19.41	14.07	8.21
Av min/face (cm ²)		7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
L _t (m)		1.21	1.14	1.08	0.84	0.71
Amin ^{tendu} (cm ²)		4.85	4.55	4.34	3.35	2.85
Av adop/face (cm ²)		36.19	24.03	21.37	15.33	12.57
N ^{barre} / face		18HA16	9HA12+9HA14	8HA12+8HA14	8HA10+8HA12	16HA10
St (cm)	Milieu	15	15	18	18	18
	extrémité	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
Ah cal /face (cm ²)		9.04	6	5.34	3.83	3.14
Ah min/face (cm ²)		6	6	6	6	6
Ah adop/face (cm ²)		9.05	6.28	6.28	6.28	6.28
N ^{barre} /face		8HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
St (cm)		30	30	30	30	30

Tableau V. 19 : Ferrailage du voile V_{x4} :

Niveau		RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 et 5 ^{ème}	6 et 7 ^{ème}	8 et 9 ^{ème}
Section (m ²)		2.3× 0.20	2.3× 0.20	2.3× 0.2	2.3× 0.2	2.3× 0.2
M(KN)		1067.059	47.771	80.449	44.398	3.623
N(KN)		-1347.776	-1292.424	-1045.526	-725.104	-463.591
V (KN)		303.45	267.433	242.249	201.506	178.052
τ (MPa)		1.03	0.9	0.82	0.68	0.6
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
Av cal/face (cm ²)		33.36	18.67	15.84	10.96	6.74
Av min/face (cm ²)		6.9	6.9	6.9	6.9	6.9
L _t (m)		1.13	1.04	0.97	0.92	0.59
Amin ^{tendu} (cm ²)		4.51	4.16	3.87	3.68	2.37
Av adop/face (cm ²)		34.18	19.23	15.84	11	9.42
N ^{barre} / face		17HA16	17HA12	14HA12	14HA10	12HA10
St (cm)	Milieu	15	15	20	20	25
	extrémité	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
Ah cal /face (cm ²)		8.54	4.8	3.96	2.75	2.35
Ah min/face (cm ²)		6.9	6.9	6.9	6.9	6.9
Ah adop/face (cm ²)		9.05	7.85	7.85	7.85	7.85
N ^{barre} /face		8HA12	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
St (cm)		30	25	25	25	25

Tableau V. 20 : Ferrailage du voile V_{x5} :

Niveau		RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 et 5 ^{ème}	6 et 7 ^{ème}	8 et 9 ^{ème}
Section (m ²)		1.5× 0.20	1.5× 0.20	1.5× 0.2	1.5 × 0.2	1.5 × 0.2
M(KN)		338.080	186.601	158.141	111.980	77.040
N(KN)		-741.482	-629.439	-575.897	-426.999	-134.673
V (KN)		162.355	125.717	122.705	105.435	69.43
τ (MPa)		0.84	0.65	0.64	0.55	0.36
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
Av cal/face (cm ²)		15.38	11.28	10.10	7.41	3.06
Av min/face (cm ²)		4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
L _t (m)		0.42	0.34	0.12	0.07	0.04
Amin ^{tendu} (cm ²)		1.69	1.36	0.47	0.27	0.14
Av adop/face (cm ²)		16.08	12.32	10.68	9.05	6.28
N ^{barre} / face		8HA16	8HA14	4HA12+4HA14	8HA12	8HA10
St (cm)	Milieu	25	25	25	25	25
	extrémité	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
Ah cal /face (cm ²)		4.02	3.08	2.67	2.26	1.57
Ah min/face (cm ²)		4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
Ah adop/face (cm ²)		4.71	4.71	4.71	4.71	4.71
N ^{barre} /face		6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
St (cm)		30	30	30	30	30

Tableau V. 21 : Ferrailage du voile V_{x6} :

Niveau		RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 et 5 ^{ème}	6 et 7 ^{ème}	8 et 9 ^{ème}
Section (m ²)		3× 0.20	3× 0.20	3 × 0.2	3× 0.2	3× 0.2
M(KN)		2032.950	14.383	22.391	8.933	197.115
N(KN)		-1637.23	-1587.49	1264.316	-837.395	-331.251
V (KN)		414.056	288.784	210.531	143.428	105.231
τ (MPa)		1.07	0.75	0.55	0.37	0.24
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
Av cal/face (cm ²)		38.02	19.55	15.80	10.52	5.87
Av min/face (cm ²)		9	9	9	9	9
L _t (m)		1.47	1.46	1.45	0.9	0.24
Amin ^{tendu} (cm ²)		5.89	5.87	5.79	3.58	0.96
Av adop/face (cm ²)		40.21	22.62	15.83	11	9.42
N ^{barre} / face		20HA16	20HA12	14HA12	14HA10	14HA10
St (cm)	Milieu	18	18	28	28	28
	extrémité	10	10	12	12	12
Ah cal /face (cm ²)		10.05	5.65	3.95	2.75	2.35
Ah min/face (cm ²)		9	9	9	9	9
Ah adop/face (cm ²)		11	9.42	9.42	9.42	9.42
N ^{barre} /face		14HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
St (cm)		18	20	20	20	20

Tableau V. 22 : Ferrailage du voile V_{y1} :

Niveau		RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 et 5 ^{ème}	6 et 7 ^{ème}	8 et 9 ^{ème}
Section (m ²)		2.2× 0.20	2.2 × 0.20	2.2 × 0.2	2.2× 0.2	2.2× 0.2
M(KN)		1325.785	140.101	118.777	75.641	150.846
N(KN)		-1835.463	-1658.129	-1339.27	-868.85	-589.509
V (KN)		423.844	297.34	245.934	146.662	105.231
τ (MPa)		1.5	1.05	0.87	0.52	0.37
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
Av cal/face (cm ²)		38.77	21.07	15.80	11.74	5.87
Av min/face (cm ²)		6.6	6.6	6.6	6.6	6.6
L _t (m)		0.85	0.84	0.83	0.54	0.33
Amin ^{tendu} (cm ²)		3.39	3.36	3.34	2.17	1.33
Av adop/face (cm ²)		40.21	21.55	15.83	11.78	9.42
N ^{barre} / face		20HA16	14HA14	14HA12	15HA10	12HA10
St (cm)	Milieu	12.5	20	20	18	24
	extrémité	8	10	10	9	12.5
Ah cal /face (cm ²)		10.05	5.38	3.95	2.94	2.35
Ah min/face (cm ²)		6.6	6.6	6.6	6.6	6.6
Ah adop/face (cm ²)		11	7.85	7.85	7.85	7.85
N ^{barre} /face		14HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
St (cm)		18	25	25	25	25

Tableau V. 23 : Ferrailage du voile V_{y2} :

Niveau		RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 et 5 ^{ème}	6 et 7 ^{ème}	8 et 9 ^{ème}
Section (m ²)		2.2× 0.20	2.2 × 0.20	2.2 × 0.2	2.2× 0.2	2.2× 0.2
M(KN)		1745.345	49.342	38.678	73.256	55.723
N(KN)		-1348.240	-1241.266	-918.875	-686.446	-445.83
V (KN)		344.739	292.937	251.261	167.134	143.689
τ (MPa)		1.22	1.04	0.89	0.59	0.51
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)		5	5	5	5	5
Av cal/face (cm ²)		37.91	15.87	11.89	9.48	6.29
Av min/face (cm ²)		6.6	6.6	6.6	6.6	6.6
L _t (m)		0.98	0.97	0.79	0.78	0.73
Amin ^{tendu} (cm ²)		3.92	3.89	3.15	3.12	2.9
Av adop/face (cm ²)		40.21	18.10	12.57	11	9.42
N ^{barre} / face		20HA16	16HA12	16HA10	14HA10	12HA10
St (cm)	Milieu	12.5	16	16	20	24
	extrémité	8	10	10	10	12.5
Ah cal /face (cm ²)		5.18	4.52	3.14	2.75	2.35
Ah min/face (cm ²)		6.6	6.6	6.6	6.6	6.6
Ah adop/face (cm ²)		11	7.85	7.85	7.85	7.85
N ^{barre} /face		14HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
St (cm)		18	25	25	25	25

V.3.4.2. Schémas de ferrailage

On prend comme exemple de ferrailage le voile V_{x6} au niveau de RDC

$L=3m$, $e = 20cm$

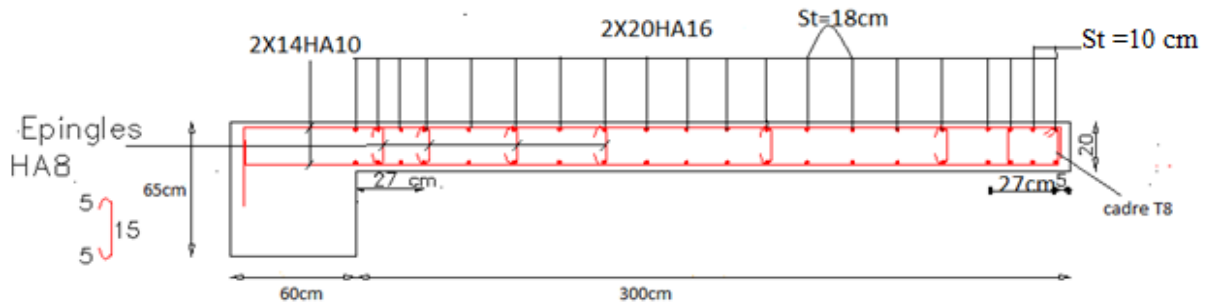


Fig. V.13 : Schéma de ferrailage du voile 1^{er} étage

V.3.5. Conclusion

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

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. Par rapport à notre étude Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.1 Etude des fondations

VI.1.1 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées,

Les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI 1.2 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$* \quad G + Q \pm E$$

$$* \quad 0.8 \times G \pm E$$

VII 1.3 Capacité portante du sol

$Q_{adm}=2,00bars$ à une profondeur de 2.2 m.

VI 1.4 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q + E$, obtenue par le logiciel SAP2000.

S : Surface d'appui de la semelle.

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

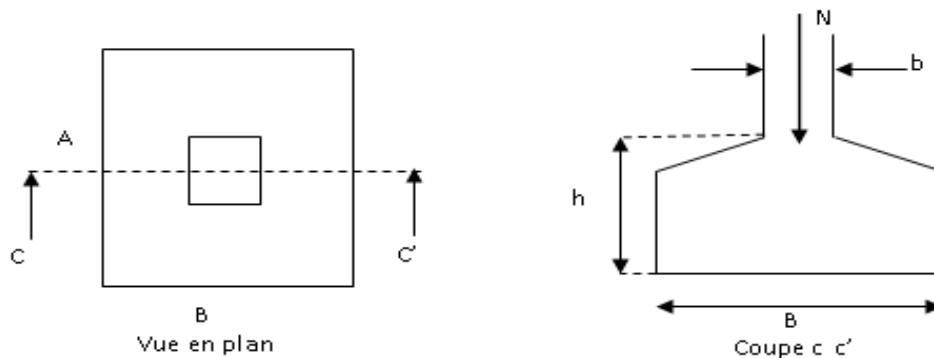


Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans cette structure donne un effort normal de l'ordre : $N=3481.631$ KN sous la combinaison $G+Q+E_x$.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(*)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de

$$(A) \text{ dans } (*) \text{ et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.6} \times \frac{3,48163}{0.2}} = 4.342m$$

D'après les résultats on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas, ce qui conduit à vérifier les semelles filantes

VI 1.5 Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

$$\text{On doit vérifier : } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$\text{Avec : } N = 6 \times N_s + \sum N_i$$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

N_s : Poids de la semelle estimé à 20 KN.

$$\sum N_i = 17036.541 \text{ KN}, \quad N_s = 6 \times 20 = 120 \text{ KN} \Rightarrow N = 17156.54 \text{ KN}.$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle

$$B_1 \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{17156.54 \times 10^{-3}}{0.2 \times 25.05} = 3,42 \text{ m}.$$

Remarque :

On a l'entre axe des deux portiques précédent est de 3,42m, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

VI 1.6 Radier général

1. Définition :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

2. Pré dimensionnement

➤ Condition de coffrage

Pour la nervure : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \dots (a)$

Pour la dalle : $h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_0 \geq 30 \text{ cm}$

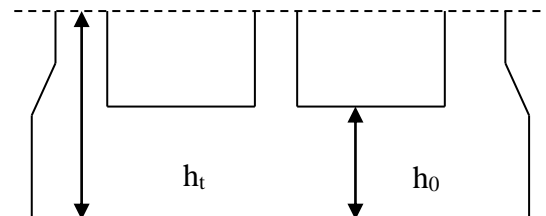


Figure VI.2 Dimension du radier.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

On a $L_{\max} = 6 \text{ m}$ en remplaçant dans la relation (a) on obtient : $h_t \geq 60 \text{ cm}$

On opte pour une hauteur $h_t = 70 \text{ cm}$ et $h_0 = 35 \text{ cm}$.

➤ La condition de rigidité

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m².

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4$ KN/m³

b : Le largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \dots\dots\dots (b)$$

Donc : $h_t \geq 0.926$ m

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend : $h_t = 100$ cm

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} = 4.046\text{m.}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow 6\text{m} \leq 6.35\text{m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

➤ Calcul de la surface du radier

$N_s = 56120.372$ KN.

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq 280.6 \text{ m}^2$$

$$\text{Soit : } S_{radier} = 285\text{m}^2$$

La surface du bâtiment : $S_{bât} = 343.3\text{m}^2$

$$S_{radier} < S_{bât} \Rightarrow \text{Le radier sans déborde}$$

D'où : $S_{radier} = 343.3\text{m}^2$

➤ Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_r = 100\text{cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 35\text{cm}$;

Enrobage $d' = 5\text{cm}$.

La surface du radier $S_{rad} = 343,30\text{ m}^2$

3. Les vérifications nécessaires

➤ Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$I_x = 10230.205\text{ m}^4$ et $X_G = 10,41\text{ m}$; $I_y = 23400.989\text{ m}^4$ et $Y_G = 5,39\text{ m}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moment sismique à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

* Dans le sens x-x

$$\sigma_{\max} = \frac{56,120372}{343,3} + \frac{75,1349}{10230,205} \times 5,39 = 0,203\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{56,120372}{343,3} - \frac{75,1349}{10230,205} \times 5,39 = 0,123\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0,183\text{MPa} < 0,2\text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x

* Dans le sens y-y

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{56,120372}{343,3} + \frac{1,2658}{23400,989} \times 10,41 = 0,164\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{56,120372}{343,3} - \frac{1,2658}{23400,989} \times 10,41 = 0,162\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.1635 MPa < 0.2 MPa$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

➤ **Vérification au poinçonnement**

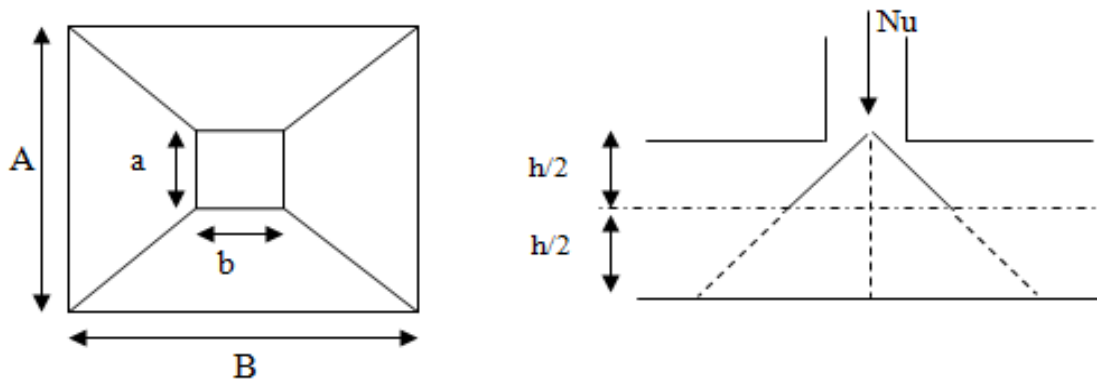


Figure VI.3 Zone de contact poteau- radié

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radié.

$$U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t \\ B = b + h_t \end{cases}$$

On trouve $U_c = 6,5m$

$$N_U = 3.184 MN \leq 0.045 \times 6.5 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.875 MN \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S} \Rightarrow V_u = \frac{56120.372 \times 6 \times 1}{2 \times 343.3} = 490.419 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m}^2$$

$$\tau_u = \frac{490.419 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315} = 1.556 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \text{ C'est vérifié}$$

➤ Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{75.1349}{56.1203} = 1.338 \text{ m} < \frac{23.05}{4} (= 5.762 \text{ m})$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{1.2658}{56.1203} = 0.022 \text{ m} < \frac{17.8}{4} (= 4.45 \text{ m})$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 56120.372 \text{ KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 2.2 \text{ m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} = 343.3 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique)

On trouve :

$$N = 56120.372 \geq 1.15 \times 2.2 \times 343.3 \times 10 = 8685.49 \text{ KN} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

4. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable.

$$L_x = 5.15 \text{ m et } L_y = 6 \text{ m.}$$

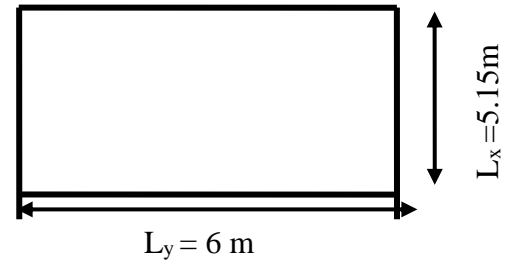
➤ Calcul des sollicitations

$$N_u = N_{u \text{ cal}} + N_{\text{rad}} + N_{\text{ner}}$$

$$=76991.578+3003.875+3027.625$$

$$=83023.078 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{83023.078}{343.3} \Rightarrow q_u = 241.838 \text{ KN/m}^2$$



N_u : est l'effort ultime plus le poids de radier.

VI.4 : Dalle sur quatre appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.15}{6} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

*** L'ELU**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \text{ (Annexe 1)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0506 \times 241.838 \times 5.15^2 = 324.555 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.6864 \times 324.555 = 222.775 \text{ KN.m} \end{cases}$$

*** Moment en travées** $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 275.872 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 189.358 \text{ KN.m} \end{cases}$

*** Moment en appuis** $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -162.277 \text{ KN.m}$

*** L'ELS : $\nu = 0.2$**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0576 \times 163.473 \times 5.15^2 = 249.737 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.7794 \times 249.737 = 194.645 \text{ KN.m} \end{cases}$$

*** Moment en travées** $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 212.276 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 165.448 \text{ KN.m} \end{cases}$

*** Moment en appuis** $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -124.868 \text{ KN.m}$

*

➤ **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferraillage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité et on adopte le même ferraillage pour tous les autres panneaux.

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A_{calculée}^t$ (cm^2)	$A_{calculée}^a$ (cm^2)	A_{adop}^t (cm^2)	Choix/ml	A_{adop}^a (cm^2)	Choix/ml
Sens x-x	275.872	162.27	26.68	14.97	28.15	14HA16	15.83	14HA12
Sens y-y	189.358	162.27	17.65	14.97	18.47	12HA14	15.83	14HA12

Tableau VI.1 Ferrailage du radier.

Note : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$e > 12\text{cm} \left. \begin{array}{l} \\ \rho \geq 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = \rho_0 b e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \left(\frac{3-0.85}{2} \right) \times 100 \times 35 = 3.01 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a = 0.0008 \times 100 \times 35 = 2.8 \text{cm}^2 \end{cases}$$

▪ **L'ELS**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot Ft28}\right) = 201,63 \text{MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	Y(m)	I (m^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	275.87	0,12735	0,00233196	11.59	276.697	15	201,63
	M_a	162.27	0,10133	0,00152098	8.34	281.588	15	201,63

y-y	M _t	189.35	0,10833	0,00172468	10.39	318.96	15	201,63
	M _a	162.27	0,08591	0,0011122	7,517	320.37	15	201,63

Tableau VI.2 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Remarque

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appuis dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Donc la solution est recalculée de la section de ferrailage à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \quad \alpha \in [0,1]; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Moments	Valeurs(KN.m)	β	α	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
x-x	M _t	212.276	0,0096	0,536	36.61	37.11	5HA25+4HA20
	M _a	124.868	0,0056	0,409	27.92	28.27	9HA20
y-y	M _t	165.448	0,0075	0,474	20.90	24.15	3HA25+3HA20
	M _a	124.868	0,0056	0,409	27.92	28.27	9HA20

Tableau VI.3 les nouvelles sections d'acier adoptent à l'ELS.

Espacement des armatures

Armatures // L_x : S_t ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

Armatures // L_y : S_t ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm

Soit : S_t=10cm pour les armatures // L_x.

Soit : S_t=15cm pour les armatures // L_y.

➤ Schéma de ferrailage

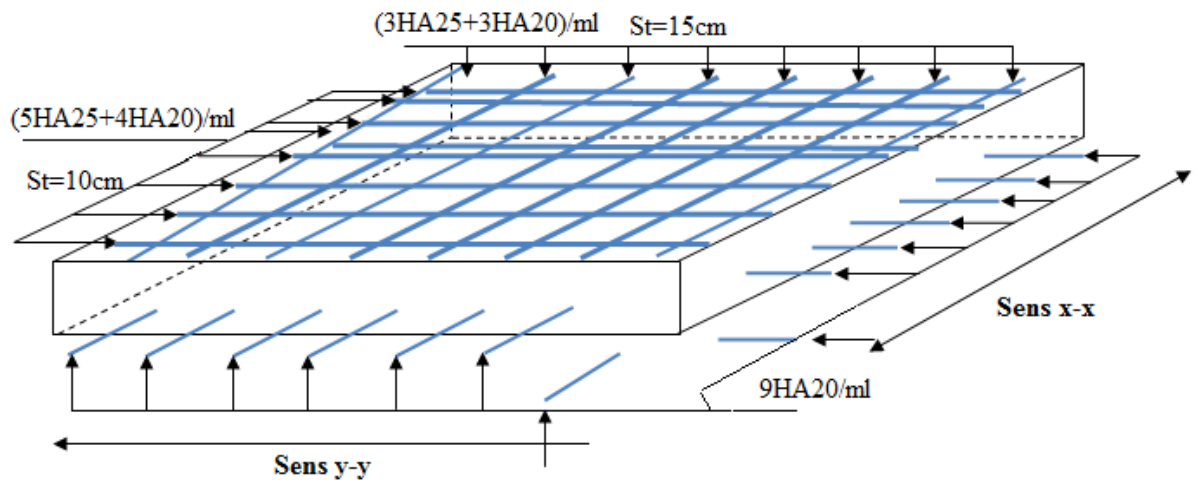


Figure .VI.5 : schéma de ferrailage du radier

➤ Ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après, 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 l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

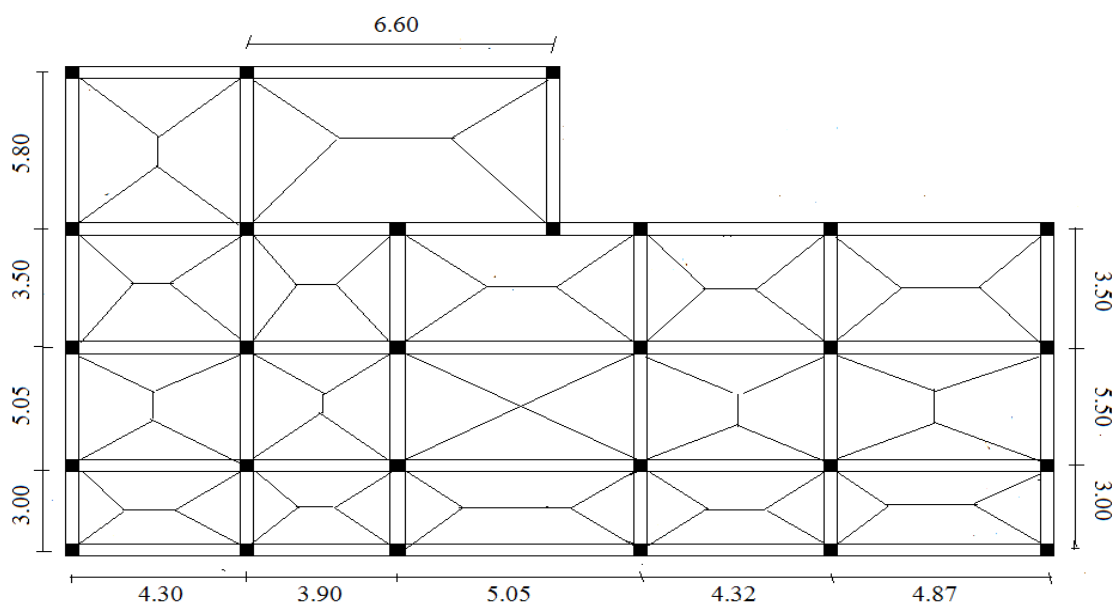


Fig VI.6 Schéma des lignes de ruptures de radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum lxi^2}{\sum lxi}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

- $q_m = 2/3 \times p \times l_x$

: Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

- $q_v = 1/2 \times p \times l_x$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho g}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho d}{3}\right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

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

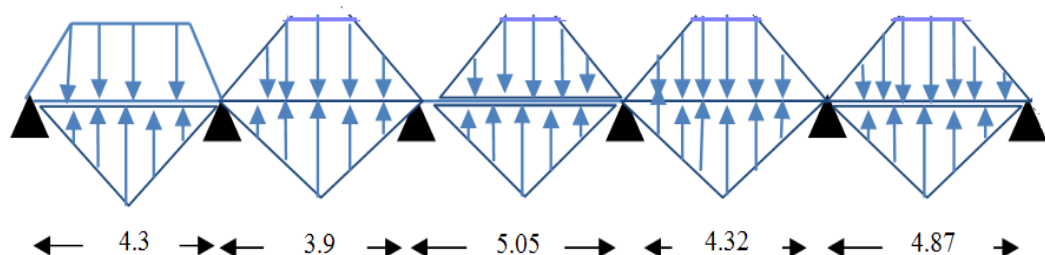
P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

✓ Sens X-X :



✓ Fig.VI.7 : La répartition des charges triangulaire et trapézoïdales.

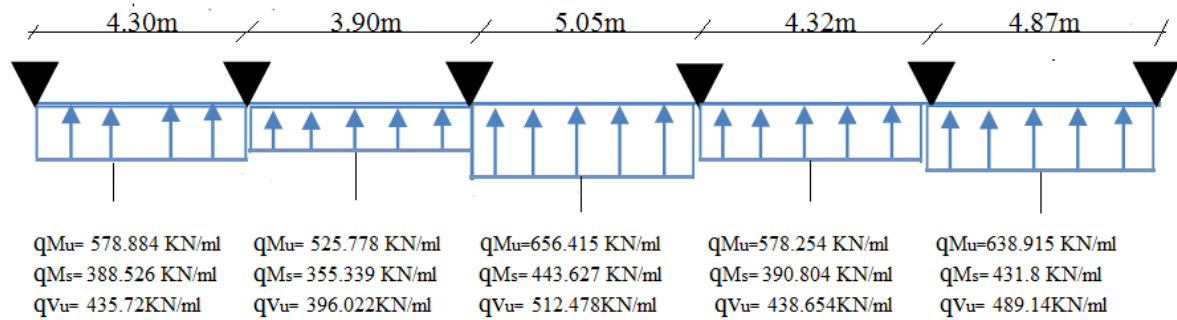


Fig.VI.8 : Schéma statique équivalent.

✓ Sens-Y-Y :

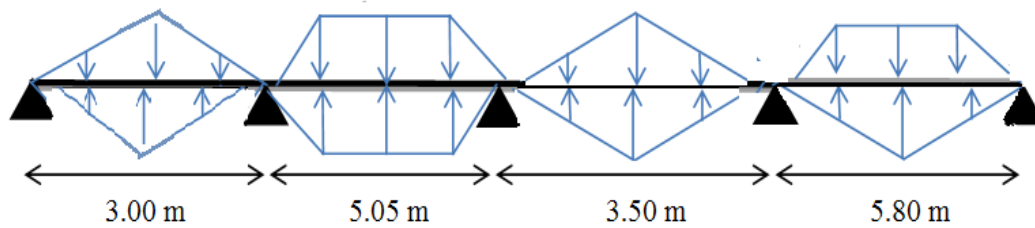


Fig.VI.9 : La répartition des charges triangulaire et trapézoïdales.

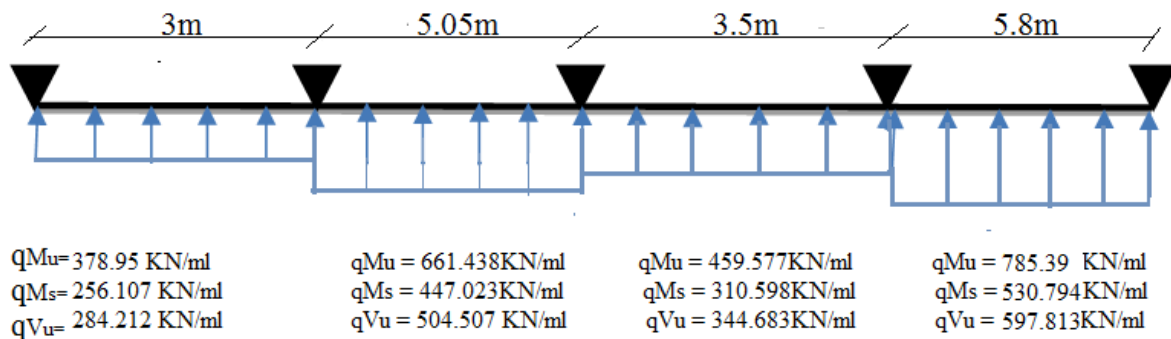


Fig.VI.10 : Schéma statique équivalent.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN/m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X_0 (m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
X-X	AB	4.30	578.884	0	-977.9	1.75	884.73	709.38	-1164.22
	BC	3.90	525.77	-977.9	-973.58	1.95	23.90	773.35	-771.14
	CD	5.05	656.415	-973.58	-1053.94	2.50	1078.9	1278.1	-1309.92

	DE	4.32	578.254	-1053.9	-1380.01	2.03	136.90	871.01	-1022.97
	EF	4.87	638.915	-1380	0	2.87	1266.9	1474.4	-907.69
Y-Y	AB	3.00	378.95	0	-899.84	0.71	95.11	126.37	-726.26
	BC	5.05	661.438	-899.84	-923.69	2.52	1196.8	1269.2	-1278.60
	CD	3.50	459.577	-923.69	-2234.31	0.935	-722.72	228.73	-977.66
	DE	5.80	785.39	-2234.31	0	3.39	2279.9	2118.9	-1348.43

Tableau VI.4 Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	4.30	388.526	0	-171.11	2.05	895.94	814.46
	BC	3.90	355.339	-171.11	-657.98	1.59	653.66	282.97
	CD	5.05	443.627	-657.98	-712.29	2.50	1414.1	729.20
	DE	4.32	390.804	-712.29	-932.66	2.03	908.34	92.52
	EF	4.87	431.8	-932.66	0	2.88	1237.7	856.26
Y-Y	AB	3.00	256.107	0	-608.14	0.71	207.89	64.28
	BC	5.05	447.023	-608.14	-624.26	2.52	1425	808.84
	CD	3.50	310.598	-624.26	-1510.02	0.94	372.5	-488.433
	DE	5.80	530.794	-1510.02	0	3.39	2168.1	1540.84

Tableau VI.5 Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.

- **Ferraillage**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

- ✓ **Sens X-X :**

h=100cm; h₀=35cm; b₀=65cm

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.15}{10}; \frac{6}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.515; 3)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 0.5m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.65 \text{ m}$$

✓ **Sens Y-Y :**

$$h=100\text{cm}; h_0=35\text{cm}; b_0=60\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.6 \text{ m}$$

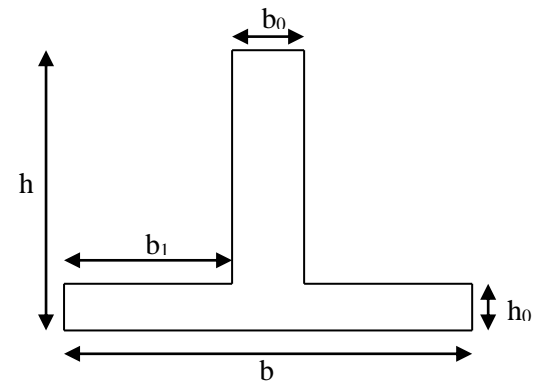


Fig. VI.11 : Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Sens	Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	1266.9	39,56	16,92	40,25	5T25+5T20
	Appui	-1380.01	43,22	16,92	45,55	8T25+2T20
Y-Y	Travée	2279.9	73,34	16,92	74,16	8T32+2T25
	Appui	-2234.31	71,77	16,92	74,16	8T32+2T25

Tableau VI.6 Résumé des résultats du ferrailage les nervure

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(28.5; 60; 20) = 20\text{mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm} \text{ et } A_t = 6\phi_{10} \rightarrow 7.85\text{cm}^2$$

(2 cadre ϕ_{10} +1étrier ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 15\text{cm}$ après vérification des conditions de BAEL93 (Art A.5.1.2.2)

➤ **Les Vérifications**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$- \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{FN} \rightarrow \tau < \min(0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	1474,4	0,94	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	2118,9	1,39	2.5	Vérifiée

Tableau VI.7. Vérification de l'effort tranchant :

- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	856,26	5,17	15	243,553	201,63
	Appui	932,66	5,37	15	235,542	201,63
Y-Y	Travée	1540,84	7,54	15	244,48	201,63
	Appui	1510,02	7,39	15	239,597	201,63

Tableau VI.8 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Remarque

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appuis dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \quad \alpha \in [0,1]; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	Moments	Valeurs(KN.m)	β	α	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
x-x	M_t	856,26	0,0028	0,26	48.94	49.09	10HA25
	M_a	-932,66	0,0031	0,275	53,60	55.92	5HA32+5HA20
y-y	M_t	1540,84	0,0052	0,398	92.76	95.8	10HA32+5HA20
	M_a	-1510,02	0,0051	0,394	90.76	95.8	10HA32+5HA20

Tableau VI.9 résumé des résultats (vérification des contraintes).

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

$$\text{Donc } A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA14 = 3,08 cm² par face.

Schémas de ferrailage des nervures

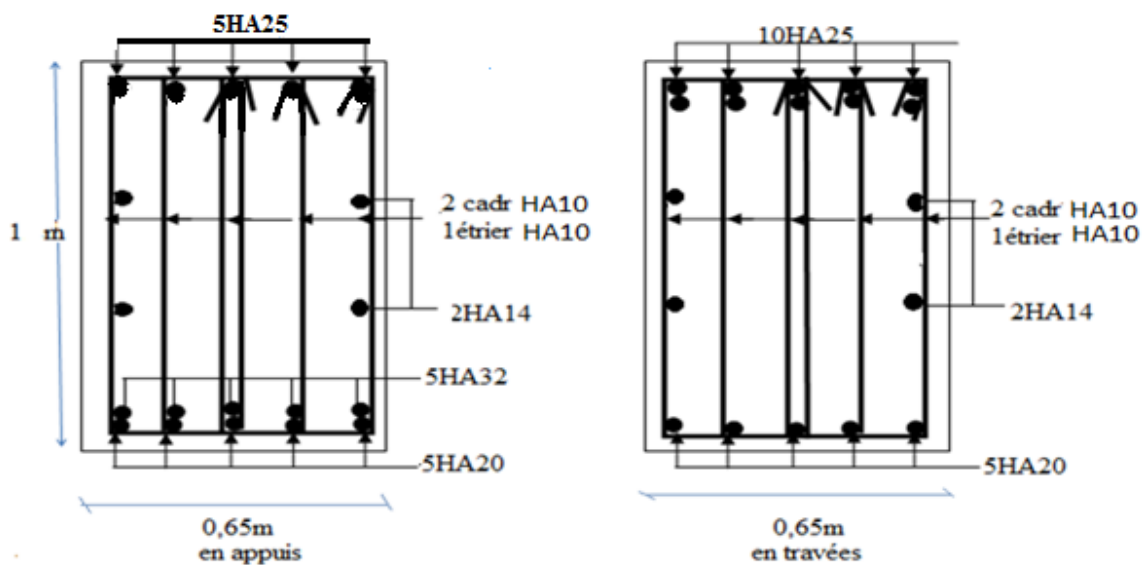


Figure VI.12 .Schéma de ferrailage des nervures dans le sens X-X

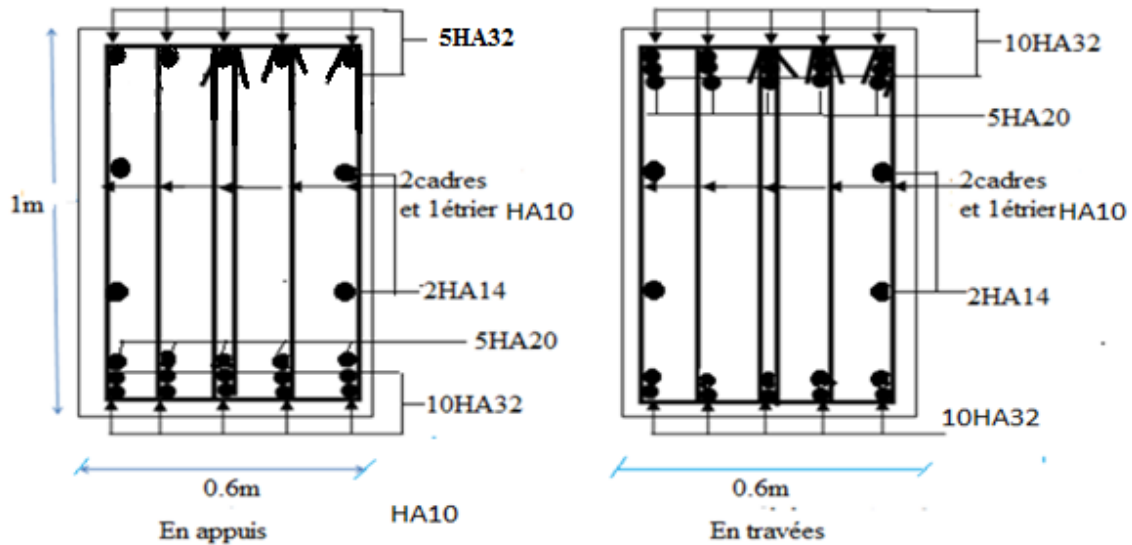


Figure VI.13 .Schéma de ferrailage des nervures dans le sens Y-Y

VI.2 Voiles périphériques

Introduction

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique 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 % dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h=1.7\text{m}$.
- Epaisseur : $e=20\text{ cm}$.

Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 18\text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 28^\circ$
- Cohésion : $C = 45\text{ bar}$ (sol cohérent)

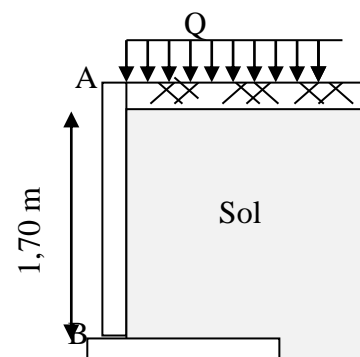


Figure VI.14 : Schéma du mur adossé

Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2

Sollicitations

a) Poussée des terres

$$G = \frac{1}{2} \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G(1.7) = \frac{1}{2} 18 \times 1.7 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{28}{2} \right) - 2 \times 45 \times \text{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{28}{2} \right) = -48.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow G(0) = -2 \times 45 \times \text{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{28}{2} \right) = -54.077 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{28}{2} \right) = 3.61 \text{ KN/m}^2$$

Ferrailage Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Calcul à l'ELU

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

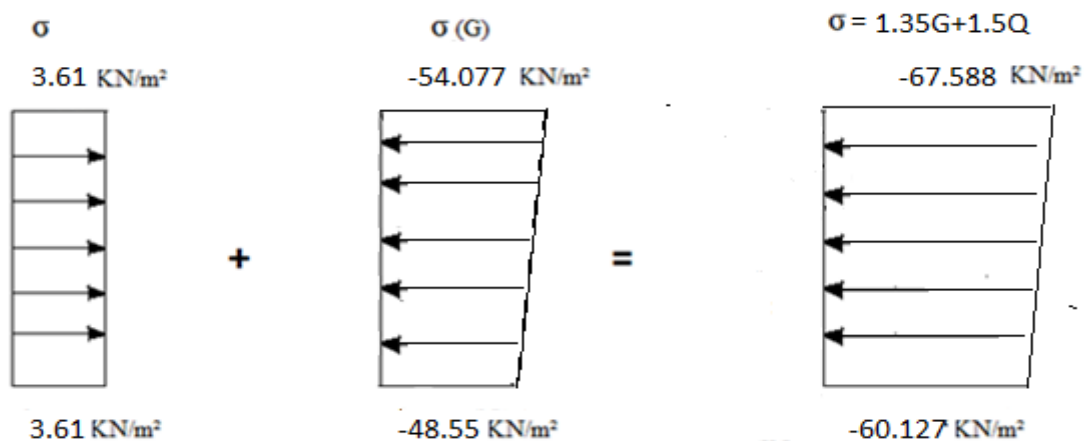


Fig. VI.15 : Diagramme des contraintes

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x=1.7m; L_y= 6m; e =20cm; b = 100cm$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 65.72 KN / m^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.28 < 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans un seul sens.}$$

- **Moment en travée**

$$M_0 = ql^2/8 = M_{0u} = 23.74.KN.m \rightarrow M_t = 0.85M_0 = M_{tu} = 20.18KN.m$$

- **Moment en appui**

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0 = M_{au} = -9.49.KN.m$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Choix
Travée	X-X	20.18	3.92	1,6	5.65	5HA12
	Y-Y	/	1.41	1,6	3.14	4HA10
appuis		-9.49	1.53	1,6	3.14	4HA10

Tableau VI.10 Ferrailage du voile périphérique.

Espacement des armatures

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

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

$$\text{Armatures // } L_y : St \leq \min (4e, 45cm) = 45cm$$

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

Vérifications

Effort tranchant : (Fissurations nuisibles)

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 1.25MPa.$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} = 55.86KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{55.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.31 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 49.08 \text{KN/m}^2$$

- **Moments en travée**
- $M_0 = ql^2/8 = M_{0s} = 17.73 \text{KN.m} \rightarrow M_t = 0.85M_0 = M_{ts} = 15.07 \text{KN.m}$
- **Moments en appui**

$$M_a^x = M_a^y = 0.4 \times M_0 = -7.09 \text{KN.m}$$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot Ft28}\right) = 201,63 \text{MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation		M _{tser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
travée	X-X	15.07	3.872	15	162.44	201,63
appuis		-7.09	2.301	15	134.638	201,63

Tableau VI.11 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Schéma de ferrailage du voile périphérique

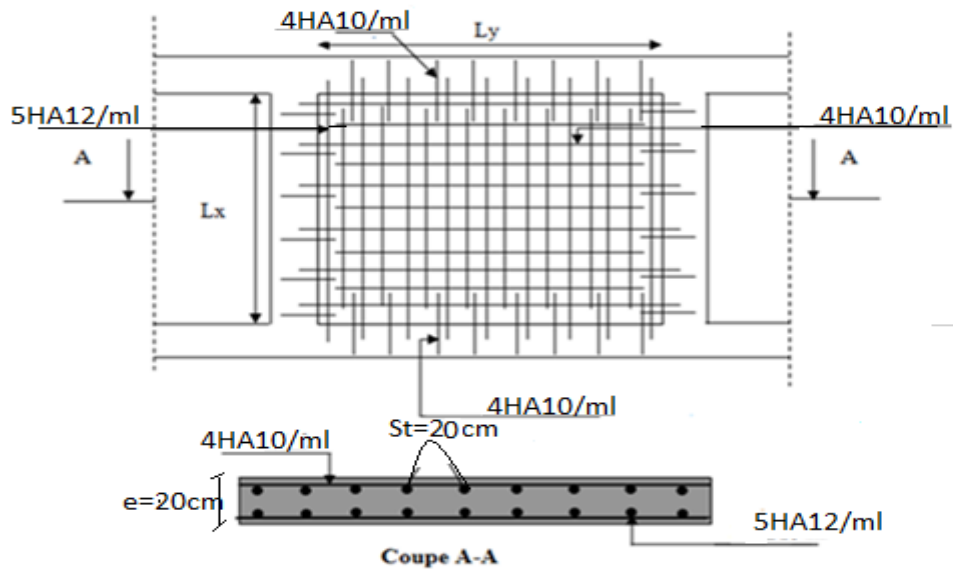


Figure VI.17 : schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier générale ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier : 35cm

Sections des nervures :

Sens X-X : $65 \times 100 \text{ cm}^2$; Sens Y-Y : $60 \times 100 \text{ cm}^2$.

Conclusion

Générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calculs, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner les points ci-après :

Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistances,

Autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage toutes

En assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.

La somme de coefficient de participation massique des modes de vibrations représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.

Pour la réalisation de cet ouvrage, un contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire.

La période de vibration nous renseigne si le bâtiment en question est souple ou rigide, ce qui revient à dire que la vérification de la période est nécessaire.

On peut remédier à l'irrégularité de la structure par une disposition appropriée de voile de contreventement.

La sécurité de la structure soumise aux effets des actions sismiques n'est pas à craindre si les conditions relatives à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont simultanément observées.

Dans notre cas (groupe d'usage 2), on peut tolérer pour les éléments non structuraux

Quelques dommages à condition que ces dernières ne soient dangereux pour la sauvegarde des vies humaines.

Le radier général permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.

Le modèle construit par le logiciel SAP 2000 V 14 doit se rapprocher le plus que possible de la réalité afin d'avoir une étude plus exacte.

Le logiciel SAP2000 V14 nous a permis d'économiser beaucoup de temps, et la maîtrise de ce dernier exige un bagage théorique riche et varié.

Bibliographie

Bibliographie

- Règles Parasismiques Algériennes, (RPA 99 / version 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99). Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Fait à Alger le ,24 Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
 - Anciens mémoires de fin d'étude.
-

Annexes

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

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.8$$

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

VII. CONCLUSION

Les résultats des investigations géotechniques réalisées dans le site d'Ibachiren, localité située à la sortie Ouest de la ville de Béjaia, au profit de **EURL ERIDJ** sise à Béjaia, permettent les conclusions essentielles suivantes :

- ⚡ Le sous sol du site est constitué d'éboulis de pente et de remblais en surface, à des limons argileux marneux avec passage de galets, pierres et blocs d'origine calcaire par endroits.
- ⚡ Les sols sous les éboulis et les remblais, sont compacts à très compacts, dont la capacité portante dépasse les 2 bars, par conséquent l'assise des fondations est à chercher dans cette couche gréseuse.
- ⚡ Pour l'ancrage des blocs, on préconise de :

ZONE 01/

Dépasser la couche d'éboulis (limons argileux friables et altérés) pouvant aller jusqu'à -2^m.20 de profondeur. Au delà, les sols sont très compacts avec une contrainte admissible de 2 bars.

Les caractéristiques mécaniques moyennes correspondant aux sols à partir de -2^m.20 de profondeur sont : $C=0.45$ bars et $\varphi = 28^\circ$.

ZONE 02/

Dépasser la couche d'éboulis et de remblais pouvant aller jusqu'à -3^m.60 de profondeur. Au delà, les sols sont moyennement compacts avec une contrainte admissible de 1.2 bars.

On retrouve les sols de très bonne compacité à partir de -8^m de profondeur, où la contrainte admissible est ≥ 2 bars.

Les caractéristiques mécaniques moyennes correspondant à la couche allant jusqu'à -8^m de profondeur sont : $C=0.31$ bars et $\varphi = 17^\circ$.

ZONE 03/

Dépasser la couche d'éboulis et de remblais pouvant aller jusqu'à -8^m.60 de profondeur. Au delà, les sols sont compacts avec une contrainte admissible de 2.0 bars.

Néanmoins, une couche intermédiaire peut être envisagée et qui est comprise entre -5^m.40 et -8^m.60, où on trouve des sols de compacité moyenne avec une contrainte admissible de 1.0 bar.

Les caractéristiques mécaniques moyennes correspondant à la couche allant jusqu'à -9^m de profondeur sont : $C=0.14$ bars et $\varphi = 14^\circ$.

Par ailleurs, il est conseillé de :

- ✓ Une meilleure stabilité et une verticalité invariable des blocs, nécessite la vérification de l'élançement dans le sol de l'ouvrage qui est estimé à environ 1/10 de la hauteur.
- ✓ Aucune substance agressive n'est remarquée dans le terrain.

Le **L.E.C Béjaia**, restera à la disposition du maître d'ouvrage et du maître d'œuvre pour tout complément d'information.

Béjaia, le 24.04.2013

L'ingénieur chargé de l'étude :

Ingénieur Chargé D'études
A. DJEDJIG

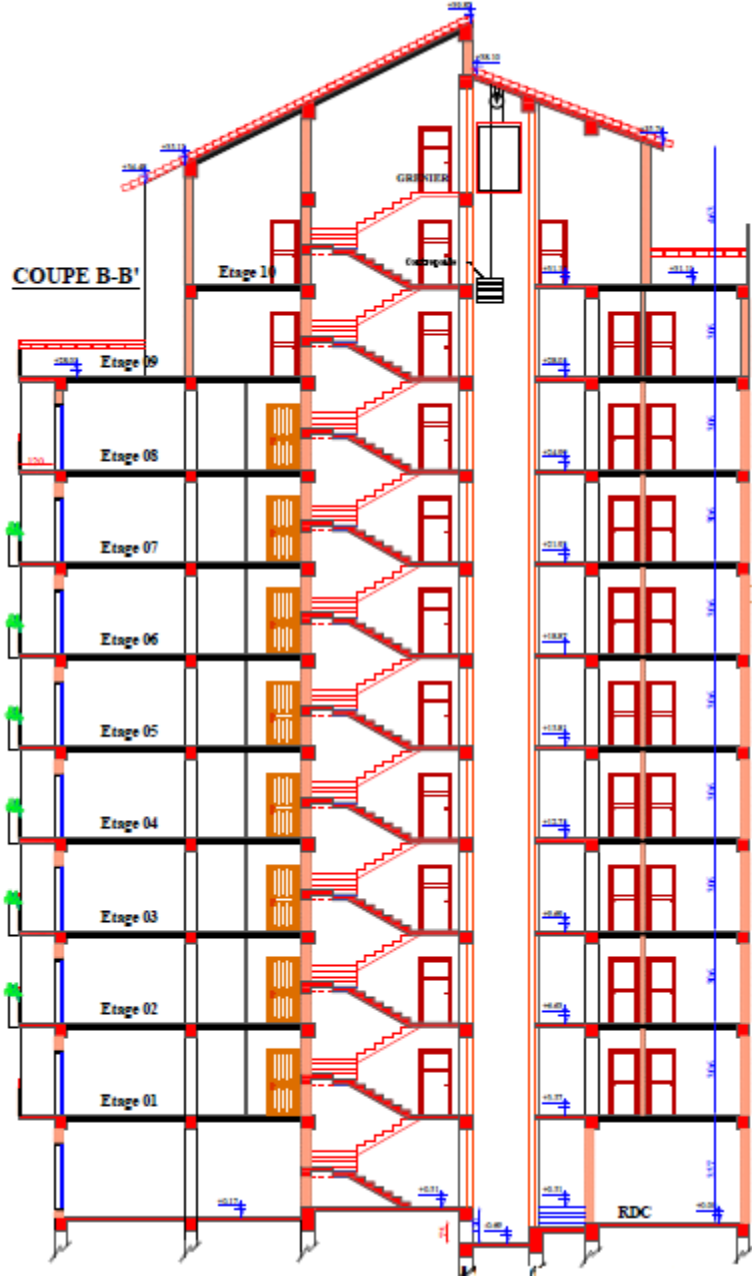
SCP / L.E.C BEJAIA
Service Etude



Le Directeur

Plan de la Structure

COUPE B-B'

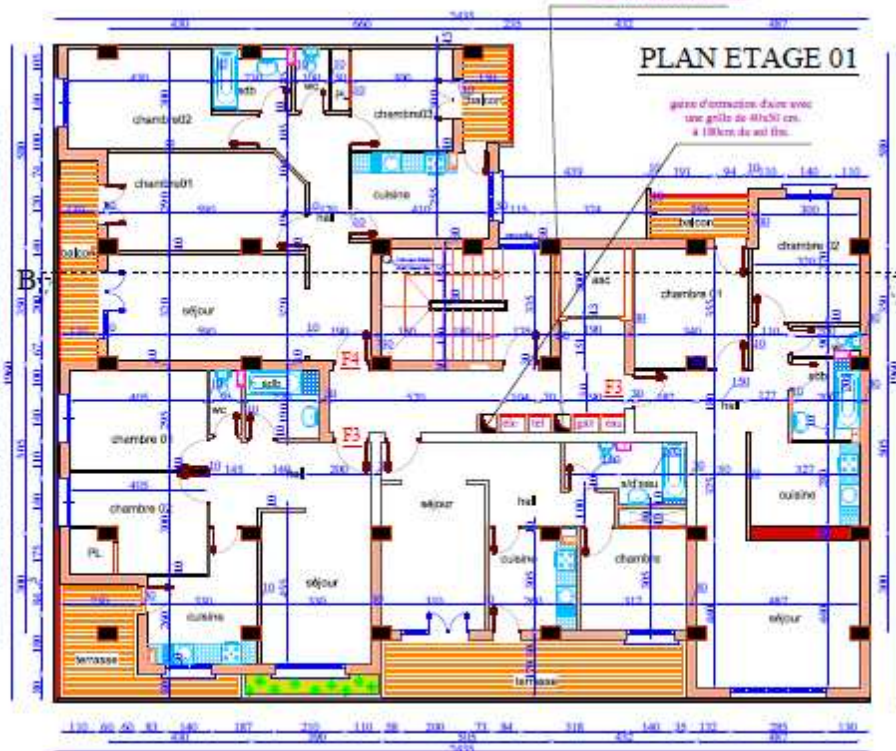




gaine d'extraction d'air avec une grille de 40x50 cm.
à 100cm du sol fin.

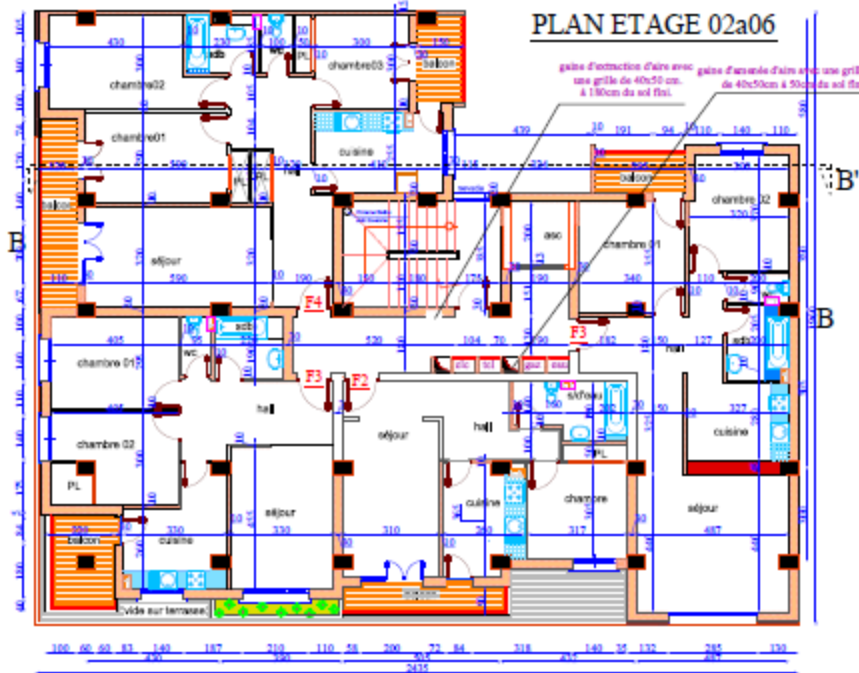
PLAN ETAGE 01

gaine d'extraction d'air avec
une grille de 40x50 cm.
à 100cm du sol fin.

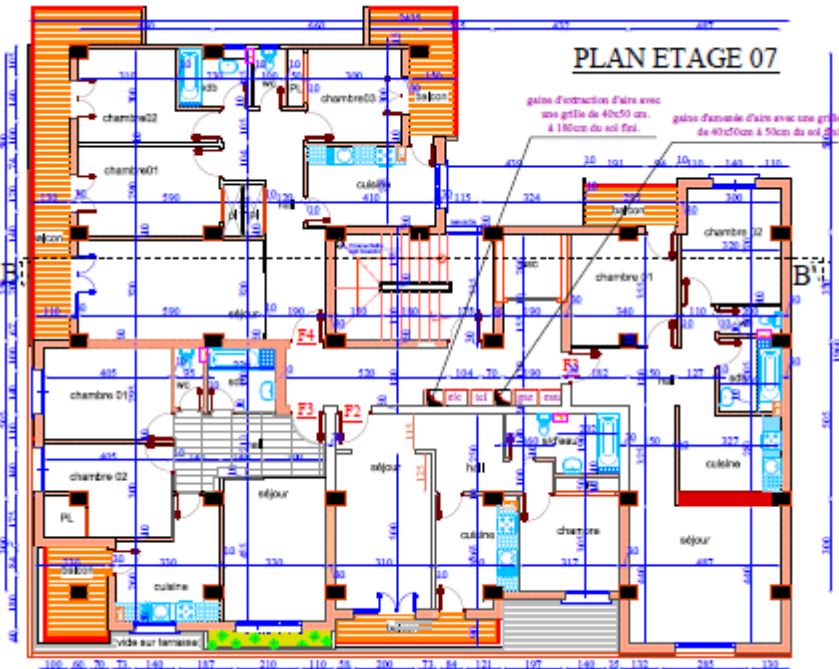


PLAN ETAGE 02a06

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN ETAGE 07

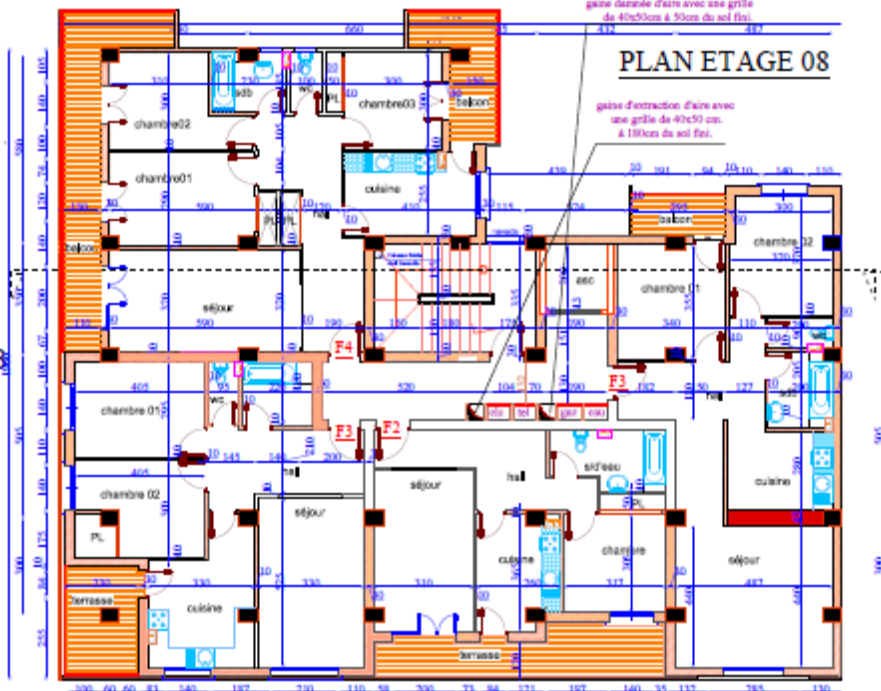


PLAN ETAGE 08

gaine d'arrivée d'air avec une grille de 40x50cm à 50cm du sol fini

gaine d'extraction d'air avec une grille de 40x50 cm. à 180cm du sol fini.

B



PLAN ETAGE 09

gaine d'extraction d'air avec
une grille de 40x50 cm.
à 150cm du sol fini.

gaine d'arrivée d'air avec une grille
de 40x50cm à 50cm du sol

