

*République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la recherche scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'études

*En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : matériaux et structures*

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+8+2Sous-sol +Soupente) à usage multiple (habitation
et commercial, service) contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)*

Présenté par :

**AMIAR NASSIMA
MALLA SOUAD**

Promoteur :

M^r BOUROUBA

Jury:

**Madame OURABAH
M^r LABIOUD**

Promotion 2015-2016

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements avant tous au bon dieu, le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail, On remercie vivement les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, ainsi que tous les enseignants sans exception qui nous ont formé, en particulier M^R BOUROUBA pour son encadrement sa disponibilité et ses conseils. On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent.

DÉDICACES

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un
Labeur qu'on dédie de fond de cœur à ceux qu'on
aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude
et la reconnaissance durant toute notre existence.*

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.*

Et surtout à mes très chers frères et mes sœurs.

Et à toute la famille Amiar.

DÉDICACES

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un
Labeur qu'on dédie de fond de cœur à ceux qu'on
aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude
et la reconnaissance durant toute notre existence.*

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.*

*Et surtout à mes très chers frères Lyes et sa
femme et ses deux anges (Adam, Daoud), Rabia,*

Fatah, Saïd et mes sœurs Dalila, Samira.

Et à toute la famille Malla.

Symboles et notations.

La signification des principales notations est suivante:

E: Séisme.

G: Charges permanents.

M: Charges d'exploitation à caractère particulier.

Q: Action variables quelconques.

S: Action dues à la neige, sollicitations.

W: Action dues au vent.

A_s: Aire d'un acier.

B: Aire d'une section en béton.

E: Module d'élasticité longitudinal.

E_b: Module de déformation longitudinal du béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} a l'âge de jours).

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour 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 permanentes.

M_Q: Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

a: Une dimension (en général longitudinal).

b: Une dimension transversale (largeur ou épaisseur 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 d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f: Flèche.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

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'âge j jours.

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

g: Densité des charges permanentes.

h₀: Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de B.A.

i: Rayon de giration d'une section.

j: Nombre de jours.

k: Coefficient en général.

l: Longueur ou portée (on utilise aussi L).

l_f: Longueur de flambement.

l_s: Longueur de scellement.

n: Coefficient d'équivalence acier – béton.

p: Action unitaire de pesanteur.

q: Charge variable.

s_t: Espacement des armatures transversales.

x: Coordonnée en général ,abscisse en particulier.

σ_{bc}: Contrainte de compression du béton.

Br : Section réduite.

C_τ : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

W: poids propre de la structure.

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

σ : Contrainte normale.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

Liste des figures :

Figure 1.1 – Evolution de fcj en fonction de l'âge du béton.....	4
Figure 2.1 : disposition de poutrelle.....	9
Figure 2.2 : disposition de poutrelle pour les étages courants.....	9
Figure 2.3 planché à corps creux	10
Figure 2.4 : schémas d'une poutrelle	10
Figure 2.5 : vue en plan de l'escalier	15
Figure 2.6 :schémas statique de la partie 01	15
Figure 2.7 : schémas statique des parties 02 et 03	16
Figure 2.8 : schémas statique de la partie 04.....	16
Figure 2.9: Schéma de dégression des surcharges	19
Figure 3.1 : Schémas statique des poutrelles.....	33
Figure 3.2 : Schémas d'une poutre continue.	33
Figure 3.3 : Moments d'une poutre a plus de 2 travées.....	35
Figure 3.4 : Moments d'une poutre a deux travées.....	35
Figure 3.5 : Effort tranchant d'une poutre a 2 travées.....	35
Figure 3.6 : Effort tranchant d'une poutre a plus de 2	35
Figure 3.7 : Paramètres utilisées dans la méthode de caquot	36
Figure 3.8 : Schéma statique du type 01	37
Figure 3.9 : Section de la poutrelle en T	40
Figure 3.10 : Schéma statique de la volé 01	52
Figure 3.11 : Schéma de ferrailage de la partie 01.....	59
Figure 3.12 : Schéma statique des parties 2 et 3.....	60
Figure 3.13 : Schéma statique des parties 02 et 03	61
Figure 3.14 : Schéma statique de la partie 04.....	62
Figure 3.15 : Schéma de ferrailage de la partie 04.....	65
Figure 3.16 : Schéma de ferrailage de la partie 01.....	65
Figure 3.17 : Schéma de ferrailage de la partie 01.....	68
Figure 3.18 : Charge revenant à la poutre brisée	69
Figure 3.19 : Schémas de ferrailage de la poutre brisé	73
Figure 3.20: dalle pleine sur 4 appuis. Appuis appuis	73
Figure 3.21 : schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	79
Figure 3.22: panneau de dalle sur 3 appuis	79
Figure 3.23 : schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	82
Figure 3.24: panneau de dalle sur 3 appuis.	82
Figure 3.25 : schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	87
Figure 3.26: panneau de dalle sur 3 appuis.	87
Figure 3.27: schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.....	91
Figure 3.28: panneau de dalle sur 3 appuis.	92
Figure 3.29: schéma de ferrailage de la dalle	96
Figure 3.30: dalle pleine sur 2 appuis	96
Figure 3.31: schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.	100
Figure 3.32: dalle pleine sur 4 appuis.	101
Figure 3.33: schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	105
Figure 3.34: dalle pleine sur 4 appuis	105
Figure 3.35: schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	106
Figure 3.36: schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	109
Figure 3.37 : Cage de l'ascenseur.....	112
Figure 3.38: la surface d'impact.	116
Figure 3.39: vue en coupe du ferrailage de la dalle.	120
Figure 3.40: schéma du ferrailage de la dalle.....	120
Figure 3.41 : Coupe transversale de l'acrotère	121
Figure 3.42 : Section a calcul	123
Figure 3.43 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	126
Figure 4.1 : modèle du bloc A	132

Figure 4.2 : disposition des voiles.....	132
Figure 4.3 :1 ^{er} mode de vibration (translation selon l'axe X).....	134
Figure 4.4 : 2 ^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe Y).....	134
Figure 4.5 :3 ^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)	134
Figure 5.1: Section d'un poteau.....	147
Figure 5.2: Zone de recouvrement.....	149
Figure 5.3: Schémas de ferrailage de poteaux rectangulaire et circulaire 55 × 55	150
Figure 5.4 : Schémas de ferrailages des poutres.....	159
Figure 5.5: Repérage des voiles.....	161
Figure 5.6: Schéma d'un voile plein.....	161
Figure 5.7: Schéma de ferrailage du voileVx1	168
Figure 6.1 : dalle sur 04 appuis.....	174
Figure 6.2 : Schémas des sollicitations sur les nervures longitudinales.....	177
Figure 6.3 : Schémas sollicitations sur les nervures transversales.....	178
Figure 6.4 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens XX.....	180
Figure 6.5: Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens YY.....	180
Figure 6.6: Schéma de ferrailage du voile périphérique.	184

Liste des tableaux :

Tableau.1.1 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser	6
Tableau.2.1 : évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	17
Tableau.2.2 : évaluation des charge et surcharge de plancher étage courant	17
Tableau.2.3 : évaluation des charges et surcharge de la dalle pleine	18
Tableau.2.4 : évaluation des charges et surcharge du palier.....	18
Tableau.2.5 : évaluation des charges et surcharge de la volée.....	19
Tableau.2.6 : poids des éléments	21
Tableau.2.7 : Charge d'exploitation Q sur les plancher.....	22
Tableau.2.8 : Poids propre des poteaux.....	22
Tableau.2.9 : Descente de charges pour le poteau B4.....	23
Tableau.2.10 : Vérification des poteaux la compression simple.....	25
Tableau.2.11 : Vérification des poteaux au flambement	26
Tableau.2.12 : Poids propre des poteaux.....	28
Tableau.2.13 : Descente de charges pour le poteau A4.....	29
Tableau.2.14 : Vérification des poteaux la compression simple.....	31
Tableau.2.15 : Vérification des poteaux au flambement.....	32
Tableau 3.1 : charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	36
Tableau 3.2 : Tableau récapitulatif des moments en travées et en appuis et d'efforts tranchants des différents types des poutrelles existants :	48
Tableau 3.3 : Armatures longitudinales calculées et ceux opté	49
Tableau 3.4 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	50
Tableau 3.5 : Evaluation des flèches.....	51
Tableau 3.6 : Caractéristiques des escaliers	53
Tableau 3.7 : Caractéristiques des escaliers	56
Tableau 3.8 : Sollicitation à l'ELU et l'ELS	57
Tableau 3.9 : Ferrailage.....	57
Tableau 3.10 : Sollicitation à l'ELU et l'ELS	62
Tableau 3.11 : Ferrailage.....	63
Tableau 3.12 : Sollicitation à l'ELU et l'ELS	66
Tableau 3.13 : Ferrailage.....	66
Tableau 3.14: Charges transmises.....	69
Tableau 3.15 : Sollicitation à l'ELU et l'ELS	69
Tableau 3.16 : Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple.	70
Tableau 3.17 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	76
Tableau 3.18: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.....	77
Tableau 3.19 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.	78
Tableau 3. 20 : ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	80
Tableau 3.21: contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis	81
Tableau 3. 22 : ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	83
Tableau 3.23: contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis	84
Tableau 3.24 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.....	85
Tableau 3.25 : ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	88
Tableau 3.26: contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis	89
Tableau 3.27 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.....	90
Tableau 3.28: contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis	93
Tableau 3.29: contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis	94
Tableau 3.30 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.....	95
Tableau 3.31: contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.....	97
Tableau 3.32: contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.....	98
Tableau 3.33 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.....	99
Tableau 3.34: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.....	102
Tableau 3.35: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.....	102
Tableau 3.36 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.....	104
Tableau 3.37: moment et ferrailage de la dalle D2.....	105

Tableau 3.38: Armatures longitudinales.	107
Tableau 3.39: section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	113
Tableau 3.40: vérification des contraintes.....	115
Tableau 3.41: ferrailage de la dalle de la salle des machines.	117
Tableau 3.42: vérification des contraintes.....	119
Tableau 3.43 : Combinaisons de calcul.....	122
Tableau 3.44 : Ferrailage de la lèacrotère à la flexion simple.	123
Tableau 4.1 : valeur de Q	129
Tableau 4.2 : vérification de la résultante sismique pour le bloc A (R+8).....	131
Tableau 4.3 : taux de participation massique avec sous-sol	133
Tableau 4.4 : vérification de l'effort normal réduit.....	135
Tableau 4.5 : justification de l'interaction sous charges verticales.....	135
Tableau 4.6 : justification de l'interaction sous charges horizontales.....	136
Tableau 4.7: vérification vis-à-vis des déformations (x-x).....	137
Tableau 4.8 : vérification vis-à-vis des déformations (y-y).....	138
Tableau 4.9: vérification des effets $p - \Delta$	139
Tableau 4.10: vérification des effets $p - \Delta$	139
Tableau 5.1: Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	141
Tableau 5.2: Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux circulaires.	141
Tableau 5.3: Sollicitations dans les poteaux.....	142
Tableau 5.4 : Ferrailage des poteaux rectangulaire et circulaire	143
Tableau 5.5: Les armatures transversales adoptées pour les poteaux rectangulaires	144
Tableau 5.6: Les armatures transversales adoptées pour les poteaux circulaires.....	144
Tableau 5.7: Justification de l'effort normal réduit pour les poteaux rectangulaires.	145
Tableau 5.8: Justification de l'effort normal réduit pour les poteaux circulaires.	146
Tableau 5.9: Vérification des contraintes dans le béton.....	147
Tableau 5.10: Vérification des contraintes tangentielles.....	148
Tableau 5.11: Vérification des contraintes tangentielles.....	148
Tableau 5.12 : ferrailage des poutres principales	151
Tableau 5.13 : ferrailage des poutres secondaires	152
Tableau 5.14: Vérification des contraintes tangentielles.....	154
Tableau 5.15: Vérification au cisaillement.....	154
Tableau 5.16: Vérification de l'état limite de compression du béton.	154
Tableau 5.17: Vérification à la flèche.	155
Tableau 5.18: Moments résistant dans les poteaux.	156
Tableau 5.19: Moments résistants dans les poutres.	156
Tableau 5.20: Vérification des zones nodales	157
Tableau 5.21: Récapitulation des efforts dans les voiles pour la galerie commerciale	162
Tableau 5.22: Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 1,2 et RDC.	162
Tableau 5.23: Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 3,4 et 5.	163
Tableau 5.24: Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 6 et 7.	163
Tableau 5.25: Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 8.....	163
Tableau 5.26: Ferrailage des voiles selon xx' , y et y' de la galerie commerciales.	164
Tableau 5.27: Ferrailage des voiles selon xx' , y et y' du RDC, étage 1 et 2.	164
Tableau 5.28: Ferrailage des voiles selon xx' , y et y' du 3,4,5 étages	165
Tableau 5.29: Ferrailage des voiles selon xx' , y et y' du 6,7 étages	166
Tableau 5.30: Ferrailage des voiles selon xx' , y et y' du 8 étages.....	167
Tableau 6.1. Résultats de ferrailage de radier.....	175
Tableau 6.2. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.....	177
Tableau 6.3. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.	178
Tableau 6.4. Résultats de ferrailage des nervures.....	179
Tableau 6.5. Vérification des contraintes dans les nervures.....	179
Tableau 6.6: tableau de ferrailage.....	182
Tableau 6.7: résultats de calcul et vérification à l'ELS.....	183

Sommaire

Introduction général	1
Chapitre 01 : présentation du projet.....	2
1.1 Présentation de l'ouvrage	2
1.2 Caractéristique géométrique de la structure	2
1.3 Données géotechniques du site	2
1.4 Description structurale	3
1.5 Règlements et normes utilisés	3
1.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
1.7 Actions et sollicitations	6
Chapitre 02 : pré dimensionnements	8
2.1 INTRODUCTION	8
2.2 Pré dimensionnement des éléments	8
2.3. Les escaliers.....	14
2.4. Les poteaux.....	17
Chapitre 03 : Etude des éléments secondaires	33
3.1. Calcul des planchers	33
3.2. Etude des escaliers :.....	52
3.3. Etude de la poutre brisée	68
3.4. Etude des dalles pleines.....	73
3.5.Etude de la poutre de chaînage	106
3.7. L'acrotère	120
3.7. L'acrotère	120
Chapitre 04 : Modélisation 3D et Etude sismique	127
4.1. Notions sur la physique du séisme :	127
4.2. Conception parasismique :.....	127
4.3. Méthodes de calcul	127
4.4. Modèle de Bloc A.....	132
Chapitre 05 : Etudes des éléments structuraux	140
5.1. Introduction	140
5.2. Étude des poteaux.....	140
5.3. Études des poutres	150
5.4. Vérification des zones nodales	155
5.5. Étude des voiles	159
5.6. Conclusion.....	168
Chapitre 06 : Etude de l'infrastructure	169

6.1. Introduction :	169
6.2.Choix du type de fondation:	169
6.3. Étude du voile périphérique.....	181
6.4. Conclusion.....	184
Conclusion générale.....	185
Bibliographie	
Annexe	

Introduction général

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, les ingénieurs sont appelés à s'occuper de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de constructions, afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des occupants, car l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces dernières années, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R + 8+ 2 sous sol+soupente(en bois), présentant une irrégularité en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Le travail a été présenté comme suit :

- ✓ Présentation du projet ;
- ✓ Pré dimensionnement des éléments ;
- ✓ Etude des éléments secondaires ;
- ✓ Modélisation 3D et Etude sismique ;
- ✓ Etude des éléments structuraux ;
- ✓ Etude de l'infrastructure.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

Chapitre 01 : présentation du projet

1.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est le bloc A du projet 219 logements de la promotion Sarl Sidia Surface à sidi Aiche. L'ouvrage en question est un immeuble en R+8 avec galerie commerciale et 2 sous sol. La galerie commerciale avec la soupenne en bois sont destinés à l'usage commercial, la moitié du rez-de-chaussée réservée pour service. Les 2 sous sol réservés au stationnement de véhicules (Parking) et le reste des étages prévu pour l'habitation. L'ouvrage est donc classé d'après le RPA99/Version 2003 dans le groupe d'usage 2 ayant une importance moyenne.

Le terrain retenu pour recevoir le projet est le site de l'ancien Souk El Fellah de la ville de sidi, à droite de RN24 reliant Bejaïa à bouira. Le terrain se trouve à 10 mètre au sud de l'avenue du 1^{er} Novembre et a 10 mètre au nord de la berge Oued Soummam. La commune de sidi aiche de la wilaya de Bejaïa est classé donc d'après le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version 2003) comme zone IIa de moyenne sismicité.

1.2 Caractéristique géométrique de la structure

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont :

- Hauteur des sous sol $H = 2.80m$
- Hauteur de la galerie commerciale..... $H = 5.95m$.
- Hauteur de RDC..... $H = 3.06m$
- Hauteur des étages courant..... $H = 3.06m$
- Hauteur totale de bâtiment hors sol..... $h_t = 35.99m$
- Longueur de bâtiment..... $L_x = 25.15m$
- Largeur de bâtiment..... $L_y = 21.15m$

1.3 Données géotechniques du site

Selon le rapport de sol qui est établi par le laboratoire national de l'habitat et de la construction « Groupe LNHC » et laboratoire de l'habitat et de la construction Filiale Est « L.H.C.Est », Le sol est composé essentiellement de sables grossiers marneux avec la présence de gros galets en surface à des sables très fins vaseux en profondeur.

Le sol en place est de très faible portance, soit une contrainte admissible de 0.36 bar jusqu'à -8.00 mètres de profondeur.

Compte tenu des ces mauvaises caractéristiques, l'opération d'amélioration de sol par colonnes ballastées est effectuée par KELLER suivi par des essais de contrôles de façon à valider les nouvelles caractéristique mécanique du sol renforcé.

Sur la hauteur de la colonne ballastée inspectée, la valeur moyenne de résistance en pointe à partir de 1m de profondeur est de 130 bar qui est supérieure à l'objectif de 100 bars définis dans les recommandations C.F.M.S. par contre, les caractéristiques physico-mécaniques du sol à savoir γ , C et ϕ n'ont pas été communiqués dans le rapport de sol.

1.4 Description structurale

1.4.1 Ossature et système de contreventement

Etant donné que la hauteur de notre bâtiment dépasse 14 mètre et d'après le RPA 99/Version 2003, le contreventement ne peut pas être assuré uniquement par des portiques auto-stable. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte voile-portiques.

1.4.2 Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

1.4.3 Les escaliers

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

1.4.4 Maçonnerie

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses avec 30 cm d'épaisseur séparées par une âme d'air de 5cm.
- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique creuse d'épaisseur 10cm.

1.4.5 Acrotère

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

1.5 Règlements et normes utilisés

Notre projet est fait conformément aux règlements suivants :

- CBA93.
- BAEL 91 modifier99.
- RPA 99/Version 2003.
- DTR BC 2 .2.
- DTR BC2.33.1

1.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL91/99.

- **Béton**

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui sont développées.

Résistance caractéristique

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est de 25MPa prévue à 28j, et par conséquent, la résistance à la traction est :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1MPa \quad \text{CBA93(Art A. 2.1.2).}$$

Contraintes limites

1. **A l'ELU** : est notée σ_{bc} tel que

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{CBA93(Art A. 4.3.4).}$$

Avec

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ en cas de situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ en cas de situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1: \text{ lorsque } T > 24h. \\ \theta = \text{ lorsque } 1h \leq T \leq 24h. \\ \theta = 0.8: \text{ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1h. \end{cases}$$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur fait en négligent le fluage de béton.

2. **A l'ELS** : est donné par $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

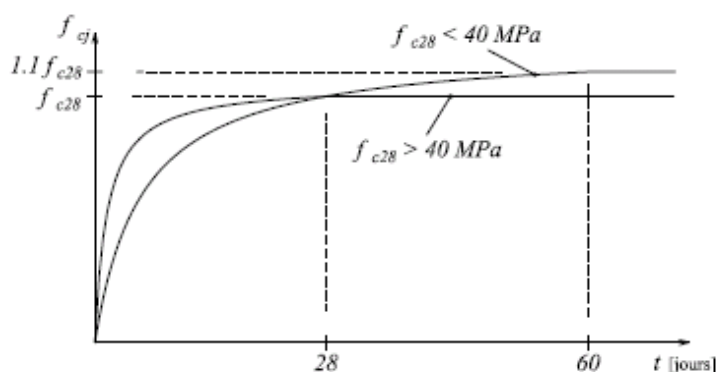


FIG. 1.1 – Evolution de f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Contrainte ultime de cisaillement de béton

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA Pour FPN} \\ \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPA Pour FN} \end{cases}$$

Module de déformation longitudinale du béton

Ils existent deux modules de déformation déterminés.

1. Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h on a :

$$E_{i28} = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164.2 \text{ MPA}$$

2. le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{v28} = (1/3) * E_{i28} = 10721.4 \text{ MPA}$$

Module déformation transversale du béton

Il est donné par :

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

Avec E : module de Young

V : Coefficient de poisson

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

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS (Art A.2.1, 3 BAEL91).

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

$G = 0.5E$ Pour le béton fissuré (ELU).

- **L'acier**

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500MPa$

- Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures :
 - Haute adhérence de nuance Fe400 (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
 - Treillis soudés de nuance Fe500 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux).
 - Ronds lisses de nuance Fe235 (pour les armatures transversales des poutrelles).

Contrainte limite de l'acier**1. A l'ELU**

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

Et γ_s est un coefficient de sécurité partiel qui vaut 1.15 sauf pour les combinaisons accidentelles où il vaut 1.

2. A l'ELS

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

Cas 1 :

Fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e$$

Cas 2 :

Fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$$

Cas 3 :

Fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les hautes adhérences.} \end{cases}$$

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

Matériaux utiliser

Tab 1.1 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)	
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25	
	contrainte limite a ELU	situation durable	14.2
		situation accidentelle	18.48
	Contrainte limite à l'ELS $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$	15	
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164.2	
Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721.4		
Acier	Limite d'élasticité f_e	400	
	Module d'élasticité	200000	
	contrainte à ELU	situation accidentelle	400
		situation courante	348
	contrainte à ELS	FPN	400
		FN	201.63
FTN		164.97	

1.7 Actions et sollicitations

1.7.1 Les actions

On appelle actions, les forces et les couples de forces dus aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

- Les actions permanentes notées G, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :
 - Poids propre de la structure
 - Poussée des terres et liquides.
- Les actions variables, notées Q, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que :
 - Charges d'exploitation ;
 - Charges climatiques (neige, vent) ;
 - Charges dues à l'effet de température ;

- Charges appliquées en cours d'exécution.
- Les actions accidentelles, notées F_A , provenant de phénomènes rares, tels que séismes, chocs.

1.7.2 Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de la résistance de l'élément.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de la résistance de l'élément.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Action variable dite d'accompagnement.

Situations durables ou transitoires

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3\Psi_{0i}Q_i \quad (\text{A. 3.3,21 BAEL91})$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ Dans le cas général.

$\gamma_{Q1} = 1.35$ Pour les bâtiments agricoles a faible densité d'occupation humaine.

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

Situations accidentelles

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{max} + G_{min} + \Psi_{11}Q_1 + F_A + \sum \Psi_{2i}Q_i \quad (\text{A. 3.3,22 BAEL91})$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

Ψ_{11} : Valeur fréquente d'une action variable.

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

Sollicitations vis à vis de l'ELS

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i}Q_i \quad (\text{A. 3.3,3 BAEL91})$$

Les combinaisons d'action

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35G + 1.5Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + G \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Chapitre 02 : pré dimensionnements

2.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons effectuer un pré dimensionnement des différents éléments constituant l'ouvrage en question. Cette étape nous permettra de prévoir les sections minimales des éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les sollicitations et les efforts auxquels ils sont soumis. Cette opération sera réalisée conformément aux lois et règles dictées par la réglementation en vigueur. Par ailleurs, il est à noter que les résultats trouvés dans ce chapitre ne seront pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérification dans la phase dimensionnement.

2.2 Pré dimensionnement des éléments

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel du plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature. Dans notre structure, on trouve des planchers à corps creux et des dalles pleines.

2.2.1 Les planchers à corps creux

La hauteur du plancher h_t doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5}$$

l_{max} : La portée max entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

- On supposera que la largeur des poutres est 30 cm (appuis des poutrelles).
- Le choix du sens de disposition des poutrelles est pris selon le critère de la continuité et le et les critères de la plus petite portée.

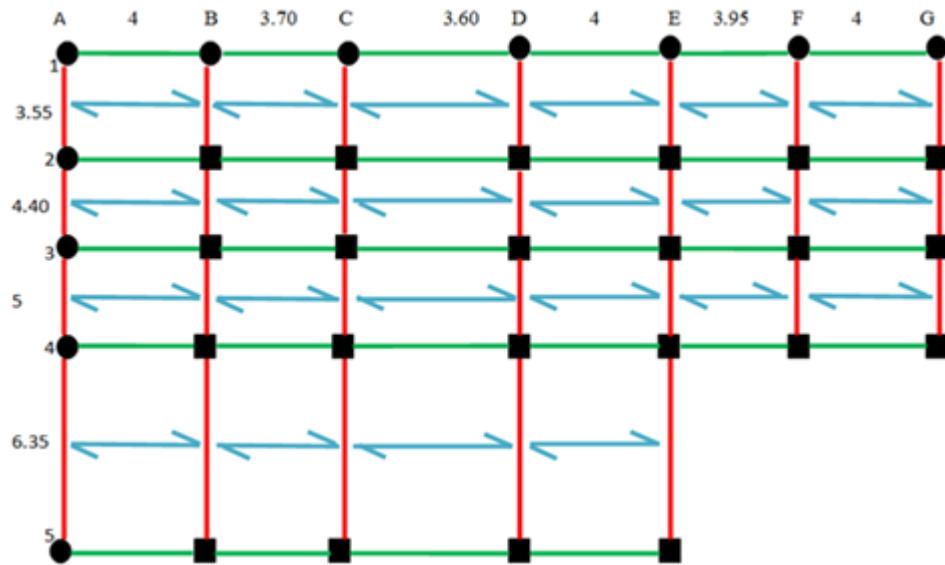


Figure 2.1 : disposition de poutrelle plan étages de la galerie commerciale et sous-sol 1,2

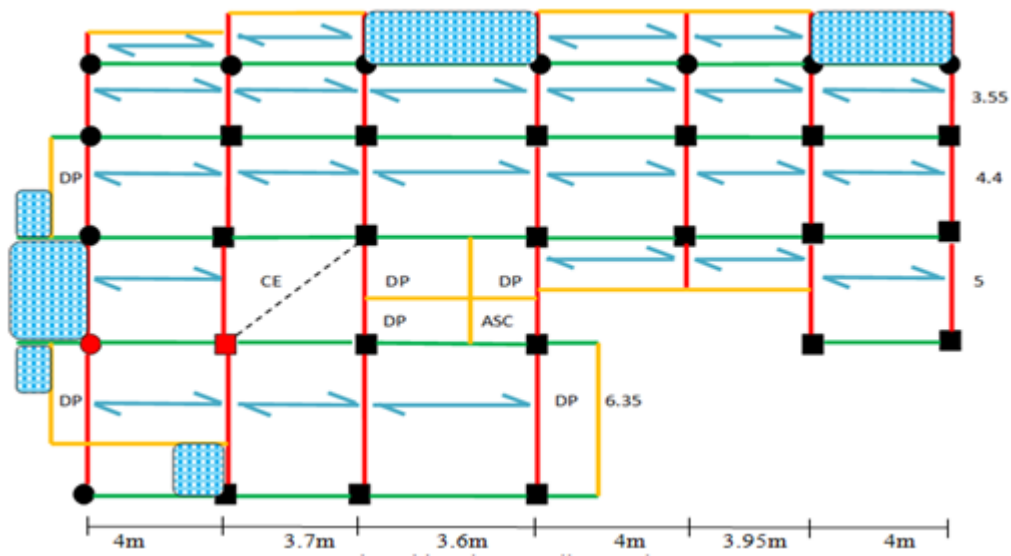


Figure 2.2 : disposition de poutrelle pour les étages courants

$$h_t = \frac{400 - 30}{22,5} = 16,44 \text{ cm}$$

On va opter pour une hauteur : $h_t = 20 \text{ cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$ avec $\begin{cases} \text{corp creux} & 16 \text{ cm} \\ \text{dalle plein} & 4 \text{ cm} \end{cases}$

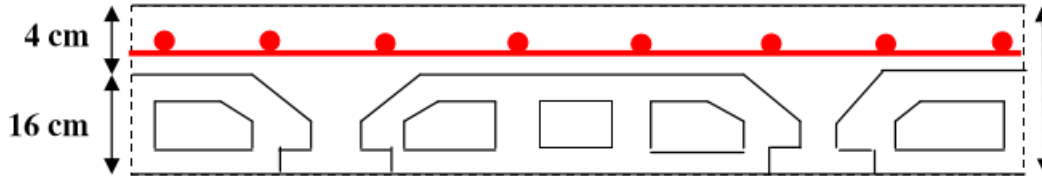


Figure 2.3 planché à corps creux

2.2.2 Les poutrelles

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé ou coulés sur place en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Les poutrelles se calculent comme une section en T.

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

b : Largeur de la table de compression

h : Epaisseur du plancher

L_x : Distance entre deux poutrelles successives.

l_y : Distance minimales entre nus d'appuis des poutrelles.

$$\frac{b-b_0}{2} = \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \quad \text{CBA93 (art A.4.1.3)}$$

Avec:

- $b_0 = 10 \text{ cm}$
- $L_y = 360 - 30 = 330 \text{ cm}$ $L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$
- $b \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{330}{10}\right)$
- $b \leq \min(27,5, 33)$
- $b = 65 \text{ cm}$

2.2.3 Les poutres :

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous avons respectés les recommandations du : RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93.

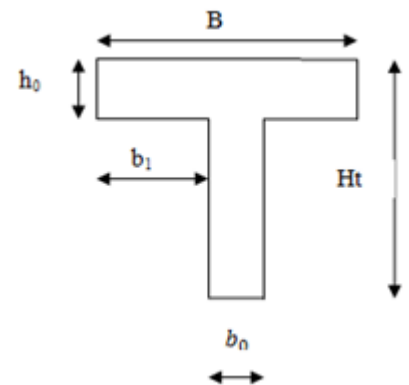


Figure 2.4 : schémas d'une poutrelle

2.2.3.1 poutres principales :

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

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

L : Portée maximale entre nus d'appuis de la poutre.

$$L = 635 - 30 = 605\text{cm} \Rightarrow 40,33 \leq h \leq 60,5$$

On prend : $h = 45\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

2.2.3.2 les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par le critère de flèche qui est :

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

L : Portée libre maximale entre nus d'appuis de la poutre.

$$L = 400 - 30 = 370\text{cm} \Rightarrow 24,67 \leq h \leq 37$$

On prend : $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

Vérifications selon RPA 99

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $(b * h) = (0.30 * 0.45)$

Poutres secondaires : $(b * h) = (0.30 * 0.35)$

2.2.4 Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 .une fois la résistance à la compression vérifiées ; ces poteaux doivent répondre au critère de la stabilité de forme exigé par le RPA.

On fixera les dimensions des poteaux, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- Sous-sol 1, sous-sol 2, galerie commerciale $(b \times h) = (60 \times 60)$
- Etages 1 et RDC $(b \times h) = (55 \times 55)$
- Etages 2 et 3 $(b \times h) = (50 \times 50)$
- Etages 4 et 5 $(b \times h) = (45 \times 45)$
- Etages 6 et 7 $(b \times h) = (40 \times 40)$
- Etages 8 $(b \times h) = (35 \times 35)$
- Terrasse $(b \times h) = (35 \times 35)$

2.2.5 Dalles pleines

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

2.2.5.1 Critère de résistance :

- $e \geq \frac{l_x}{20}$ Dalle sur un seul appui
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ Dalle sur 2 appuis
- $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ dalle sur 3 ou 4 appuis

l_x : Est la petite portée du panneau le plus sollicité.

l_y : Est la grande portée de la dalle

2.2.5.2 résistance au feu :

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

Dalle pleine sur 3 appuis :

$l_x = 165 \text{ cm}$ Et $l_y = 330 \text{ cm}$

$\frac{165}{50} \leq e \leq \frac{165}{40}$ Implique $3.3 \text{ cm} \leq e \leq 4.125 \text{ cm}$

Est égale à $e = 4 \text{ cm}$

$l_x = 155 \text{ cm}$ Et $l_y = 370 \text{ cm}$

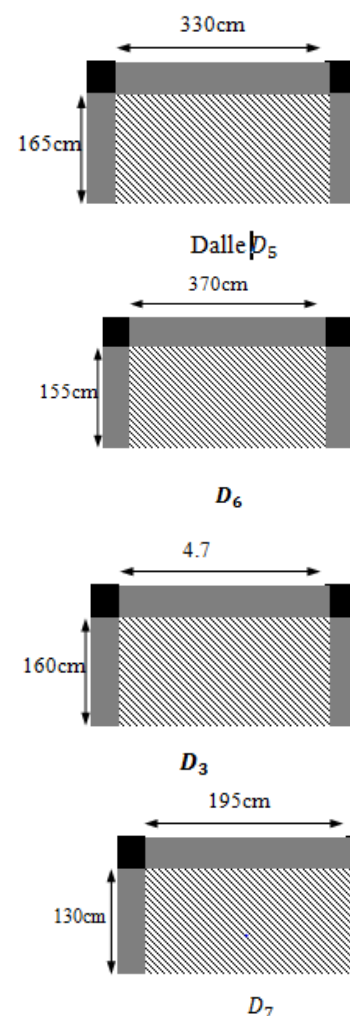
$\frac{155}{50} \leq e \leq \frac{155}{40}$ Implique $3,1 \text{ cm} \leq e \leq 3,9 \text{ cm}$ est égale à $e = 3 \text{ cm}$

$l_x = 160 \text{ cm}$, $l_y = 470 \text{ cm}$

$\frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40}$ Implique $3.2 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$ est égale à $e = 4 \text{ cm}$

$l_x = 130 \text{ cm}$ Et $l_y = 195 \text{ cm}$

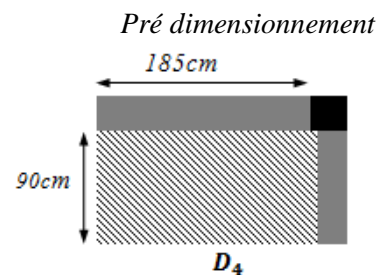
$\frac{130}{50} \leq e \leq \frac{130}{40}$ Implique $2.6 \text{ cm} \leq e \leq 3.25 \text{ cm}$ est égale à $e = 3 \text{ cm}$



Dalle pleine sur 2 appuis :

Appuis : $l_x = 90 \text{ cm}$, $l_y = 185 \text{ cm}$

$$\frac{90}{35} \leq e \leq \frac{90}{30} \quad \text{Implique} \quad 2.57 \text{ cm} \leq e \leq 3 \text{ cm} \quad \text{est égale à} \\ e = 3 \text{ cm}$$



Dalle sur 4 appuis

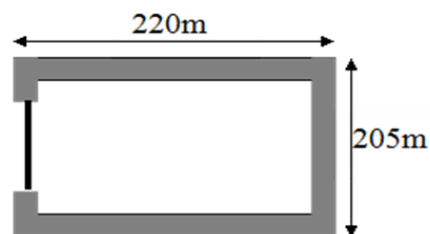
ASCENCEUR

$l_x = 205 \text{ cm}$ Et $l_y = 220 \text{ cm}$

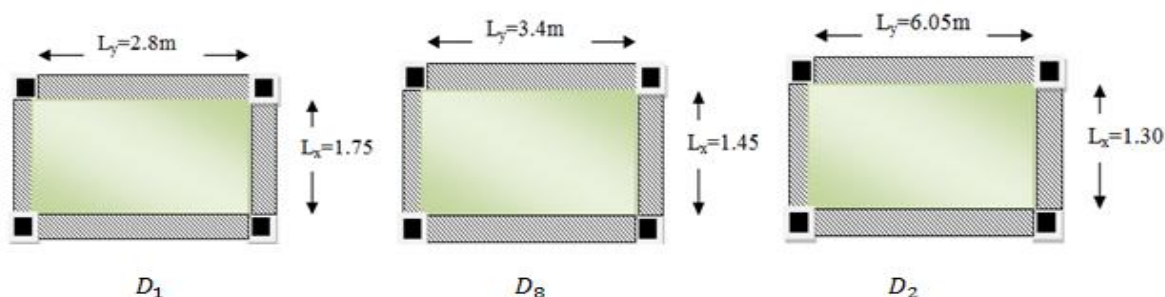
$$\frac{205}{50} \leq e \leq \frac{205}{40}$$

Implique $4,1 \text{ cm} \leq e \leq 5,125 \text{ cm}$

Est égale à $e = 5 \text{ cm}$



Cage d'ascenseur



$l_x = 175 \text{ cm}$ Et $l_y = 2.8 \text{ cm}$

$$\frac{175}{50} \leq e \leq \frac{175}{40}$$

Implique $3.5 \text{ cm} \leq e \leq 4.375 \text{ cm}$

Est égale à $e = 4 \text{ cm}$

Les dalles pleines sont utilisées dans le balcon, la cage d'escalier de l'ascenseur,

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faible alors le pré-dimensionnement se fera suivant la condition de 2h de coup de feu

$e \geq 11 \text{ cm}$ Donc $e_{dp} = 15 \text{ cm}$

2.2.6 Les voile :

La condition est $e \geq \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$

Pour le sous-sol 2 et le sous-sol 1

$$\begin{cases} h_e = 2,60 \text{ m} \\ h_e = 2,50 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} e \geq 13 \text{ cm} \\ e \geq 12,5 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e \geq 15 \text{ cm} \text{ Donc } e_f = 30 \text{ cm}$$

Pour la galerie commerciale :

$h_e = 5,65 \text{ m}$ Donc $e \geq 28,25 \text{ cm}$ on prend $e \geq 30 \text{ cm}$ donc $e_f = 30 \text{ cm}$

RDC et Étages courant :

$h_e = 2,76 \text{ m}$ Alors $e \geq 13,80 \text{ cm}$ on prend $e \geq 15 \text{ cm}$ donc $e_f = 20 \text{ cm}$

2.3. Les escaliers

2.3.1. Définition

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches et de contremarches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. La figure ci-dessous montre les différents éléments constituant un escalier :

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)

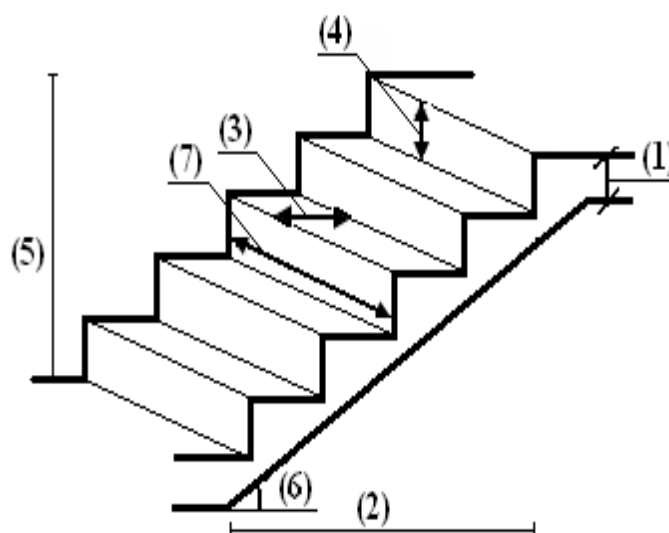
(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)



H_e : Hauteur d'étage

- Le dimensionnement revient à déterminer :
 - la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
 - la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h + g = m; \text{ avec } 60 \leq m \leq 65 \text{ cm}$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

Avec :

$$h = H/n$$

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

n : est le nombre de marches sur la volée

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier, Escalier droits à quatre(04) volées dont leur calcul dépend d'un mode d'appuis choisi :

- On peut appuyer l'escalier sur la poutre AB, créer un voile au niveau de CD et on adopte une poutre palière brisée en BC.

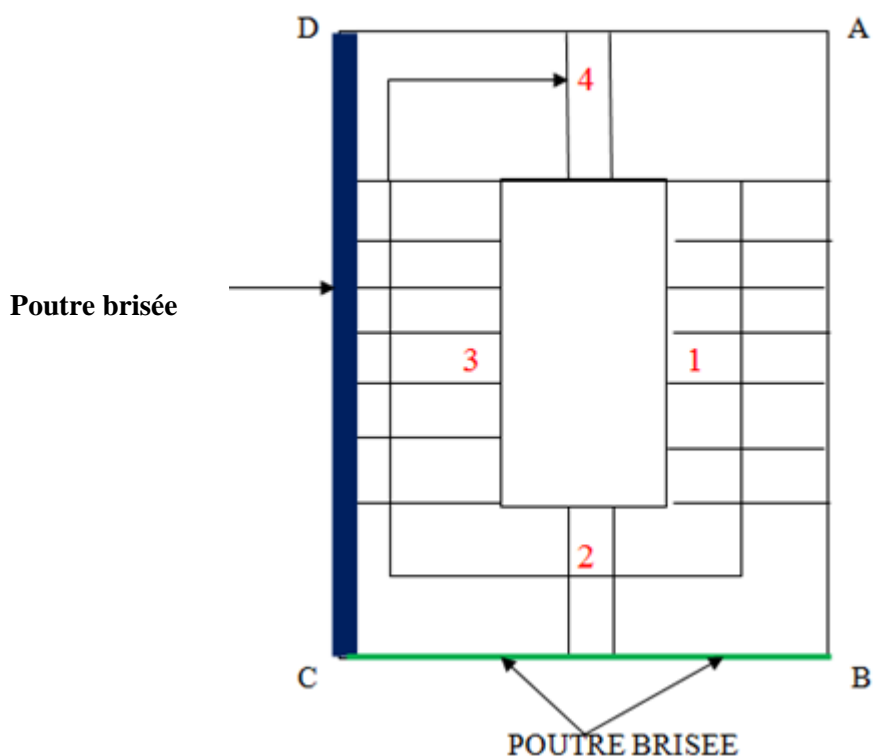


Figure. 2.5 : vue en plan de l'escalier

Partie 01 :

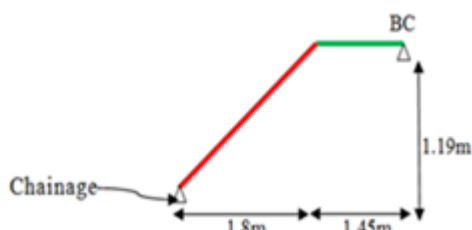


Figure 2.6 :schémas statique de la partie 01

Epaisseur de la paillasse :

La longueur développée est :

$$L = L_p + L_v = 1.45 + \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} = 3.61m$$

$$\frac{361}{30} \leq e \leq \frac{361}{20} \Rightarrow 12.03cm \leq e \leq 18.05cm.$$

$$e = 15cm$$

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a $L_{hv} = 1.8m$; $h_0 = 1.19m$

$64n^2 - (64 + 2h_0 + L_{hv})n + 2h_0 = 0 \Rightarrow 64n^2 - 482n + 238 = 0$. On résout cette équation en obtient :

Le nombre de contre marche est $n=7$ et le nombre de marche $n-1=6$ marche.

Calcul de giron (g) et la hauteur d'une contre marche :

$$g = \frac{l_{hv}}{n - 1} = \frac{180}{6} = 30cm$$

$$h = \frac{h_0}{n} = \frac{119}{7} = 17cm$$

Partie 02 et 03 :

Elles se calculent comme des consoles encastées dans la poutre brisée et dans le voile respectivement comme l'indique la figure suivante :

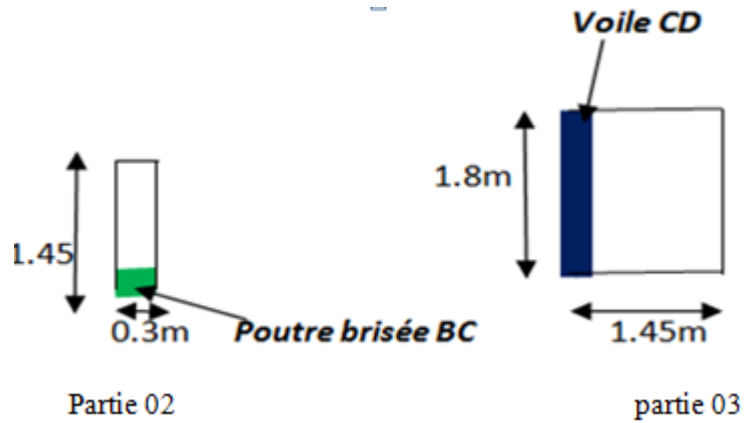


Figure 2.7 : schémas statique des parties 02 et 03

Epaisseur de la paillasse :

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{145}{20} = 7.25cm$$

$e \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe-feu.

On prend $e=15cm$

Calcul du nombre de marche, de contre marche, Calcul de giron (g) et la hauteur d'une contre marche pour la partie 03 est identique a celui de la partie 01 et pour la partie 02 est identique a la partie 04.

Partie 04 :

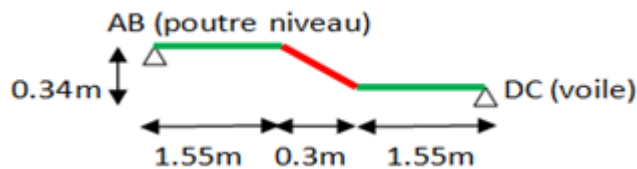


Figure 2.8 : schémas statique de la partie 04

Epaisseur de la paillasse :

La longueur développée est :

$$L = L_p + L_v + L_p = 1.55 + \frac{0.30}{\cos\theta} + 1.55 = 3.55m \text{ avec } \theta = \text{tg}^{-1}\left(\frac{0.34}{0.30}\right) = 48.58^\circ$$

$$\frac{355}{30} \leq e \leq \frac{355}{20} \Rightarrow 11.83\text{cm} \leq e \leq 17.75\text{cm}.$$

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

Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a $L_{hv} = 1.8\text{m}$; $h_0 = 1.19\text{m}$

$64n^2 - (64 + 2h_0 + L_{hv})n + 2h_0 = 0 \Rightarrow 64n^2 - 162n + 68 = 0$. On résout cette équation en obtient :

Le nombre de contre marche est $n=2$ et le nombre de marche $n-1=1$ marche.

Calcul de giron (g) et la hauteur d'une contre marche :

$$g = \frac{l_{hv}}{n-1} = \frac{30}{1} = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{h_0}{n} = \frac{34}{2} = 17\text{cm}$$

2.4. Les poteaux

Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation pour les différents plancher est résumé dans les tableaux suivants conformément au [DTR BC .2.2].

- Plancher terrasse inaccessible

Tableau. 2.1 : évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfacique G (KN/m ²)
Gravillon de protection	0,05	17	0,85
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
isolation thermique	0,04	4	0,16
Forme de pente	0,1	22	2,2
plancher à corps creux (16+4)	0,2	14	2,8
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente G	$G = 6,33\text{KN/m}^2$		
Charge d'exploitation Q	$Q = 1\text{KN/m}^2$		

- Planchers étage courant

Tableau .2.2 : évaluation des charge et surcharge de plancher étage courant

Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfacique G (KN/m ²)
Cloison de séparation	0,10	/	1
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36

plancher à corps creux (16+4)	0,2	14	2,8
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente G	$G = 5.2KN/m^2$		
Charge d'exploitation Q	$Q = 1.5KN/m^2$ (habitation)		
	$Q = 2.5KN/m^2$ (bureau)		
	$Q = 5KN/m^2$ (commerce)		
	$Q = 2.5KN/m^2$ (parking)		

- Dalles pleine

Tableau .2.3 : évaluation des charges et surcharge de la dalle pleine

Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfacique G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalles pleines	0,15	25	3,75
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente G	$G = 5.15KN/m^2$		
Q	$Q = 3.5KN/m^2$ (balcon)		

- Les escaliers

Palier

Tableau .2.4 : évaluation des charges et surcharge du palier

Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfacique G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalles pleines	0,15	25	3,75
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente G	$G = 5.15KN/m^2$		
Charge d'exploitation Q	$Q = 2.5KN/m^2$		

La volé

Tableau .2.5 : évaluation des charges et surcharge de la volé.

Description	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfacique G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalles pleines (0,15/0,83)	0,180722892	25	4,518072289
Enduit de plâtre (0,02/0,83)	0,024096386	10	0,240963855
marche (h/2)	0,17/2	22	1,87
Charge permanente G	$G = 7,829036145 \text{KN/m}^2$		
Charge d'exploitation Q	$Q = 2.5 \text{KN/m}^2$		

Calcul des charges d'exploitations :

La loi de dégression (DTR-BC2-2) :

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux, nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commerciale et bureau,

Les charges vont être sommées avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Enoncé de la loi de dégression :

Dans notre cas les surcharges d'exploitations sont égales pour chacun des 9 niveaux. $Q_1 = Q_2 = \dots$

$= Q_9 = Q$ (étage a usage d'habitation), et soit

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant la buanderie.

Q_r : La surcharge d'exploitation de RDC

Q_p : La surcharge d'exploitation de parking

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 : Q_0

Niveau 1 : Q_0+Q

Niveau 2 : $Q_0+Q+0.9 \times Q$

Niveau 3 : $Q_0+Q+0.9 \times Q+0.8Q$

Niveau 4 : $Q_0+Q+0.9 \times Q+0.8Q+0.7Q$

Niveau 5 : $Q_0+Q+0.9 \times Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q$

Niveau 6 : $Q_0+Q+0.9 \times Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q$

Niveau 7 : Surcharge niveau 6+0.5×Q

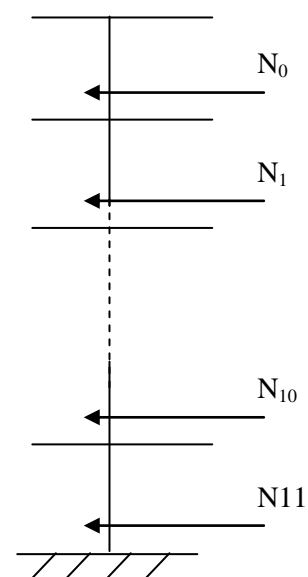


Figure 2 .9: Schéma de dégression des surcharges

Niveau 8 : Surcharge niveau 7+0.5×Q

Niveau 9 : Surcharge niveau 8+0.5×Q

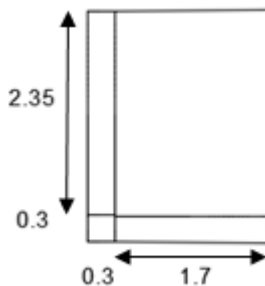
Niveau 10 : Surcharge niveau 9+Q_r

Niveau 11 : Surcharge niveau 10+Q_p

Poteau B4:

Calcul des surfaces afférentes :

- Plancher Terrasse inaccessible :



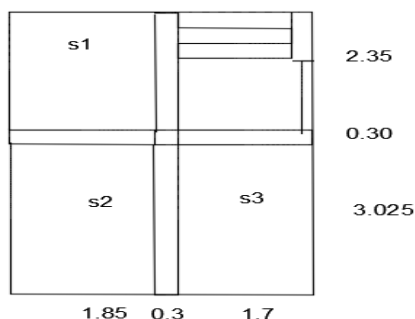
Pour Q :

$$S = (1,7+0,3) \times (2,35+0,3) = 5,3m^2$$

Pour G :

$$S = 1,7 \times 2,35 = 3,99m^2$$

- Etages courants :



$$S_{palier} = 1,55 \times 1,45 = 2,25m^2$$

$$S_{volée} = (1,45 \times 0,9) + (1,45 \times 0,15) = 1,52m^2$$

Pour Q

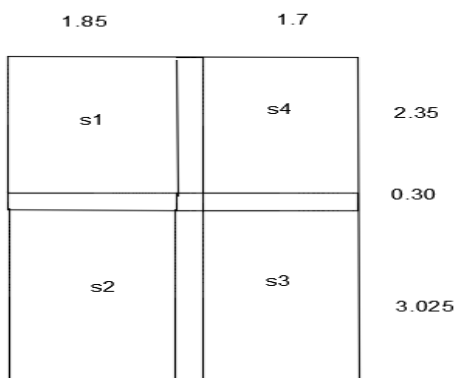
$$S_{CC} = (1,7+1,85+0,3) \times (3,025+2,35+0,3) - (2,35 \times 1,7) = 17,80m^2$$

Pour G :

$$S_{CC} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{CC} = (2,35 \times 1,85) + (3,025 \times 1,85) + (3,025 \times 1,7) = 15,09m^2$$

- Galerie commercial , sous sol 1 et sous sol 2 :



Pour Q :

$$S = (1,7 + 1,85 + 0,3) * (3,025 + 2,35 + 0,3) = 21,85m^2$$

Pour G :

$$S = (1,7 + 1,85) * (3,025 + 2,35) = 19,08m^2$$

- Plancher étage 8 :

Pour Q

$$S_{CC} = (1,7 + 1,85 + 0,3) * (3,025 + 2,35 + 0,3) - (2,35 * 1,7) = 17,80m^2$$

Pour G :

$$S_{CC} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{CC} = (2,35 * 1,85) + (3,025 * 1,85) + (3,025 * 1,7) = 15,09m^2$$

- Poids propre des planchers G :

Tableau. 2.6 : poids des éléments

Eléments	Poids surfacique KN/m^2	Surface afférente (m^2)	Poids (KN)
Terrace inaccessible	6,33	3,99	25,2567
Plancher étage 8	6,33	15,09	95,5197
étages courants	5,2	15,09	78,468
(Galerie commerciale) Sous sol 01 Sous sol 02	5,2	19,08	99,216
Palier	5,15	2,25	11,5875
volée	7,83	1,52	11,9016

- Charge d'exploitation Q :

Tableau. 2.7 : Charge d'exploitation Q sur les plancher

Eléments	Charge d'exploitation(KN/m ²) DTR	Surface afférente(m ²)	Charge (KN)
Terrace inaccessible	1	5,3	5,3
Terrace inaccessible	1	17,80	17,80
RDC et étages (1-8)	1,5	17,80	26,7
(Galerie commerciale)	5	21,85	109,25
sous sol2 (parking)	2,5	21,85	54,625
sous sol1 (parking)	2,5	21,85	54,625
Volée	2,5	1,52	3.8
Palier	2,5	2,25	5,625

- Poids propre des poteaux : $G_{pot} = \gamma * s * h$

Tableau. 2.8 : Poids propre des poteaux

Etage	Section (b*h)cm ²	Surface (m ²)	Hauteur (m)	Poids (KN)
Sous sol 1-2	(60*60)	0,36	2,80	25,2
Galerie commerciale	(60*60)	0,36	5.95	53,55
RDC et Etage 1	(55*55)	0,3025	3.06	23,14
Etage 2 et 3	(50*50)	0,25	3.06	19,13
Etage 4 et 5	(45*45)	0,2025	3.06	15,49
Etage 6 et 7	(40*40)	0,16	3.06	12,24
Etage 8	(35*35)	0,1225	3.06	9,37
Buanderie	(35*35)	0,1225	2.50	7,63

- Poids de poutre :

Poids de la poutre principale : (b * h) = (0.30 * 0.45)

Terrace inaccessible : $G_{pp} = 2.35 * 0.45 * 0.30 * 25 = 7.93KN$ avec $L_{pp} = 2.35m$

Autre étage : $G_{pp} = 5.375 * 0.45 * 0.30 * 25 = 18.14KN$ avec $L_{pp} = 2.35 + 3.025 = 5.375$

Poids de la poutre secondaire : (b * h) = (0.30 * 0.35)

Terrace inaccessible : $G_{ps} = 1.7 * 0.35 * 0.30 * 25 = 4.46KN$ avec $L_{ps} = 1.7m$

Autre étage : $G_{ps} = 3.55 * 0.35 * 0.30 * 25 = 9.32KN$ avec $L_{ps} = 1.7 + 1.85 = 3.55m$

$$\begin{aligned} \text{Terrace inaccessible : } & \begin{cases} G_{pp} = 7.93KN \\ G_{ps} = 4.46KN \\ G_{poutre} = 12.39KN \end{cases} \\ \text{Autre étage : } & \begin{cases} G_{pp} = 18.14KN \\ G_{ps} = 9.32KN \\ G_{poutre} = 27.46KN \end{cases} \end{aligned}$$

Poids de L'acrotère01 :

Dans notre cas on a $H = 60cm$

$$s = 10 * 60 + \frac{3 * 10}{2} + 6 * 10 = 675cm^2 = 0.0675m^2$$

$$\text{Périmètre : } P = L_{pp} + L_{ps} = 2.35 + 1.7 = 4.05m$$

$$\text{Poids de l'acrotère : } \begin{cases} G_{acr} = \gamma * p * s \\ G_{acr} = 25 * 4.05 * 0.0675 \\ G_{acr} = 6.834KN \end{cases}$$

Poids deL'acrotère02 :

$$\text{Périmètre : } P = L_{pp} + L_{ps} = 5,375 + 3,55 = 8,93m$$

$$\text{Poids de l'acrotère : } \begin{cases} G_{acr} = \gamma * p * s \\ G_{acr} = 25 * 8,93 * 0.0675 \\ G_{acr} = 15,07KN \end{cases}$$

Descente des charges pour le poteau B4**Tableau. 2.9 : Descente de charges pour le poteau B4**

niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N_0	Poids de l'acrotère	6,83	5,3
	Plancher Terrasse inaccessible	25,26	
	Poutre	12,39	
	Poteau (35*35)	7,63	
	Total	52,11	
N_1	venant de N_0	52,11	23,1
	Poids de l'acrotère	15,07	
	Plancher étage 9	95,52	
	Poutre	27,46	
	Poteau (35*35)	9,37	
	Total	199,53	
N_2	venant de N_1	199,53	55,62
	Plancher étage 8	78,47	
	Poutre	27,46	
	Poteau (40*40)	12,24	
	Escalier	23,49	
	Total	341,19	
	venant de N_2	341,19	
	Plancher étage 7	78,47	

N_3	Poutre	27,46	84,52
	Poteau (40*40)	12,24	
	Escalier	23,49	
	Total	482,85	
N_4	venant de N_3	482,85	109,81
	Plancher étage 6	78,47	
	Poutre	27,46	
	Poteau (45*45)	15,49	
	Escalier	23,49	
	Total	627,76	
N_5	venant de N_4	627,76	131,49
	Plancher étage 5	78,47	
	Poutre	27,46	
	Poteau (45*45)	15,49	
	Escalier	23,49	
	Total	772,67	
N_6	venant de N_5	772,67	149,56
	Plancher étage 4	78,47	
	Poutre	27,46	
	Poteau (50*50)	19,13	
	Escalier	23,49	
	Total	921,22	
N_7	venant de N_6	921,22	167,63
	Plancher étage 3	78,47	
	Poutre	27,46	
	Poteau (50*50)	19,13	
	Escalier	23,49	
	Total	1069,77	
N_8	venant de N_7	1069,77	185,69
	Plancher étage 2	78,47	
	Poutre	27,46	
	Poteau (55*55)	23,14	
	Escalier	23,49	
	Total	1222,33	
N_9	venant de N_8	1222,33	203,76
	Plancher RDC	78,47	
	Poutre	27,46	
	Poteau (55*55)	23,14	
	Escalier	23,49	
	Total	1374,89	
N_{10}	venant de N_9	1374,89	
	Galerie commerciale	78,47	
	Poutre	27,46	
	Poteau (60*60)	53,55	
	Escalier	23,49	

	Total	1557,86	221,83
N_{11}	venant de N_{10}	1557,86	
	sous-sols 2	99,22	
	Poutre	27,46	
	Poteau (60*60)	25,2	
	Total	1709,74	331,08
N_{12}	venant de N_{11}	1709,74	
	sous-sols 1	99,22	
	Poutre	27,46	
	Poteau (60*60)	25,2	
	Total	1861,62	385,71

L'effort normal de compression :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 * 1861,62 + 1.5 * 385,71$$

$$N_u = 3091,75KN$$

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 1861,62 + 385,71$$

$$N_s = 2247,33KN$$

Selon le CBA on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%

$$N_u^* = 10\% + N_u$$

$$N_u^* = 1.1N_u$$

$$N_u^* = 3400,93KN$$

VERIFICATIONS

- Vérification de poteau a la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{cal} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$; avec B : section du poteau

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2MPa$$

Tableau.2.10 : Vérification des poteaux la compression simple

Etage	$N_u^*(MN)$	Section (b*h) m^2	$\sigma_{cal} \leq \bar{\sigma}_{bc}$		observation
			$\sigma_{cal}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	
Sous-sol 1 et 2 Galerie commerciale	3,40093	0,36	9,44702778	14,2	Vérifier
RDC et 1	2,37792	0,3025	7,86089256		
2et 3	1,86519	0,25	7,46076		
4et 5	1,36437	0,2025	6,73762963		
6et 7	0,85649	0,16	5,3530625		
8 et terrasse	0,33442	0,1225	2,72995918		

- Vérification du critère de stabilité de forme :

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement.)

$$N_u^* \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_b} \right]$$

B_r : Aire de la section réduite du béton en retranchant 1cm sur tout le périmètre.

Avec : $l_0 = h_e - h_p$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \quad l_f = 0,7 \times l_0, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad \begin{cases} I = \frac{b \times h^3}{12} & \text{pour les poteaux rectangulaire} \\ I = \frac{\pi \times d^4}{64} & \text{pour les poteaux cerculaire} \end{cases}$$

$$\alpha \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \mapsto \text{si } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \mapsto \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}, \quad \begin{cases} s = b \times h & (\text{section rectangulaire}) \\ s = \frac{d^2 \times \pi}{4} & (\text{section cerculaire}) \end{cases}$$

D'après le BAEL $A_s = 0,8\% \times B_r$, on prend $A_s = 1\% \times B_r$

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_b} \right]}$$

Tableau.2.11 : Vérification des poteaux au flambement

$N_u^*(MN)$	$B(m^2)$	$L_0(m)$	$L_f(m)$	$I_{min}(m^4)$	$i_{min}(m^4)$	λ	α	$B_r(m^2)$	$B_{rcal}(m^2)$
3,40093	0,36	2,6	1,82	0,0108	0,17	10,50	0,83	0,3364	0,18516322
2,67944	0,36	5,65	3,955	0,0108	0,17	22,83	0,78	0,3364	0,15549712
2,37792	0,3025	2,76	1,932	0,00762552	0,15	12,16	0,82	0,2809	0,13024745
1,86519	0,25	2,76	1,932	0,00520833	0,14	13,38	0,82	0,2304	0,10266975
1,36437	0,2025	2,76	1,932	0,00341719	0,12	14,87	0,82	0,1849	0,07560268
0,85649	0,16	2,76	1,932	0,00213333	0,115	16,73	0,81	0,1444	0,04789935
0,33442	0,1225	2,76	1,932	0,00125052	0,10	19,12	0,80	0,1089	0,01895273

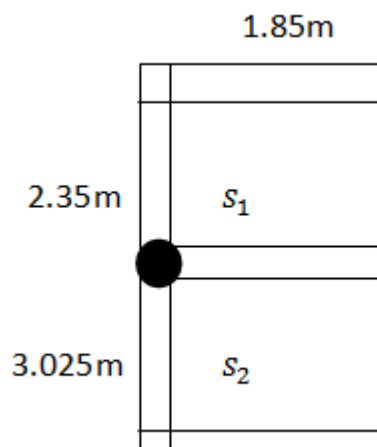
Nous avons : $B_r > B_{rcal}$

On remarque que les résultats sont vérifier pour tous les étages, donc il n'ya pas de risque de flambement pour les poteaux.

Poteau A4 (poteau circulaire) :

Calcul des surfaces afférentes :

- Sous-sol 1 et 2 et galerie commerciale :



Pour G :

$$S_1 = 2,35 \times 1,85 = 4,35m^2$$

$$S_2 = 3,025 \times 1,85 = 5,6m^2$$

$$S_{aff} = 4,35 + 5,6 = 9,95 m^2$$

Pour Q :

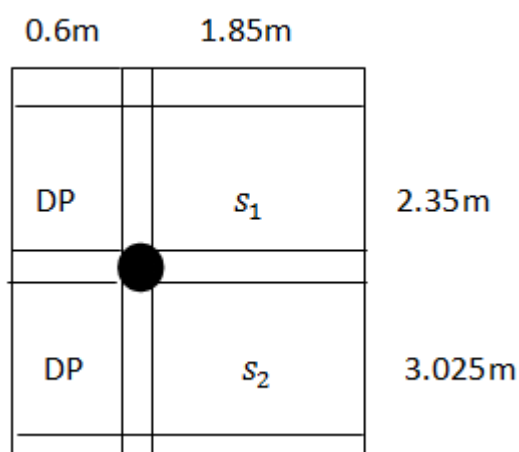
$$S_{aff} = (3,175 \times 2) + (2,5 \times 2) = 11,35m^2$$

$$Q_{hab} = 1,5 \times 11,35 = 17,02 kn$$

$$G_{GC,S} = 5,2 \times 9,95 = 51,74 KN ; Q_{parking,SERVICE} = 2,5 \times 11,35 = 28,37kn$$

$$Q_{COMMERCE} = 5 \times 11,35 = 56,75kn$$

- RDC :



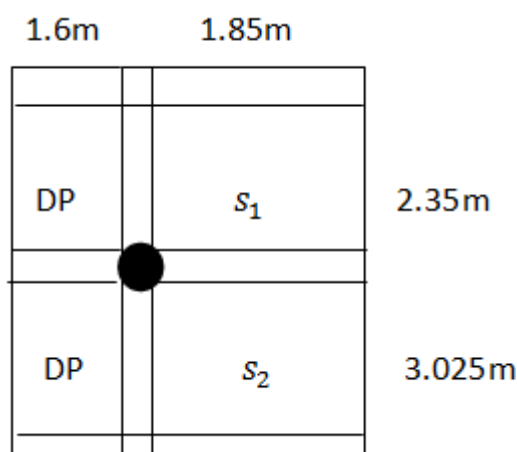
$$S_{DP}^G = (3,025 \times 0,6) + (2,35 \times 0,6) = 1,815 + 1,41 = 3,225 m^2$$

$$S_{DP}^Q = (3,175 \times 0,6) + (2,5 \times 0,6) = 1,905 + 1,5 = 3,405 m^2$$

$$G_{etage} = 5,15 \times 3,225 = 16,61 KN$$

$$Q_{etage} = 3,5 \times 3,405 = 11,92 KN$$

- Etage 4 :



$$S_{DP}^G = (3,025 \times 1,6) + (2,35 \times 1,6) = 3,76 + 4,84 = 8,6 \text{ m}^2$$

$$S_{DP}^Q = (3,175 \times 1,6) + (2,5 \times 1,6) = 4 + 5,08 = 9,08 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{etage5}} = 5,15 \times 8,6 = 44,29 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{etage5}} = 3,5 \times 9,08 = 31,78 \text{ KN}$$

- Autre étages :

$$S_{DP}^G = (1,85 \times 1,6) + (2,35 \times 1,6) = 3,76 + 2,96 = 6,72 \text{ m}^2$$

$$S_{DP}^Q = (2 \times 1,6) + (2,5 \times 1,6) = 3,2 + 4 = 7,2 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{etage}} = 5,15 \times 6,72 = 34,61 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{etage}} = 3,5 \times 7,2 = 25,2 \text{ KN}$$

- Terrasse inaccessibles :

$$S_T^G = 6,72 + 9,95 = 16,67 \text{ m}^2$$

$$S_T^Q = 7,2 + 11,35 = 18,55 \text{ m}^2$$

Poids des poteaux :

Tableau. 2.12 : Poids propre des poteaux

Etages	Diamètre (cm)	Surface $\left(\frac{(D)^2 \times \pi}{4}\right) \text{ m}^2$	Hauteur (m)	Poids (kn)
8	35	0,0961	3,06	7,35
6,7	40	0,1256	3,06	9,61
4,5	45	0,1589	3,06	12,16
2,3	50	0,1962	3,06	15,01
RDC, 1	55	0,2374	3,06	18,16
Galerie commerciale	60	0,2826	5,95	42,04

Sous-sol 1	60	0,2826	2,8	19,78
Sous-sol 2	60	0,2826	2,8	19,78

- Poids de poutre :

Poids de la poutre principale : $(b * h) = (0.30 * 0.45)$

$$G_{pp} = 5,375 * 0.45 * 0.30 * 25 = 18,14KN \text{ avec } L_{pp} = 2,35 + 3,025 = 5,375 m$$

Poids de la poutre secondaire : $(b * h) = (0.30 * 0.35)$

$$G_{ps} = 1,85 * 0.35 * 0.30 * 25 = 4,85KN \text{ avec } L_{ps} = 1.85 = 1,85m$$

$$G_{ps}^{etages1} = 2,45 * 0.35 * 0.30 * 25 = 6,43KN \text{ avec } L_{ps} = 1.85 + 0,6 = 2,45m$$

$$G_{ps}^{etages,TERRA} = 3,45 * 0.35 * 0.30 * 25 = 9,05KN \text{ avec } L_{ps} = 1.85 + 1,6 = 3,45m$$

Poids de l'acrotère :

$$\text{Périmètre : } p_{inac} = L_{pp} + L_{ps} = 5,375 + 1,85 = 7,225m$$

$$\text{Poids de l'acrotère : } \begin{cases} G_{acr} = \gamma * p * s \\ G_{acr} = 25 * 7,225 * 0.0675 \\ G_{acr} = 12,19KN \end{cases}$$

Décente de charges pour A4 :

Tableau. 2.13 : Descente de charges pour le poteau A4

Niveaux	Eléments	G(kn)	Q(kn)
N ₀	Poids de l'acrotère	12,19	18,22
	Plancher terrasse inaccessible	105,52	
	Poutre	27,19	
	Poteaux (35)	7,35	
	total	152,25	
N ₁	Venant de N ₀	152,25	60,77
	Plancher étage	51,74	
	poutre	27,19	
	Poteaux (40)	9,61	
	Plancher DP	34,61	
total	275,4		
N ₂	Venant de N ₁	275,4	98,768
	Plancher étage	51,74	
	poutre	27,19	
	Poteaux (40)	9,61	
	Plancher DP	34,61	
total	398,55		
N ₃	Venant de N ₂	398,55	
	Plancher étage	51,74	
	poutre	27,19	
	Poteaux (45)	12,16	
	Plancher DP	34,61	

	total	524,25	132,544
N_4	Venant de N_3	524,25	
	Plancher étage	51,74	
	poutre	27,19	
	Poteaux (45)	12,16	
	Plancher DP	34,61	
	total	649,95	162,10
N_5	Venant de N_4	649,95	
	Plancher étage	51,74	
	poutre	27,19	
	Poteaux (50)	15,01	
	Plancher DP	44,29	
	total	788,18	191,39
N_6	Venant de N_5	788,18	
	Plancher étage	51,74	
	poutre	27,19	
	Poteaux (50)	15,01	
	Plancher DP	34,61	
	total	916,73	212,49
N_7	Venant de N_6	916,73	
	Plancher étage	51,74	
	poutre	27,19	
	Poteaux (55)	18,16	
	Plancher DP	34,61	
	total	1047,98	233,6

N_8	Venant de N_7	1047,98	
	Plancher étage RDC	51,74	
	poutre	27,19	
	Poteaux (55)	18,16	
	Plancher DP	34,61	
	total	1179,68	254,71
N_9	Venant de N_8	1179,68	
	Plancher étage GC	51,74	
	poutre	24,57	
	Poteaux (60)	42,04	
	Plancher DP	16,61	
	total	1314,64	269,18
N_{10}	Venant de N_9	1314,64	
	Plancher sous-sol 2	51,74	
	poutre	23	
	Poteaux (60)	19,78	
	total	1409,16	325,93
N_{11}	Venant de N_{10}	1409,16	
	Plancher sous-sol 1	51,74	
	poutre	23	

	Poteaux (60)	19,78	
	total	1503,68	354,3

L'effort normal de compression :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 * 1503,68 + 1.5 * 354,3$$

$$N_u = 2561,42KN$$

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 1503,68 + 354,3$$

$$N_s = 1857,98KN$$

Selon le CBA on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%

$$N_u^* = 10\% + N_u$$

$$N_u^* = 1.1N_u$$

$$N_u^* = 2817,56KN$$

VERIFICATIONS

- Vérification de poteau a la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{cal} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2MPa$$

Tableau.2.14 : Vérification des poteaux la compression simple

poteaux	$N_u(kn)$	$N_u^*(kn)$	surface(m^2)	$\sigma_{cal}(MPa)$
35	233,36	256,69	0,0961	2,67
40	686,19	754,81	0,1256	6,01
45	1120,58	1232,64	0,1589	7,75
50	1556,32	1711,95	0,1962	8,72
55	1974,63	2172,09	0,2374	9,15
60 GC	2178,53	2396,38	0,2826	8,48
60	2561,42	2817,56	0,2826	9,97

- Vérification du critère de stabilité de forme :

Tableau.2.15 : Vérification des poteaux au flambement

poteaux	$B_R(m^2)$	$l_f(m)$	$I(m^4)$	λ	$i(m^4)$	α	$B_R^{cal}(m^2)$
35	0,0855	1,932	$7,36 \times 10^{-4}$	22,08	0,0875	0,7873	0,0153
40	0,1133	1,932	$1,256 \times 10^{-3}$	19,32	0,1	0,8011	0,0444
45	0,1451	1,932	$2,01 \times 10^{-3}$	17,18	0,1124	0,8109	0,0717
50	0,1808	1,932	$3,06 \times 10^{-3}$	15,48	0,1248	0,8179	0,0988
55	0,2205	1,932	$4,46 \times 10^{-3}$	14,10	0,1370	0,8232	0,1245
60 GC	0,2640	3,955	$6,36 \times 10^{-3}$	26,36	0,15	0,7634	0,1617
60	0,2640	1,82	$6,36 \times 10^{-3}$	12,13	0,15	0,8300	0,1602

Nous avons : $B_r > B_{rcal}$

On remarque que les résultats sont vérifiés pour tous les étages, donc il n'y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

Conclusion :

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

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL 91 (art B.8 .4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiées ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

Les dimensions des poteaux rectangulaires ont alors été fixées à :

- Sous-sol 1, sous-sol 2 $(b \times h) = (60 \times 60)$
- Galerie commerciale $(b \times h) = (60 \times 60)$
- RDC et Etages 1 $(b \times h) = (55 \times 55)$
- Etages 2 et 3 $(b \times h) = (50 \times 50)$
- Etages 4 et 5 $(b \times h) = (45 \times 45)$
- Etages 6 et 7 $(b \times h) = (40 \times 40)$
- Etages 8 $(b \times h) = (35 \times 35)$
- Terrasse $(b \times h) = (35 \times 35)$

Et pour les poteaux circulaire, les dimensions sont fixées à :

- Sous-sol 1, sous-sol 2 $(D) = (60)$
- Galerie commerciale $(D) = (60)$
- RDC et Etages 1 $(D) = (55)$
- Etages 2 et 3 $(D) = (50)$
- Etages 4 et 5 $(D) = (45)$
- Etages 6 et 7 $(D) = (40)$
- Etages 8 $(D) = (35)$

Chapitre 03 : Etude des éléments secondaires

3.1. Calcul des planchers

3.1.1. Etude des poutrelles

Les différents types des poutrelles

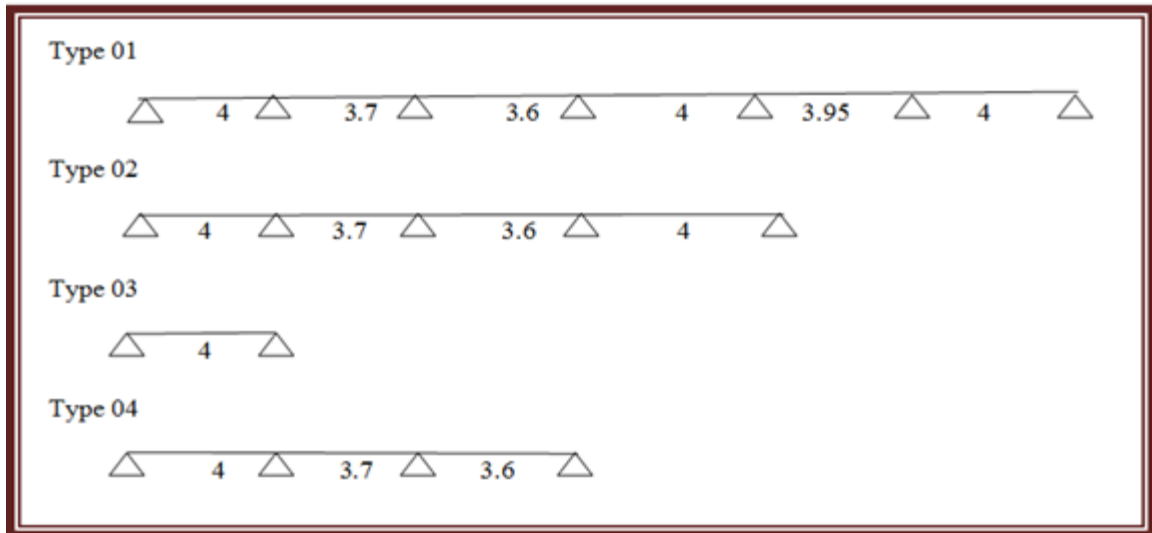


Figure 3.1 : Schémas statique des poutrelles

3.1.1.1. Méthode de Calcul

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

Méthode de calcul

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1-Domaine d'application (B.6.210) :

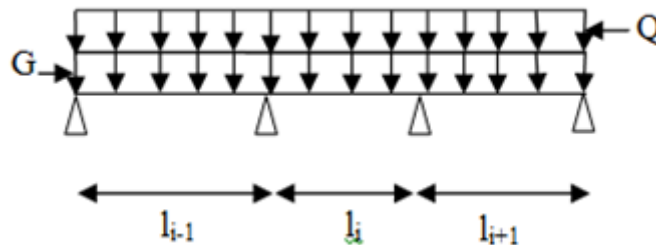


Figure 3.2 : Schémas d'une poutre continue.

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées.

- Plancher à surcharge modérée

($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).

- Le rapport entre deux travées successives :
 $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

2-Application de la méthode :

Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

$$a. \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max (1.05, (1 + 0.3\alpha)) M_0$$

$$b. \quad \begin{cases} M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée de rive ;} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

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

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

$$\frac{q \times l_i^2}{8}$$

Avec $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$ la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

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.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $(-0.15M_0)$. Tel que $M_0 = \max(|M_0^1|, |M_0^2|)$

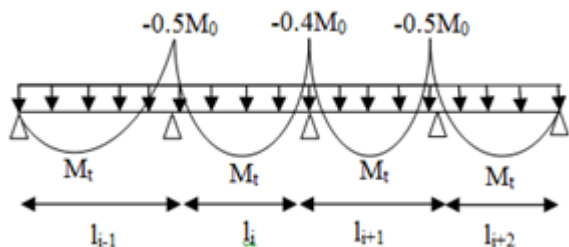


Figure 3.3 : Moments d'une poutre a plus de 2 travées

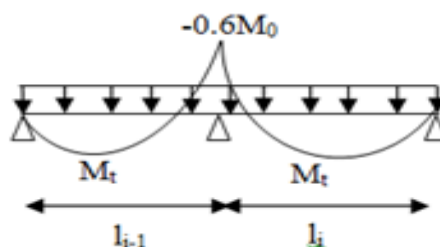


Figure 3.4 : Moments d'une poutre a deux travées

Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués :

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées ;
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées ;
- Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité.

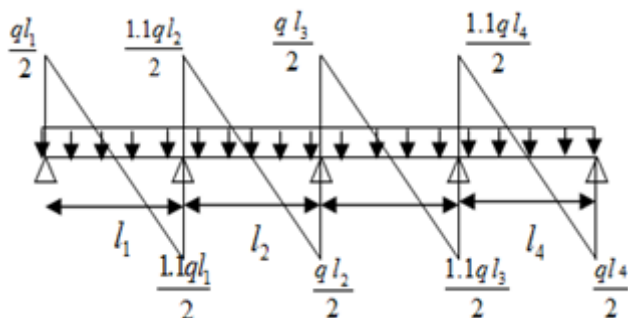


Figure 3.5 : Effort tranchant d'une poutre a 2 travées

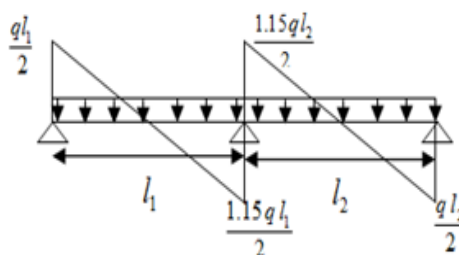


Figure 3.6 : Effort tranchant d'une poutre a plus de 2

Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Cette méthode est applicable lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite. Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre ;
- l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

1-Application de la méthode :

Évaluation des moments

a- Moment sur appuis (M_i)

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

Pour une charge répartie :

$$M_i = \frac{k_g \times p_g \times l'_g{}^2 + k_d \times p_d \times l'_d{}^2}{l'_g + l'_d}$$

Pour une charge concentrée :

Tel que $\begin{cases} l'_g \text{ et } l'_d \text{ longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8l(\text{travée deintermédiaire}) \\ l(\text{travée rive}) \end{cases}$$

b- Moment en travée (M_t)

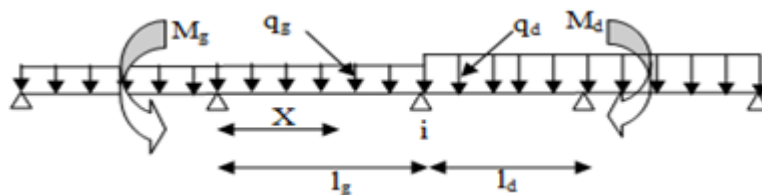


Figure 3.7 : Paramètres utilisés dans la méthode de caquot

$$M_t(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

Evaluation des efforts tranchants

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{l}{2} - q \times X - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

M_d : moment en appui de droite de la travée considérée.
 M_g : moment en appui de gauche de la travée considérée.
 l : portée de la travée.

3.1.1.1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

À l'ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q$ et $q_u = 0,65 * P_u$

À l'ELS : $p_s = G + Q$ et $q_s = 0,65 * p_s$

Tableau 3.1 : charges et surcharges revenant aux poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P_u (KN/m ²)	q_u (KN/ml)	p_s (KN/m ²)	q_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,33	1	10,0455	6,529575	7,33	4,7645
Etages courants	5,2	1,5	9,27	6,0255	6,7	4,355
Etage commerciale	5,2	5	14,52	9,438	10,2	6,63
Etages service	5,2	2,5	10,77	7,0005	7,7	5,005

3.1.1.2. Calcul des sollicitations

Toutes les conditions pour l'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour tous les types de poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq \text{Min} (2 * 5.2, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \\ I = \text{constante} \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4}{3,7} = 1.08, \frac{3,7}{3,6} = 1.03, \frac{3,6}{4} = 0.9, \frac{4}{3,95} = 1.01, \frac{3,95}{4} = 0.99 \in [0.8; 1.25] \\ \text{FPN} \end{array} \right.$$

Pour notre calcul on exposera un exemple de calcul, soit le type 01 du plancher commercial, et les autres types seront illustrés dans les tableaux 3.2, 3.3 et 3.4 ,3.5

1-Calcul à l'ÉLU :

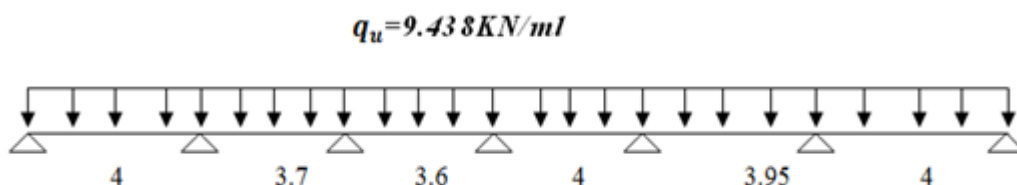


Figure 3.8 : Schéma statique du type 01

a/Evaluation des sollicitations :

a-1/Les moments :

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$

$M_0^1 = M_0^4 = M_0^6 = 18.876 \text{KN.m}$

$M_0^2 = 16.151 \text{KN.m}$

$M_0^3 = 15.289 \text{KN.m}$

$M_0^5 = 18.407 \text{KN.m}$

En appuis :

Plus de deux travées :

$M_a^A = M_a^G = -0.15M_0$ Avec $M_0 = \max[M_0^1; M_0^6]$

$M_a^A = M_a^G = -2.83 \text{KN.m}$; $M_a^{rive} = -2.83 \text{KN.m}$

$M_a^B = -0.5 M_0^1 = -9.438 \text{KN.m}$

$M_a^C = -0.4 M_0^2 = -6.46 \text{KN.m}$

$M_a^D = M_a^E = -0.4 M_0^4 = -7.55 \text{KN.m}$

$M_a^F = -0.5 M_0^6 = -9.438 \text{KN.m}$

M_0 =Moments isostatique max dans les deux travées qui entourent l'appui.

Le signe (-) désigne la partie tendue.

D'où le moment max aux appuis est : $M_a^{max} = M_a^{int} = 9.438 \text{KN.m}$

En travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5}{5 + 5.2} = 0.49$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3 * \alpha = 1.147 \\ 0.6 + 0.15\alpha = 0.6735 \\ 0.5 + 0.15\alpha = 0.5735 \end{array} \right.$$

Travée AB :

$$\begin{cases} M_t^{AB} + \frac{M^A + M^B}{2} \geq 1.147M_0^1 \\ M_t^{AB} \geq 16.932KN.m \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq (0.6 + 0.15\alpha)M_0^1 = 12.713KN.m \\ M_t^{AB} = 16.932KN.m \end{cases} \quad (2)$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_t^{BC} + \frac{M^B + M^C}{2} \geq 1.147M_0^2 \\ M_t^{BC} \geq 10.576KN.m \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq (0.5 + 0.15\alpha)M_0^2 = 9.263KN.m \\ M_t^{BC} = 10.576KN.m \end{cases} \quad (2)$$

Travée CD :

$$\begin{cases} M_t^{CD} + \frac{M^C + M^D}{2} \geq 1.147M_0^3 \\ M_t^{CD} \geq 10.531KN.m \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq (0.5 + 0.15\alpha)M_0^3 = 8.768KN.m \\ M_t^{CD} = 10.531KN.m \end{cases} \quad (2)$$

Travée DE :

$$\begin{cases} M_t^{DE} + \frac{M^D + M^E}{2} \geq 1.147M_0^4 \\ M_t^{DE} \geq 14.101KN.m \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq (0.5 + 0.15\alpha)M_0^4 = 10.825KN.m \\ M_t^{DE} = 14.101KN.m \end{cases} \quad (2)$$

Travée EF :

$$\begin{cases} M_t^{EF} + \frac{M^E + M^F}{2} \geq 1.147M_0^5 \\ M_t^{EF} \geq 12.619KN.m \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} M_t^{EF} \geq (0.5 + 0.15\alpha)M_0^5 = 10.556KN.m \\ M_t^{EF} = 12.619KN.m \end{cases} \quad (2)$$

Travée FG :

$$\begin{cases} M_t^{FG} + \frac{M^F + M^G}{2} \geq 1.147M_0^6 \\ M_t^{FG} \geq 16.932KN.m \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} M_t^{FG} \geq (0.6 + 0.15\alpha)M_0^6 = 12.713 \\ M_t^{FG} = 16.932KN.m \end{cases} \quad (2)$$

M_0 = Moments isostatique de la travée calculée

Pour calcul des moments en travée par la MF, Les moments aux appuis de rive sont nulles et les moments négatifs on les prend par leur valeur absolue. D'où le moment max en travée est $M_t^{max} = 16.932KN.m$

a-2 /Efforts tranchants :

Plus de deux travées :

Dans l'évaluation des efforts tranchants au niveau des appuis, on suppose la discontinuité entre les travées. L'effort tranchant hyperstatique est égal a l'effort tranchant isostatique qui est égal a $\frac{ql}{2}$ sauf sur les appuis voisin de rive, on majore l'effort tranchant isostatique de 10% pour une poutre a plus de deux travées.

L'effort tranchant isostatique :

$$V_0^1 = V_0^4 = V_0^6 = \frac{q_u * l^{max}}{2} = \frac{9.438 * 4}{2} = 18.876KN$$

$$V_0^2 = \frac{q_u * l_2}{2} = 17.46KN$$

$$V_0^3 = \frac{q_u * l_3}{2} = 16.988KN$$

$$V_0^5 = \frac{q_u * l_5}{2} = 18.64KN$$

L'effort tranchant hyperstatique :

Travée AB :

$$\begin{cases} V^A = 18.876KN \\ V^B = -20.764KN \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} V^B = 19.21KN \\ V^C = -17.46KN \end{cases}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} V^C = 16.99KN \\ V^D = -16.99KN \end{cases}$$

Travée DE :

$$\begin{cases} V^D = 18.876KN \\ V^E = -18.876KN \end{cases}$$

Travée EF :

$$\begin{cases} V^E = 18.64KN \\ V^F = -20.764KN \end{cases}$$

Travée FG :

$$\begin{cases} V^F = 20.764KN \\ V^G = -18.876KN \end{cases}$$

D'où l'effort tranchant max est : $V_t^{max} = 20.764KN$

b / Ferrailage : (flexion simple)

En travée

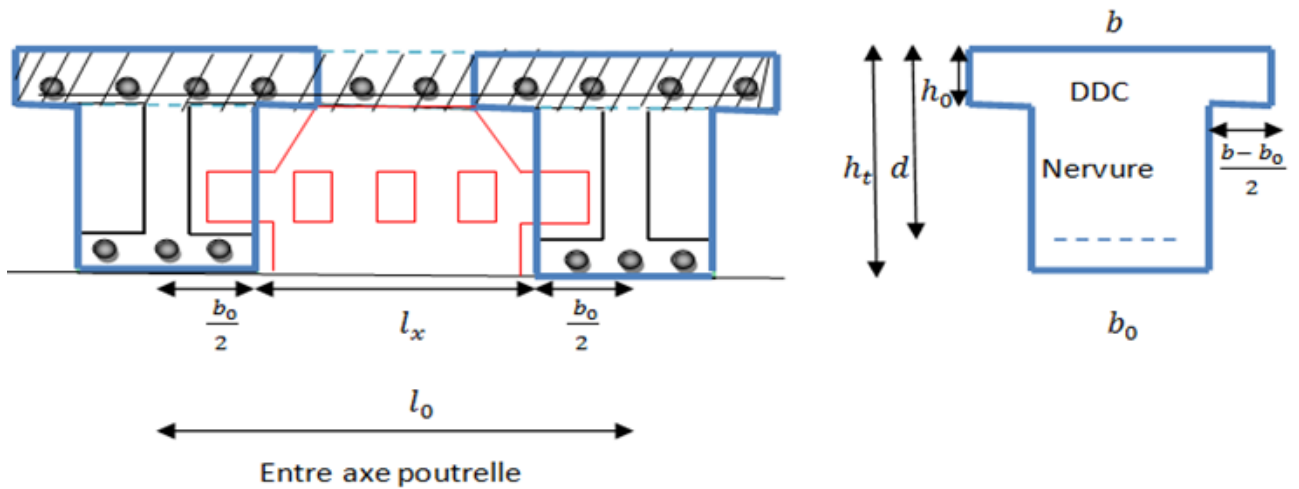


Figure 3.9 : Section de la poutrelle en T

Les poutrelles ont des sections en T, alors il faut calculer le moment équilibré par la table de compression M_{Tu} .

Le moment équilibré par la table de compression : $M_{Tu} = f_{bu} * b * h_0 * \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$

Si $M_u \leq M_{Tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression.

On calcule une section rectangulaire ($b * h$).

Si $M_u > M_{Tu}$ On calcule une section en T.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{Tu} = 14.2 * 0.65 * 0.04 * \left[0.18 - \frac{0.04}{2} \right] = 0.059 \text{ MN.m}$$

On a :

$$M_u = 0.016932 \text{ MN.m} < M_{Tu} = 0.059 \text{ MN.m}$$

⇒ On calcule une section rectangulaire $b * h$.

Le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{f_{bu} b d^2} = \frac{0.016932}{14.2 * 0.65 * 0.18^2} = 0.0566 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.0729$$

$$z = d [1 - 0.4\alpha] = 0.1748 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{z f_{st}} = \frac{0.016932}{0.1748 * 348} = 2.79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_t^{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 65 * 18 * \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} < A_t^{\text{calculé}} \text{ condition vérifiée}$$

En appui intermédiaire :

$M_a^{int} = -0.009438 \text{ MN.m} < 0 \Rightarrow$ la table est tendu elle n'intervient pas dans la résistance
 \Rightarrow section ($b_0 * h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{f_{bu} b_0 d^2} = \frac{0.009438}{14.2 * 0.1 * 0.18^2} = 0.2051 < \mu_l = 0.3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.29$$

$$z = d [1 - 0.4\alpha] = 0.1591 \text{ m}$$

$$A_a^{int} = \frac{M_a^{int}}{z f_{st}} = \frac{0.009438}{0.1591 * 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

En appui de rive :

$$A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z f_{st}} = \frac{2.83 * 10^{-3}}{0.1743 * 348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_t^{min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 10 * 18 * \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$\begin{cases} A_t = 2HA10 + 1HA14 = 3.11 \text{ cm}^2 & \text{en travée.} \\ A_a^{int} = 1HA16 = 2.01 \text{ cm}^2 & \text{en appui de rive} \\ A_a^{rive} = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 & \text{en appui intermédiaire.} \end{cases}$$

c/Cisaillement:

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{0.020764}{0.1 * 0.18} = 1.15 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$, pas de risque de cisaillement.

Armature transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right) = 5.71 \text{ mm}$$

On opte pour :

$$\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

Espacement entre deux cadres ou étriers :

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 b_0} = 57 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 * f_e * A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 3555.08 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 16 \text{ cm}$

Influence de V_u au voisinage de l'appui :

appui de rive :

- vérification de la bielle :

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

Avec :

$$a \leq 0.9d = 0.162m. \quad \text{Soit } a = 0.16m$$

$$\Rightarrow V_u = 18.876KN \leq 0.267 * 0.16 * 0.1 * 25 = 106.8KN \quad \text{vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales inférieures :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s * V_u}{f_e} = \frac{1.15 * 0.018876}{400} = 0.54cm^2$$

$$A_L = 2HA10 + 1HA14 + 1HA10 = 3.90cm^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

appui intermédiaire :

- vérification de la bielle :

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

$$\Rightarrow V_u = 20.764KN \leq 0.267 * 0.16 * 0.1 * 25 = 106.8KN \quad \text{vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales inférieures :

$$F_c = \frac{M_u}{0.9 * d} = \frac{-9.438}{0.9 * 0.18} = -58.26KN$$

on a: $|F_c| \geq |V_u| \Rightarrow V_u + F_c = -37.495KN < 0$
 \Rightarrow les A_L^{inf} ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{h_0 * 0.9d * b} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec: } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275m$$

$$\tau_u = \frac{0.020764 * 0.275}{0.04 * 0.9 * 0.18 * 0.65} = 1.36MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'adhérence :

On doit vérifier que :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d * \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} \quad \text{Tel que :}$$

$\bar{\tau}_{su}$: contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = \pi * (2HA10 + 1HA14 + 1HA16) = 157mm$$

$$\tau_{su} = \frac{0.020764}{0.9 * 0.18 * 0.157} = 0.82MPa$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 * \Psi^2 * f_{t28} \quad \text{Tel que } \Psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\bar{\tau}_{su} + 0.6 * 2.25 * 2.1 = 2.84MPa$$

$$\Rightarrow \tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} \quad \text{condition vérifiée.}$$

2-Calcul à l'ELS :

Les moments :

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$

$$M_0^1 = M_0^4 = M_0^6 = 13.26 \text{KN.m}$$

$$M_0^2 = 11.35 \text{KN.m}$$

$$M_0^3 = 10.74 \text{KN.m}$$

$$M_0^5 = 12.93 \text{KN.m}$$

En appuis :

Plus de deux travées :

$$M_a^A = M_a^G = -0.15 M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \max[M_0^1; M_0^6]$$

$$M_a^A = M_a^G = -1.99 \text{KN.m} ;$$

$$M_{a \text{ service}}^{\text{rive}} = -1.99 \text{KN.m.}$$

$$M_a^B = -0.5 M_0^1 = -6.63 \text{KN.m}$$

$$M_a^C = -0.4 M_0^2 = -4.54 \text{KN.m}$$

$$M_a^D = M_a^E = -0.4 M_0^4 = -5.304 \text{KN.m}$$

$$M_a^F = -0.5 M_0^6 = -6.63 \text{KN.m}$$

M_0 = Moments isostatique max dans les deux travées qui entourent l'appui.

Le signe (-) désigne la partie tendue.

D'où le moment max aux appuis est : $M_{aser}^{\text{max}} = M_{aser}^{\text{int}} = -6.63 \text{KN.m}$

En travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5}{5 + 5.2} = 0.49$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3 * \alpha = 1.147 \\ 0.6 + 0.15\alpha = 0.6735 \\ 0.5 + 0.15\alpha = 0.5735 \end{cases}$$

Travée AB :

$$\begin{cases} M_t^{AB} + \frac{M^A + M^B}{2} \geq 1.147 M_0^1 \\ M_t^{AB} \geq 11.89 \text{KN.m} \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq (0.6 + 0.15\alpha) M_0^1 = 8.93 \text{KN.m} \\ M_t^{AB} = 11.89 \text{KN.m} \end{cases} \quad (2)$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_t^{BC} + \frac{M^B + M^C}{2} \geq 1.147 M_0^2 \\ M_t^{BC} \geq 7.43 \text{KN.m} \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq (0.5 + 0.15\alpha) M_0^2 = 6.51 \text{KN.m} \\ M_t^{BC} = 7.43 \text{KN.m} \end{cases} \quad (2)$$

Travée CD :

$$\begin{cases} M_t^{CD} + \frac{M^C + M^D}{2} \geq 1.147 M_0^3 \\ M_t^{CD} \geq 7.397 \text{KN.m} \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq (0.5 + 0.15\alpha) M_0^3 = 6.16 \text{KN.m} \\ M_t^{CD} = 7.397 \text{KN.m} \end{cases} \quad (2)$$

Travée DE :

$$\begin{cases} M_t^{DE} + \frac{M^D + M^E}{2} \geq 1.147M_0^4 \\ M_t^{DE} \geq 9.91 \text{KN.m} \\ M_t^{DE} \geq (0.5 + 0.15\alpha)M_0^1 = 7.60 \text{KN.m} \\ M_t^{DE} = 9.91 \text{KN.m} \end{cases} \quad \begin{matrix} (1) \\ (2) \end{matrix}$$

Travée EF :

$$\begin{cases} M_t^{EF} + \frac{M^E + M^F}{2} \geq 1.147M_0^5 \\ M_t^{EF} \geq 8.86 \text{KN.m} \\ M_t^{EF} \geq (0.5 + 0.15\alpha)M_0^5 = 7.42 \text{KN.m} \\ M_t^{EF} = 8.86 \text{KN.m} \end{cases} \quad \begin{matrix} (1) \\ (2) \end{matrix}$$

Travée FG :

$$\begin{cases} M_t^{FG} + \frac{M^F + M^G}{2} \geq 1.147M_0^6 \\ M_t^{FG} \geq 11.89 \text{KN.m} \\ M_t^{FG} \geq (0.6 + 0.15\alpha)M_0^6 = 8.93 \text{KN.m} \\ M_t^{FG} = 11.89 \text{KN.m} \end{cases} \quad \begin{matrix} (1) \\ (2) \end{matrix}$$

D'où le moment max en travée est : $M_{t \text{ ser}}^{\text{max}} = 11.89 \text{KN.m}$

Vérification des contraintes :**En travée :**

- La position de l'axe neutre H

$$\begin{aligned} H &= \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.65 * 0.04^2}{2} - 15 * 3.11 * 10^{-4} * (0.18 - 0.04) \\ &= -1.33 * 10^{-4} \text{m}^3 \quad H < 0 \\ &\Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la nervure; d'ou calcul d'une Section en T.} \end{aligned}$$

- détermination de la position de l'axe neutre(y) :

$$\begin{aligned} \frac{b_0}{2}y^2 + [15A + (b - b_0)h_0]y - 15Ad - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} &= 0 \\ \frac{0.10}{2}y^2 + [15 * 3.11 * 10^{-4} + (0.65 - 0.10)0.04]y - 15 * 3.11 * 10^{-4} * 0.18 - (0.65 - 0.10)\frac{0.04}{2} &= 0 \\ 0.05y^2 + 0.0267y - 1.2797 * 10^{-3} &= 0 \end{aligned}$$

La résolution de cette équation nous donne : $y = 0,0443 \text{m}$

- Détermination du moment d'inertie (I) :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0)\frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A * (d - y)^2 \\ I &= \frac{0.65}{3}0.0443^3 - (0.65 - 0.10)\frac{(0.0443 - 0.04)^3}{3} + 15 * 3.11 * 10^{-4} * (0.18 - 0.0443)^2 \\ I &= 1.047 * 10^{-4} \text{m}^4 \end{aligned}$$

- Les contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0.01189}{0.0001047} * 0.0443 = 4.92 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa} \text{ vérifiée}$$

On a FPN \Rightarrow inutile de vérifier la contrainte de traction dans l'acier.

En appuis :

- La position de l'axe neutre H

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.65 * 0.04^2}{2} - 15 * 2.01 * 10^{-4} * (0.18 - 0.04) = 2.19 * 10^{-7} \text{m}^3 \quad H > 0$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes pour une section ($b * h$)

- détermination de la position de l'axe neutre(y) :

$$\begin{aligned} \frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(A \cdot d + A' \cdot d') &= 0 \\ \frac{0.65}{2}y^2 + 15 * (2.01 * 10^{-4})y - 15(2.01 * 10^{-4} * 0.18) &= 0 \\ 0.325y^2 + 0.003015y - 0.0005427 &= 0 \end{aligned}$$

La résolution de cette équation nous donne : $y = 0.036 \text{m}$

- Détermination du moment d'inertie (I) :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A' \cdot (y - d')^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \\ I &= \frac{0.65 * 0.036^3}{3} + 0 + 15 * 2.01 * 10^{-4} * (0.18 - 0.036)^2 \end{aligned}$$

$$I = 7.26 * 10^{-5} \text{m}^4$$

- Les contraintes :

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \\ \sigma_{bc} &= \frac{0.00663}{7.26 * 10^{-5}} * 0.036 = 3.29 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa} \text{ vérifiée} \end{aligned}$$

État limite de déformation :

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$h \geq \text{Max} \left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0} \right] L$$

$$A_{sx} \leq \frac{4.2 * b_0 d}{f_e}$$

$$L \leq 8m$$

On a : $h = 0.20 \text{m} < \text{Max}[0.0625; 0.0897]4 = 0.36 \text{m}$ la 1^{er} condition n'est pas vérifiée donc on doit faire une vérification de la flèche :

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

h : Hauteur totale de la poutrelle.

l : Longueur de la travée

M_t : Moment réel en travée

M_0 : Moment isostatique

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).

- Evaluation des moments en travée

$q_{j\ ser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{j\ ser} = 0,65 * 2,80 = 1,82\text{KN/m}$$

$q_{g\ ser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{g\ ser} = 0,65 * 5,2 = 3,38\text{KN/m}$$

$q_{p\ ser} = G + Q$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{p\ ser} = 0,65(5,2 + 5) = 6,63\text{KN/m}$$

$$M_{j\ ser} = 0,75 \times \frac{q_{j\ ser} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{j\ ser} = 0,75 * \frac{1,82 * 4^2}{8} = 2,73\text{KN.m}$$

$$M_{g\ ser} = 0,75 \times \frac{q_{g\ ser} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{g\ ser} = 0,75 * \frac{3,38 * 4^2}{8} = 5,07\text{KN.m}$$

$$M_{p\ ser} = 0,75 \frac{q_{p\ ser} * l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{p\ ser} = 0,75 \frac{6,63 * 4^2}{8} = 9,95\text{KN.m}$$

- Calcul de ρ et λ :

$$\rho = \frac{A}{b_0 * d} = \frac{3,11}{10 * 18} = 0,017$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05 * 2,1}{0,042} = 2,5$$

$$\lambda_v = 0,4\lambda_i = 1$$

- Calcul de y et I :

$$y_G = \frac{b \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} = 0,070\text{m}$$

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

$$I_0 = 1,989 * 10^{-4} \text{m}^4$$

- Contraintes

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{s\ j} = \frac{M_{j\ ser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{2,73 \times 10^{-3}}{3,11 \times \left(18 - \frac{4,43}{2}\right) \times 10^{-6}} = 55,61\text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)} = \frac{5.07 \times 10^{-3}}{3.11 \times \left(18 - \frac{4.43}{2}\right) \times 10^{-6}} = 103.28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2}\right)} = \frac{9.95 \times 10^{-3}}{3.11 \times \left(18 - \frac{4.43}{2}\right) \times 10^{-6}} = 202.68 \text{ Mpa.}$$

- Calcul de μ

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ Si : } \mu > 0 \text{ si non } \mu = 0.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,017 \times 55.61 + 2,1} = 0,375 > 0 ;$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,017 \times 103.28 + 2,1} = 0,597 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,017 \times 202.68 + 2,1} = 0,769 > 0$$

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 11000 \sqrt{25} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{32164,20}{3} = 10721,40 \text{ MPa.}$$

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

- Moment d'inertie fictive (I_f)

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} : \text{ Le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence}$$

éventuelle des fissures dans les zones tendues.

$$I_{fj} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 0.0001989}{1 + 2.5 \times 0.375} = 0.000113 \text{ m}^4 .$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 0.0001989}{1 + 2.5 \times 0,597} = 0.0000877 \text{ m}^4 .$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 0.0001989}{1 + 2.5 \times 0,769} = 0.0000749 \text{ m}^4 .$$

$$I_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 0.0001989}{1 + 1 \times 0,597} = 0.000137 \text{ m}^4 .$$

- Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = \frac{2,73 \times 10^{-3} \times 16}{10 \times 32164,20 \times 0.000113} = 0,001 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{5.07 \times 10^{-3} \times 16}{10 \times 32164,20 \times 0.0000877} = 0.002 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{9.945 \times 10^{-3} \times 16}{10 \times 32164,2 \times 0.0000749} = 0,006$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{5.07 \times 10^{-3} \times 16}{10 \times 10721,40 \times 0.000137} = 0.005m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,005 - 0,001 + 0,006 - 0,002 = 0,008m = 0.8cm$$

- La flèche admissible

$$- f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow \text{Pour une portée } \leq 5 \text{ m.}$$

$$- f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0,5 \rightarrow \text{Pour une portée } > 5 \text{ m.}$$

Dans notre cas, la portée de la poutre est inférieure à 5m.

$$D'où : f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,8cm$$

$$\Delta f = 0,8cm \leq f_{adm} = 0.8cm \quad \text{C'est vérifié.}$$

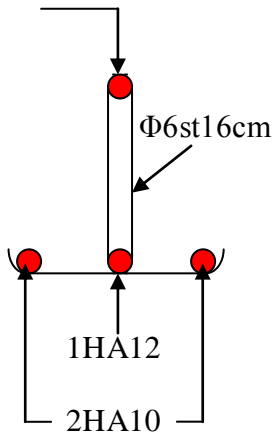
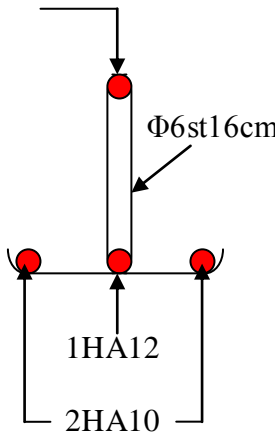
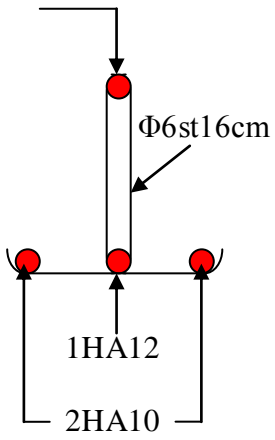
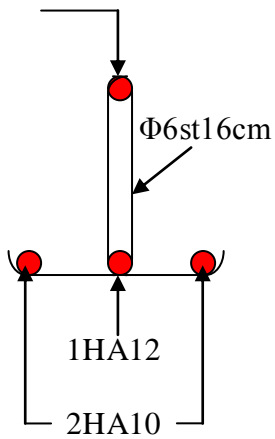
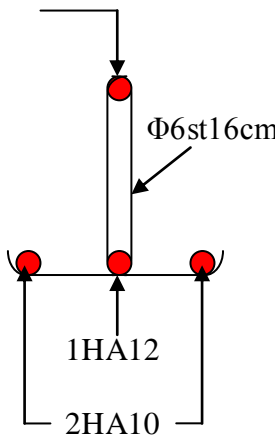
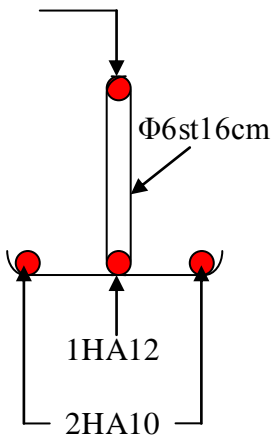
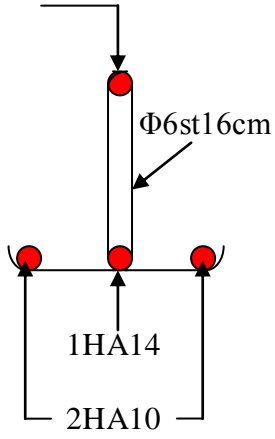
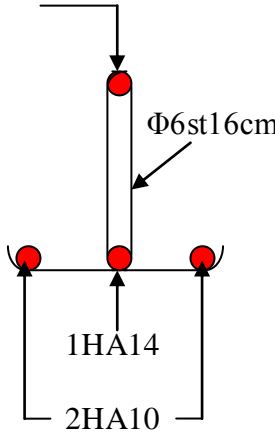
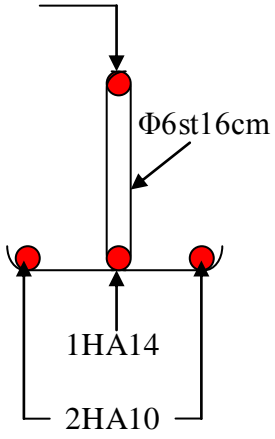
Tableau 3.2 : Tableau récapitulatif des moments en travées et en appuis et d'efforts tranchants des différents types des poutrelles existants :

Plancher Terrasse inaccessible							
Types de p ^{lles}	ELU			ELS			Effort tranchant(V) (KN)
	M _t ^{max} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	
1	10.45	6.53	1.96	7.62	4.77	1.43	14.37
2	10.45	6.53	1.96	7.62	4.77	1.43	14.37
3	16.20	/	1.96	11.82	/	1.43	13.06
4	10.45	6.53	1.96	7.62	4.77	1.43	14.37
Etages habitation							
1	9.84	6.03	1.81	7.12	4.36	1.31	13.26
2	9.84	6.03	1.81	7.12	4.36	1.31	13.26
3	15.27	/	1.81	11.04	/	1.31	12.05
4	9.84	6.03	1.81	7.12	4.36	1.31	13.26
Etage service et habitation							
1	11.87	7	2.1	8.48	5.01	1.50	15,4
2	11.87	7	2.1	8.48	5.01	1.50	15,4
3	18.17	/	2.1	12.99	/	1.5	14
4	11.87	7	2.1	8.48	5.01	1.50	15,4
Etage commerciale							
1	16.932	9.438	2.83	11.89	6.63	1.99	20.764
2	16,932	9,438	2.83	11.89	6.63	1.99	20.764
Parking							
1	11.87	7	2.1	8.48	5.01	1.50	15,4
2	11.87	7	2.1	8.48	5.01	1.50	15,4

Tableau 3.3 : Armatures longitudinales calculées et ceux opté

Plancher Terrasse inaccessible			
Types de p ^{lles}	Zone	A_{cal} (cm^2)	$A_{opté}$ (cm^2)
1,2et4	Travée	1.7	2HA10+1HA12=2.70 cm^2 1HA12=1.13 cm^2 1HA10 = 0.79 cm^2
	Appui Int	1.13	
	Appui rive	0.32	
3	Travée	2.66	2HA10+1HA12=2.70 cm^2 1HA10 = 0.79 cm^2
	Appui rive	0.32	
Etages habitation			
1,2et4	Travée	1.6	2HA10+1HA12=2.70 cm^2 1HA12=1.13 cm^2 1HA10 = 0.79 cm^2
	Appui Int	1.04	
	Appui rive	0.3	
3	Travée	2.5	2HA10+1HA12=2.70 cm^2 1HA10 = 0.79 cm^2
	Appui rive	0.3	
Etage service et habitation			
1,2et4	Travée	1.94	2HA10+1HA12=2.70 cm^2 1HA14=1.54 cm^2 1HA10 = 0.79 cm^2
	Appui Int	1.22	
	Appui rive	0.34	
3	Travée	2.996	2HA10 + 1HA14 = 3.11 cm^2 1HA10 = 0.79 cm^2
	Appui rive	0.34	
Etage commerciale			
1et2	Travée	2.79	2HA10 + 1HA14 = 3.11 cm^2 1HA16 = 2.01 cm^2 1HA10 = 0.79 cm^2
	Appui Int	1.71	
	Appui rive	0.47	
Parking			
1et2	Travée	1.94	2HA10+1HA12=2.70 cm^2 1HA14=1.54 cm^2 1HA10 = 0.79 cm^2
	Appui Int	1.22	
	Appui rive	0.34	

Tableau 3.4 : Schéma de ferrailage des poutrelles

<p>Type</p> <p>Terrace inaccessible</p>	<p>Travée</p> <p>1HA10</p> 	<p>Appui intermédiaire</p> <p>1HA12</p> 	<p>Appui de rive</p> <p>1HA10</p> 
<p>Type</p> <p>Étage habitation</p>	<p>Travée</p> <p>1HA10</p> 	<p>Appui intermédiaire</p> <p>1HA12</p> 	<p>Appui de rive</p> <p>1HA10</p> 
<p>Type</p>	<p>Travée</p>	<p>Appui intermédiaire</p>	<p>Appui de rive</p>
<p>Étage service et habitation</p>	<p>1HA10</p> 	<p>1HA14</p> 	<p>1HA10</p> 
<p>Type</p>	<p>Travée</p>	<p>Appui intermédiaire</p>	<p>Appui de rive</p>

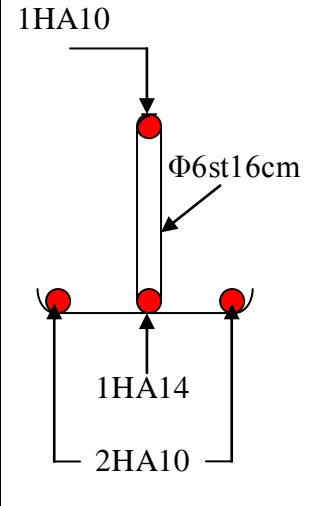
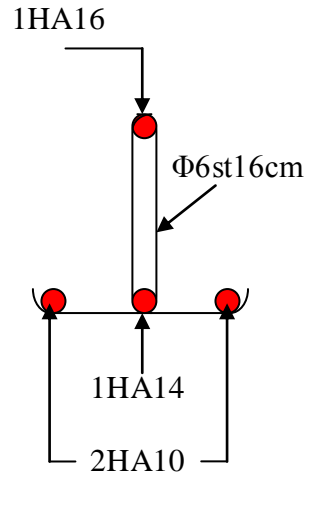
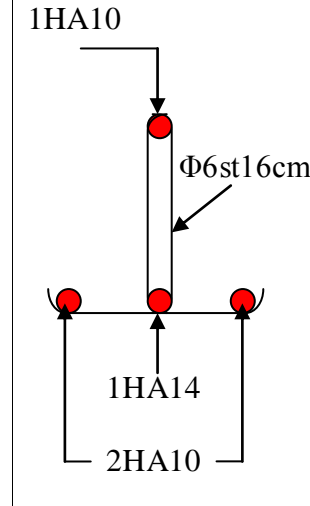
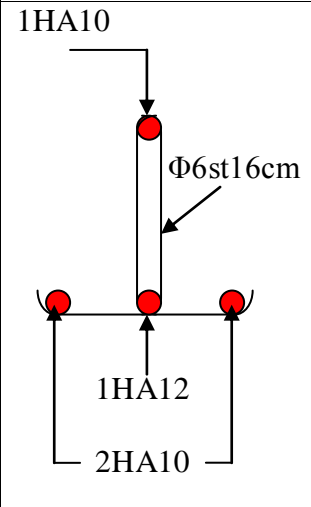
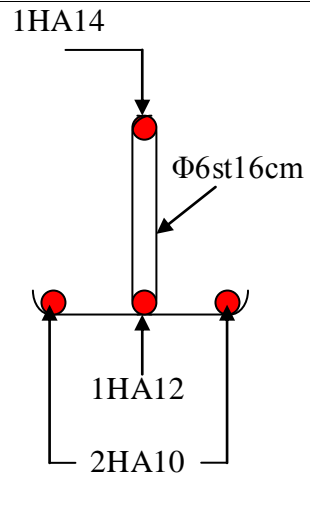
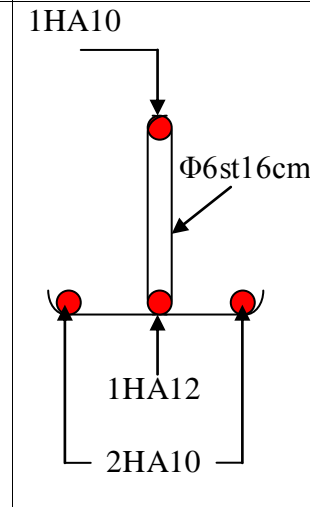
Etage commerciale			
	Type	Travée	Appui intermédiaire
parking			

Tableau 3.5 : Evaluation des flèches

Types de p ^l es	étages	M _{tser} ^{max} (KN.m)	La condition $\Delta f (cm) \leq f_{adm} (cm)$		observation
			$\Delta f (cm)$	$f_{adm} (cm)$	
1, 2,3 et4	Terrace inaccessible	7,62	0.65	0.8	vérifier
1, 2,3 et4	Étages habitation	7,12	0.57		
1, 2, et4	Etage service et habitation	8,48	0.62		
3			0.5		
1et2	Parking	8,48	0.62		
	Etage commerciale	11.89	0.8		

3.1.2. Etude de la dalle de compression

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

- Les armatures perpendiculaires :

Selon le CBA 93 (B.6.8.4.2.3).

$$A_{\perp} = \frac{4 * b}{fe} = \frac{4 * 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

- Les armatures parallèles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

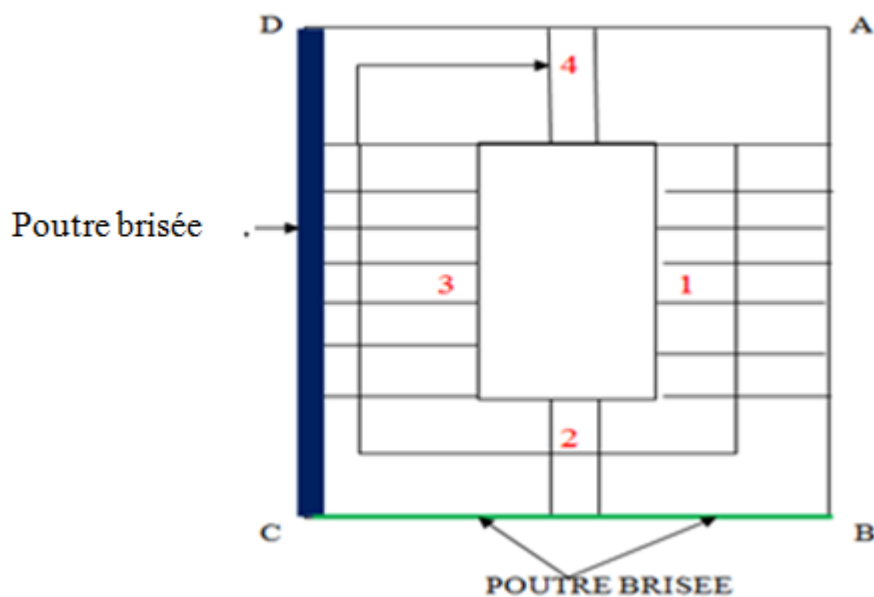
On prend un treillis soudé $\phi 5$ (150*150).

3.2. Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés à la flexion simple et on distingue dans notre projet un seul type d'escalier, Escalier droits à quatre(04) volées dont leur calcul dépend d'un mode d'appuis choisi :

- On peut appuyer l'escalier sur la poutre AB, on adopte une poutre palière brisée en BC et enCD.
- Les volées (2) et (3) sont calculées comme des consoles (ferrillage de la partie supérieure) et les volées (1) et (4) sont calculées comme des poutres sur deux appuis.

Partie 01: niveau (9.01m) et les niveaux supérieure.



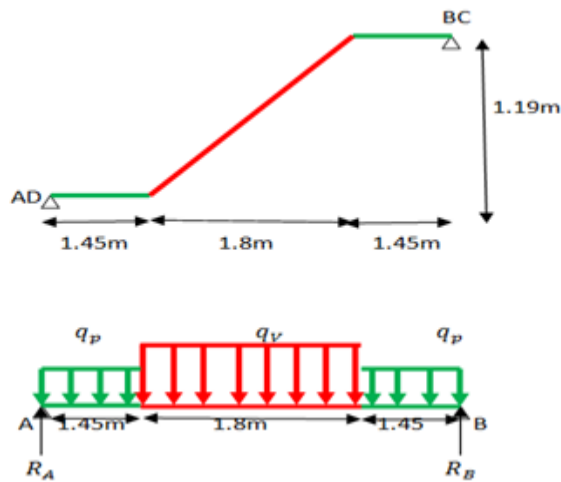


Figure 3.10 : Schéma statique de la volée 01

Tableau 3.6 : Caractéristiques des escaliers

Caractéristiques	Valeurs
Epaisseur de la paillasse et de palier	15cm
Charge permanent sur la volée	7,83KN/m ²
Charge permanent sur le palier	5,15KN/m ²
Charge d'exploitation sur la volée	2,5KN/m ²
Charge d'exploitation sur le palier	2,5KN/m ²

1. Calcul à l'ELU :

- Volée :

$$P_u^V = 1.35G_V + 1.5Q_V = 14.32 \text{ KN/ml}$$

- Palier :

$$P_u^p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 10.70 \text{ KN/ml}$$

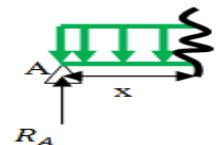
Calcul des sollicitations

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow R_A = \frac{q_p * 1.45 * \left(\frac{1.45}{2} + 1.8 + 1.45\right) + q_v * 1.8 * \left(\frac{1.8}{2} + 1.45\right) + q_p * \frac{1.45^2}{2}}{4.7} = 28.4 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_C = 28.4 \text{ KN}$$

1^{er} tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.45m

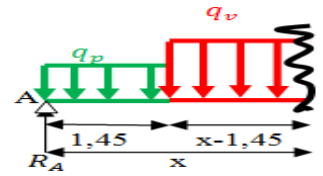
$$M_z = R_A * x - q_p * \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.45; M_z = 29.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2^{eme} tronçon : 1.45m ≤ x ≤ 3.25m

$$M_z = R_A * x - q_v * \frac{(x-1.45)^2}{2} - q_p * 1.45 * \left(\frac{1.45}{2} + x - 1.45\right) \Rightarrow$$

$$\begin{cases} x = 1.45; M_z = 29.93 \text{KN.m} \\ x = 3.25; M_z = 29.922 \text{KN.m} \end{cases}$$

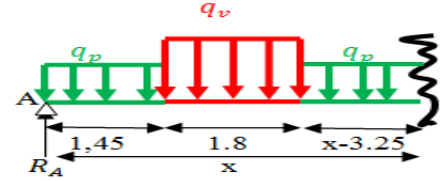


3^{eme} tronçon : 3.25m ≤ x ≤ 4.7m

$$M_z = R_A * x - q_p * \frac{(x - 3.25)^2}{2} - q_v * 1.8 * \left(\frac{1.8}{2} + x - 3.25\right)$$

$$- q_p * 1.45 * \left(\frac{1.45}{2} + 1.8 + x - 3.25\right)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 3.25; M_z = 29.922 \text{KN.m} \\ x = 4.7\text{m}; M_z = -0.01 \text{KN.m} \approx 0 \text{KN.m} \end{cases}$$



Le moment max est dans le 2^{eme} tronçon

$$\Rightarrow \frac{\partial M_z}{\partial x} = 0 \Rightarrow x = 2.65\text{m} \Rightarrow M_0^{\max} = 35.08 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5 M_0^{\max} = 17.54 \text{KN.m} \\ M_t = 0.75 M_0^{\max} = 26.31 \text{KN.m} \end{cases}$$

a/ Ferrailage en travée (flexion simple) :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b * h$) = (100*15) cm² ;

$d = 13\text{cm}$.

$M_t = 26.31 \text{KN.m} \Rightarrow A_s = 6.03 \text{cm}^2 \Rightarrow$ Soit : $A_s = 6\text{HA}12\text{pm} = 6.79 \text{cm}^2/\text{ml}$.

$S_t < \text{Min}(3.e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$ on choisit $S_t = 16\text{cm}$.

b/ Ferrailage en appui :

$M_a = 17.54 \text{KN.m} \Rightarrow A_s = 3.88 \text{cm}^2 \Rightarrow$ Soit : $A_s = 6\text{HA}10\text{pm} = 4.71 \text{cm}^2/\text{ml}$.

$S_t < \text{Min}(3.e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$ on choisit $S_t = 16\text{cm}$.

c/ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_t^{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 13 * \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{cm}^2$$

$A_t^{\min} < A_t^{\text{calculé}}$ condition vérifiée

d/ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{0.0284}{1 * 0.13} = 0.218 \text{MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{MPa}$$

\Rightarrow les armatures transversales sont pas nécessaires.

e/ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.698 \text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 6\text{HA}6\text{pm} = 1.70 \text{cm}^2/\text{ml}$.

$S_t \leq 45\text{cm} \Rightarrow$ on choisit $S_t = 17\text{cm}$.

2. Calcul à l'ELS :

• Volée :

$$P_s^V = G_V + Q_V = 10.33 \text{KN/ml}$$

• Palier :

$$P_s^p = G_p + Q_p = 7.65 \text{ KN/ml}$$

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

Le moment :

En appliquant la méthode de la RDM de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$\begin{cases} M_0^{ser} = 27.15 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.5M_0^{ser} = 13.57 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75M_0^{ser} = 20.36 \text{ KN.m} \\ R_A = R_B = 20.38 \text{ KN} \end{cases}$$

a/ En travée :

$$A = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 0.042 \text{ m} \Rightarrow I = 1.036 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0.02036}{1.036 * 10^{-4}} * 0.042 = 8.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa vérifiée.}$$

b/ En appui :

$$A = 4.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 0.0364 \text{ m} \Rightarrow I = 7.797 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0.01357}{7.797 * 10^{-5}} * 0.0364 = 6.33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa vérifiée.}$$

3. État limite de déformation :

$\frac{h}{l} = \frac{15}{470} = 0.032 < 0.0625 \Rightarrow$ La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul à la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à l'article B.6.5, 2 des règles BAEL91.

$$\rho = 0.0052$$

$$\lambda_i = 4.04$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 1.62$$

a/ Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{b * h^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 3.121 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

b/ Calcul des contraintes :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A(d - \frac{y}{2})} \text{ Avec } y = 0.042 \text{ (voir ELS), } A = 6.79 * 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ et } d = 0.13 \text{ m}$$

$$\begin{cases} G_V = 7.83 \text{ KN/ml} \\ G_P = 5.15 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = \frac{(5.15 * 1.45) * 2 + 7.83 * 1.8}{4.7} = 6.2 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} j_V = 4.52 + 1.87 = 6.39 \text{ KN/ml} \\ j_P = 3.75 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = \frac{(3.75 * 1.45) * 2 + 6.39 * 1.8}{4.7} = 4.76 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} p_V = 7.83 + 2.5 = 10.33 \text{ KN/ml} \\ p_P = 5.15 + 2.5 = 7.65 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = \frac{(7.65 * 1.45) * 2 + 10.33 * 1.8}{4.7} = 8.68 \text{ KN/ml}$$

Les moments :

$$M_g = 0.75 * \frac{6.2 * 4.7^2}{8} = 12.84 \text{ KN.m}$$

$$M_j = 0.75 * \frac{4.76 * 4.7^2}{8} = 9.86 \text{KN.m}$$

$$M_p = 0.75 * \frac{8.68 * 4.7^2}{8} = 17.98 \text{KN.m}$$

Les contraintes :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A(d - \frac{y}{2})}$$

$$\sigma_{sg} = 173.5 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 133.2 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 242.97 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{3.675}{0.0208 * \sigma_s + 2.1}$$

$$\mu_g = 0.356$$

$$\mu_j = 0.245$$

$$\mu_p = 0.486$$

c/ Les moments d'inertie fictifs :

$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$: Le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence éventuelle des fissures dans les zones tendues.

$$I_{f_{ij}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 0.0003121}{1 + 4.04 \times 0.245} = 0.0001725 \text{m}^4.$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 0.0003121}{1 + 4.04 \times 0,356} = 0.0001408 \text{m}^4.$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 0.0003121}{1 + 4.04 \times 0,486} = 0.0001158 \text{m}^4.$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 0.0003121}{1 + 1.62 \times 0,486} = 0.000192 \text{m}^4.$$

d/ Les flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{9.86 \times 10^{-3} \times 22.09}{10 \times 32164,20 \times 0.0001725} = 0,00393 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{12.84 \times 10^{-3} \times 22.09}{10 \times 32164,20 \times 0.0001408} = 0.00626$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{17.98 \times 10^{-3} \times 22.09}{10 \times 32164,2 \times 0.0001158} = 0,001066 \text{m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{12.84 \times 10^{-3} \times 22.09}{10 \times 10721,40 \times 0.0001921} = 0.001377 \text{m}$$

$$\Delta f_{\tau} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,01377 - 0,00393 + 0,01066 - 0,00626 = 0,01426 \text{m} = 1.426 \text{cm}$$

Comme on a $l = 4.7m < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94cm \Rightarrow \Delta f = 1.43cm > f_{adm} = 0.94cm \Rightarrow$
la flèche n'est pas vérifiée \Rightarrow on augmente l'Épicure de la paillasse et de palier de $e=15cm$ à
 $e=20cm$ et on recalcule dont le bute est d'augmenter l'inertie pour diminuer la flèche.

Recalcule avec $e=20cm$:

Tableau 3.7 : Caractéristiques des escaliers

Caractéristiques	Valeurs
Épaisseur de la paillasse et de palier	20cm
Charge permanent sur la volée	$9.33KN/m^2$
Charge permanent sur le palier	$6.4KN/m^2$
Charge d'exploitation sur la volée	$2,5KN/m^2$
Charge d'exploitation sur le palier	$2,5KN/m^2$

1. Calcul à l'ELU :

- Volée :

$$P_u^V = 1.35G_V + 1.5Q_V = 16.35 \text{ KN/ml}$$

- Palier :

$$P_u^P = 1.35G_p + 1.5Q_p = 12.39 \text{ KN/ml}$$

2. Calcul à l'ELS :

- Volée :

$$P_s^V = G_V + Q_V = 11.83 \text{ KN/ml}$$

- Palier :

$$P_s^P = G_p + Q_p = 8.9 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations

Charge équivalente sur toute la partie q_{eq} :

$$q_{eq} = \frac{q_v * l_v + q_p * l_p}{l_v + l_p}$$

Les résultats de calcul des sollicitations sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.8 : Sollicitation à l'ELU et l'ELS

combinaison	q_{eq} (KN/ml)	M_0^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	V_A (KN)	V_B (KN)
ELU	13,91	38,41	28,81	19,2	32,69	32,69
ELS	10,02	27,67	20,75	13,83	23,55	23,55

$$M_0^{max} = q_{eq} * \frac{(l_v + l_p)^2}{8} : \text{Moment isostatique}$$

$$M_a^{max} = -0.5M_0^{max} : \text{Moment maximale au niveau des appuis}$$

$$M_t^{max} = 0.75M_0^{max} : \text{Moment maximale en travée}$$

Ferraillage à l'ELU

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

- $b=1ml$

- $e=20\text{cm}$
- $d=18\text{cm}$

Tableau 3.9 : Ferrailage

	M_t^{max} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{opt} (cm^2)
En travée	28,81	0,063	0,081	0,17	4,87	2,17	5HA12=5,65
En appuis	19,2	0,042	0,053	0,18	3,07	2,17	5HA10=3,93

Calcul de l'espacement

On adopte un espacement qui vérifie la condition suivante : $s_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow s_t \leq 33\text{cm} \Rightarrow$ on choisit $s_t = 20\text{cm}$.

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 3\text{HA}8\text{pm} = 1.51\text{cm}^2/\text{ml}$.

avec un espacement $S_t \leq 45\text{cm} \Rightarrow$ on choisit $S_t = 33\text{cm}$.

Vérifications à L'ELS

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

a/ En travée :

$$A = 5.65\text{cm}^2 \Rightarrow y = 0.0469\text{m} \Rightarrow I = 1.8453 \cdot 10^{-4}\text{m}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = 5.27\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \text{ vérifiée.}$$

b/ En appui :

$$A = 3.93\text{cm}^2 \Rightarrow y = 0.041\text{m} \Rightarrow I = 1.3687 \cdot 10^{-4}\text{m}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = 5.67\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \text{ vérifiée.}$$

3. État limite de déformation :

$\frac{h}{l} = \frac{20}{470} = 0.043 < 0.0625 \Rightarrow$ La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul à la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à l'article B.6.5, 2 des règles BAEL91.

$$\rho = 0.00314$$

$$\lambda_i = 6.69$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 2.68$$

a/ Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{b * h^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 7.2091 * 10^{-4}\text{m}^2$$

b/ Calcul des contraintes :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A(d - \frac{y}{2})} \text{ Avec } y = 0.0469, A = 5.65 * 10^{-4}\text{m}^2 \text{ et } d = 0.18\text{m} (\text{voir ELS})$$

$$\begin{cases} G_V = 9.33 \text{KN/ml} \\ G_P = 6.4 \text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = 7.52 \text{KN/ml}$$

$$\begin{cases} j_V = \frac{0.20}{0.83} * 25 + 1.87 = 7.89 \text{KN/ml} \\ j_P = 25 * 0.20 = 5 \text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = 6.11 \text{KN/ml}$$

$$\begin{cases} p_V = 9.33 + 2.5 = 11.83 \text{KN/ml} \\ p_P = 6.4 + 2.5 = 8.9 \text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = 10.02 \text{KN/ml}$$

Les moments :

$$M_g = 15.57 \text{KN.m}$$

$$M_j = 12.65 \text{KN.m}$$

$$M_p = 20.75 \text{KN.m}$$

Les contraintes :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A(d - \frac{y}{2})}$$

$$\sigma_{sg} = 176.03 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 143.02 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 234.59 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{0.01256 * \sigma_s + 2.1}{3.675}$$

$$\mu_g = 0.1475$$

$$\mu_j = 0.0568$$

$$\mu_p = 0.2718$$

c/ Les moments d'inertie fictifs :

$$I_{fig} = 3.99 * 10^{-4} \text{m}^4$$

$$I_{fij} = 5.75 * 10^{-4} \text{m}^4$$

$$I_{fip} = 2.81 * 10^{-4} \text{m}^4$$

$$I_{fvg} = 5.68 * 10^{-4} \text{m}^4$$

d/ Les flèches :

$$f_{ji} = 1.51 * 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{gi} = 2.68 * 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{pi} = 5.07 * 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{gv} = 5.71 * 10^{-3} \text{m}$$

$$\Delta f = 6.59 * 10^{-3} \text{m} = 0.66 \text{cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{cm} \Rightarrow D'ou la flèche est vérifiée$$

Le schéma de ferrailage de la Partie (1) de niveau (9.01m) et les niveaux supérieurs :

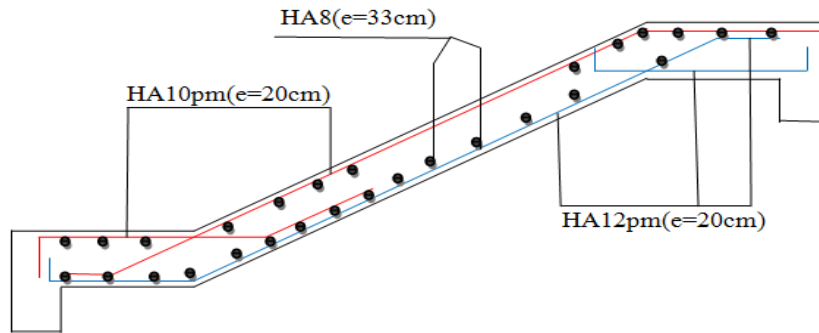


Figure 3.11 : Schéma de ferrailage de la partie 01

Partie 02 et 03 : pour tous les niveaux

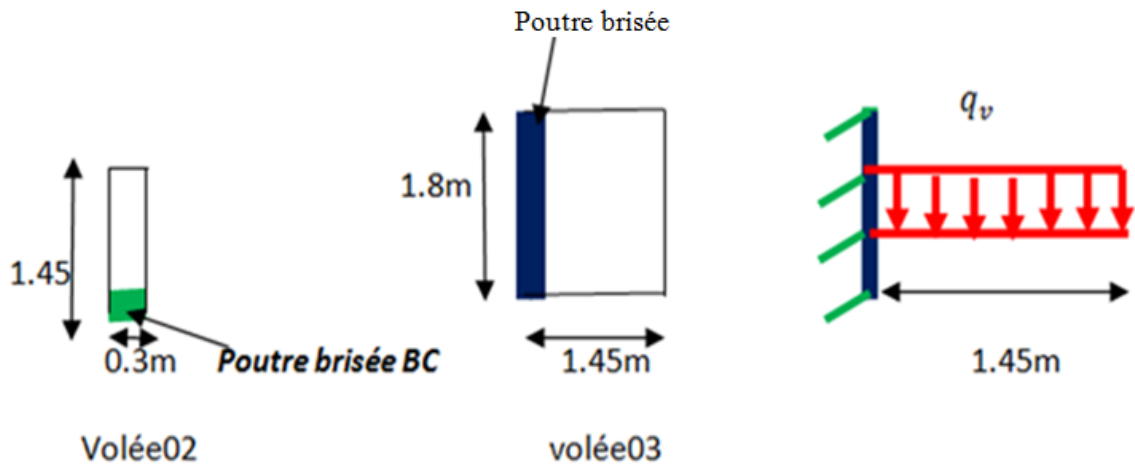


Figure 3.12 : Schéma statique des parties 2 et 3

A) Calcul à l'ÉLU :

Pour 1ml on a :

$$P_u^V = 1.35G_V + 1.5Q_V = 16.35 \text{ KN/ml}$$

$$P_u^1 = 1.35 * (\gamma * e * H) = 1.35 * 20 * 0.1 * 1 = 2.7 \text{ KN} \quad \text{Avec } P_u^1: \text{ garde de corps}$$

$$M_{encastement} = -(2.7 * 1 + 16.35 * 1 * 0.5) = -10.88 \text{ KN.m} < 0$$

⇒ la partie supérieur est tendue

⇒ on ferraille la partie haute. la section (b * e) = (1ml * 0.20m)

$$V_u = P_u^1 + P_u^V * l = 2.7 + 16.35 * 1 = 19.05 \text{ KN}$$

Le ferrailage a l'encastement :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{enc}}{f_{bu} b d^2} = \frac{0.01088}{14.2 * 1 * 0.18^2} = 0.024$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.03$$

$$z = d [1 - 0.4\alpha] = 0.18 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{enc}}{z f_{st}} = \frac{0.01088}{0.18 * 348} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 18 * \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 2.17 \text{ cm}^2 > A_t^{calculé} = 1.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_t^{min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

On choisit 5HA8=2.51cm²

Espacement :

$$S_t < \text{Min}(3.e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \text{on choisit } S_t = 20\text{cm}.$$

Puisque il existe un chargement concentré, les armatures de répartition sont : $A_r = \frac{A}{3} = \frac{2.51}{3} = 0.837\text{cm}^2$

On choisit 3HA8=1.51cm²

Vérification du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{0.01905}{1 * 0.18} = 0.11\text{MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17\text{MPa}$$

⇒ les armatures transversales sont pas nécessaires.

B) Vérification à l'ELS :

$$P_s^V = G_V + Q_V = 11.83\text{ KN/ml}$$

$$M_{service} = -(2.7 * 1 + 11.83 * 1 * 0.5) = -8.615\text{KN.m}$$

$$A = 2.51\text{cm}^2 \Rightarrow y = 0.0277\text{m} \Rightarrow I = 4.65 * 10^{-5}\text{m}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0.008615}{4.65 * 10^{-5}} * 0.0277 = 5.13\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \text{ vérifiée.}$$

État limite de déformation :

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$h \geq \text{Max} \left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0} \right] L$$

$$A_{sx} \leq \frac{4.2 * b_0 d}{f_e}$$

$$L \leq 8m$$

$$h = 0.20\text{m} \geq \text{Max}[0.09; 0.11] = 0.11\text{m} \text{ vérifier}$$

$$A_{sx} = 2.51\text{cm}^2 \leq 18.9\text{cm}^2 \text{ vérifier}$$

$$L = 1.45\text{m} \leq 8\text{m} \text{ vérifier}$$

Les trois conditions sont vérifiées, Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

Le schéma de ferrailage des Parties (2) et (3) pour tous les niveaux a l'encastrement :

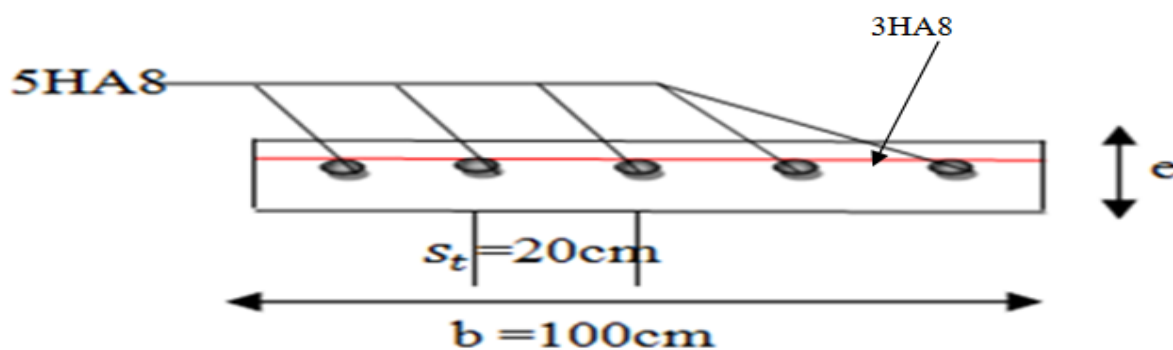


Figure 3.13 : Schéma statique des parties 02 et 03

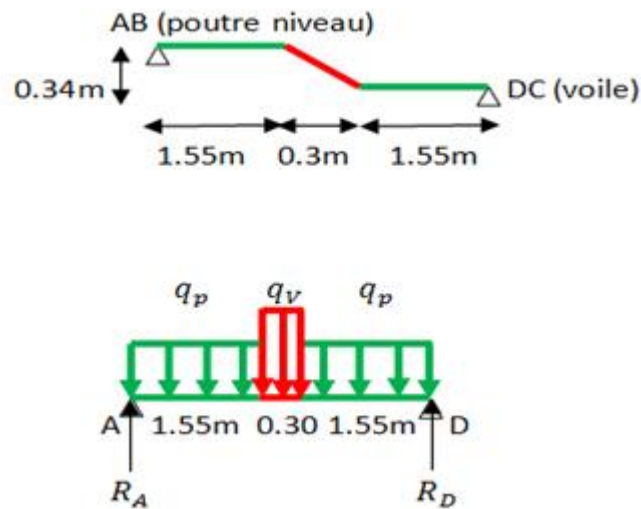
Partie04 : pour tous les niveaux

Figure 3.14 : Schéma statique de la partie 04

1. Calcul à l'ELU :

- Volée :

$$P_u^V = 1.35G_V + 1.5Q_V = 16.35 \text{ KN/ml}$$

- Palier :

$$P_u^P = 1.35G_p + 1.5Q_p = 12.39 \text{ KN/ml}$$

2. Calcul à l'ELS :

- Volée :

$$P_s^V = G_V + Q_V = 11.83 \text{ KN/ml}$$

- Palier :

$$P_s^P = G_p + Q_p = 8.9 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations

Charge équivalente sur toute la partie q_{eq} :

$$q_{eq} = \frac{q_v * l_v + q_p * l_p}{l_v + l_p}$$

Les résultats de calcul des sollicitations sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.10 : Sollicitation à l'ELU et l'ELS

combinaison	q_{eq} (KN/ml)	M_0^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	V_A (KN)	V_D (KN)
ELU	12.74	18.41	13.81	9.20	21.66	21.66
ELS	9.16	13.24	9.93	6.62	15.57	15.57

$$M_0^{max} = q_{eq} * \frac{(l_v + l_p)^2}{8} : \text{Moment isostatique}$$

$$M_a^{max} = -0.5M_0^{max} : \text{Moment maximale au niveau des appuis}$$

$$M_t^{max} = 0.75M_0^{max} : \text{Moment maximale en travée}$$

Ferraillage à l'ELU

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

- $b=1\text{ml}$
- $e=20\text{cm}$
- $d=18\text{cm}$

Tableau 3.11 : Ferraillage

	M_t^{max} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{opt} (cm^2)
En travée	13.81	0,03	0,038	0,11	3.61	2,17	5HA10=3.93
En appuis	9.20	0,02	0,025	0,18	1.47	2,17	5HA8=2.51

En appuis on ferraillie avec A_{min}

Calcul de l'espacement

On adopte un espacement qui vérifie la condition suivante : $s_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow s_t \leq 33\text{cm} \Rightarrow$
on choisit $s_t = 20\text{cm}$.

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 3\text{HA}8\text{pm} = 1.51\text{cm}^2/\text{ml}$.

avec un espacement $S_t \leq 45\text{cm} \Rightarrow$ on choisit $S_t = 33\text{cm}$.

Vérifications à L'ELS

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

a/ En travée :

$$A = 3.93\text{cm}^2 \Rightarrow y = 0.0414\text{m} \Rightarrow I = 1.36895 \cdot 10^{-4}\text{m}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = 3\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \text{ vérifiée.}$$

b/ En appui :

$$A = 2.51\text{cm}^2 \Rightarrow y = 0.033\text{m} \Rightarrow I = 9.334 \cdot 10^{-5}\text{m}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.34\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \text{ vérifiée.}$$

3. État limite de déformation :

$\frac{h}{l} = \frac{20}{340} = 0.059 < 0.0625 \Rightarrow$ La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul à la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à l'article B.6.5, 2 des règles BAEL91.

$$\rho = 0.00218$$

$$\lambda_i = 9.62$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 3.85$$

a/ Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{b * h^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 7.0439 * 10^{-4}\text{m}^2$$

b/ Calcul des contraintes :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A(d - \frac{y}{2})} \quad \text{Avec } y = 0.0414, A = 3.93 * 10^{-4} m^2 \text{ et } d = 0.18m (\text{voir ELS})$$

$$\begin{cases} G_V = 9.33 \text{KN/ml} \\ G_P = 6.4 \text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = 6.66 \text{KN/ml}$$

$$\begin{cases} j_V = \frac{0.20}{0.83} * 25 + 1.87 = 7.89 \text{KN/ml} \\ j_P = 25 * 0.20 = 5 \text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = 5.26 \text{KN/ml}$$

$$\begin{cases} p_V = 9.33 + 2.5 = 11.83 \text{KN/ml} \\ p_P = 6.4 + 2.5 = 8.9 \text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = 9.16 \text{KN/ml}$$

Les moments :

$$M_g = 7.22 \text{KN.m}$$

$$M_j = 5.7 \text{KN.m}$$

$$M_p = 9.93 \text{KN.m}$$

Les contraintes :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A(d - \frac{y}{2})}$$

$$\sigma_{sg} = 115.33 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 91.05 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 158.61 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{0.00872 * \sigma_s + 2.1}{3.675}$$

$$\mu_g = -0.18 < 0 \rightarrow \mu_g = 0$$

$$\mu_j = -0.27 < 0 \rightarrow \mu_j = 0$$

$$\mu_p = -0.055 < 0 \rightarrow \mu_p = 0$$

c/ Les moments d'inertie fictifs :

$$I_{fig} = 7.75 * 10^{-4} m^4$$

$$I_{fij} = 7.75 * 10^{-4} m^4$$

$$I_{fip} = 7.75 * 10^{-4} m^4$$

$$I_{fvj} = 7.75 * 10^{-4} m^4$$

d/ Les flèches :

$$f_{ji} = 2.64 * 10^{-4} m$$

$$f_{gi} = 3.35 * 10^{-4} m$$

$$f_{pi} = 4.61 * 10^{-4} m$$

$$f_{gv} = 10.04 * 10^{-4} m$$

$$\Delta f = 8.66 * 10^{-4} m = 0.0866 \text{cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{340}{500} = 0.68 \text{cm} \Rightarrow D' \text{ ou la flèche est vérifiée}$$

Le schéma de ferrailage de la Partie (04) pour tous les niveaux est :

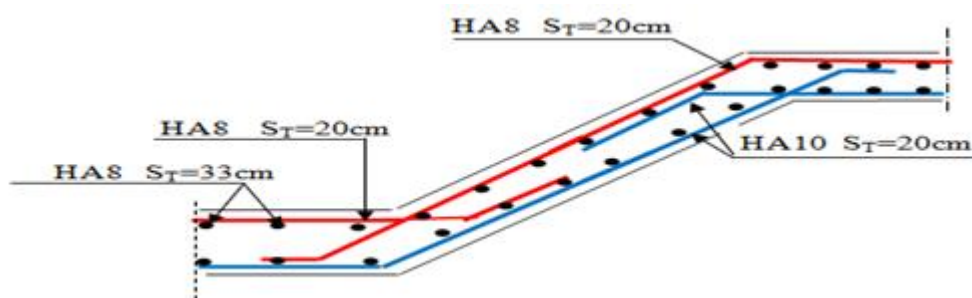


Figure 3.15 : Schéma de ferrailage de la partie 04

Partie 01: niveau de (5.95m)

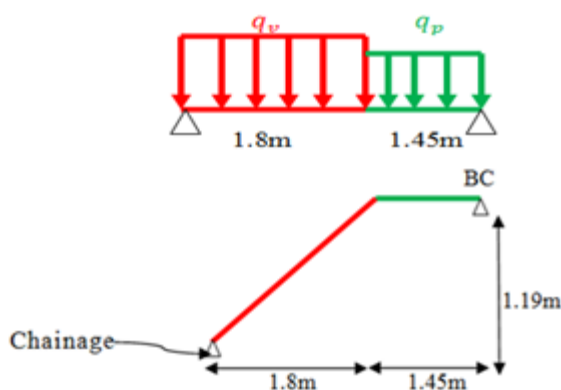


Figure 3.16 : Schéma de ferrailage de la partie 01

1. Calcul à l'ELU :

- Volée :

$$P_u^V = 1.35G_v + 1.5Q_v = 16.35 \text{ KN/ml}$$

- Palier :

$$P_u^p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 12.39 \text{ KN/ml}$$

2. Calcul à l'ELS :

- Volée :

$$P_s^V = G_v + Q_v = 11.83 \text{ KN/ml}$$

- Palier :

$$P_s^p = G_p + Q_p = 8.9 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations

Charge équivalente sur toute la partie q_{eq} :

$$q_{eq} = \frac{q_v * l_v + q_p * l_p}{l_v + l_p}$$

Les résultats de calcul des sollicitations sont représentés dans le tableau suivant

Tableau 3.12 : Sollicitation à l'ELU et l'ELS

combinaison	q_{eq} (KN/ml)	M_0^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	$V_{chainage}$ (KN)	V_B (KN)
-------------	------------------	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------	------------

ELU	14.58	19.25	14.44	9.63	23.69	23.69
ELS	10.52	13.89	10.42	6.95	17.095	17.095

$$M_0^{max} = q_{eq} * \frac{(l_v + l_p)^2}{8} : \text{Moment isostatique}$$

$$M_a^{max} = -0.5M_0^{max} : \text{Moment maximale au niveau des appuis}$$

$$M_t^{max} = 0.75M_0^{max} : \text{Moment maximale en travée}$$

Ferraillage à l'ELU

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

- b=1ml
- e=20cm
- d=18cm

Tableau 3.13 : Ferraillage

	M_t^{max} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{opt} (cm ²)
En travée	14.44	0,03	0,038	0,11	3.77	2,17	5HA10=3.93
En appuis	9.63	0,02	0,025	0,18	1.54	2,17	5HA8=2.51

- En appuis on ferraillie avec A_{min}

Calcul de l'espacement

On adopte un espacement qui vérifie la condition suivante : $s_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow s_t \leq 33cm \Rightarrow$
on choisit $s_t = 20cm$.

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3HA8pm = 1.51cm^2/ml.$$

avec un espacement $S_t \leq 45cm \Rightarrow$ on choisit $S_t = 33cm$.

Vérifications à L'ELS

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

a/ En travée :

$$A = 3.93cm^2 \Rightarrow y = 0.0414m \Rightarrow I = 1.36895 * 10^{-4} m^4$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.15MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \text{ vérifiée.}$$

b/ En appui :

$$A = 2.51cm^2 \Rightarrow y = 0.033m \Rightarrow I = 9.334 * 10^{-5} m^4$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.46MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \text{ vérifiée.}$$

3. État limite de déformation :

$\frac{h}{l} = \frac{20}{325} = 0.0615 < 0.0625 \Rightarrow$ La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul à la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à l'article B.6.5, 2 des règles BAEL91.

$$\rho = 0.00218$$

$$\lambda_i = 9.62$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 3.85$$

a/ Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{b * h^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 7.0439 * 10^{-4} m^2$$

b/ Calcul des contraintes :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A(d - \frac{y}{2})} \quad \text{Avec } y = 0.0414, A = 3.93 * 10^{-4} m^2 \text{ et } d = 0.18m (\text{voir ELS})$$

$$\begin{cases} G_V = 9.33 \text{ KN/ml} \\ G_P = 6.4 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = 8.02 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} j_V = \frac{0.20}{0.83} * 25 + 1.87 = 7.89 \text{ KN/ml} \\ j_P = 25 * 0.20 = 5 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = 6.6 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} p_V = 9.33 + 2.5 = 11.83 \text{ KN/ml} \\ p_P = 6.4 + 2.5 = 8.9 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow g_{eq} = 10.52 \text{ KN/ml}$$

Les moments :

$$M_g = 7.94 \text{ KN.m}$$

$$M_j = 6.54 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 10.42 \text{ KN.m}$$

Les contraintes :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A(d - \frac{y}{2})}$$

$$\sigma_{sg} = 126.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 104.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 166.44 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{0.00872 * \sigma_s + 2.1}{3.675}$$

$$\mu_g = -0.146 < 0 \rightarrow \mu_g = 0$$

$$\mu_j = -0.22 \rightarrow \mu_j = 0$$

$$\mu_p = -0.03 \rightarrow \mu_p = 0$$

c/ Les moments d'inertie fictifs :

$$I_{fig} = 7.75 * 10^{-4} m^4$$

$$I_{fij} = 7.75 * 10^{-4} m^4$$

$$I_{fip} = 7.75 * 10^{-4} m^4$$

$$I_{fvj} = 7.75 * 10^{-4} m^4$$

d/ Les flèches :

$$f_{ji} = 2.77 * 10^{-4} m$$

$$f_{gi} = 3.36 * 10^{-4} m$$

$$f_{pi} = 4.42 * 10^{-4} m$$

$$f_{gv} = 10.09 * 10^{-4} m$$

$$\Delta f = 8.38 * 10^{-4} m = 0.0838 cm \leq f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{325}{500} = 0.65 cm \Rightarrow D' \text{ ou la flèche est vérifiée}$$

Le schéma de ferrailage de la Partie (01) de niveau de (5.95m) est :

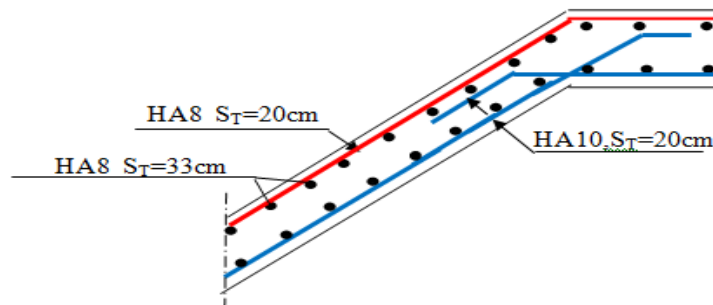


Figure 3.17 : Schéma de ferrailage de la partie 01

3.3. Etude de la poutre brisée

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suite la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion et en torsion.

A) Le dimensionnement

La poutre brisée est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

Selon le CBA 93 :

La hauteur « h » de la poutre brisée doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} cm.$$

$$L = L_p + L_v^{incliné} + L_p$$

$$L = L_p + \frac{L_v^h}{\cos\theta} + L_p \quad \text{Avec } \theta = \text{tg}^{-1}\left(\frac{0.34}{0.30}\right) = 48.58^\circ$$

$$L = 1.55 * 2 + 0.45 = 3.55m = 355cm.$$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} cm. \Rightarrow 23.7cm \leq h \leq 35.5cm \Rightarrow \text{on prend } h = 35cm \text{ et } b = 30cm.$$

Selon le RPA99/ version 2003 :

$$h \geq 30cm; \text{vérifier, } h = 35cm$$

$$b \geq 20cm; \text{vérifier, } b = 30cm$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 < 4; \text{vérifier}$$

Donc on choisit une section de la poutre brisée $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

B) Chargement reprise par la poutre brisée :

Poids propre :

$$g_0 = \gamma_{\text{beton}} * b * h = 25 * 0.30 * 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

Chargement transmis par la première, la troisième partie, et la deuxième volée Charges sur la poutre brisée.

Les charges transmises sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3.14: Charges transmises

combinaison	$R_{V3}(KN/ml)$	$R_B(KN/ml)$	$R_{V2}(KN/ml)$	$R_{EQ}(KN/ml)$
ELU	19.05	32,69	19,05	23.597
ELS	13.83	23.55	13.83	17.07

R_{V3} : Réaction due à la troisième volée encadrée au voile CD.

R_B : Réaction au point B de la première partie.

R_{V2} : Réaction due à la deuxième volée encadrée a la poutre brisée BC.

R_{EQ} : Charge équivalente sur la poutre.

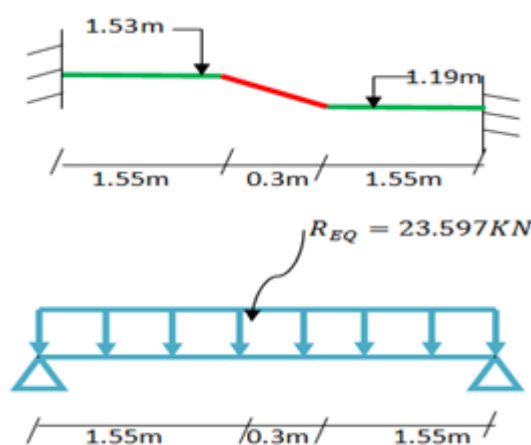


Figure 3.18 : Charge revenant à la poutre brisée

Combinaison de charges

1. ELU

$$q_u = 1.35 * g_0 + R_{EQ} = 27.14KN/ml$$

2. ELS

$$q_s = g_0 + R_{EQ} = 19.695KN/ml$$

C) Calcul des sollicitations

La poutre est bi- encadrée, et les moments ont comme suit :

$$M^{u0} = \frac{ql^2}{8} = 39.22KN.m, M^{s0} = \frac{ql^2}{8} = 28.46KN.m, V_g = \frac{PL}{2}, V_d = -\frac{PL}{2}$$

Tableau 3.15 : Sollicitation à l'ELU et l'ELS

combinaison	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
ELU	33.33	-19.61	46.14	-46.14
ELS	24.19	-14.23	33.48	-33.48

D) Ferrailage a la flexion simple

⇒ Armatures longitudinales

$$h = 35\text{cm} , d = 33\text{cm}.$$

Tableau 3.16 : Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple.

	M_t^{max} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{opt} (cm ²)
En travée	33.33	0,07	0,09	0,32	3.02	1.2	2HA12+1HA10+1HA8 =3.55
En appuis	-19.61	0,04	0,05	0,32	1.75	1.2	2HA10+1HA8=2.07

E) Vérifications à L'ELU**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{0.04614}{0.30 * 0.33} = 0.466\text{MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.466\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} , \text{ pas de risque de cisaillement .}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l = A_t + A_a = 5.62\text{cm}^2 > \frac{\gamma_s * V_u}{f_e} = 1.33\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifier}$$

F) Vérifications à L'ELS**1. Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

2. Vérification des contraintes dans le béton

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

a/ En travée :

$$A = 3.55\text{cm}^2 \Rightarrow y = 0.0919\text{m} \Rightarrow I = 3.79498 * 10^{-4}\text{m}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = 5.86\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \text{ vérifiée.}$$

b/ En appui :

$$A = 2.07\text{cm}^2 \Rightarrow y = 0.0729\text{m} \Rightarrow I = 2.4398 * 10^{-4}\text{m}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.25\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \text{ vérifiée.}$$

État limite de déformation :

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$h \geq \text{Max} \left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0} \right] L$$

$$A_{sx} \leq \frac{4.2 * b_0 d}{f_e}$$

$$L \leq 8m$$

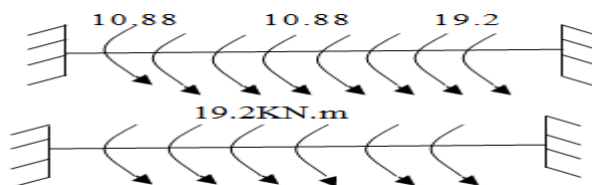
$$h = 0.35m \geq \text{Max}[0.21; 0.29] = 0.29m \text{ vérifier}$$

$$A_{sx} = 3.55\text{cm}^2 \leq 10.395\text{m}^2 \text{ vérifier}$$

$$L = 3.4m \leq 8m \text{ vérifier}$$

Les trois conditions sont vérifiées, Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

G) Calcul à la torsion



$M_1 = 10.88\text{KN.m}$: Moment engendré par la volé 03.

$M_2 = 10.88\text{KN.m}$: Moment engendré par la volé 02.

$M_3 = 19.2\text{KN.m}$: Moment a appuis de la première partie pour niveau de 9.01m et les niveaux supérieure .

Moment de torsion :

$$M_{torsion} = \frac{M_3 * L}{2} = \frac{19.2 * 3.4}{2} = 32.64\text{KN.m}$$

$$\phi = \min[b = 30\text{cm}; h = 35\text{cm}] = 30\text{cm}$$

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

$$\text{la surface } \Omega = [b - e] * [h - e] = 750\text{cm}^2$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2 * \Omega * e} = \frac{326.4}{75} = 4.352\text{MPa}$$

$$\text{la résultante } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = \sqrt{4.352^2 + 0.466^2} = 4.38\text{MPa} > \bar{\tau} = 3.25\text{MPa}$$

\Rightarrow il ya risque de rupture par cisaillement.

Remarque :

La contrainte au cisaillement n'est pas vérifiée donc, on doit augmenter les dimensions de la section $(b * h) = (35 * 45)\text{cm}^2$.

Le poids propre de la poutre g_0 :

$$g_0 = \gamma_{\text{beton}} * b * h = 25 * 0.35 * 0.45 = 3.94\text{KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 * g_0 + R_{EQ} = 28.91\text{KN/ml}$$

L'effort tranchant V_u :

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 49.15 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.33 \text{MPa}$$

$$\phi = \min[b = 35 \text{cm}; h = 45 \text{cm}] = 35 \text{cm}$$

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{cm}$$

$$\text{la surface } \Omega = [b - e] * [h - e] = 1143 \text{cm}^2$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 * \Omega * e} = 2.45 \text{MPa}$$

$$\text{la résultante } \tau_u = \sqrt{\tau_{\text{torsion}}^2 + \tau_{\text{flexion}}^2} = 2.47 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{MPa}$$

\Rightarrow pas de rupture par cisaillement.

On peut garder les armatures longitudinales à la flexion simple même avec le changement de la section.

Armatures longitudinales en torsion :

$$A_l = \frac{M_t * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{32.64 * 136.68 * 1.15}{2 * 1143 * 400} * 10^3 = 5.61 \text{cm}^2$$

$$\text{Avec } \mu = 2 * [(b - 2) + (h - e)] = 136.68 \text{cm}$$

Armatures transversales en torsion :

$$A_t = \frac{M_t * t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e}$$

Si on fixe l'espacement $t=20\text{cm}$

$$A_t = 0.82 \text{cm}^2$$

Armatures transversales à la flexion simple :

Un espacement $t = 20 \text{cm} < \min[0.9d; 40 \text{cm}] = 38.7 \text{cm}$

$$A_t = \frac{0.4 * b * t}{f_e} = 0.07 \text{cm}^2$$

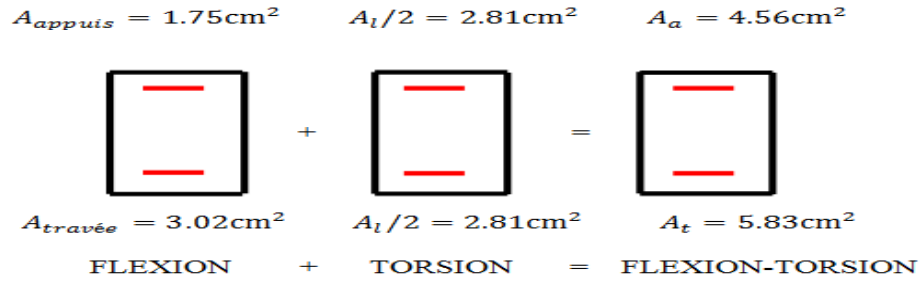
Conclusion :

- Les armatures transversales totales de la poutre brisée en flexion- torsion sont :

$$A_T = A_{t \text{ torsion}} + A_{t \text{ flexion}} = 0.89 \text{cm}^2$$

\Rightarrow on prend un cadre de T8 et un étrier de T8 avec un espacement $s_t = 20 \text{cm}$.

- Les armatures longitudinales totales de la poutre brisée en flexion- torsion sont :



En appuis :

$A_{opté} = 3HA14 = 4.62\text{cm}^2$

En travée :

$A_{opté} = 3HA16 = 6.03\text{cm}^2$

Le schéma de ferrailage de la poutre brisée est :

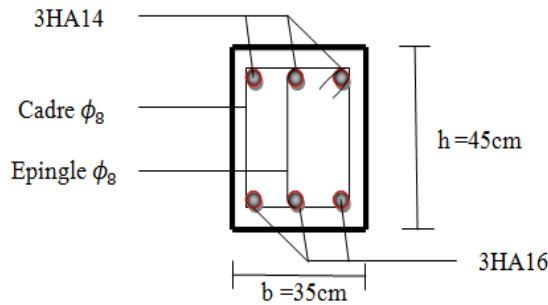


Figure 3.19 : Schémas de ferrailage de la poutre brisée

3.4. Etude des dalles pleines

3.4.1. Calcul de la dalle D1 :

On étudiera la dalle qui est défavorable

Le rapport des deux dimensions de la plaque ($\frac{l_x}{l_y}$), appelé aussi ρ , est nécessaire pour l'étude de dalles pleines.

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho \geq 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

$l_x = 1.75\text{m}$;

$l_y = 2.8\text{m}$;

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.63$;

\Rightarrow La dalle travaille dans les deux sens.

✓ **Calcul des sollicitations**

$G = 5.15\text{KN} / \text{m}^2$

$Q = 1.5\text{KN} / \text{m}^2$

On aura donc :

- A l'ELU

$P_U = 1,35G + 1,5Q = 9.20\text{KN} / \text{m}^2$;

- A l'ELS :

$P_S = G + Q = 6.65\text{KN} / \text{m}^2$;

✓ **Calcul des moments à l'ELU**

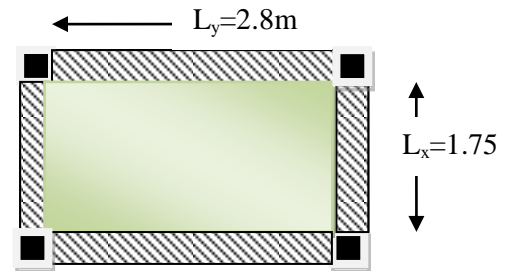


Figure 3.20: dalle pleine sur 4 appuis. Appuis appuis

$$\rho = 0.63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0779 \\ \mu_y = 0.3338 \end{cases} \quad (\text{Annexe1}).$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0779 \times 9.20 \times (1.75)^2 = 2.2 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_x = 0.3338 \times 2.2 = 0.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **En travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 2.2 = 1.87 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 0.73 = 0.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **En appui**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times M_{ox} = -0.3 \times 2.2 = -0.66 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times M_{oy} = -0.3 \times 0.73 = -0.219 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Ferraillages**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.
On a : $b = 100\text{cm}$, $e = 15\text{cm}$, $d = 15 - 2 = 13\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ et $f_e = 400\text{Mpa}$

Le diamètre des armatures:

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5\text{cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c \right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1}{2} + 2 \right) = 12.5\text{cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c \right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1}{2} + 1 + 2 \right) = 11.5\text{cm}$$

• **Selon L_x**

✓ **En travée**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{1.87 \times 10^{-3}}{1 \times (0,125)^2 \times 14,2} = 8.428 \times 10^{-3} \\ \mu_{bu} = 8.428 \times 10^{-3} \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 8.428 \times 10^{-3}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0.010 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{1.87 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0.010) \times 0,125} = 0.43 \text{ cm}^2 \end{cases} ,$$

✓ **En appui**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{0.66 \times 10^{-3}}{1 \times (0,125)^2 \times 14,2} = 0.0029 \\ \mu_{bu} = 0.0029 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0037 \\ A_x^a = \frac{M_x^a}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d} = \frac{0.66 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,0037) \times 0,125} = 0.15 \text{ cm}^2 \end{cases} ,$$

• **Selon L_y**

✓ **En travée**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.0033 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.0041 \\ \Rightarrow A_y^t \geq 0.15 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **En appuis**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.0012 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.0014 \\ \Rightarrow A_y^a = 0.05 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité) (selon x)**

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

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.63) \times 1 \times 0.15}{2} = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } \begin{cases} A^t < A_{\min} \\ A^a < A_{\min} \end{cases}$$

Condition non vérifié on ferraille avec $A_{\min} = 1.42 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)**

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

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 0.15 \text{ cm}^2 < 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 0.05 \text{ cm}^2 < 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Condition non vérifié on ferraille avec $A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement des armatures**

$$\text{Sens y-y: } st_y \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} ; \text{ on adopte } st_y = 25 \text{ cm} .$$

$$\text{Sens x-x: } st_x \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} ; \text{ on adopte } st_x = 40 \text{ cm} .$$

✓ **Vérification au cisaillement**

$$V_X = \frac{p_u \times l_x}{2} = \frac{9.20 \times 1.75}{2} = 8.05 \text{ kn}$$

$$V_Y = \frac{p_u \times l_Y}{2} = \frac{9.20 \times 2.8}{2} = 12.88 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.10 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

✓ *Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :*

Tableau 3.17 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis

Sens	Localisation	M(kn × m)	A ^{cal} (cm ² / ml)	A ^{adoptée} cm ² / ml
Sens x-x	En travée	1.87	1.42	4HA10=3.16cm ²
	En appuis	0.66	1.42	2HA10=1.58 cm ²
Sens y-y	En travée	0.62	1.2	2HA10=1.58 cm ²
	En appuis	0.219	1.2	2HA10=1.58 cm ²

Vérification à l'ELS $\nu = 0,2$ $\rho = 0,63$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0831 \\ \mu_y = 0.5004 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0831 \times 6.65 \times 1.75^2 = 1.69 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0.5004 \times 1.69 = 0.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moment en travées**

$$\begin{cases} M_{x\ ser}^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 1.69 = 1.43 \text{ KN.m} \\ M_{y\ ser}^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.84 = 0.714 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **En appui**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times M_{ox} = -0.3 \times 1.69 = -0.507 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times M_{oy} = -0.3 \times 0.84 = -0.252 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ *Etat limite d'ouverture des fissures.....(Art B-6-3) [1]*

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

Etat limite de compression du béton

Vérification des contraintes

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{C28};$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa};$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0;$$

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

✓ Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.18: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Localisation	Sens	M (kn.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
En travée	x-x	1.43	0.0451	0.0001	0.55	15	Vérifiée
	y-y	0.714	0.0336	6.75 × 10 ⁻⁵	0.36	15	Vérifiée
En appui	x-x	0.504	0.0372	8.17 × 10 ⁻⁵	0.23	15	Vérifiée
	y-y	0.252	0.0336	6.75 × 10 ⁻⁶	0.12	15	Vérifiée

✓ Etat limite de déformation :

✓ Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Selon x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.75} = 0.0857 \geq 0.0625 \\ \frac{0.15}{1.75} = 0.0857 \geq \frac{1.43}{10 \times 1.69} = 0.0846 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{3.16}{100 \times 12.5} = 0.00252 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

Selon y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{2.8} = 0.0535 < \frac{0.714}{10 \times 0.84} = 0.085 \text{ condition n' est pas vérifiée} \\ \frac{0.15}{2.8} = 0.0535 \geq \frac{0.15}{2.8} = 0.0535 \geq 0.0625 \\ \frac{1.58}{100 \times 11.5} = 0.00137 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

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

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

Les mêmes calculs que pour la vérification des poutrelles seront menés pour celle des dalles pleines sur quatre (04) appuis, les résultats selon les deux sens ((x-x) et (y-y)) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.19 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.

Sens		(x-x)	(y-y)
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	3.75	3.75
	q_{gser} (KN/m)	5.15	5.15
	q_{pser} (KN/m)	6.65	6.65
M_{ser} (KN . m)	M_{jser} (KN . m)	0.81	0.405
	M_{gser} (KN . m)	1.11	0.557
	M_{pser} (KN . m)	1.43	0.719
I_0 (m ⁴)		0.00029	0.00028
ρ		0.0024	0.0012
λ_i		8.63	17.27
λ_v		3.35	6.91
σ_{sj} (M Pa)		21.43	20.97
σ_{sg} (M Pa)		29.43	28.80
σ_{sp} (M Pa)		38.01	37.19
μ_j		0	0
μ_g		0	0
μ_p		0	0
$I_{f_{ij}}$ (m ⁴)		0.00032	0.000317

$I_{ig} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00032	0.000317
$I_{ip} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00032	0.000317
$I_{vg} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00032	0.000317
$f_{ji} \text{ (mm)}$	0.0235	0.0309
$f_{gi} \text{ (mm)}$	0.0323	0.0424
$f_{pi} \text{ (mm)}$	0.0417	0.0548
$f_{gv} \text{ (mm)}$	0.0969	0.1273
$\Delta f \text{ (mm)}$	0.0828	0.1087
$f_{adm} \text{ (mm)}$	3.5	5.6
$\Delta f \leq f_{adm}$	vérifiée	Vérifiée

Schémas de ferrailage de la dalle D1 est :

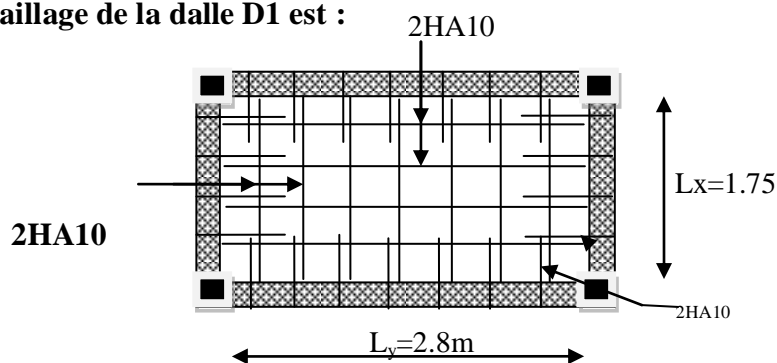


Figure 3.21 : schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

3.4.2. Etude de la dalle D3 :

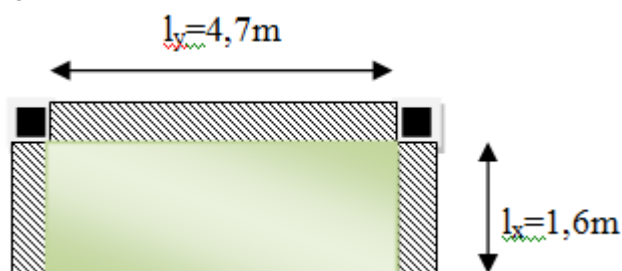


Figure3 .22: panneau de dalle sur 3 appuis

$l_x = 1.60m ; l_y = 4.7m ;$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.34 ;$

⇒La dalle travail dans un seul sens.

Calcul des sollicitations

$G = 5.15KN / m^2$

$Q = 3.5KN / m^2$

On aura donc :

✓ **A P'ELU :**

$$P_U = 1,35G + 1,5Q = 12,20 \text{ KN/m}^2;$$

✓ **A P'ELS :**

$$P_S = G + Q = 8,65 \text{ KN/m}^2;$$

✓ **Calcul des sollicitations internes a P'ELU :**

$$\frac{l_y}{2} = \frac{4,7}{2} = 2,35 \geq l_x = 1,6 \text{ m} \quad \text{Donc :} \quad \begin{cases} M_x^0 = \frac{p_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p_u \times l_x^3}{3} \\ M_y^0 = \frac{p_u \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \frac{12,20 \times 1,6^2 \times 4,7}{2} - \frac{2 \times 12,20 \times 1,6^3}{3} = 40,08 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = \frac{12,20 \times 1,6^3}{6} = 8,33 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{et}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x^0 = 0,85 \times 40,08 = 34,07 \text{ kn.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y^0 = 0,85 \times 8,33 = 7,08 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{et}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0,4 \times M_x^0 = -16,03 \text{ kn.m} \\ -0,4 \times M_y^0 = -16,03 \text{ kn.m} \end{cases}$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$V_X = \frac{p_u \times l_x}{2} = \frac{12,20 \times 1,6}{2} = 9,76 \text{ kn}$$

$$V_Y = \frac{p_u \times l_x}{2} = \frac{12,20 \times 4,7}{2} = 28,67 \text{ kn}$$

✓ **Calcul des sollicitations internes a P'ELS :**

$$\begin{cases} M_x^0 = 28,42 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = 5,90 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^t = 24,15 \text{ kn.m} \\ M_y^t = 5,01 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} M_x^a = -11,36 \text{ kn.m} \\ M_y^a = -11,36 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Ferraillages :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau 3. 20 : ferraillage de la dalle sur trois appuis

	M(kn.m)	u_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
x-x	34,07	0,1423	0,1927	0,119	8,16	8HA12=9,04
y-y	7,08	0,0295	0,0375	0,128	1,58	2HA10=1,58
appuis	16,03	0,0669	0,0867	0,125	3,67	4HA12=4,52

Espacement des armatures

Sens y-y: $st_y \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$; on adopte $st_y = 12,5cm$.

Sens x-x: $st_x \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$; on adopte $st_x = 40cm$.

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0.22 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{MPa} < \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable.

On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28};$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa};$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0;$$

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

✓ **Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :**

Tableau 3.21: contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis

Localisation	Sens	M (kn.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Remarque
En travée	x-x	24.15	0.0473	0.0001	8.93	15	Vérifiée
	y-y	5	0.0225	3.118×10^{-5}	3.63	15	Vérifiée
En appuis	x-x	11.36	0.0357	7.54×10^{-5}	5.38	15	Vérifiée

✓ **Etat limite de déformation :**✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

✓ Selon x-x :

$$\begin{cases} \frac{0.15}{1.6} = 0.0937 \geq 0.0625 \\ \frac{0.15}{1.6} = 0.0937 \geq \frac{24.15}{10 \times 28.42} = 0.0849 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{9.04}{100 \times 13} = 0.0069 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{cases}$$

Schémas de ferrailage de la dalle D3 est :

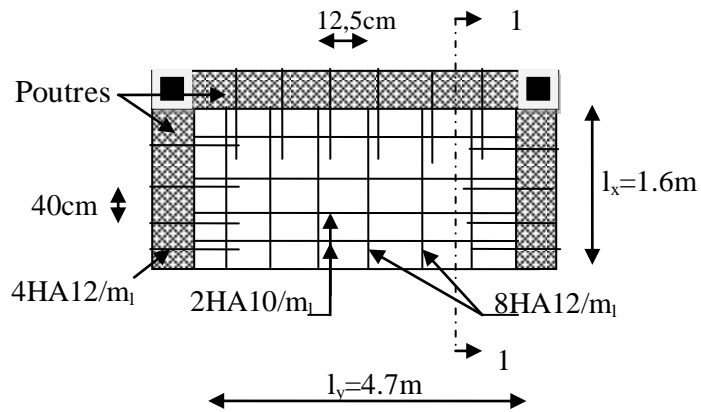


Figure 3.23 : schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

3.4.3. Etude de la dalle D₅ :

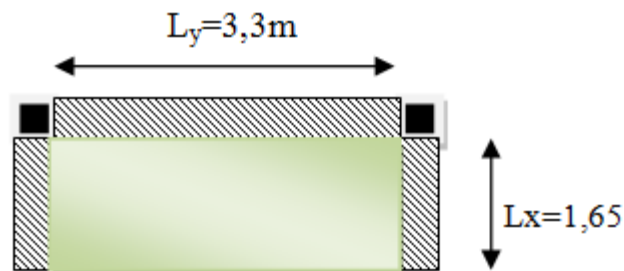


Figure 3.24: panneau de dalle sur 3 appuis.

$l_x = 1.65m ;$

$l_y = 3.3m ;$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.5 ;$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

Calcul des sollicitations

$$G = 5.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

On aura donc :

✓ **A l'ELU :**

$$P_U = 1,35G + 1,5Q = 12.20 \text{ KN} / \text{m}^2;$$

✓ **A l'ELS :**

$$P_S = G + Q = 8.65 \text{ KN} / \text{m}^2;$$

✓ **Calcul des sollicitations internes a l'ELU :**

$$\frac{l_y}{2} = \frac{3.3}{2} = 1.65 \geq l_x = 1.65 \text{ m} \quad \text{Donc :}$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \frac{p_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p_u \times l_x^3}{3} \\ M_y^0 = \frac{p_u \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \frac{12.20 \times 1.65^2 \times 3.3}{2} - \frac{2 \times 12.20 \times 1.65^3}{3} = 18.27 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = \frac{12.20 \times 1.65^3}{6} = 9.13 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 18.27 = 15.53 \text{ kn.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 9.13 = 7.76 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_x^0 = -5.48 \text{ kn.m} \\ -0.3 \times M_y^0 = -2.74 \text{ kn.m} \end{cases}$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$V_X = \frac{p_u \times l_x}{2} = \frac{12.20 \times 1.65}{2} = 10.06 \text{ kn}$$

$$V_Y = \frac{p_u \times l_y}{2} = \frac{12.20 \times 3.3}{2} = 20.13 \text{ kn}$$

✓ **Calcul des sollicitations internes a l'ELS :**

$$\begin{cases} M_x^0 = 12.95 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = 6.47 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^t = 11.01 \text{ kn.m} \\ M_y^t = 5.50 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} M_x^a = -3.88 \text{ kn.m} \\ M_y^a = -1.94 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Ferraillages :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau 3. 22 : ferraillage de la dalle sur trois appuis

	M(kn.m)	u_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
x-x	15.53	0.0648	0.0839	0.125	3.55	6HA10=4.74
y-y	7.76	0.0324	0.0412	0.128	1.74	4HA8=2.01
Appuis						
x-x	5.48	0.0229	0.0289	0.128	1.23	4HA8=2.01
y-y	2.74	0.0114	0.0114	0.129	0.61	4HA8=2.01

✓ **Espacement des armatures**

Sens y-y: $st_y \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$; on adopte $st_y = 16cm$.

Sens x-x: $st_x \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$; on adopte $st_x = 25cm$.

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0.077 MPa$$

$$\tau_u = 0,077 MPa < \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1.25 MPa$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable.

On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28};$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 MPa;$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0;$$

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

✓ **Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :**

Tableau 3.23: contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis

Localisation	Sens	M (kn.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Remarque
En travée	x-x	11.01	0.0364	7.83×10^{-5}	5.12	15	Vérifiée
	y-y	5.50	0.0251	3.84×10^{-5}	3.60	15	Vérifiée
En appuis	x-x	3.88	0.0251	3.84×10^{-5}	2.54	15	Vérifiée
	y-y	1.94	0.0251	3.84×10^{-5}	1.27	15	Vérifiée

✓ **Etat limite de déformation :**

✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

✓ Selon x-x :

$$\begin{cases} \frac{0.15}{1.65} = 0.0909 \geq 0.0625 \\ \frac{0.15}{1.65} = 0.0909 \geq \frac{11.01}{10 \times 12.95} = 0.0850 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{4.74}{100 \times 13} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{cases}$$

✓ Selon y-y :

$$\begin{cases} \frac{0.15}{3.3} = 0.0454 \geq 0.0625 \\ \frac{0.15}{3.3} = 0.0454 < \frac{5.5}{10 \times 6.47} = 0.0850 \text{ condition n'est pas vérifiée} \\ \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{cases}$$

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

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

Les mêmes calculs que pour la vérification des poutrelles seront menés pour celle des dalles pleines sur trois (03) appuis, les résultats selon les deux sens ((x-x) et (y-y)) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.24 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation

Sens		(x-x)	(y-y)
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	3.75	3.75
	q_{gser} (KN/m)	5.15	5.15
	q_{pser} (KN/m)	8.65	8.65
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	4.77	2.38
	M_{gser} (KN.m)	6.55	3.27
	M_{pser} (KN.m)	11	5.5

I_0 (m ⁴)	0.00030	0.00029
ρ	0.0036	0.0015
λ_i	5.75	13.58
λ_v	2.30	5.43
σ_{sj} (M Pa)	85.44	97.62
σ_{sg} (M Pa)	117.34	134.07
σ_{sp} (M Pa)	197.09	225.18
μ_j	0	0
μ_g	0.0358	0
μ_p	0.261	0
I_{ij} (m ⁴)	0.00033	0.000319
I_{ig} (m ⁴)	0.00033	0.000319
I_{ip} (m ⁴)	0.00032	0.000319
I_{vg} (m ⁴)	0.00032	0.000319
f_{ji} (mm)	0.1202	0.2506
f_{gi} (mm)	0.1991	0.3442
f_{pi} (mm)	0.6945	0.5782
f_{gv} (mm)	0.5361	1.032
Δf (mm)	0.9113	1.016
f_{adm} (mm)	3.3	6.6
$\Delta f \leq f_{adm}$	vérifiée	Vérifiée

Schémas de ferrailage de la dalle D5 est

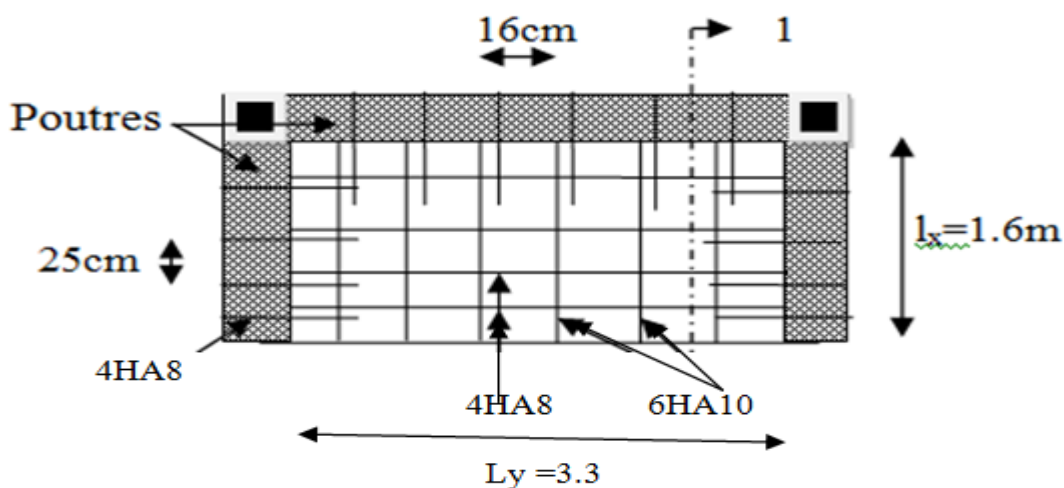


Figure 3.25 : schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

3.4.4. Etude de la dalle D_6 :

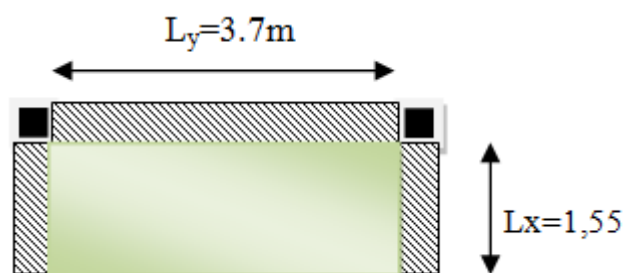


Figure 3.26: panneau de dalle sur 3 appuis.

$$l_x = 1.55m ;$$

$$l_y = 3.7m ;$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.42 ;$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens

✓ **Calcul des sollicitations**

$$G = 5.15KN / m^2$$

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

On aura donc :

✓ **A l'ELU :**

$$P_U = 1,35G + 1,5Q = 12.20KN / m^2 ;$$

✓ **A l'ELS :**

$$P_S = G + Q = 8.65KN / m^2 ;$$

✓ **Calcul des sollicitations internes a l'ELU :**

$$\frac{l_y}{2} = \frac{3.7}{2} = 1.85 \geq l_x = 1.55m \quad \text{Donc :} \quad \begin{cases} M_x^0 = \frac{p_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p_u \times l_x^3}{3} \\ M_y^0 = \frac{p_u \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \frac{12.20 \times 1.55^2 \times 3.7}{2} - \frac{2 \times 12.20 \times 1.55^3}{3} = 23.94 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = \frac{12.20 \times 1.55^3}{6} = 7.57 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 23.94 = 20.35 \text{ kn.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 7.57 = 6.43 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_x^0 = -7.182 \text{ kn.m} \\ -0.3 \times M_y^0 = -2.27 \text{ kn.m} \end{cases}$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$V_X = \frac{p_u \times l_x}{2} = \frac{12.20 \times 1.55}{2} = 9.45 \text{ kn}$$

$$V_Y = \frac{p_u \times l_x}{2} = \frac{12.20 \times 3.7}{2} = 22.57 \text{ kn}$$

✓ **Calcul des sollicitations internes a l'ELS :**

$$\begin{cases} M_x^0 = 16.97 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = 5.37 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^t = 14.42 \text{ kn.m} \\ M_y^t = 4.56 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} M_x^a = -5.09 \text{ kn.m} \\ M_y^a = -1.61 \text{ kn.m} \end{cases}$$

✓ **Ferraillages :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.25 : ferraillage de la dalle sur trois appuis

	M(kn.m)	u_{bu}	α	Z(m)	A_{cal}(cm²)	A_{adoptée}(cm²)
x-x	20.35	0.0850	0.1111	0.124	4.71	6HA10=4.74
y-y	6.43	0.0268	0.034	0.128	1.44	4HA8=2.01
Appuis x-x	7.18	0.0300	0.0380	0.128	1.61	4HA8=2.01
y-y	2.27	0.094	0.0119	0.129	0.54	4HA8=2.01

✓ **Espacement des armatures**

Sens y-y: $st_y \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$; on adopte $st_y = 16cm$.

Sens x-x: $st_x \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$; on adopte $st_x = 25cm$.

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0.173 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l’abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable.

On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28};$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15MPa;$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0;$$

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

✓ **Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :**

Tableau 3.26: contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis

Localisation	Sens	M (kn.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Remarque
En travée	x-x	14.42	0.0364	7.83×10^{-5}	6.71	15	Vérifiée
	y-y	4.56	0.0251	3.84×10^{-5}	2.98	15	Vérifiée
En appuis	x-x	5.09	0.0251	3.84×10^{-5}	3.32	15	Vérifiée
	y-y	1.61	0.0251	3.84×10^{-5}	1.05	15	Vérifiée

✓ **Etat limite de déformation :**

✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l’une des conditions suivantes n’est pas vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

✓ Selon x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.55} = 0.0967 \geq 0.0625 \\ \frac{0.15}{1.65} = 0.0967 \geq \frac{14.42}{10 \times 16.97} = 0.0849 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{4.74}{100 \times 13} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

✓ Selon y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{3.7} = 0.0405 \geq 0.0625 \\ \frac{0.15}{3.7} = 0.0405 < \frac{4.56}{10 \times 5.37} = 0.0850 \text{ condition n'est pas vérifiée} \\ \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

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

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

Les mêmes calculs que pour la vérification des poutrelles seront menés pour celle des dalles pleines sur trois (03) appuis, les résultats selon les deux sens ((x-x) et (y-y)) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.27 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation

Sens		(x-x)	(y-y)
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	3.75	3.75
	q_{gser} (KN/m)	5.15	5.15
	q_{pser} (KN/m)	8.65	8.65
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	6.26	1.97
	M_{gser} (KN.m)	8.58	2.71
	M_{pser} (KN.m)	14.42	4.56
I_0 (m ⁴)		0.00030	0.00029
ρ		0.0036	0.0015
λ_i		5.75	13.58
λ_v		2.303	5.43
σ_{sj} (M Pa)		111.96	80.92
σ_{sg} (M Pa)		153.76	111.14

σ_{sp} (MPa)	258.26	186.67
μ_j	0.01552	0
μ_g	0.1537	0
μ_p	0.3735	0
$I_{f_{ij}}$ (m ⁴)	0.00030	0.000319
$I_{f_{ig}}$ (m ⁴)	0.000176	0.000319
$I_{f_{ip}}$ (m ⁴)	0.000105	0.000319
$I_{f_{vg}}$ (m ⁴)	0.000178	0.000319
f_{ji} (mm)	0.1514	0.2614
f_{gi} (mm)	0.3599	0.358
f_{pi} (mm)	1.0105	0.6026
f_{gv} (mm)	0.7755	1.0763
Δf (mm)	1.27	1.058
f_{adm} (mm)	3.1	7.4
$\Delta f \leq f_{adm}$	vérifiée	Vérifiée

Schémas de ferrailage de la dalle D6 est :

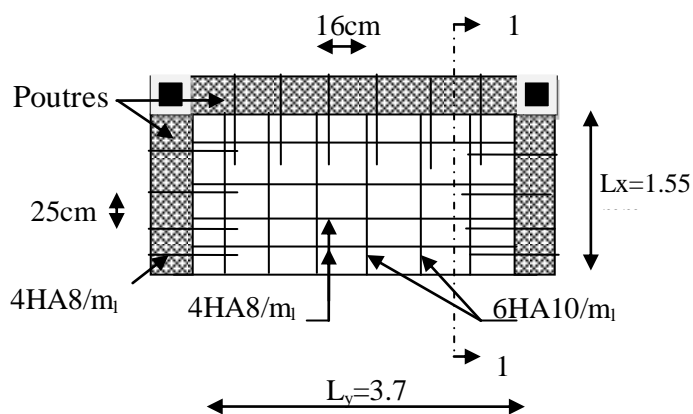


Figure 3 .27: schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

3.4.5. Etude de la dalle D₇ :

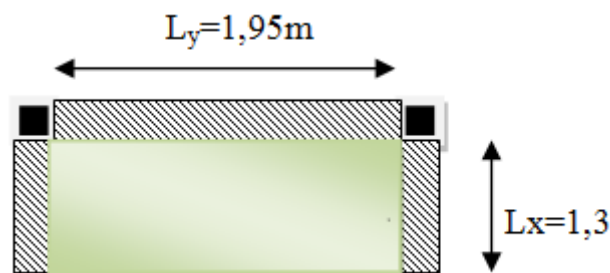


Figure 3.28: panneau de dalle sur 3 appuis.

$$l_x = 1.3m ;$$

$$l_y = 1.95m ;$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.66 ;$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens

✓ **Calcul des sollicitations**

$$G = 5.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

On aura donc :

✓ **A l'ELU :**

$$P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.20 \text{ KN} / \text{m}^2 ;$$

✓ **A l'ELS :**

$$P_S = G + Q = 8.65 \text{ KN} / \text{m}^2 ;$$

✓ **Calcul des sollicitations internes a l'ELU :**

$$\frac{l_y}{2} = \frac{1.95}{2} = 0.975 < l_x = 1.30m \quad \text{Donc :}$$

$$\begin{cases} M_y^0 = \frac{p_u \times l_y^2}{2} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p_u \times l_y^3}{48} \\ M_x^0 = \frac{p_u \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y^0 = 3.77 \text{ kn.m} \\ M_x^0 = \frac{12.20 \times 1.95^3}{24} = 3.77 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 3.77 = 3.2 \text{ kn.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 3.77 = 3.2 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_x^0 = -1.13 \text{ kn.m} \\ -0.3 \times M_y^0 = -1.13 \text{ kn.m} \end{cases}$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$V_X = \frac{p_u \times l_x}{2} = \frac{12.20 \times 1.30}{2} = 7.93 \text{ kn}$$

$$V_Y = \frac{p_u \times l_y}{2} = \frac{12.20 \times 1.95}{2} = 11.89 \text{ kn}$$

✓ **Calcul des sollicitations internes a l'ELS :**

$$\begin{cases} M_x^0 = 2.67 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = 2.67 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^t = 2.27 \text{ kn.m} \\ M_y^t = 2.27 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} M_x^a = -0.80 \text{ kn.m} \\ M_y^a = -0.80 \text{ kn.m} \end{cases}$$

✓ **Ferraillages :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.28: contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis

	$M(\text{kn.m})$	u_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{ado}(\text{cm}^2)$
x-x	3.2	0.0134	0.0168	0.129	0.71	1.4	5HA8
y-y	3.2	0.0134	0.0168	0.129	0.71	1.2	4HA8
Appuis x-x	1.13	0.0047	0.0059	0.129	0.25	1.4	5HA8
y-y	1.13	0.0047	0.0059	0.129	0.25	1.2	4HA8

✓ **Espacement des armatures**

Sens y-y: $st_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $st_y = 20\text{cm}$.

Sens x-x: $st_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $st_x = 25\text{cm}$.

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.091 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.091 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable.

On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

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

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

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0;$$

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

✓ Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.29: contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis

Localisation	Sens	M (kn.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Remarque
En travée	x-x	2.27	0.0277	4.64×10^{-5}	1.35	15	Vérifiée
	y-y	2.27	0.0251	3.84×10^{-5}	1.48	15	Vérifiée
En appuis	x-x	0.80	0.0277	4.64×10^{-5}	0.4785	15	Vérifiée
	y-y	0.80	0.0251	3.84×10^{-5}	0.5243	15	Vérifiée

Etat limite de déformation :

✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

✓ Selon x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.30} = 0.1153 \geq 0.0625 \\ \frac{0.15}{1.30} = 0.1153 \geq \frac{2.27}{10 \times 2.67} = 0.0850 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.00193 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

✓ Selon y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.95} = 0.0769 \geq 0.0625 \\ \frac{0.15}{1.95} = 0.0769 < \frac{2.27}{10 \times 2.67} = 0.0850 \text{ condition n'est pas vérifiée} \\ \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

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

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

Les mêmes calculs que pour la vérification des poutrelles seront menés pour celle des dalles pleines sur trois (03) appuis, les résultats selon les deux sens ((x-x) et (y-y)) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.30 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation

Sens		(x-x)	(y-y)
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	3.75	3.75
	q_{gser} (KN/m)	5.15	5.15
	q_{pser} (KN/m)	8.65	8.65
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	0.98	0.98
	M_{gser} (KN.m)	1.35	1.35
	M_{pser} (KN.m)	2.27	2.27
I_0 (m ⁴)		0.00029	0.00029
ρ		0.0019	0.0015
λ_i		10.87	13.58
λ_v		4.35	5.43
σ_{sj} (M Pa)		32.49	40.28
σ_{sg} (M Pa)		44.62	55.32
σ_{sp} (M Pa)		74.94	92.92
μ_j		0	0
μ_g		0	0
μ_p		0	0
$I_{f_{ij}}$ (m ⁴)		0.00032	0.00032
$I_{f_{ig}}$ (m ⁴)		0.00032	0.00032
$I_{f_{ip}}$ (m ⁴)		0.00032	0.00032
$I_{f_{vg}}$ (m ⁴)		0.00032	0.00032
f_{ji} (mm)		0.0159	0.0361
f_{gi} (mm)		0.0218	0.0496

f_{pi} (mm)	0.0367	0.0833
f_{gv} (mm)	0.0656	0.1488
Δf (mm)	0.0645	0.1464
f_{adm} (mm)	2.6	3.9
$\Delta f \leq f_{adm}$	vérifiée	Vérifiée

Schémas de ferrailage de la dalle D7 est :

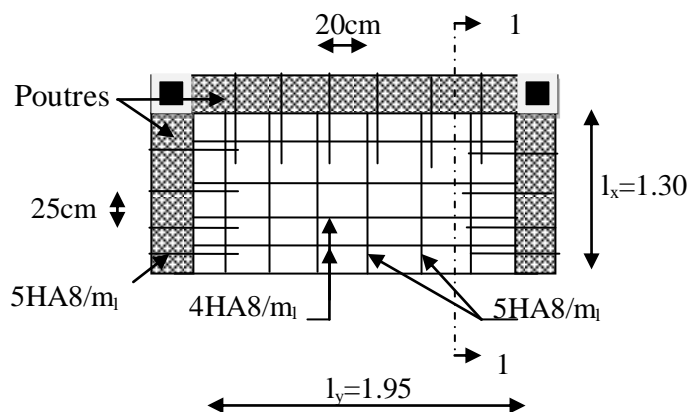


Figure 3.29: schéma de ferrailage de la dalle

3.4.6. Etude de la dalle D₄ :

$l_x = 0.90m$;

$l_y = 1.85m$;

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.49$;

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

✓ Calcul des sollicitations

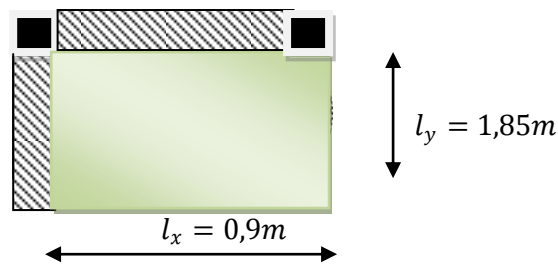


Figure 3.30: dalle pleine sur 2 appuis

$G = 5.15KN / m^2$

$Q = 3.5KN / m^2$

On aura donc :

- A l'ELU

$P_U = 1,35G + 1,5Q = 12.20KN / m^2$;

- A l'ELS :

$P_S = G + Q = 8.65KN / m^2$;

✓ Calcul des moments à l'ELU

$\rho = 0.49 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0980 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$ (Annexe1).

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0980 \times 12,20 \times (0,9)^2 = 0,96 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_x = 0,2500 \times 1,85 = 0,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **En travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 0,96 = 0,82 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 0,24 = 0,20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **En appui**

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{ox} = -0,3 \times 0,96 = -0,29 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_{oy} = -0,3 \times 0,24 = -0,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{p_u \times l_x}{2} = \frac{12,20 \times 0,90}{2} = 5,49 \text{ kn}$$

$$V_y = \frac{p_u \times l_y}{2} = \frac{12,20 \times 1,85}{2} = 11,28 \text{ kn}$$

✓ **Calcul des sollicitations internes a l'ELS :**

$$\begin{cases} M_x^0 = 0,71 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = 0,25 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^t = 0,60 \text{ kn.m} \\ M_y^t = 0,21 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} M_x^a = -0,21 \text{ kn.m} \\ M_y^a = -0,07 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Ferraillages :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.31: contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

	$M(\text{kn.m})$	u_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{ado}(\text{cm}^2)$
x-x	0.82	0.0034	0.0043	0.129	0.182	1.5	5HA8
y-y	0.20	0.0008	0.0010	0.129	0.04	1.2	4HA8
Appuis x-x	0.29	0.0012	0.0015	0.129	0.064	1.5	5HA8
y-y	0.07	0.0003	0.00037	0.129	0.016	1.2	4HA8

✓ **Espacement des armatures**

Sens y-y: $st_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $st_y = 20\text{cm}$.

Sens x-x: $st_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $st_x = 25\text{cm}$.

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,086 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,086 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable.

On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{C28};$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa};$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0;$$

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

✓ Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau3.32: contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

Localisation	Sens	M (kn.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
En travée	x-x	0.60	0.0277	4.64 × 10 ⁻⁵	0.36	15	Vérifiée
	y-y	0.21	0.0251	3.84 × 10 ⁻⁵	0.14	15	Vérifiée
En appuis	x-x	0.21	0.0277	4.64 × 10 ⁻⁵	0.127	15	Vérifiée
	y-y	0.07	0.0251	2.17 × 10 ⁻⁵	0.087	15	Vérifiée

✓ Etat limite de déformation :

✓ Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

✓ Selon x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{0.90} = 0.1666 \geq 0.0625 \\ \frac{0.15}{0.90} = 0.1666 \geq \frac{0.60}{10 \times 0.71} = 0.08450 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.00193 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

✓ Selon y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.85} = 0.0810 < \frac{0.15}{1.85} = 0.0810 \geq 0.0625 \\ \frac{0.15}{1.85} = 0.0810 < \frac{0.21}{10 \times 0.25} = 0.0840 \text{ condition n' est pas vérifiée} \\ \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

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

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

Les mêmes calculs que pour la vérification des poutrelles seront menés pour celle des dalles pleines sur trois (03) appuis, les résultats selon les deux sens ((x-x) et (y-y)) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.33 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation

Sens		(x-x)	(y-y)
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	3.75	3.75
	q_{gser} (KN/m)	5.15	5.15
	q_{pser} (KN/m)	8.65	8.65
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	0.26	0.09
	M_{gser} (KN.m)	0.36	0.12
	M_{pser} (KN.m)	0.60	0.21
I_0 (m ⁴)		0.00029	0.00029
ρ		0.0019	0.0015
λ_i		10.87	13.58
λ_v		4.35	5.43
σ_{sj} (M Pa)		8.62	3.83
σ_{sg} (M Pa)		11.85	5.26
σ_{sp} (M Pa)		19.90	8.83
μ_j		0	0
μ_g		0	0
μ_p		0	0
If_{ij} (m ⁴)		0.00032	0.00032

$I_{ig} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00032	0.00032
$I_{ip} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00032	0.00032
$I_{vg} \text{ (m}^4\text{)}$	0.00032	0.00032
$f_{ji} \text{ (mm)}$	0.0020	0.0031
$f_{gi} \text{ (mm)}$	0.0027	0.0042
$f_{pi} \text{ (mm)}$	0.0046	0.0071
$f_{gv} \text{ (mm)}$	0.0083	0.0127
$\Delta f \text{ (mm)}$	0.0082	0.0125
$f_{adm} \text{ (mm)}$	1.8	3.7
$\Delta f \leq f_{adm}$	vérifiée	Vérifiée

Schémas de ferrailage de la dalle D4 est :

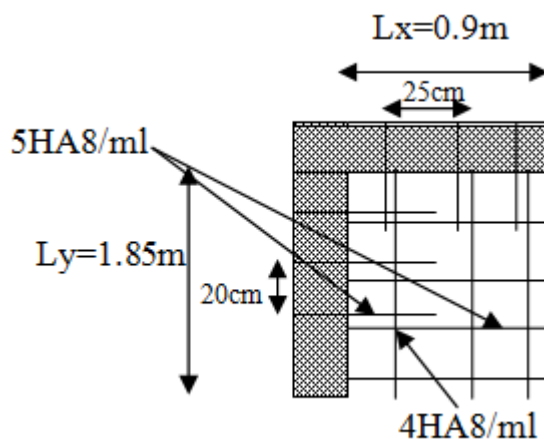


Figure 3.31: schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

3.4.7. Etude de la dalle D_8 :

On étudiera la dalle qui est défavorable

Le rapport des deux dimensions de la plaque ($\frac{l_x}{l_y}$), appelé aussi ρ , est nécessaire pour l'étude de dalles pleines.

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho \geq 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

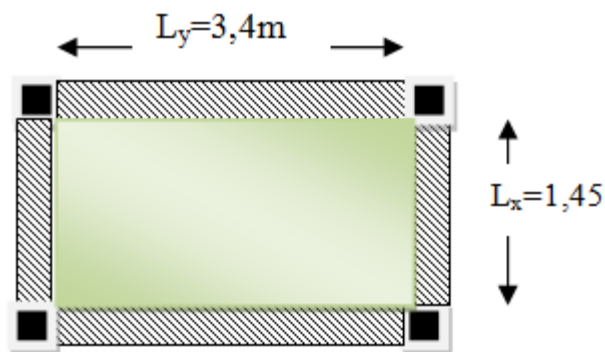


Figure 3.32: dalle pleine sur 4 appuis.

$$l_y = 3.4m$$

$$l_x = 1.45m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.43 ;$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

✓ **Calcul des sollicitations**

$$G = 5.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

On aura donc :

- **A l'ELU**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.70 \text{ KN} / \text{m}^2 ;$$

- **A l'ELS :**

$$P_s = G + Q = 7.65 \text{ KN} / \text{m}^2 ;$$

✓ **Calcul des moments à l'ELU**

$$\rho = 0.43 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1062 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1}).$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1062 \times 10.70 \times (1.45)^2 = 2.39 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_x = 0.25 \times 2.39 = 0.59 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

✓ **En travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 2.39 = 2.03 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.59 = 0.50 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

✓ **En appui**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times M_{ox} = -0.3 \times 2.39 = -0.71 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y^a = -0.3 \times M_{oy} = -0.3 \times 0.59 = -0.17 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{p_u \times l_x}{2} = \frac{10.70 \times 1.45}{2} = 7.75 \text{ kn}$$

$$V_y = \frac{p_u \times l_y}{2} = \frac{10.70 \times 3.4}{2} = 18.19 \text{ kn}$$

✓ **Calcul des sollicitations internes a l'ELS :**

$$\begin{cases} M_x^0 = 1.74 \text{ kn.m} \\ M_y^0 = 0.53 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} M_x^t = 1.48 \text{ kn.m} \\ M_y^t = 0.45 \text{ kn.m} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} M_x^a = -0.52 \text{ kn.m} \\ M_y^a = -0.16 \text{ kn.m} \end{cases}$$

✓ **Ferraillages :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.34: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

	<i>M(kn.m)</i>	<i>u_{bu}</i>	<i>α</i>	<i>Z(m)</i>	<i>A_{cal}(cm²)</i>	<i>A_{min}(cm²)</i>	<i>A_{ado}(cm²)</i>
x-x	2.03	0.0084	0.0106	0.129	0.45	1.54	5HA8
y-y	0.50	0.0021	0.0026	0.129	0.112	1.2	4HA8
Appuis x-x	0.71	0.0029	0.0037	0.129	0.158	1.54	5HA8
y-y	0.17	0.0003	0.0009	0.129	0.039	1.2	4HA8

✓ **Espacement des armatures**

Sens y-y: $st_y \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$; on adopte $st_y = 20cm$.

Sens x-x: $st_x \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$; on adopte $st_x = 25cm$.

✓ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0.139MPa$$

$$\tau_u = 0,139MPa < \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable.

On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} ;$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15MPa ;$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 ;$$

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

✓ **Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :**

Tableau 3.35: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Localisation	Sens	<i>M</i> (<i>kn.m</i>)	<i>Y</i> (m)	<i>I</i> (m ⁴)	<i>σ_{bc}</i> (<i>MPA</i>)	<i>σ_{adm}</i> (<i>MPA</i>)	Remarque

En travée	x-x	1.48	0.0277	4.64×10^{-5}	0.88	15	Vérifiée
	y-y	0.45	0.0251	3.84×10^{-5}	0.29	15	Vérifiée
En appuis	x-x	0.52	0.0277	4.64×10^{-5}	0.313	15	Vérifiée
	y-y	0.16	0.0251	2.17×10^{-5}	0.105	15	Vérifiée

✓ **Etat limite de déformation :**

✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

✓ Selon x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.45} = 0.1034 \geq 0.0625 \\ \frac{0.15}{1.45} = 0.1034 \geq \frac{1.48}{10 \times 1.74} = 0.0850 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.00193 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

✓ Selon y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{3.4} = 0.0441 < 0.0625 \\ \frac{0.15}{3.4} = 0.0441 < \frac{0.45}{10 \times 0.53} = 0.0849 \text{ condition n'est pas vérifiée} \\ \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

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

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

Les mêmes calculs que pour la vérification des poutrelles seront menés pour celle des dalles pleines sur quatre (04) appuis, les résultats selon les deux sens ((x-x) et (y-y)) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.36 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation

Sens		(x-x)	(y-y)
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	3.75	3.75
	q_{gser} (KN/m)	5.15	5.15
	q_{pser} (KN/m)	7.65	7.65
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	0.72	0.22
	M_{gser} (KN.m)	1	0.30
	M_{pser} (KN.m)	1.48	0.45
I_0 (m ⁴)		0.00029	0.00029
ρ		0.0019	0.0015
λ_i		10.87	13.58
λ_v		4.35	5.43
σ_{sj} (M Pa)		24.03	9.169
σ_{sg} (M Pa)		33.01	12.59
σ_{sp} (M Pa)		49.03	18.70
μ_j		0	0
μ_g		0	0
μ_p		0	0
$I_{f_{ij}}$ (m ⁴)		0.00032	0.00032
$I_{f_{ig}}$ (m ⁴)		0.00032	0.00032
$I_{f_{ip}}$ (m ⁴)		0.00032	0.00032
$I_{f_{vg}}$ (m ⁴)		0.00032	0.00032
f_{ji} (mm)		0.0146	0.0249
f_{gi} (mm)		0.0201	0.0343
f_{pi} (mm)		0.0299	0.0509
f_{gv} (mm)		0.0603	0.1029
Δf (mm)		0.0555	0.0946
f_{adm} (mm)		2.9	6.8

$\Delta f \leq f_{adm}$	vérifiée	Vérifiée
-------------------------	----------	----------

Schémas de ferrailage de la dalle D8 est :

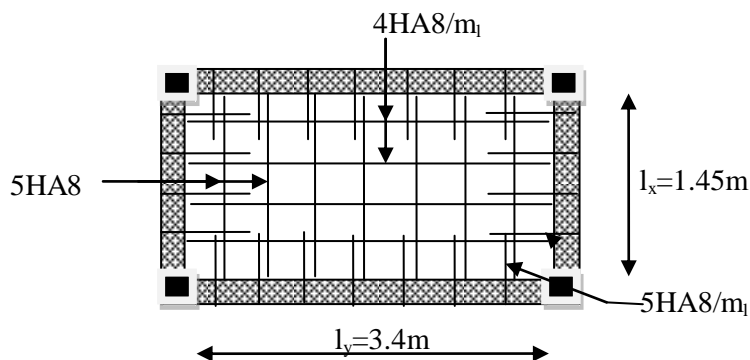


Figure 3.33: schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

3.4.8. Etude de la dalle D₂ :

$l_x = 1.30m ;$

$l_y = 6.05m ;$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.22 ;$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

Calcul des sollicitations

$G = 5.15KN / m^2$

$Q = 1.5KN / m^2 \quad P_s = G + Q = 7.65KN / m^2 ;$

$m_0 = \frac{9.20 \times 1.3^2}{8} = 1.94 kn.m$

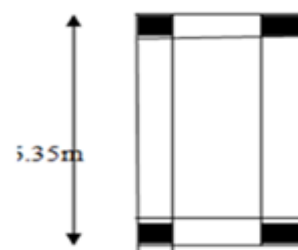


Figure 3.34: dalle pleine sur 4 appuis

Tableau 3.37: moment et ferrailage de la dalle D2

Zone	moment(kn.m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$	$N^{bre} \text{ barre}$	st(cm)
travée	1.65	0.33	1.2	2.01	4HA8	25
appuis	0.58	0.11	1.2	2.01	4HA8	25

Schémas de ferrailage de la dalle D2 est :

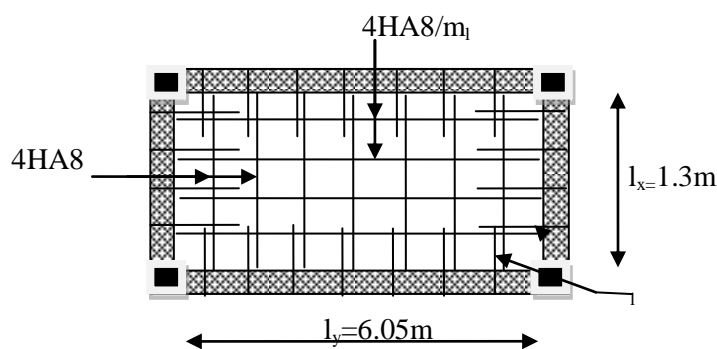


Figure 3.35: schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

3.5. Etude de la poutre de chaînage

Définition :

3.5.1. Le chaînage horizontal :

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

3.5.2. Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 6.05m$

Selon la condition de la flèche :

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

$$40.33cm \leq h \leq 60.5cm$$

Selon (Art. 9.3.3 du RPA99/Version 2003) :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur du mur),

Soit : $h = 45cm$, $b = 30cm$;

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (45×30).

3.5.3. Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.45 \times 0.3 = 3.37KN/m$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.80 \times (3.06 - 0.3) = 7.73KN/m.$$

$$P_u = 1.35 \times (3.37 + 7.73) = 14.98 KN/m.$$

$$P_s = 7.73 + 3.37 = 11.1 \text{ KN/m.}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 75.50 \text{ K.m.}$$

• **Calcul à l'ELU :**

$$M_t = 0.85M_u = 64.18 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3M_u = -22.65 \text{ KN.m}$$

3.5.4 Le ferrailage

a) Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

$$d = h - 0.03 = 0.42 \text{ m}$$

Tableau 3.38: Armatures longitudinales.

	M(kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ²)
En travée	64.18	0.0256	0.0324	0.41	4.44	4.52	4HA12=4.52
En appui	22.65	0.0090	0.0113	0.41	1.55	4.52	4HA12=4.52

b) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

BAEL91 (Art. III.3.b),

Soit un cadre $\phi 8 \Rightarrow A_t = 4 \times \phi 8 = 2 \text{ cm}^2$.

c) Les espacements

$$S_t \leq \min(d = 42 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

DTR BC-2 .4 (Art. A.5.1.2.2.).

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 44.44 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le **RPA99/ version 2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

On adopte $S_t = 7.5 \text{ cm}$.

3.5.5. Vérifications :

a) À l'ELU

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Effort tranchant :**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 47.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.377 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) À PELS

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_S = 55.94 \text{ KN.m.}$$

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

Calcul de y :

$$A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 11.7 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 7826263 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.36 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Évaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1) ;**

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

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

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

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.45}{6.35} = 0,0708 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,0708 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,085 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4,52}{30 \times 42} = 0,0036 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D'où pas lieu de vérifier de la flèche.

3.5.6. Schéma de ferrailage

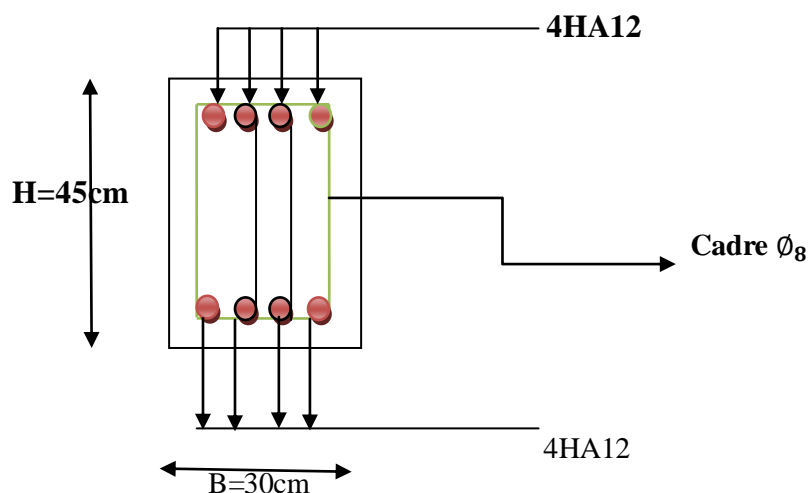


Figure 3.36: schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

- Evaluation des moments en travée

$$q_{j \text{ ser}} = 3,37 \text{KN/m}$$

$$q_{g \text{ ser}} = 11,1 \text{KN/m}$$

$$q_{p \text{ ser}} = 11,1 \text{KN/m}$$

$$M_{j \text{ ser}} = 0,75 \times \frac{q_{j \text{ ser}} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{j \text{ ser}} = 0,75 * \frac{3,37 * 6,35^2}{8} = 12,74 \text{KN.m}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 0,75 \times \frac{q_{g \text{ ser}} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{g \text{ ser}} = 0,75 * \frac{11,1 * 6,35^2}{8} = 41,96 \text{KN.m}$$

$$M_{p \text{ ser}} = 0,75 \frac{q_{p \text{ ser}} * l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{p \text{ ser}} = 0,75 \frac{11,1 * 6,35^2}{8} = 41,96 \text{KN.m}$$

- Calcul de ρ et λ :

$$\rho = \frac{A}{B * d} = \frac{4.52}{30 * 42} = 3.587 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3)\rho} = \frac{0.05 * 2.1}{0.018} = 5.85$$

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 2.34$$

- Calcul de y et I :

$$I_0 = \frac{B \times h^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = 2.53 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Contraintes

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2} \right)} = \frac{12.74 \times 10^{-3}}{4.52 \times \left(42 - \frac{11.7}{2} \right) \times 10^{-6}} = 77.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2} \right)} = \frac{41.96 \times 10^{-3}}{4.52 \times \left(42 - \frac{11.7}{2} \right) \times 10^{-6}} = 256.79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times \left(d - \frac{y}{2} \right)} = \frac{41.96 \times 10^{-3}}{4.52 \times \left(42 - \frac{11.7}{2} \right) \times 10^{-6}} = 256.79 \text{ Mpa.}$$

- Calcul de μ

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ Si : } \mu > 0 \text{ si non } \mu = 0.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 77.96 + 2,1} = -0.1515 < 0 \text{ donc } \mu = 0 ;$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 256.79 + 2,1} = 0.3547 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 256.79 + 2,1} = 0.3547 > 0$$

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 11000 \sqrt{25} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{32164,20}{3} = 10721,40 \text{ MPa.}$$

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

- Moment d'inertie fictive (I_f)

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} : \text{ Le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence}$$

éventuelle des fissures dans les zones tendues.

$$If_{ij} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 0,00253}{1 + 5,85 \times 0} = 0,002783m^4.$$

$$If_{ig} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 0,00253}{1 + 5,85 \times 0,3547} = 0,000905m^4.$$

$$If_{ip} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 0,00253}{1 + 5,85 \times 0,3547} = 0,000905m^4.$$

$$If_{vg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 0,00253}{1 + 2,34 \times 0,3547} = 0,00152m^4.$$

- Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} = \frac{12,74 \times 10^{-3} \times 40,32}{10 \times 32164,20 \times 0,00278} = 0,00057m$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} = \frac{41,96 \times 10^{-3} \times 40,32}{10 \times 32164,20 \times 0,000905} = 0,005812m$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} = \frac{41,96 \times 10^{-3} \times 40,32}{10 \times 32164,2 \times 0,000905} = 0,005812m$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}} = \frac{41,96 \times 10^{-3} \times 40,32}{10 \times 10721,40 \times 0,00152} = 0,01038m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,01038 - 0,00057 + 0,005812 - 0,005812 = 0,0098m = 0,98cm$$

- La flèche admissible

$$- f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow \text{Pour une portée } \leq 5 \text{ m.}$$

$$- f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0,5 \rightarrow \text{Pour une portée } > 5 \text{ m.}$$

Dans notre cas, la portée de la poutre est supérieure à 5m.

$$D'où : f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0,5 = \frac{635}{1000} + 0,5 = 1,135cm$$

$$\Delta f = 0,98cm \leq f_{adm} = 1,135cm \quad \text{C'est vérifié.}$$

3.6. Etude de la dalle d'ascenseur

3.6.1. Définition :

L'ascenseur mécanique est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure, l'ascenseur utilisé a une capacité de prendre huit (08) personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

L : Longueur de l'ascenseur = 140cm.

l : Largeur de l'ascenseur = 110cm.

H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.

F_c : Charge due à la cuvette = 145KN. (Annexe 4.)

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.

La charge nominale est de 630kg.

La vitesse $V = 1,6m/s$.

3.6.2. Étude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $l_x = 2.05m$ et $l_y = 2.20m$ donc une surface $S = 2.05 \times 2.20 = 4.51m^2$.

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{2.05}{20} = 0.1025m$$

Soit $e = 20cm$.

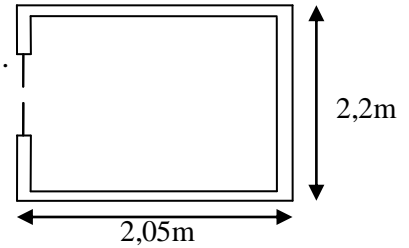


Figure 3.37 : Cage de l'ascenseur

3.6.3. Évaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88KN/m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88KN/m^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{4.51} = 32.15KN/m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 38.03KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2.$$

3.6.4. Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations

À l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 52.84KN/m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.93 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases} \quad \text{Annexe 1.}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.50KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.03KNm$$

- Calcul des moments réels

$$\text{➤ En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.07KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.82KNm$$

$$\text{➤ En appui : } M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 2.85KNm$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 2.49 \text{KNm}$$

1. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 18\text{cm}$.

✓ **En travée :**

// à l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.0175$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0221$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178\text{m}.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.17\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

// à l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.0148$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0186$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.178\text{m}.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 0.99\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

✓ **En appui :**

Sens x : $\mu_{bu} = 0.0062$

$$\alpha = 0.0077$$

$$z = 0.179\text{m}$$

$$A_a = 0.41\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Sens-y : $\mu_{bu} = 0.0054$

$$\alpha = 0.0068$$

$$z = 0.179\text{m}$$

$$A_a = 0.36\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau 3.39: section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	M(KN. m)	M(KN. m) Appui	A_{cal} Travée	A_{cal} appui	$A_{adopté}$ (cm^2) Travée	$A_{adopté}$ appui

	Travée					
Sens x-x	8.07	2.85	1.17	0.41	4HA10=3.16	4HA10=3.16
Sens y-y	6.82	2.49	0.99	0.36	4HA10=3.16	4HA10=3.16

2. Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité

✓ En travée

$$\text{On calcule } A_{\min} : \left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 0.93$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.65\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^x = 4HA10 = 3.16\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.65\text{cm}^2 / \text{ml}. \quad \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.16\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}. \quad \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \quad \text{Vérfiée.}$$

✓ En appui

$$A_t^x = 4HA10 = 3.16\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.65\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.16\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

✓ Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x': } S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y': } S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\rho = 0.93 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens :}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 54.16 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} = 58.12 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{58.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.32 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

3. Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 38.03 + 1 = 39.03 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.20 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.33 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.97 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.23 \text{ KNm}$$

4. Vérification des contraintes

Tableau 3.40: vérification des contraintes.

Localisation	M ser (KN. m)	I (cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	7.89	11381.16	3.68	2.55	15
Travées (y)	7.05	11381.16	3.68	2.28	15

3.6.5. Cas d'une charge concentrée

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

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

($u \times v$) : Surface d'impact.

a_0 Et u : dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 Et v : dimensions suivant le sens y-y'.

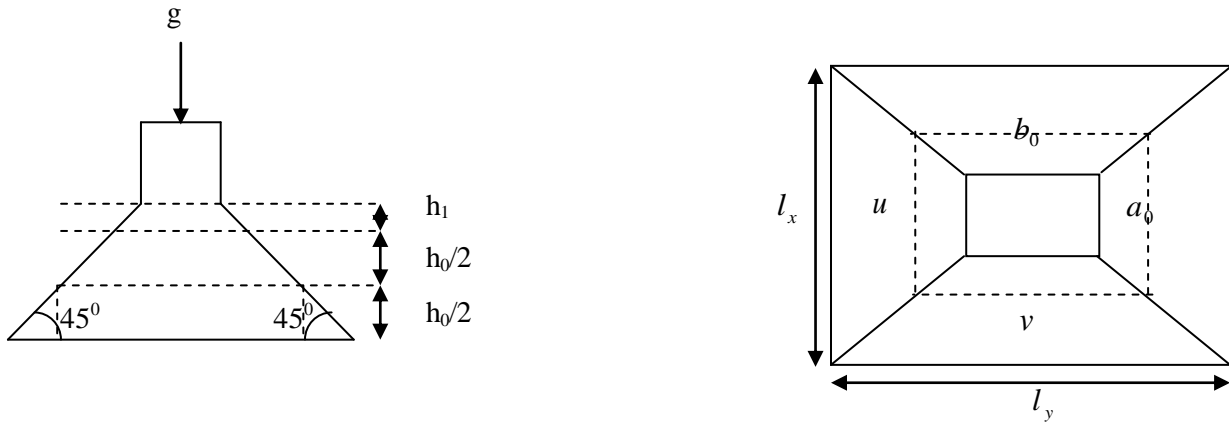


Figure 3.38: la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

BAEL91.

On a une vitesse $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108cm. \end{cases}$$

✓ **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.53 \quad \text{et } \rho = 0.93$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.50 \quad \text{et } \rho = 0.93$$

En se référant à l'**annexe** on trouve $M_1 = 0.098$ et $M_2 = 0.08$

Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 9.56 \text{KNm} \\ M_{y1} = 7.81 \text{KNm} \end{cases}$$

Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.48 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.25 \text{KNm}$$

μ_x et μ_y Sont donnés par l'annexe 1.

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.04 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.06 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 11.04 = 9.38 \text{KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 9.06 = 7.70 \text{KNm} \end{cases}$$

Ferraillage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 18 \text{cm}$ et $d_y = 18 \text{cm}$

Tableau 3.41: ferraillage de la dalle de la salle des machines.

	M_t (KN . m)	M_a (KN .m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	9.38	3.31	1.37	0.2	5T10=3.95	4T10=3.16
Sens y-y'	7.70	2.72	1.12	0.16	5T10=3.95	4T10=3.16

1. Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité :

✓ En travée :

$$A_t^x = 5T10 = 3.95 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.65 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 5T10 = 3.95 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En appui :**

$$A_t^x = 4T10 = 3.12\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.65\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.12\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

b) Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 4 \times (u = v) = 4 \times (108)$$

$$U_c = 432\text{cm}.$$

$$Q_u = 97.6\text{KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6\text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648\text{KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

On a $v > u \Rightarrow$ Au milieu de u : $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 30.123\text{KN}$

Au milieu de v : $V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 22.59\text{KN}$

Donc :

$$V_{\max} = 30.12\text{KN}$$

$$\tau_u = 0.167\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

d) Espacement des barres

Sens x-x' : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(2e; 22\text{cm}) = 22\text{cm}.$

Sens y-y' : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

1. Calcul à l'ELS

✓ Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_{ser} = g = 72.3KN.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 13.33KN.m. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 13.43KN.m. \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5 + 1 = 6KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.26KN.m$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.13KN.m$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.59KN.m \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 14.56KN.m \end{cases}$$

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 12.40KN.m$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 12.37KN.m$$

- **Vérification des contraintes :**

Tableau 3.42: vérification des contraintes.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (M Pa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (M Pa)
Travées (x)	12.40	13744.45	4.06	3.66	15
Travées (y)	12.37	13744.45	4.06	3.65	15

b) Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l = 0.0975 \geq 1/16 = 0.06 \quad (1). \\ h / l = 0.0975 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \quad (2). \\ A / b. d = 0.0022 \leq 4,2 / F_e = 0.01 \quad (3). \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. On est dispensé de la vérification de la flèche.

Schéma de ferrailage de l'ascenseur est :

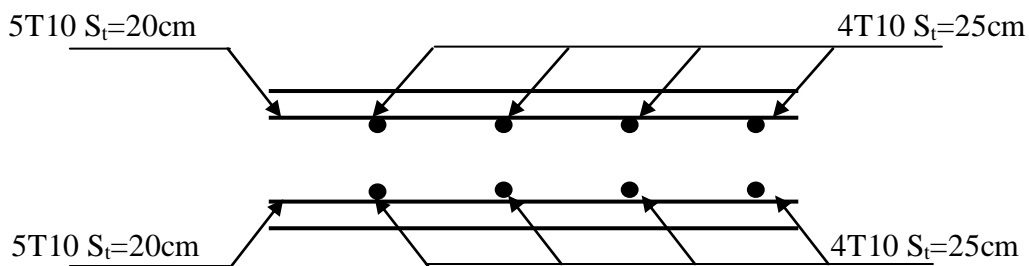


Figure 3.39: vue en coupe du ferrailage de la dalle.

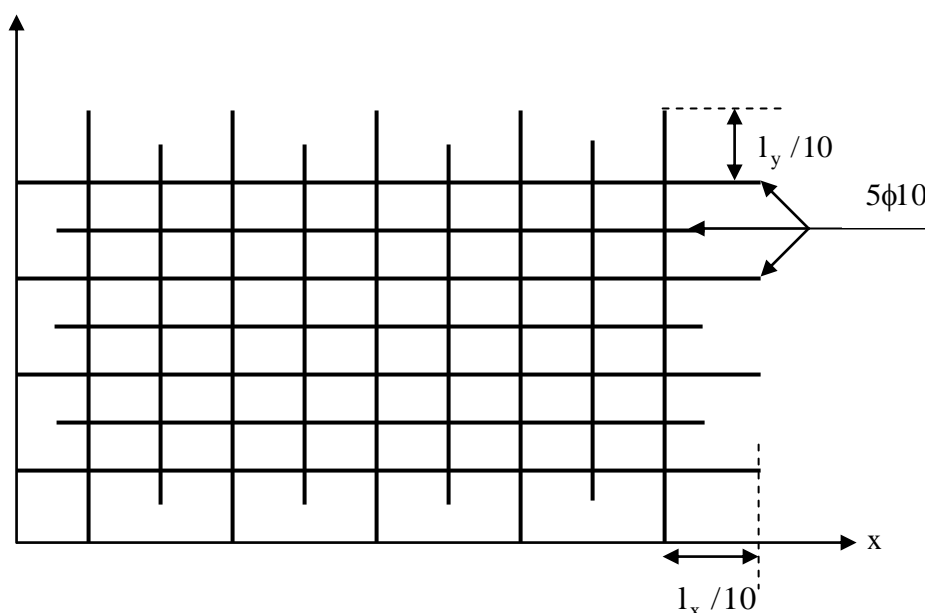


Figure 3.40: schéma du ferrailage de la dalle.

3.7. L'acrotère

3.7.1. Définition :

Considérée comme une console encadrée dans le plancher, soumise à son poids propre, à une force sismique horizontale défini par le $RPA = 4.A.C_p.W_p$, et à une surcharge horizontale Q due à la main courante.

- A : coefficient d'accélération de zone.
- C_p : coefficient de la force horizontale ; $C_p = 0.8$ (RPA Tab 6.1)

3.7. L'acrotère

3.7.1. Définition :

Considérée comme une console encadrée dans le plancher, soumise à son poids propre, à une force sismique horizontale défini par le $RPA p = 4.A.C_p.W_p$, et à une surcharge horizontale Q due à la main courante.

- A : coefficient d'accélération de zone.
- C_p : coefficient de la force horizontale ; $C_p = 0.8$ (RPA Tab 6.1)

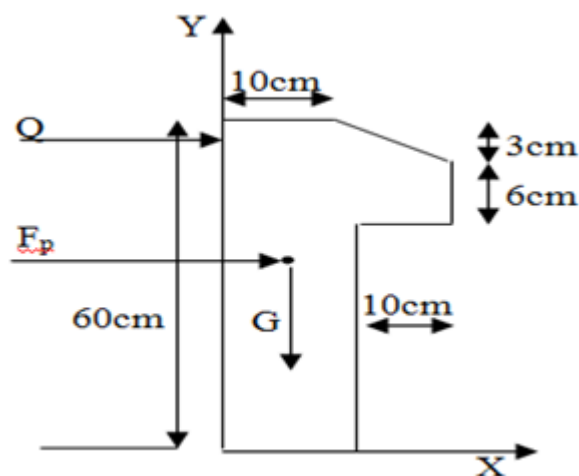


Figure 3.41 : Coupe transversale de l'acrotère

3.7.2. Hypothèses de calcul :

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

3.7.3. Évaluation des charges et surcharges :

- poids propre :

$$G_1 = 25 * (0.6 * 0.1 + 0.03 * 0.1 / 2 + 0.06 * 0.1) * 1 \text{ m.}$$

$$G_1 = 1.6875 \text{ KN.}$$

- enduit de ciment de 1.5 cm d'épaisseur

$$G_2 = 0.2 * 1.5 * 0.6 * 1 \text{ m.}$$

$$G_2 = 0.18 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} G_t = G_1 + G_2 = 1.8675 \text{ KN} \\ Q = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

3.7.4. Calcul de la force sismique :

$$\begin{cases} A = 0.15 (\text{RPA zone IIa}) \\ W_p = G_t = 1.8675 \text{ KN} \\ C_p = 0.8 \end{cases}$$

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 1.8675 = 0.896 \text{ KN}$$

3.7.5. Calcul des efforts :

A) centre de pression :

$$\begin{cases} X_c = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} = 0.061m \\ y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = 0.328m \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_G = 1.8675KN & M_G = 0KN.m \\ N_Q = 0KN & M_Q = 0.6 * 1 = 0.6KN.m \\ N_F = 0KN & M_F = F_p * Y_c = 0.896 * 0.328 = 0.294KN.m \end{cases}$$

B) Combinaisons de calcul :

Tableau.3.43 : Combinaisons de calcul

Règlement	Combinaisons	M (KN, m)	N(KN)
RPA 99	G+Q+E	0,894	1,8675
ELU	1.35G+1.5Q	0,9	2,5211
ELS	G+Q	0,6	1,8675

C) Calcul de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.5211} = 0.36m .$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc La section est partiellement comprimée (S.P.C)

La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul $e = e_1 + e_2$

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm . L/250)$$

L : portée de l'élément = 80 cm

$$e_a = \max (2cm . 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

h : Hauteur de la section qui est égale à 10cm

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 * 1.2^2 * 2}{10^4 * 0.1} = 0.00864\text{m}$$

D'où : $e = 0.36 + 0.02 + 0.00864 = 0.389\text{m}$

Les sollicitations de calcul deviennent : $N_u = 2.5211\text{KN} \Rightarrow M_u = N_u * e = 0.9798\text{KN.m}$

3.7.6. Ferrailage de l'acrotère :

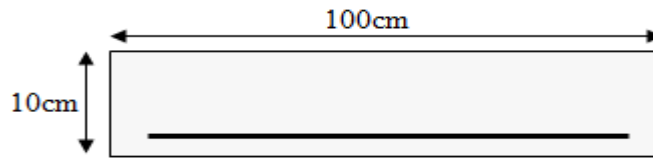


Figure 3.42 : Section a calcul

$$M_{uA} = M_{uG} + N * \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.9798 + 2.5211 * \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.055\text{KN.m}$$

Tableau 3.44 : Ferrailage de l'acrotère à la flexion simple.

M_{uA} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{opt} (cm ²)
1.055	0,012	0,015	0,08	0.38	0.966	4HA8=2.01

$$A_{min} > A_{cal} \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{min}$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50\text{cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA6} = 1.13\text{cm}^2$$

Vérification au cisaillement :

$$V_u = f_p + Q = 1.896\text{KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b * d) = 1.896 * 10^{-3} / (1 * 0.08) = 0.0237\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.13 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (3.25 ; 4) \text{ MPa.} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.0237 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Vérifiée pas de risque de cisaillement.}$$

Vérification à l'E L S :

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_s = V_u / (0.9 * d \sum u_i) \leq \bar{\tau}_{ser} .$$

$$V_u = f + Q.$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi * n * \phi = 3.14 * 4 * 8 = 100.48 \text{ mm}.$$

$$\bar{\tau}_{ser} = \frac{1.896 * 10^{-3}}{0.9 * 0.08 * 100.48 * 10^{-3}} = 0.262 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ MPa} .$$

$$\Psi = 1.5 \text{ pour acier HA} \Rightarrow \tau < \bar{\tau}_{ser} .$$

- Etat limite de compression de béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = k * y \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots (1)$$

$$\sigma_s = n * k * (10 - y) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- K : coefficient angulaire des contraintes.
- I : le moment d'inertie de la section homogène réduite.

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 [A_s * (d - y)^2 + A' * (y - d')^2] .$$

$$y = y_c + c$$

$$C = d - e_a$$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{SER}} + (d - \frac{h}{2}) = \frac{0.6}{1.8675} + (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 0.35 \text{ m}.$$

Avec :

- y : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée de la section.
- e_a : distance entre le centre de pression C et les armatures tendues.

- y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression C.
- y_c : est la solution de l'équation de troisième degré suivante :

$$y_c^3 + p*y+q = 0 \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3C^2 - \frac{6.n.A'}{b}(C - d') + \frac{6.n.A}{b}(d - C) \\ q = -2C^3 - \frac{6.n.A'}{b}(C - d')^2 - \frac{6.n.A}{b}(d - C)^2 \end{cases}$$

- $n=15$; coefficient de l'homogénéité.
- $A' = 0$: armatures comprimées.
- A : armatures tendues = 2.01 cm^2 .

La solution de l'équation (3) est donnée par la méthode suivante :

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27}$$

AN :

$$e_A = 0.35m.$$

$$C = -0.27m .$$

$$P = -0.212.$$

$$q = 0.037.$$

D'où : $\Delta = -4.26 * 10^{-5}$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$\begin{cases} y_1 = a.\cos\left(\frac{\phi}{3}\right) \\ y_2 = a.\cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) \\ y_3 = a.\cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\cos\phi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \cdot \left(\frac{-3}{p}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\phi = 167.98^\circ$$

$$a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.532$$

$$\begin{cases} y_1 = 29.75cm. \\ y_2 = -53.07cm. \\ y_3 = 23.32cm. \end{cases}$$

La solution qu'on doit maintenir est celle qui vérifie la condition suivante :

$$\begin{aligned} 0 \leq y \leq h &\Rightarrow 0 \leq y_c + C \leq h \\ &\Rightarrow -c \leq y_c \leq h - C \\ &\Rightarrow 27cm \leq y_c \leq 37cm \end{aligned}$$

Pour : $y_c = y_1 = 29.75cm$

$$y = y_c + C = 2.75cm .$$

$$A = 2.01cm^2 \Rightarrow y = 0.0275m \Rightarrow I = 1.524 * 10^{-5} m^4$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.083MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \text{ vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_c = \frac{N_{ser}}{I} y_c * (d - y) \leq \bar{\sigma}_c = 240MPa$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{1.8675 * 10^{-3}}{1.524 * 10^{-5}} * (0.08 - 0.0275) * 29.7 * 10^{-2}$$

$$\sigma_s = 28.71MPa < \bar{\sigma} = 240MPa \dots \text{vérifiée.}$$

Calcul de l'espacement :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.3cm$

Les armatures secondaires : $S_t \leq \frac{60}{3} = 20cm$

On adopte un espacement $S_t = 20cm$ pour les armatures secondaires et les armatures principales.

Le schéma de ferrailage de L'acrotère est :

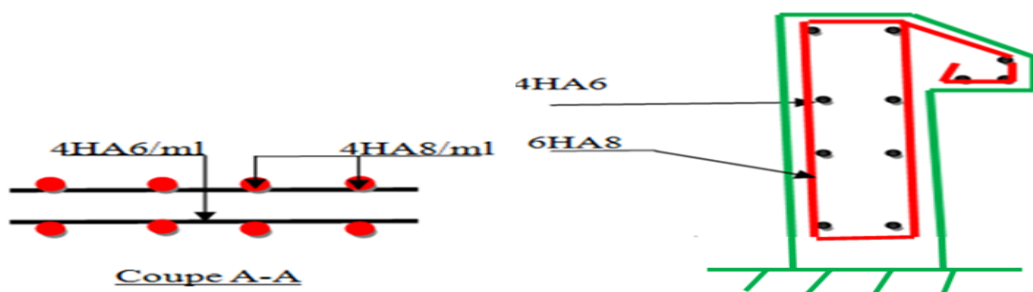


Figure 3.43 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre 04 : Modélisation 3D et Etude sismique

4.1. Notions sur la physique du séisme :

Soumise à une sollicitation sismique, une construction se comporte comme le cocotier que l'on secoue à la base pour en faire tomber les noix 1. Le problème, pour le projeteur, est que ces noix Doivent rester solidement accrochées.

Tout se passe comme si les planchers étaient soumis à des forces d'inertie horizontales (et verticales) et qu'ils avaient la charge d'en reporter les effets sur les contreventements, travaillant ainsi en poutre horizontale.

Les éléments verticaux, à leur tour, ramènent ces efforts jusqu'aux fondations et fonctionnent en contreventement classique. La différence que l'on notera avec l'effet dû au vent, est que ce dernier Agit comme une force appliquée à l'ouvrage, alors que le séisme impose un déplacement d'où naissent des "forces d'inertie" d'autant plus importantes que la résistance au mouvement est grande.

Par conséquent, plus le système de contreventement est rigide et plus les efforts statiques équivalents Qu'il devra supporter seront intenses.

Si la fréquence de la force excitatrice est inférieure ou égale à 1/3 de plus petite fréquence naturelle de la structure, les effets des forces d'inertie peuvent être négligés : le problème posé devient statique.

Par contre, si la fréquence d'application de la force est plus grande, le problème devient dynamique ;les forces d'inertie doivent être considérées.

La masse développe une force d'inertie, proportionnelle à l'accélération, qui s'oppose à la force Qui la produit :

$$F(t) = m \times \gamma$$

4.2. Conception parasismique :

Le coût d'une construction parasismique croît en même temps que l'intensité du séisme contre lequel on entend se prémunir. Le problème est donc de trouver un compromis entre l'augmentation du coût de la construction et la diminution du risque :

- ✓ de pertes de vies humaines,
- ✓ d'endommagement de la construction,
- ✓ de mise hors service totale ou partielle de l'ouvrage.

La conception parasismique doit prendre en considération l'analyse des aspects suivants :

- ✓ Le risque parasismique et la définition du tremblement de terre à prendre en considération,
- ✓ Le choix des matériaux et du type de structure,
- ✓ Le comportement des sols et le choix des fondations,
- ✓ La modélisation et l'analyse de la réponse de la construction,
- ✓ Le respect des règlements et des règles de l'art.

4.3. Méthodes de calcul

Selon les Règles parasismiques algériennes (**RPA99/version2003**), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

- ✓ Méthode statique équivalente ;
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.3.1 Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, en particulier dans celui de la méthode statique équivalente qui n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière en plan, la méthode dynamique s'impose.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse dénommé SAP 2000.

4.3.1.1 Description du logiciel SAP 2000

Particulièrement adapté aux calculs de conception des structures, le SAP 2000 est un logiciel de calcul d'ingénierie bien adapté aux bâtiments et ouvrages de génie-civil. Avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure, il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment.

Riche de nombreuses possibilités d'analyse, il aide à cerner les 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 et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

4.3.2 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.

4.3.3. Méthode statique équivalente

Le Règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions **RPA99 (Article 4.2)** de calculer la structure par une méthode pseudo-dynamique qui consiste à remplacer les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

4.3.3.1 Calcul de la force sismique totale (RPA99 (Article 4.2.3))

La force sismique V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et verticales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

A: Coefficient d'accélération de la zone, donnée par le tableau 4.1 page 28 RPA99 .

Pour notre structure on a :

$$\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone sismique } \Pi_a \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 page 28.

Pour notre structure, on a un contreventement mixte voiles/portiques avec interaction.

D'où $R = 5$ (Contreventement mixte, portiques voiles avec interaction)

Q : Facteur de qualité de la structure

Sa valeur est donnée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Avec P_Q comme pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau 4.1 : valeur de Q

“ Critère q ”	Observé	P_{Qx}	Observé	P_{Qy}
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

$$P_{Qx} = 1 + (0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0) \Rightarrow P_{Qx} = 1.2 .$$

$$P_{Qy} = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0) \Rightarrow P_{Qy} = 1.25 .$$

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):

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de 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.

Donnée par le tableau 4.5 du RPA99.

- $\beta = 0.2 \rightarrow$ usage d'habitation.
- $\beta = 0.3 \rightarrow$ usage commerciale.

$$\Rightarrow W = 26200.24 \text{ KN}$$

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 catégorie de site et du facteur de correction d'amortissement η .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2).}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site. RPA 99 (Tableau 4.7)

D'après le rapport du sol, on peut classer notre sol comme sol meuble (S_3) $\rightarrow T_2 = 0.5s$.

– η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type

De structure et de l'importance des remplissages (RPA 99 tab4.2)

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$

Donc pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8.5\%$

D'où $\eta = 0.82 \geq 0.7$ vérifiée.

Estimation de la période fondamentale (T) : (Art 4.2.4 RPA99)

Selon le RPA99, la période empirique peut être calculée par deux formules :

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad (1)$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure et jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 35.99m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage. Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T = 0.050 \times (35.99)^{3/4} \Rightarrow T = 0.735s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{X,Y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

D : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$\begin{cases} D_x = 25.15 \\ D_y = 21.15 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.65s \\ T_y = 0.70s \end{cases}; T_2 = 0.5s$$

$$T_x = \min(T_x; T) \Rightarrow T_x = 0.65s \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min(T_y; T) \Rightarrow T_y = 0.70s \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.65} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.721 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.70} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.624 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.65 \Rightarrow T_x = 0.845s \\ T_y = 1.3 \times 0.70 \Rightarrow T_y = 0.91s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.721 \times 1.2}{5} \times 26200.24 \Rightarrow V_{stx} = 1623.26 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.624 \times 1.25}{5} \times 26200.24 \Rightarrow V_{sty} = 1595.59 \text{ KN} .$$

Les résultats de la vérification de la résultante sismique sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 4.2 : vérification de la résultante sismique pour le bloc A (R+8)

SENS X-X		SENS Y-Y		OBSERVATION
Vst	1623.26	Vst	1595.59	Vérifier
EX	1531,074	EY	1349,462	
EX/Vst	0,94	EY/Vst	1,18	

4.4. Modèle de Bloc A

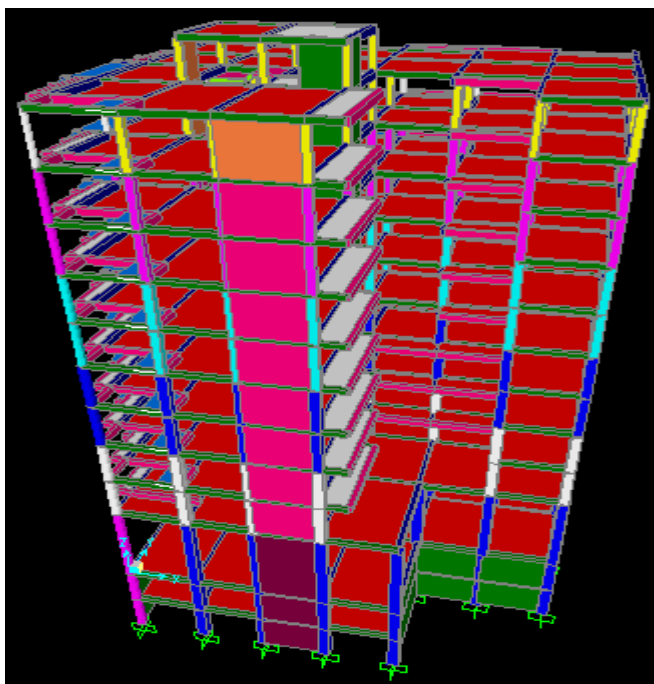


Figure 4.1 : modèle du bloc A

4.4.1 Disposition des voiles

Plusieurs disposition ont été testées afin d'obtenir un bon comportement de la structure tout en essayant de respecter l'aspect architecturale qui est un point important dans notre ouvrage et aussi satisfaire les conditions du **RPA99/2003**.

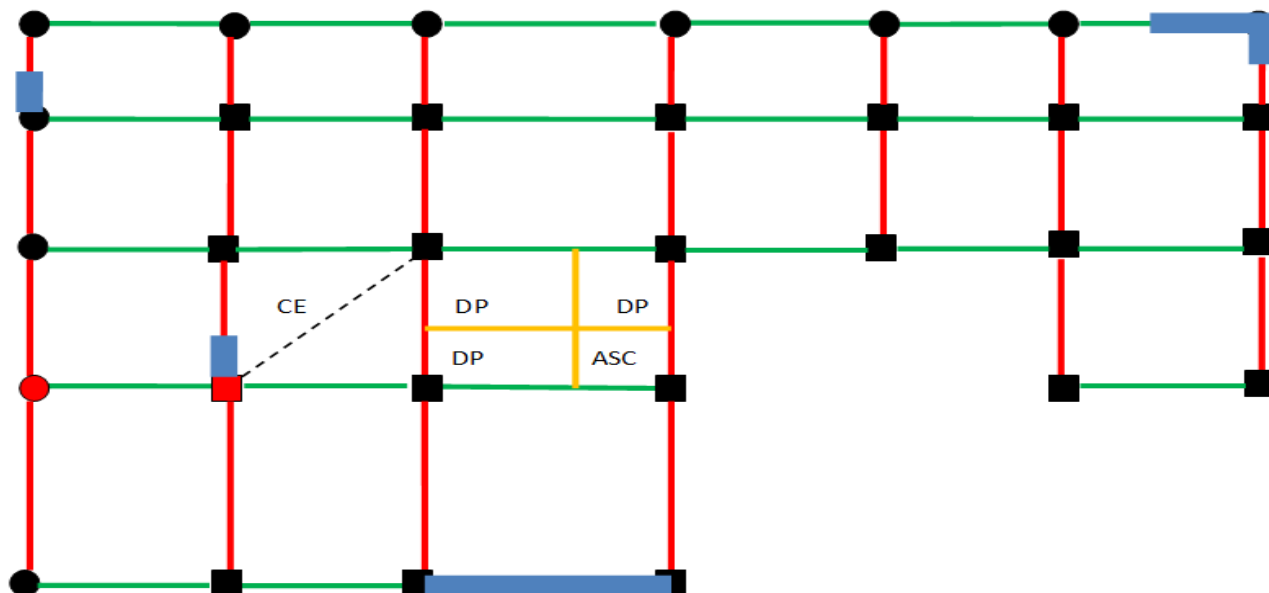


Figure 4.2 : disposition des voiles

4.4.2 Modes de vibration et taux de participation des masses

D'après le (RPA99/version2003 art4.3.4) les modes de vibration à retenir dans chacune des deux direction d'excitation doit être tel que la masses modales pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Les résultats des vibrations libres en termes de périodes et de masse modales cumulées sont illustrés dans le tableau 4.3 suivant :

Tableau 4. 3 : taux de participation massique avec sous-sol

Mode	Période (s)	Masse modale		Masse modale cumulé	
		Ux	Uy	Ux	Uy
1	0,971884	0,46321	0,04537	0,46321	0,04537
2	0,890792	0,04284	0,51052	0,50605	0,55589
3	0,700211	0,03491	0,00117	0,54096	0,55707
4	0,278878	0,06837	0,02074	0,60933	0,57781
5	0,253831	0,02261	0,08133	0,63194	0,65913
6	0,182826	0,02167	0,00011	0,65361	0,65924
21	0,099343	3,091E-07	3,46E-05	0,68221	0,69105
25	0,089087	0,00064	0,00027	0,6832	0,69146
40	0,079558	0,00006048	4,06E-06	0,69388	0,6938
75	0,069877	0,00176	0,00209	0,70291	0,70302
100	0,058759	0,00003068	7,49E-06	0,70336	0,70402
143	0,049921	0,000004146	0,0008	0,70735	0,70886
235	0,039985	0,00001248	1,83E-05	0,72706	0,86104
367	0,031711	0,00008759	3,26E-06	0,89662	0,89735
368	0,031656	0,00114	0,00044	0,89776	0,89779
369	0,03161	0,00032	0,00093	0,89808	0,89872
370	0,031581	0,00508	0,00305	0,90316	0,90178

Observation :

A travers le tableau (4.3) ci-dessus, on voit bien que la condition du **RPA99 (art 4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du mode 370, et le besoin d'un nombre élevé de modes s'explique par le fait qu'on a modélisé le voile périphérique du sous-sol ce qui a généré des modes dits locaux dont la participation modale reste très faible.

Remarque :

Pour les structures comportant des sous-sols, l'hypothèse de boîte rigide et d'encastrement en niveaux de la galerie commerciale dans la modélisation n'est pas souvent valable, car la présence de sous-sols peut influencer largement le comportement dynamique de la structure.

Les modes de vibrations sont montrés sur les figures suivantes

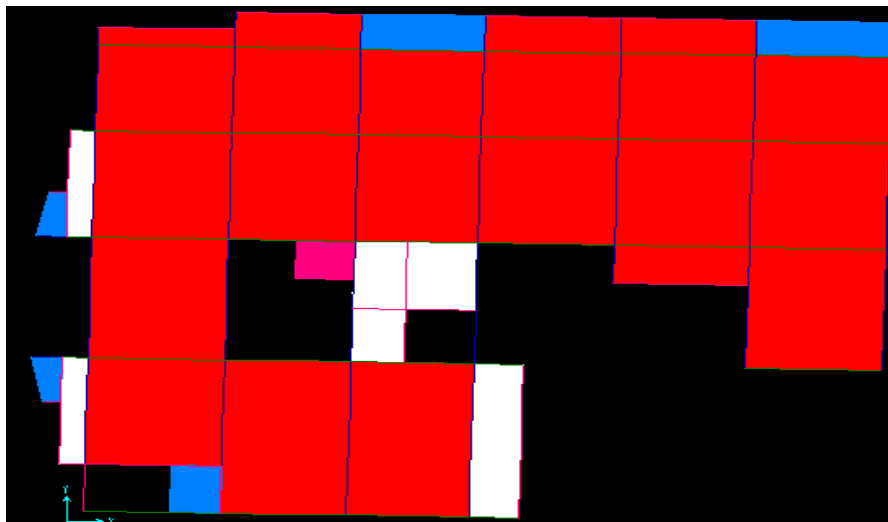


Figure 4.3 : 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe X)

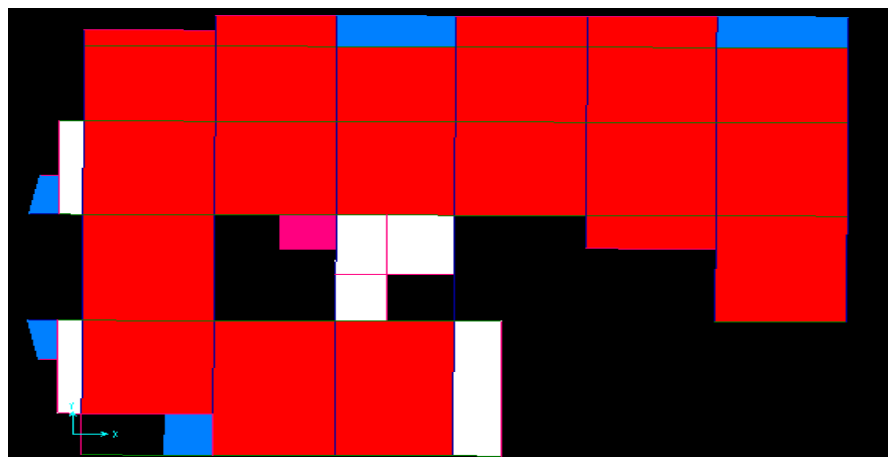


Figure 4.4 : 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe Y)

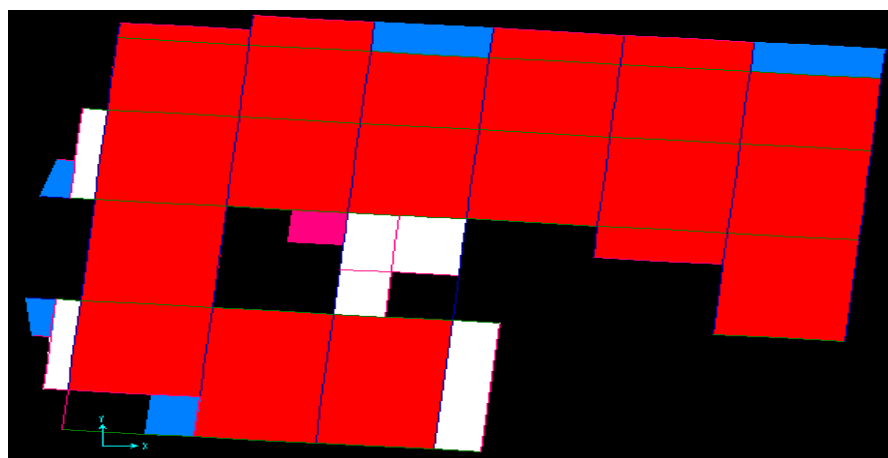


Figure 4.5 : 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)

4.4.3 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

Le **RPA99(Art7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (1) \quad (\text{Art 7.4.3.1})\text{RPA99/2003}$$

Ou B ; Air de la section transversale du poteau considéré.

N_d : Effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelles (sismique)

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau 4.4 : vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	$N_d(KN)$	Section(cm^2)		Observation
Sous sol01	2184.02	0,36	0,24266889	Vérifié
Sous sol02	1973.71	0,36	0,21930111	
Galerie commercial	1712.36	0,36	0,19026222	
RDC	1439.52	0,3025	0,19034975	
Etage 01	1243.40	0,3025	0,16441653	
Etage 02	1022.97	0,25	0,1636752	
Etage 03	833.38	0,25	0,1333408	
Etage 04	663.53	0,2025	0,13106765	
Etage 05	515.34	0,2025	0,10179556	
Etage 06	380.81	0.16	0,0952025	
Etage 07	259.51	0,16	0,0648775	
Etage 08	147.10	0,1225	0,04803265	

4.4.4 Justification de l'interaction voiles-portiques

✓ Sous charges vertical

Pour que la structure soit classées en systèmes de contreventement mixte il faut que :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{RPA99/2003(art 4.a)}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats obtenus à partir du logiciel sap2000 sont illustrés dans le tableau si dessous

Tableau 4.5 : justification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage reprise	
	portiques	voiles	portiques $\geq 80\%$	Voiles $\leq 20\%$
Sous sol01	34192,686	5004,306	87,23293	12,76707

Sous sol02	30497,041	5409,627	84,9342	15,0658
Galerie commercial	40278,696	6432,085	86,22998	13,77002
RDC	32978,134	5985,877	84,63742	15,36258
Etage 01	28829,378	4999,05	85,22234	14,77766
Etage 02	24483,564	4628,675	84,10059	15,89941
Etage 03	20634,858	4047,44	83,60185	16,39815
Etage 04	16770,525	3568,341	82,45556	17,54444
Etage 05	13277,816	2900,503	82,07167	17,92833
Etage 06	9737,516	2290,288	80,95839	19,04161
Etage 07	6454,3	1544,555	80,6903	19,3097
Etage 08	3222,53	762,852	80,85875	19,14125

✓ **Sous charges horizontales**

Il faut que :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci dessous

Tableau 4.6 : justification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens xx				Sens yy			
	Charge reprise (KN)		Pourcentage reprise		Charge reprise (KN)		Pourcentage reprise	
	portiques	voiles	Portiques ≥ 25%	Voiles ≤ 75%	portiques	voiles	portiques ≥ 25%	Voiles ≤ 75%
Sous sol01	77,875	121,179	39,12255	60,87745	68,329	57,107	54,4732	45,5268
Sous sol02	26,557	238,607	10,01531	89,98469	35,821	69,629	33,96965	66,03035
Galerie commercial	227,696	821,476	21,70245	78,29755	237,523	619,406	27,71793	72,28207
RDC	626,065	767,648	44,92065	55,07935	842,932	876,663	49,01922	50,98078
Etage 01	572,348	500,314	53,35772	46,64228	758,03	401,392	65,37999	34,62001
Etage 02	581,771	398,53	59,34616	40,65384	704,53	371,127	65,49764	34,50236
Etage 03	644,987	286,623	69,23358	30,76642	765,433	282,01	73,07634	26,92366
Etage 04	536,683	273,234	66,26395	33,73605	592,515	307,837	65,80926	34,19074
Etage 05	569,245	175,283	76,45716	23,54284	624,939	212,832	74,59544	25,40456
Etage 06	423,311	170,494	71,28788	28,71212	432,034	225,774	65,67783	34,32217
Etage 07	423,779	81,569	83,85885	16,14115	428,421	124,909	77,42595	22,57405
Etage 08	322,925	73,05	81,55187	18,44813	301,586	69,396	81,29397	18,70603

Observation :

Après satisfaction de l'interaction voile-portique sous charges horizontales et verticales nous pouvons dire que le système appropriées pour le bloc A est un système mixte avec interaction voile-portique ce qui permet de dire que le coefficient de comportement $R = 5$ d'après le tableau (4.3)/**RPA99version 2003**.

Remarque :

L'effort horizontale revenant au portique dans le sens x au niveau de la galerie commerciale déferer à 25%

Et ce la est du à l'épaisseur des voiles ($e = 30cm$).

4.4.5 Vérification vis à vis des déformations

Selon **RPA99 (art 5.10)** les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K - 1$ est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion)

R: Coefficient de comportement

Dans ce cas $R = 5$, et tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant

Tableau 4.7: vérification vis-à-vis des déformations (x-x)

Niveaux	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\frac{\Delta_k}{h_k}(\%)$
Sous sol 01	0,003984	0,01992	0	0,01992	7,1143E-05
Sous sol 02	0,008241	0,041205	0,01992	0,021285	7,6018E-05
Galerie commerciale	0,04	0,2	0,041205	0,158795	2,6688E-04
RDC	0,1	0,5	0,2	0,3	0,00098
Etage 01	0,23	1,15	0,5	0,65	0,00212418
Etage 02	0,34	1,7	1,15	0,55	0,00179739
Etage 03	0,54	2,7	1,7	1	0,00326797
Etage 04	0,71	3,55	2,7	0,85	0,00277778
Etage 05	0,88	4,4	3,55	0,85	0,00277778
Etage 06	1,01	5,05	4,4	0,65	0,00212418
Etage 07	1,19	5,95	5,05	0,9	0,00294118
Etage 08	1,34	6,7	5,95	0,75	0,00245098

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{kmax} = 1cm < 0.01 \times h_e = 3.06cm$$

Tableau 4.8 : vérification vis-à-vis des déformations (y-y)

Niveaux	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{k-1}(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\frac{\Delta_k}{h_k}(\%)$
Sous sol 01	0,003271	0,016355	0	0,016355	5,84107E-05
Sous sol 02	0,006845	0,034225	0,016355	0,01787	6,38214E-05
Galerie commerciale	0,06	0,3	0,034225	0,265775	4,4668E-04
RDC	0,13	0,65	0,3	0,35	0,0011437
Etage 01	0,28	1,4	0,65	0,75	0,00245098
Etage 02	0,48	2,4	1,4	1	0,003267974
Etage 03	0,67	3,35	2,4	0,95	0,003104575
Etage 04	0,86	4,3	3,35	0,95	0,003104575
Etage 05	1,04	5,2	4,3	0,9	0,002941176
Etage 06	1,21	6,05	5,2	0,85	0,002777778
Etage 07	1,37	6,85	6,05	0,8	0,002614379
Etage 08	1,51	7,55	6,85	0,7	0,002287582

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{kmax} = 1cm < 0.01 \times h_e = 3.06cm$$

4.4.6 Justification vis-à-vis de l'effet $p - \Delta$

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet $p - \Delta$) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

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 d'étage K

Si : $0.1 < \theta_k < 0.2$ les effets $p - \Delta$ 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 $\frac{1}{1-\theta_k}$.

Si : $\theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et devra être redimensionnée.

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

Tableau 4.9: vérification des effets $p - \Delta$

Niveaux	$h_k(cm)$	$P_k(KN)$	Sens xx		
			$\Delta_k(cm)$	$V_k(KN)$	θ_k
Sous sol 01	280	33991,576	0,01992	199,054	0,01214875
Sous sol 02	280	31253,695	0,021285	265,164	0,00895988
Galerie commerciale	595	41589,384	0,158795	1049,172	0,010579
RDC	306	34779,469	0,3	1393,713	0,024465
Etage 01	306	30178,399	0,65	1072,662	0,05976201
Etage 02	306	25956,51	0,55	980,301	0,04759136
Etage 03	306	22008,496	1	931,61	0,07720311
Etage 04	306	18137,199	0,85	809,917	0,06220527
Etage 05	306	14442,442	0,85	744,528	0,05388366
Etage 06	306	10756,564	0,65	593,805	0,03847881
Etage 07	306	7192,228	0,9	505,348	0,04185949
Etage 08	306	3642,901	0,75	395,975	0,02254859

La condition $\theta < 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés

Tableau 4.10: vérification des effets $p - \Delta$

Niveaux	$h_k(cm)$	$P_k(KN)$	Sens yy		
			$\Delta_k(cm)$	$V_k(KN)$	θ_k
Sous sol 01	280	33991,576	0,016355	125,436	0,01582857
Sous sol 02	280	31253,695	0,01787	105,45	0,01891565
Galerie commerciale	595	41589,384	0,265775	856,929	0,021678
RDC	306	34779,469	0,35	1719,595	0,0231333
Etage 01	306	30178,399	0,75	1159,428	0,06379582
Etage 02	306	25956,51	1	1075,657	0,07885896
Etage 03	306	22008,496	0,95	1047,443	0,06523222
Etage 04	306	18137,199	0,95	900,352	0,06254031
Etage 05	306	14442,442	0,9	837,771	0,05070332
Etage 06	306	10756,564	0,85	655,808	0,04556112
Etage 07	306	7192,228	0,8	553,33	0,03398191
Etage 08	306	3642,901	0,7	370,982	0,02246318

La condition $\theta < 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre peuvent être négligés.

Chapitre 05 : Etudes des éléments structuraux

5.1. Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

5.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- | | | |
|---------------|----------|-----------------------|
| 1) 1.35G+1.5Q | 4) G+Q-E | |
| 2) 0.8G+E | 5) G+Q | RPA (art. 5.2) |
| 3) 0.8G-E | 6) G+Q+E | |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables.

$$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$$

$$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$$

$$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$$

5.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003 **RPA (art 7.4.2.1)**

a) Les armatures longitudinales

les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;

le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II) ;

le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes ;

6% en zones de recouvrement ;

le diamètre minimal est de 12mm ;

la longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II) ;

la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II) ;

les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales ;

les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau5.1: Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) (zone courante)	A_{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
Sous sol 1,2	60 × 60	28,8	144	216
Galerie commerciale	60 × 60	28,8	144	216
RDC et 1 ^{er} étages	55 × 55	24,2	121	181,5
2,3 étages	50 × 50	20	100	150
4,5 étages	45 × 45	16,2	81	121,5
6,7 étages	40 × 40	12,8	64	96
8 ^{ème} étage	35 × 35	9,8	49	73,5

Tableau5.2: Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux circulaires.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) (zone courante)	A_{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
Sous sol 1,2	60	22,61	113,04	169,56
Galerie commerciale	60	22,61	113,04	169,56
RDC et 1 ^{er} étages	55	18,99	94,98	142,47
2,3 étages	50	15,7	78,5	117,75
4,5 étages	45	12,72	63,58	95,37
6,7 étages	40	10,05	50,24	75,36
8 ^{ème} étage	35	7,69	38,46	57,69

b) Les armatures transversales : RPA99 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_l : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : Espacement entre les armatures transversales telle que :

✓ **dans la zone nodale** : $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15cm)$ en zone Π_a ;

✓ **dans la zone courante** : $t \leq 15 \times \phi_l$ en zone I et Π_a .

ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; \quad (\lambda_g \text{ élanement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$; 0.8% si $\lambda_g < 3$; interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Avec :

$$\lambda_g = l_f / b \text{ ou } l_f / a.$$

a et b: Les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

$$l_r = 40\phi$$

Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites à partir de notre modèle (réalisé sous SAP2000). Le tableau suivant en résume les résultats:

Tableau 5.3: Sollicitations dans les poteaux.

Poteau	N^{max} (kn)	M^{cor} (kn/m)	N^{min} (kn)	M^{cor} (kn/m)	M^{max} (kn/m)	N^{cor} (kn)	$V(kn)$
Rectangulaire(60 × 60)	3325,463	83,4325	82,264	12,4972	83,4325	2343,27	32,724
Circulaire D(60)	2370,367	8,6895	1330,994	19,7946	19,7946	1330,994	18,044
Rectangulaire(55 × 55)	2293,221	6,9359	441,588	31,3473	94,85	1992,06	122,627
Circulaire D(55)	2052,828	39,3774	295,423	7,0325	63,2031	1184,971	64,542
Rectangulaire(50 × 50)	1703,61	26,5995	284,85	18,677	74,308	1130,852	60,907
Circulaire D(50)	1576,395	22,4613	199,519	6,762	61,948	927,612	41,457
Rectangulaire(45 × 45)	1169,853	19,8263	182,629	3,8447	76,1139	762,587	48,187
Circulaire D(45)	1117,834	19,3726	113,665	5,2856	60,4928	650,139	40,857
Rectangulaire(40 × 40)	699,747	11,2416	82,954	2,5466	66,7784	451,682	45,387
Circulaire D(40)	670,597	19,3917	46,334	3,4763	56,3074	378,99	38,125
Rectangulaire(35 × 35)	274,777	4,7967	19,384	1,0885	67,5319	135,433	50,201
Circulaire D(35)	227,262	20,6966	1,169	6,571	53,9388	116,44	39,165

2.2. Calcul du ferrailage :

2..1. Ferrailage longitudinale :

Tableau 5.4-Ferrailage des poteaux rectangulaire et circulaire

Niveau	Section	M (kn × m)	N(kn)	A	A _{rpa}	A _{adp}	Barres
Sous sol 1,2 Galerie commerciale	60×60	83,43	3325,46	5,14	28,8	33,16	8HA20+4HA16
		83,43	2343,27	5,14			
		12,50	82,26	0,00			
RDC, 1 ^{ère} étage	55×55	6,93	2293,22	0,00	24,2	28,64	4HA20+8HA16
		94,85	1992,06	1,85			
		31,34	441,58	0,00			
2,3 étages	50×50	26,59	1703,61	0,00	20	20,36	4HA16+8HA16
		74,308	1130,85	4,59			
		18,67	284,85	4,59			
4,5 étages	45×45	19,82	1169,85	0,00	16,2	18,48	12HA14
		76,11	762,58	4,13			
		3,84	182,62	6,61			
6,7 étages	40×40	11,24	699,74	0,00	12,8	18,28	6HA14+8HA12
		66,77	451,68	2,61			
		2,54	82,95	1,63			
8 étages	35×35	4,79	274,77	0,25	9,8	18,28	6HA14+8HA12
		67,53	135,43	1,5			
		1,08	19,38	0,5			
Sous sol 1,2 Galerie commerciale	D = 60	8,68	2370,36	5,14	22,61	25,12	8HA20
		19,79	1339,99	5,14			
		19,79	1330,99	0,00			
RDC, 1 ^{ère} étage	D = 55	39,37	2025,82	4,32	18,99	20,60	4HA20+4HA16
		63,20	1184,97	4,32			
		7,03	295,42	0,00			
2,3 étages	D = 50	22,46	1576,39	3,57	15,7	16,08	8HA16
		61,94	927,61	3,57			
		6,766	199,51	0,00			
4,5 étages	D = 45	19,37	1117,83	2,89	12,72	14,20	4HA16+4HA14
		60,49	650,139	2,89			
		5,28	113,66	0,00			
6,7 étages	D = 40	19,39	670,59	2,29	10,05	12,32	8HA14
		56,30	378,99	2,29			
		3,47	46,33	0,00			
8 étages	D = 35	20,69	227	1,75	7,69	9,04	8HA12
		53,93	116,44	1,75			
		6,57	1,167	0,00			

Armatures transversales :**Tableau 5.5: Les armatures transversales adoptées pour les poteaux rectangulaires**

Niveau	Sous sol 1,2	Galerie commerciale	1 ^{er} Etage et RDC	2,3 étage	4,5 Etage	6,7 étage	8 étage
Section (cm)	60x60	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35
ϕ_l^{\max} (cm)	2,5	2,5	2	1,6	1,6	1,4	1,2
ϕ_l^{\min} (cm)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
l_f (m)	196	415,8	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
λ_g	3,266	6,93	3,894	4,284	4,76	5,355	6,12
V_u (KN)	32,72	32,72	122,62	60,90	48,18	45,38	50,20
l_r (cm)	100	100	80	64	56	48	48
$t_{\text{zone nodale}}$	10	10	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$	15	15	15	15	15	15	15
A^t (cm)	0,766	0,511	3,13	1,71	1,50	1,06	1,34
A^t_{\min} (cm ²)	2,7	2,7	2,47	2,25	2,02	1,8	1,57
$A^t_{\text{adoptée}}$	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8

Tableau 5.6: Les armatures transversales adoptées pour les poteaux circulaires

Niveau	Sous sol 1,2	Galerie commerciale	1 ^{er} Etage et RDC	2,3 étage	4,5 Etage	6,7 étage	8 étage
Section (cm)	60	60	55	50	45	40	35
ϕ_l^{\max} (cm)	2,5	2,5	2	1,6	1,6	1,4	1,2
ϕ_l^{\min} (cm)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2
l_f (m)	196	415,8	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
λ_g	3,266	6,93	3,894	4,284	4,76	5,355	6,12
V_u (KN)	18,044	18,044	64,542	41,457	40,857	38,125	39,165
l_r (cm)	100	100	80	64	56	48	48
$t_{\text{zone nodale}}$	10	10	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$	15	15	15	15	15	15	15
A^t (cm)	0,422	1,13	1,65	1,16	1,27	0,89	1,05

A^t_{\min} (cm ²)	2,7	2,7	2,47	2,25	2,02	1,8	1,57
---------------------------------	-----	-----	------	------	------	-----	------

Conformément aux règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \Rightarrow 12\text{cm} \geq \frac{25\text{cm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 8.33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

5.2.3. Vérifications

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \qquad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

b) Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Tableau 5.7: Justification de l'effort normal réduit pour les poteaux rectangulaires.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N^{max} (kn)	N_u (KN)
Sous sol 2,1	60×60	2,35	1,645	0,173	9,508	0,83 76	33,64	3364	3325,463	12728,53
Galerie commerciale	60×60	5,49	3,843	0,173	22,21	0,78 66	33,64	3364	3325,463	12728,53
RDC	55×55	2,61	1,827	0,158	11,56	0,83	28,09	2809	2293,221	17822,22
1 ^{er} étage	55×55	2,61	1,827	0,158	11,56	0,83	28,09	2809	2293,221	17822,22
2 ^{ème} étage	50×50	2,61	1,827	0,144	12,68	0,83	23,04	2304	1703,61	8631,86

3 ^{ème} étage	50×50	2,61	1,827	0,144	12,68	0,83	23,04	2304	1703,61	8631,86
4 ^{ème} étage	45×45	2,61	1,827	0,129	14,16	0,82	18,49	1849	1169,853	6843,76
5 ^{ème} étage	45×45	2,61	1,827	0,129	14,16	0,82	18,49	1849	1169,853	6843,76
6 ^{ème} étage	40×40	2,61	1,827	0,115	15,88	0,82	14,44	1444	699,747	5344,72
7 ^{ème} étage	40×40	2,61	1,827	0,115	15,88	0,82	14,44	1444	699,747	5344,72
8 ^{ème} étage	35×35	2,61	1,827	0,101	18,09	0,81	10,89	1089	274,777	3981,60

Au tableau ci-dessus, on constate que $N^{max}(kn) < N_u$ donc c'est vérifiée.

Tableau 5.8: Justification de l'effort normal réduit pour les poteaux circulaires.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	$N^{max}(kn)$	N_u (KN)
Sous sol 2,1	60	2,35	1,645	0,15	12,13	0,83	26,4	0,264	2370,367	9890,68
Galerie commerciale	60	5,49	3,843	0,15	26,36	0,7634	26,4	0,264	2370,367	9097,044
RDC	55	2,61	1,827	0,1370	14,10	0,8232	22,05	0,2205	2052,82	8193,28
1 ^{er} étage	55	2,61	1,827	0,1370	14,10	0,8232	22,05	0,2205	2052,82	8193,28
2 ^{ème} étage	50	2,61	1,827	0,1248	15,48	0,8179	18,08	0,1808	1576,395	6674,87
3 ^{ème} étage	50	2,61	1,827	0,1248	15,48	0,8179	18,08	0,1808	1576,395	6674,87
4 ^{ème} étage	45	2,61	1,827	0,1124	17,18	0,8109	14,51	0,1451	1117,834	5311,03
5 ^{ème} étage	45	2,61	1,827	0,1124	17,18	0,8109	14,51	0,1451	1117,834	5311,03
6 ^{ème} étage	40	2,61	1,827	0,1	19,32	0,8011	11,33	0,1133	670,597	6938,22
7 ^{ème} étage	40	2,61	1,827	0,1	19,32	0,8011	11,33	0,1133	670,597	6938,22
8 ^{ème} étage	35	2,61	1,827	0,0875	22,08	0,7873	8,55	0,0855	227,262	3038,43

Au tableau ci-dessus, on constate que $N^{max}(kn) < N_u$ donc c'est vérifiée.

Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ Et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

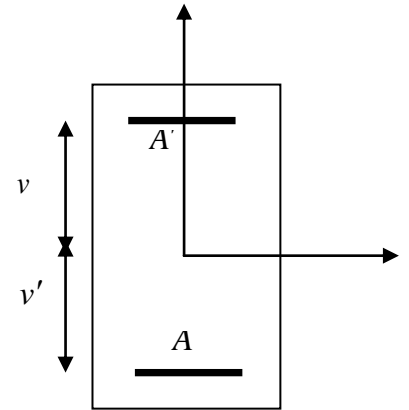


Figure 5.1: Section d'un poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9: Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	V (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (kn)	M _{ser} (kn.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Sous sol 2,1	60x60	54	33,64	32,95	27,05	0,01335	1738,9	44,24	5,92	15
Galerie commerciale	60x60	54	33,64	32,95	27,05	0,01335	1738,9	44,24	5,92	15
RDC ,1 ^{er} étage	55x55	49,5	28,09	30,19	24,81	0,00941	1494,45	98,35	8,09	15
2,3 étages	50x50	45	23,04	27,43	22,57	0,00642	1034,99	37,04	5,718	15
4,5 étages	45x45	40,5	18,49	24,66	20,33	0,00421	669,33	23,66	4,691	15
6,7 étages	40x40	36	14,44	21,90	18,09	0,00262	383,41	14,57	3,61	15
8 ^{ème} étage	35x35	31,5	10,89	19,15	15,85	0,00153	148,16	4,36	1,75	15

Sur le tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

RPA (art 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.10: Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section (cm ²)	$l_f(m)$	λ_g	ρ_d	$d(cm)$	V_u (KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}_{adm}$ (MPA)	Observation
Sous sol 2,1	60x60	1,645	2,74	0.04	54	32,724	0,101	1	Vérifiée
Galerie commerciales	60x60	3,843	6,40	0.075	54	32,724	0,101	1	Vérifiée
RDC, 1 ^{er} étage	55x55	1,827	3,32	0.04	49,5	122,62 7	0,450 4	1	Vérifiée
2,3 étages	50x50	1,827	3,65	0.04	45	60,907	0,271	1	Vérifiée
4,5 étages	45x45	1,827	4,06	0.04	40,5	48,187	0,264	1	Vérifiée
6,7 étages	40x40	1,827	4,56	0.04	36	45,387	0,315	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	35x35	1,827	5,22	0.075	31,5	50,201	0,455	1	Vérifiée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.11: Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section $D(cm)$	$l_f(m)$	λ_g	ρ_d	$d(cm)$	V_u (KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}_{adm}$ (MPA)	Observation
Sous sol 2,1	60	1,645	2,74	0.04	54	18,044	0,055	1	Vérifiée
Galerie commerciales	60	3,843	6,40	0.075	54	18,044	0,055	1	Vérifiée
RDC, 1 ^{er} étage	55	1,827	3,32	0.04	49,5	64,542	0,237	1	Vérifiée
2,3 étages	50	1,827	3,65	0.04	45	41,457	0,184	1	Vérifiée
4,5 étages	45	1,827	4,06	0.04	40,5	40,857	0,224	1	Vérifiée
6,7 étages	40	1,827	4,56	0.04	36	38,125	0,265	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	35	1,827	5,22	0.075	31,5	39,165	0,355	1	Vérifiée

5.2.4. Disposition constructive des poteaux

Longueurs de recouvrement

Selon le RPA 99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est :

$$l_r > 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

$\phi = 25\text{mm}$ donc $l_r > 100\text{cm}$; on adopte $l_r = 105 \text{ cm}$. Les zones nodales

La détermination de la zone est nécessaire à ce niveau, on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits ; ceci est justifié par le fait que cet endroit est très exposé au risque de cisaillement

La zone nodale est définie par h'

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$(b_1 \times h_1)$: section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour $h' = 70$ cm pour tous les étages.

On opte pour $h' = 70$ cm pour tous les étages.

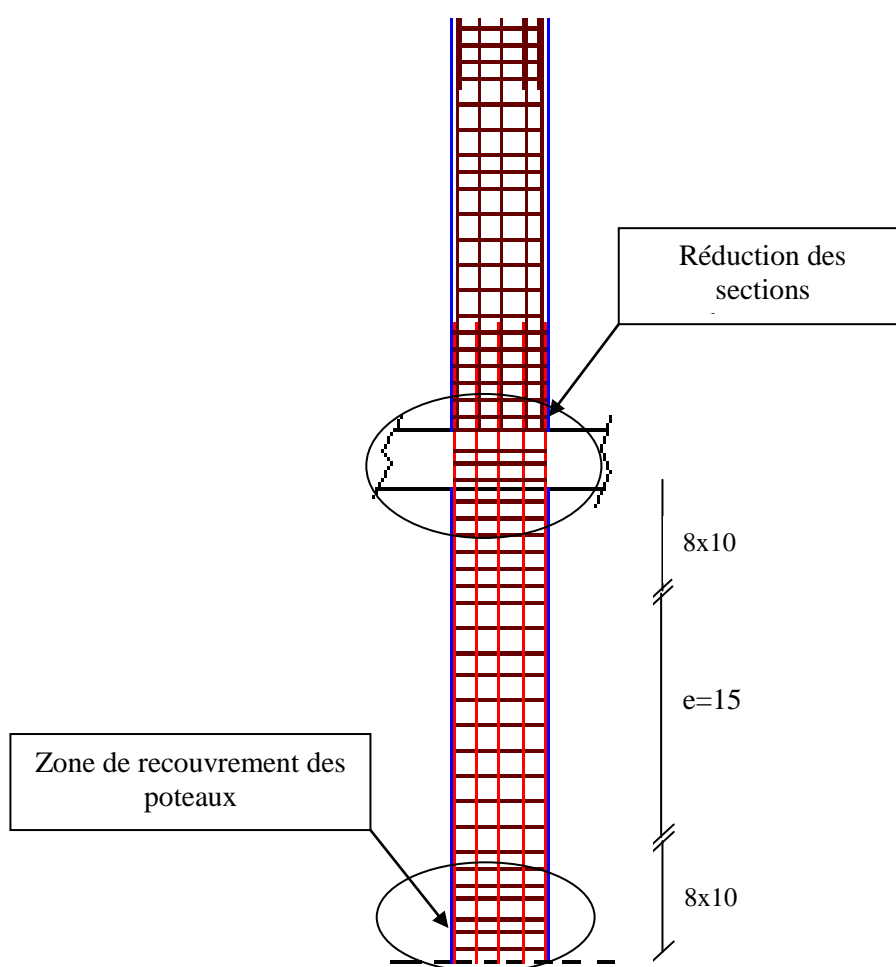


Figure 5.2: Zone de recouvrement

5.2.5. Schémas de ferrailage des poteaux

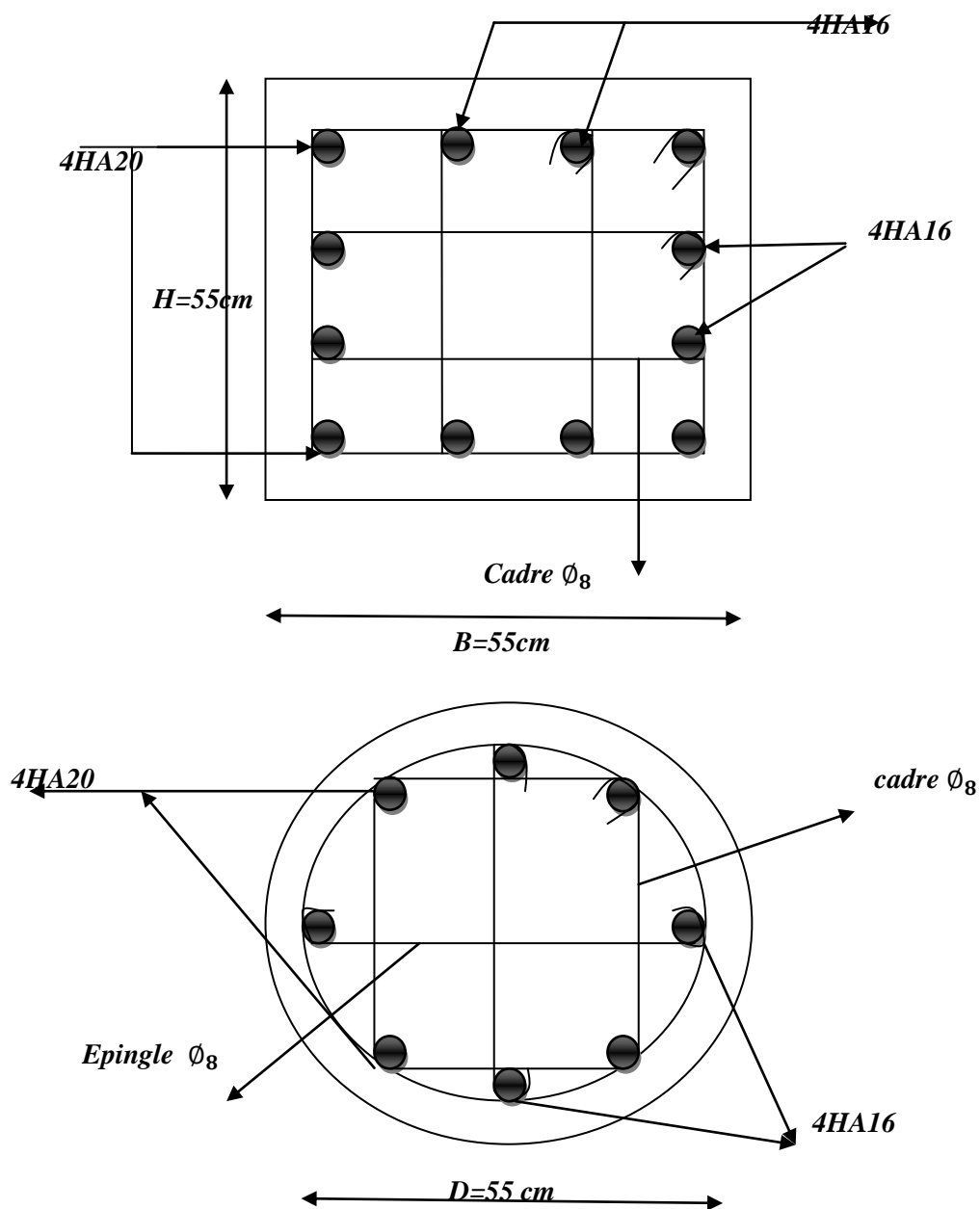


Figure 5.3: Schémas de ferrailage de poteaux rectangulaire et circulaire 55 × 55

5.3. Études des poutres

Les poutres sont sollicitées par la flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M , N , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

5.3.1. Les recommandations du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante ;
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement ;
- la longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- l'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ_1 est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres principales :

Tableau 5.12-ferrailage des poutres principales

Niveau	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{opt} (cm ²)	A_a^{opt} (cm ²)	N ^{bre} barres en travée	N ^{bre} barres en appuis	V (KN)
Sous sol 01	78.73	151.71	5.56	11.37	7.7	18.1 0	5HA14	9HA16	145.3
Sous sol 02	103.89	201.35	7.48	15.85	7.7	18.1 0	5HA14	9HA16	191.7
Galerie commerciale	80.2	158.5	5.67	11.96	7.7	18.1 0	5HA14	9HA16	146.4
RDC	65.17	132.13	4.55	9.74	6.79	11.2 5	6HA12	6HA14+HA16	124.6
Etage1	67.03	138.84	4,69	10.29	6.79	11.2 5	6HA12	6HA14+HA16	124
Etage2	67.23	141.53	4.71	10.51	6.79	11.2 5	6HA12	6HA14+HA16	123.3
Etage3	68.27	143.24	4.78	10,66	6.79	11.2 5	6HA12	6HA14+HA16	123.4

Etage4	70.24	144.15	4.93	10,73	6.79	11.2 5	6HA12	6HA14+HA1 6	127.8 2
Etage5	72.26	144.29	5,08	10.75	6.79	11.2 5	6HA12	6HA14+HA1 6	128.2
Etage6	75.41	142.98	5.31	10.64	6.79	11.2 5	6HA12	6HA14+HA1 6	128.3
Etage7	76.96	144.22	5.43	10,74	6.79	11.2 5	6HA12	6HA14+HA1 6	128.8
Etage8	89.82	137.42	6.39	10.17	6.79	11.2 5	6HA12	6HA14+HA1 6	130.1

Avec : $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$ en toute section pour les poutres principales sauf les 02 sous sol et la galerie commerciale.

Avec M_t : moment en travée

M_a : moment en appui.

POUTRES SECONDAIRES

Tableau 5.13-ferraillage des poutres secondaires

Niveau	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm^2)	A_a^{cal} (cm^2)	A_t^{opt} (cm^2)	A_a^{opt} (cm^2)	N ^{bre} barres en travée	N ^{bre} barres en appuis	V (KN)
Sous sol 01	3.97	11.52	1.56	1.56	6.03	6.03	3T16	3T16	10.5
Sous sol 02	32.28	27.9	2.20	1,9	6.03	6.03	3T16	3T16	33.7
Galerie commerciale	23.36	36.31	1.59	2.49	6.03	6.03	3T16	3T16	22.27
RDC	20.98	49.69	1.56	3,43	6.03	6.03	3T16	3T16	44.43
Etage1	21.79	50.05	1,56	3.46	6.03	6.03	3T16	3T16	45.4
Etage2	22.26	50.04	1,56	3.46	6.03	6.03	3T16	3T16	48.4
Etage3	22.77	50.22	1.56	3.47	6.03	6.03	3T16	3T16	54.2
Etage4	26.01	50.35	1.77	3,48	6.03	6.03	3T16	3T16	60.7
Etage5	28.54	50.54	1.94	3.5	6.03	6.03	3T16	3T16	64.2
Etage6	33.65	50.71	2,3	3.51	6.03	6.03	3T16	3T16	48.6
Etage7	34.34	50.99	2.35	3.53	6.03	6.03	3T16	3T16	48.7
Etage8	34.06	50.69	2.33	3.51	6.03	6.03	3T16	3T16	49.7
Buanderie	26.0004	35.6	1.77	3.86	6.03	6.03	3T16	3T16	42.5

Avec : $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$ en toute section pour les poutres secondaires

- **Longueurs de recouvrements**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 25 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 100 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 105 \text{ cm}$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 80 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 85 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 64 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 56 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 48 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

- **Les armatures transversales**

$$\phi \leq \min \left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

- **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{450}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(12; 12.9; 30) = 12mm$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{350}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(12; 10; 30) = 10$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier)

c) **Calcul des espacements des armatures transversales**

- Selon le **RPA 99**

Zone nodale :

Poutres principales : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq 11.25cm$; soit $S_t = 11cm$

Poutres secondaires : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq 8.75cm$; soit $S_t = 8cm$

Zone courante :

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5cm$; soit $S_t = 20cm$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5cm$; soit $S_t = 15cm$

d) **Vérification des sections d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.72cm^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \quad \text{C'est vérifié}$$

5.3.2. Vérifications [BAEL 91]

a) **Vérifications à L'ELU**

1) **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56cm^2 \quad ok$$

2) **Vérification des contraintes tangentielles**

- **Vérification de l'effort tranchant**

BAEL91 (Article H.III.1)

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25MPa$

Tableau 5.14: Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	191.67	1.49	3.25	Vérifiée
Secondaires	64.18	0.65	3.25	Vérifiée

■ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

-Appui de rives : $A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_c}$

Tableau 5.15: Vérification au cisaillement.

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	Observation
Principale	15.85	191.67	201.35	5.51	Vérifiée
Secondaires	6.03	64.18	50.99	1.85	Vérifiée

$\frac{\gamma_s}{f_e} * (V - \frac{M_a}{0.9*d}) < 0 \Rightarrow$ Aucune vérification pour les armatures longitudinales à l'effort tranchant.

b) Vérifications à L'ELS

1) État limite de compression du béton

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

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

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.16: Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
Principales	appui	142	0.0057	21	5.23	15	Vérifiée
	travée	73.3	0.0032	15	3.48	15	Vérifiée
Secondaires	appui	37.4	0.0006	11	6.86	15	Vérifiée
	travée	29.9	0.0006	11	5.48	15	Vérifiée

2) État limite de déformation (évaluation de la flèche)

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**. Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche sera nécessaire :

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

Tableau 5.17: Vérification à la flèche.

	h cm	b cm	l cm	A_s cm ²	$\frac{ht}{l}$	$\frac{M_r}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} > \frac{M_r}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	635	7.57	0.071	0.052	0.006	0.0105	vérifiée	vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	400	6.03	0.088	0.0799	0.0061	0.0105	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

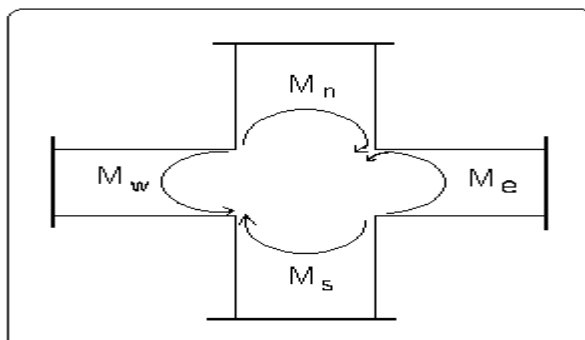
Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

5.4. Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03 (Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$



1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'acier dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que :
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.85 \times h$$

1.1. Poteaux

Tableau 5.18: Moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Z (m)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Sous sol1, soussol2, Galerie commerciale	60*60	0.51	33.16	588.52368
RDC et 1 ^{er} étage	55*55	0.47	28.65	468.5994
2 ^{er} étage et 3 ^{ème} étage	50*50	0.43	24.13	361.08132
4 ^{ème} étage et 5 ^{ème} étage	45*45	0.38	18.47	244.24728
6 ^{ème} étage et 7 ^{ème} étage	40*40	0.34	18.28	216.28896
8 ^{ème} étage	35*35	0.298	18.28	190.8432

1.2 Poutres

Tableau 5.19: Moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z (m)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Sous sol 1, sous sol 2, Galerie commerciale	PP	30×45	0.383	18.10	241.24
	PS	30×35	0.298	6.03	62.53
RDC +Les étage supérieure	PP	30×45	0.383	11.25	149.9
	PS	30×35	0.298	6.03	62.53

-Vérification des zones nodales**Tableau 5.20: Vérification des zones nodales**

Niveau	Plan	$M_e = M_w$	M_n et M_s	$1.25 \times (M_e + M_w)$	$M_n + M_s$	Observations
Sous sol1, Sous sol 2 et galerie commerciale	Yy	241.24	588.52	603.1	1177.047	Vérifiée
	Xx	62.53	588.52	156.33	1177.047	Vérifiée
1 ^{er} étage et RDC	Yy	149.9	468.6	374.75	937.2	Vérifiée
	Xx	62.53	468.6	156.33	937.2	Vérifiée
2 ^{eme} étage et 3 ^{eme} étage	Yy	164.21	361.081	374.75	722.16	Vérifiée
	Xx	62.53	361.081	156.33	722.16	Vérifiée
4 ^{eme} étage et 5 ^{eme} étage	Yy	164.21	244.25	374.75	488.49	Vérifiée
	Xx	62.53	244.25	156.33	488.49	Vérifiée
6 ^{eme} étage et 7 ^{eme} étage	Yy	164.21	216.29	374.75	432.58	Vérifiée
	Xx	62.53	216.29	156.33	432.58	Vérifiée
8 ^{eme} étage	Yy	164.21	190.84	374.75	381.69	Vérifiée
	Xx	62.53	190.84	156.33	381.69	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieur aux moments résistants dans les poutres donc la formation des rotules plastique se fera dans les poutres et non dans les poteaux.

Schémas de ferrailage des poutres :

SOUS SOL 1, SOUS SOL 2 et Galerie commerciale		
	En travée	En appui
PP		
PS		

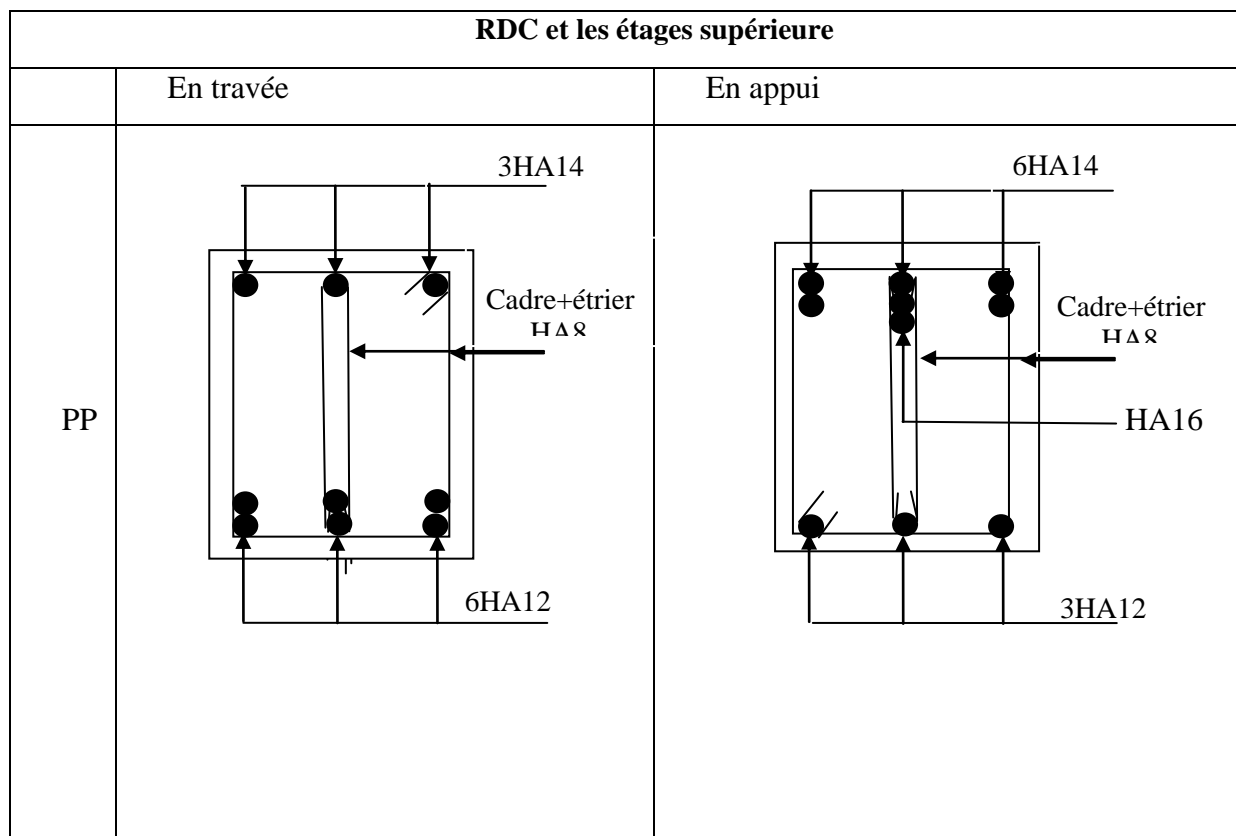


Figure 5.4 : Schémas de ferrailages des poutres

5.5. Étude des voiles

5.5.1 Introduction

Les voiles peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est faible devant les deux autres. Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leur plan. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres voiles ou par des portiques.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ flexion ;
- ✓ flexion par effort tranchant ;
- ✓ écrasement ;

Afin d'éviter ces modes de rupture, on doit veiller sur le respect des modalités suivantes :

- ✓ Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales ;
- ✓ Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

5.5.2 Les recommandations du RPA99

- ✓ Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.2 %** ;
 - les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (**S**) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
 - l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur **L/10** dans les zones extrêmes.
- ✓ **Armatures horizontales** : disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales, les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de diamètre 10 \emptyset .
 - ✓ **Armatures transversales** : elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m² au moins.

Armatures de couture : le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

✓ **Règles communes**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \quad \text{section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \quad \text{zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < a/10$.

✓ **Longueur de recouvrement**

$l_r = 40 \emptyset$ en zone qui peu être tendue.

$l_r = 20 \emptyset$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

5.5.3 Repérage des voiles

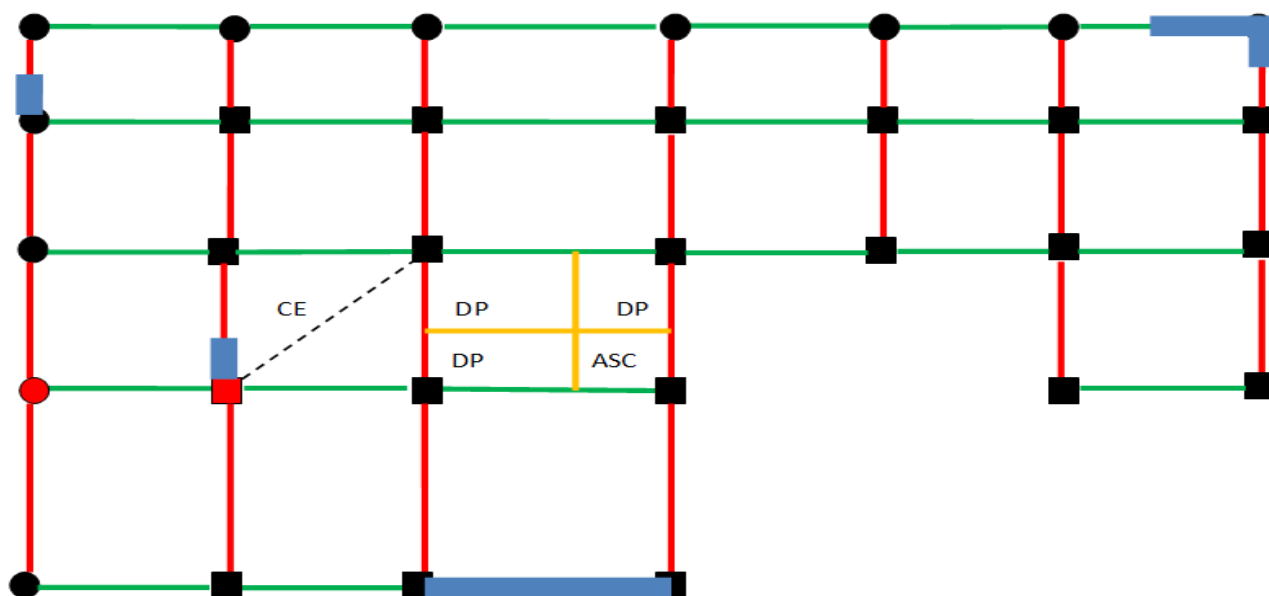


Figure 5.5: Repérage des voiles.

5.5.3.1 Ferrailage des voiles

Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e × l) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓ $N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$
- ✓ $N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$
- ✓ $M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$

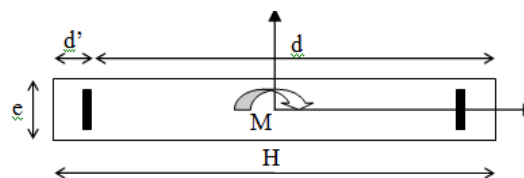


Figure 5.6: Schéma d'un voile plein

$$d = 0,9 h \quad ; \quad d' = 0,1 h$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max (A^{cal} , A_{min}^{RPA})$$

Armatures horizontales :

Elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$$A_H^{\min} = 0.15\% \times e \times h$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{V_{\min}}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{V_{\min}}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adpt} / face : Section d'armature verticale adoptée par face.

$N_{bre}/face$: nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} /face : section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_h^{adpt} / ml : Section d'armature horizontale adoptée pour 1 mètre linéaire.

A_v^{adpt} /ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

5.5.4 Voile plein ;

Sollicitations de calcul

Galerie commerciale :

Tableau 5.21: Récapitulation des efforts dans les voiles pour la galerie commerciale

	$e(cm)$	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		$v(kn)$
V_{x1}	30	2762,24	303,65	1434,2	152,05	303,65	2762,24	234,69
V_{x2}	30	864,54	710,48	440,236	361,76	710,48	864,54	319,74
$V_{y1,2,3}$	30	2688,07	9,23	1346,84	2,63	9,23	2688,07	23,3

RDC et étages 1 ,2 :

Tableau 5.22: Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 1,2 et RDC.

	$e(cm)$	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		$v(kn)$
V_{x1}	20	2166,18	457,77	1130,48	220,85	457,77	2166,18	271,75
V_{x2}	20	1491,85	316,79	549,27	159,47	316,79	1491,85	202,88
$V_{y1,2,3}$	20	2329,84	239,69	1173,61	122,53	239,69	2329,84	169,90

Les étages 3,4 et 5^{ème} :

Tableau 5.23: Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 3,4 et 5.

	$e(cm)$	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		$v(kn)$
V_{x1}	20	1542,75	16,11	805,95	7,89	16,11	1542,75	11,51
V_{x2}	20	817,36	25,83	408,86	13,36	25,83	817,36	38,5
$V_{y1,2,3}$	20	1574,85	8,73	792,54	5,51	8,73	1574,85	6,97

Les étages 6,7 :

Tableau 5.24: Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 6 et 7.

	$e(cm)$	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		$v(kn)$
V_{x1}	20	873,11	48,43	457,37	19,68	48,43	873,11	24,75
V_{x2}	20	469,38	30,51	234,61	14,87	30,51	469,38	37,78
$V_{y1,2,3}$	20	952,6	17,28	482,25	9,85	17,28	952,6	6,42

Les étages 8^{ème} :

Tableau 5.25: Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 8.

	$e(cm)$	$N^{max} \rightarrow M^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		$v(kn)$
V_{x1}	15	280,37	27,22	149,38	13,8	27,22	280,37	27,30
V_{x2}	15	153,01	37,71	75,56	17,97	37,71	153,01	41,24
$V_{y1,2,3}$	15	375,78	2,59	193,75	1,21	2,59	375,78	7,31

$\tau = \frac{v}{e \times d}$; avec e : épaisseur du voile ; d : hauteur utile.

RPA (art 7.7.2)

Ferraillage des voiles selon x et y

Tableau 5.26: Ferrailage des voiles selon xx', y y de la galerie commerciales.

Niveau	Galerie commerciales		
Les voiles	V_{x1}	V_{x2}	$V_{y1,2,3}$
$l(m)$	3,7	2	1.8
$e(m)$	0,30	0,30	0,30
$M(kn.m)$	1434,2	440,236	1346,84
$N(kn)$	152,05	361,76	2,63
$V(kn)$	234,69	319,74	23,3
$\tau(mpa)$	0,173	0,829	0,067
$Av_{cal}/surface(cm^2)$	19,46	12,310	16,89
$Av_{min}/surface(cm^2)$	16,650	9,000	8,100
$Av_{ADOP}/surface(cm^2)$	20,34	15,40	16,94
$N^{barre}/surface$	18HA12	10HA14	11HA14
$S_t(cm)$	20	20	20
$Ah_{cal}/surface(cm^2)$	24,750	10,00	24,750
$Ah_{min}/surface(cm^2)$	16,650	9,000	8,100
$Ah_{ADOP}/surface(cm^2)$	18,48	11,30	11,30
$N^{barre}/surface$	12HA14	10HA12	10HA12
$S_t(cm)$	20	20	20

Ferrailage des voiles selon x x' ; y y'

Tableau 5.27: Ferrailage des voiles selon xx',y y du RDC, étage 1 et 2.

Niveau	RDC et 1 et 2 étages		
Les voiles	V_{x1}	V_{x2}	$V_{y1,2,3}$
$l(m)$	3,7	2	1,8
$e(m)$	0,20	0,20	0,20
$M(kn.m)$	220,85	159,47	122,53
$N(kn)$	1130,48	549,27	1173,61

$V(kn)$	271,75	202,88	169,90
$\tau(mpa)$	0,571	0,789	0,734
$Av_{cal}/surface(cm^2)$	32,739	19,712	34,446
$Av_{min}/surface(cm^2)$	11,100	6,000	5,400
$Av_{ADOP}/surface(cm^2)$	33,88	20,34	36,96
$N^{barre}/surface$	22HA14	18HA12	24HA14
$S_t(cm)$	20	20	20
$Ah_{cal}/surface(cm^2)$	15,40	7,830	7,830
$Ah_{min}/surface(cm^2)$	11,100	6,000	5,400
$Ah_{ADOP}/surface(cm^2)$	15,40	7,91	7,91
$N^{barre}/surface$	10HA14	7HA12	7HA12
$S_t(cm)$	20	20	20

Ferrailage des voiles selon x x' ; y y'

Tableau 5.28: Ferrailage des voiles selon xx' , yy' du 3,4,5 étages .

Niveau	3,4 ,5 étages		
Les voiles	V_{x1}	V_{x2}	$V_{y1,2,3}$
$l(m)$	3,7	2	1,8
$e(m)$	0,2	0,2	0,2
$M(kn.m)$	7,89	13,36	5,51
$N(kn)$	805,95	408,86	792,54
$V(kn)$	11,51	38,5	6,97
$\tau(mpa)$	0,024	0,150	0,030
$Av_{cal}/surface(cm^2)$	20,309	10,723	20,043
$Av_{min}/surface(cm^2)$	11,100	6,000	5,400
$Av_{ADOP}/surface(cm^2)$	20,34	11,30	20,34
$N^{barre}/surface$	18HA12	10HA12	18HA12
$S_t(cm)$	20	20	20
$Ah_{cal}/surface(cm^2)$	7,830	7,830	7,830

$Ah_{min}/surface(cm^2)$	11,100	6,000	5,400
$Ah_{ADOP}/surface(cm^2)$	11,30	6,78	6,78
$N^{barre}/surface$	10HA12	6HA12	6HA12
$S_t(cm)$	20	20	20

Ferraillage des voiles selon $x x'$; $y y'$

Tableau 5.29: Ferraillage des voiles selon xx' , yy' du 6,7 étages.

Niveau	6et 7 étages		
Les voiles	V_{x1}	V_{x2}	$V_{y1,2,3}$
$l(m)$	3,7	2	1,8
$e(m)$	0,20	0,20	0,20
$M(kn.m)$	19,85	14,87	9,85
$N(kn)$	457,37	234,61	482,25
$V(kn)$	24,75	37,78	6,42
$\tau(mpa)$	0,052	0,147	0,027
$Av_{cal}/surface(cm^2)$	11,833	6,423	12,467
$Av_{min}/surface(cm^2)$	11,100	6,000	5,400
$Av_{ADOP}/surface(cm^2)$	13,56	6,78	13,56
$N^{barre}/surface$	12HA12	6HA12	12HA12
$S_t(cm)$	20	20	20
$Ah_{cal}/surface(cm^2)$	7,830	7,830	7,830
$Ah_{min}/surface(cm^2)$	11,100	6,000	5,400
$Ah_{ADOP}/surface(cm^2)$	11,30	6,78	6,78
$N^{barre}/surface$	10HA12	6HA12	6HA12
$S_t(cm)$	20	20	20

Ferrailage des voiles selon $x-x'$; $y-y'$ Tableau 5.30: Ferrailage des voiles selon $xx',y y'$ du 8 étages.

Niveau	8 étages		
Les voiles	V_{x1}	V_{x2}	$V_{y1,2,3}$
$l(m)$	3,7	2	1,8
$e(m)$	0,15	0,15	0,15
$M(kn.m)$	13,8	17,97	1,21
$N(kn)$	149,38	75,56	193,75
$V(kn)$	27,30	41,24	7,31
$\tau(mpa)$	0,077	0,214	0,042
Av_{cal} /surface(cm^2)	4,014	2,563	4,894
Av_{min} /surface(cm^2)	8,325	4,500	4,050
Av_{ADOP} /surface(cm^2)	11,30	6,78	6,78
N^{barre} /surface	10HA12	6HA12	6HA12
S_t (cm)	20	20	20
Ah_{cal} /surface(cm^2)	5,872	5,872	5,872
Ah_{min} /surface(cm^2)	8,325	4,500	4,050
Ah_{ADOP} /surface(cm^2)	11,30	6,78	6,78
N^{barre} /surface	10HA12	6HA12	6HA12
S_t (cm)	20	20	20

▪ Vérification à l'effort tranchant

RPA (art 7.7.2)

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ mpa}$$

On remarque $\bar{\tau} > \tau$ pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée.

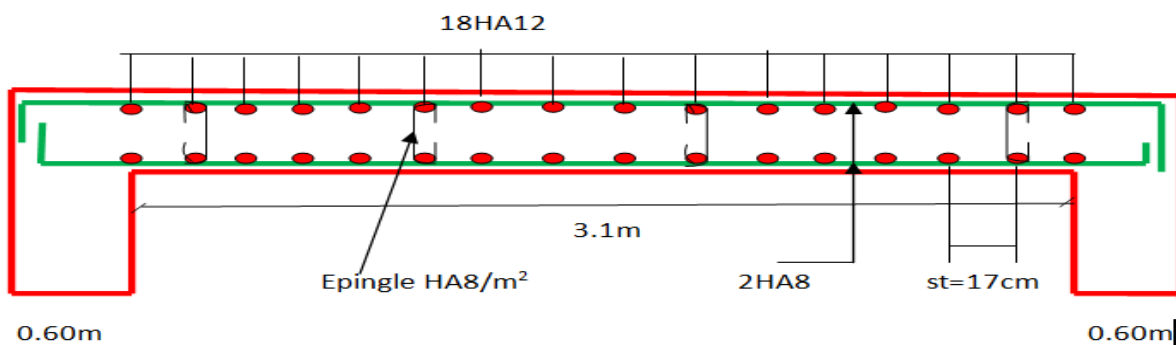


Figure 5.7: Schéma de ferrailage du voile V_{x1} .

5.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différentes sollicitations dans les éléments structuraux, à savoir les poteaux, voiles, poutres, afin de les ferrailer.

De l'étude des éléments structuraux, on peut conclure que le ferraillage du RPA est majoritaire.

Chapitre 06 : Etude de l'infrastructure

6.1. Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peu être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux) .

6.2. Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

6.2.1 Semelles filantes :

La semelle filante la plus sollicitée, de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 7 Poteaux.

$$\text{Avec } N_1 = 2953.04KN, N_2 = 3736.92KN, N_3 = 3041.89KN, N_4 = 3603.67KN, N_5 = 2785.05KN,$$

$$N_6 = 1523.49KN, N_7 = 1093.90KN$$

$$\sum N_i = 18737.96KN.$$

Soit la surface de l'ensemble des semelles filantes :

$$S \geq \frac{N_d}{\sigma_{Sol}}$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 461.58m^2$

$$S = 574.35m^2 > S_{bat} = 461.58m^2 \Rightarrow \text{déborder}$$

$$S \geq \frac{N_d}{\sigma_{Sol}} = \frac{78.321049 * 1.1}{0.20} = 430.77m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 461.58m^2$

On voit bien que $S = 93\%S_{bat}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier générale.

6.2.1. Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

A - Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

1) La condition de coffrage :

h_n : Hauteur des nervures.

h_d : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{max} = 635 - 60 = 575 \text{ cm}$$

$$h_d = \frac{L_{max}}{20} = \frac{575}{20} = 28.75 \text{ cm}$$

$$h_n = \frac{L_{max}}{10} = \frac{575}{10} = 57.5 \text{ cm}$$

2) La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

l_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E: Module de Young. $E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I: Moment d'inertie de la section de radier.

K : Coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc : $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_n \geq \sqrt[4]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.82 \text{ m.}$$

Donc : $h_n = 0.85 \text{ m}$.

$h_d = 0.40 \text{ m}$ Pour le radier.

La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{57.002893}{0.20} = 285.01m^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bât} = 430.1m^2$.

$S_{rad} < S_{bat}$, alors on prend $S_{rad} = S_{bat} = 461.58m^2$

B - Les vérifications :

Vérification au poinçonnement :

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 41), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur de la nervure.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Sous poteaux le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (60×60) cm², le périmètre d'impact

μ_c : est donné par la formule suivante : $\mu_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.60 + 0.60 = 1.2 \\ B = b + h = 0.60 + 0.60 = 1.2 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 4.8$$

$$\Rightarrow N_u = 3.04MN > Q_u = 0.045 \times 4.8 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 3.06MN \text{ Condition vérifié}$$

Donc la hauteur totale $h_n = 85\text{cm}$ et la hauteur de radier est de $h_d = 40\text{ cm}$.

Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M : Moment sismique à la base

Sens x - x' :

A L'ELU :

$$N_u = 86153.15 \text{KN} \quad M = 19797.1804 \text{KN.m} ; L_x = 23.55 \text{m} ; S = 461.58 \text{m}^2.$$

$$e = 0.23$$

$$\sigma_{\max} = 199.01 \text{Kpa}.$$

$$\sigma_{\min} = 175.71 \text{Kpa}$$

$$\sigma_{mu} = 193.19 \text{Kpa} < \sigma_{sol} = 200 \text{Kpa} \quad (\text{ok})$$

A L'ELS :

$$N_s = 62770.64 \text{KN} \quad M = 19797.1804 \text{KN.m} ; L_x = 23.55 \text{m} ; S = 461.58 \text{m}^2.$$

$$e = 0.32$$

$$\sigma_{\max} = 146.77 \text{Kpa}.$$

$$\sigma_{\min} = 124.77 \text{Kpa}$$

$$\sigma_{ms} = 141.27 \text{Kpa} < \sigma_{sol} = 200 \text{Kpa} \quad (\text{ok})$$

Sens y - y':

A L'ELU :

$$N_u = 86153.15 \text{KN} \quad M = 258421807 \text{KN.m} ; L_y = 19.6 \text{m} ; S = 461.58 \text{m}^2.$$

$$e = 0.299$$

$$\sigma_{\max} = 203.79 \text{Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 169.56 \text{Kpa}$$

$$\sigma_{mu} = 195.23 \text{Kpa} < \sigma_{sol} = 200 \text{Kpa} \quad (\text{ok})$$

A L'ELS :

$$N_s = 62770.64 \text{KN} \quad M = 258421807 \text{KN.m} ; L_y = 19.6 \text{m} ; S = 461.58 \text{m}^2.$$

$$e = 0.41$$

$$\sigma_{\max} = 153.13 \text{Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 118.92 \text{Kpa}$$

$$\sigma_{ms} = 144.58 \text{Kpa} < \sigma_{sol} = 200 \text{Kpa} \quad (\text{ok})$$

N.B :

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99/version2003**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens x-x : $e = \frac{25842.1807}{62770.64} = 0.41 \text{ m} < \frac{23.55}{4} = 5.89 \text{ m} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Dans le sens y-y : $e = \frac{19797.1804}{62770.64} = 0.32 \text{ m} < \frac{19.6}{4} = 4.9 \text{ m} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Donc il n'y a pas risque de renversement.

Vérification de la poussé hydrostatique :

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 57002.893 \text{ KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 5.60 \text{ m}$ la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s : 1,5$ (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} : 461.58 \text{ m}^2$ surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique).

On trouve : $N = 57002.893 \text{ KN} > 38772.72 \text{ KN} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

6.2.1.1. Ferrailage du radier :

A) La dalle du radier :

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable, le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

1. Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{86153.15}{461.58} = 186.65 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{57002.893}{461.58} = 123.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$l_x = 3.40 \text{ m}, \text{ et } l_y = 5.75 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.59 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux}$$

sens.

$$\rho = 0.59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 180.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 50.90 \text{ KN.m}$$

• En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 153.32 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 43.27 \text{ KN.m}$$

• En appui :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 90.19 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 25.45 \text{ KN.m}$$

2. Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

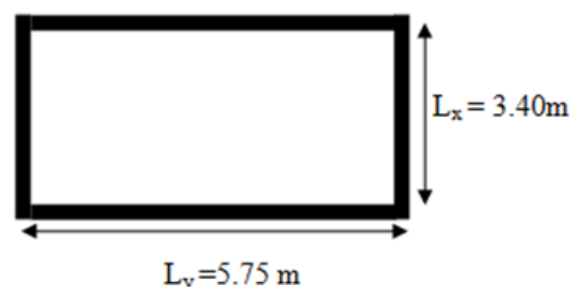


Figure 6.1 : dalle sur 04 appuis

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$h_d = e = 40cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.59$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 3.9cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 3.2cm^2 / ml \end{cases}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_d = 1 \times 0.40m^2$.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau 6.1. Résultats de ferrailage de radier.

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{optée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	153.32	12.07	3.85	7HA16=14.07	14
	Appui	90.19	6.98	3.85	7HA12=7.92	14
Sens y-y	Travée	43.27	3.31	3.2	7HA10=5.5	14
	Appui	25.45	1.94	3.2	7HA10=5.5	14

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25MPa.$$

- $V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 414.17KN.$

$$\tau_u = \frac{0.41417}{1 \times 0.38} = 1.08MPa < 1.25MPa..... C'est vérifiée.$$

- $V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 211.54KN$

$$\tau_u = \frac{0.21154}{1 \times 0.38} = 0.56MPa < 1.25MPa..... C'est vérifiée.$$

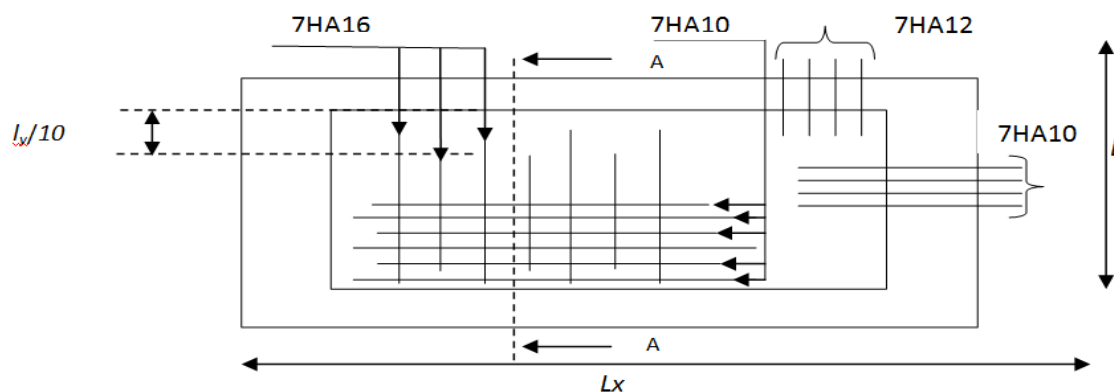


Figure 6.2 : Schéma de ferrailage de radier

6.2.2.2. Ferrailage des nervures:

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec : P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale :**

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec : P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$q_u = 185.65 \text{ KN} / \text{m}^2$

$q_s = 123.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

• **Calcul des sollicitations :**

1) Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0,15 \times M_0 \text{ Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

2) Moment en travée :

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l-x) \quad M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens longitudinal (x-x) :**

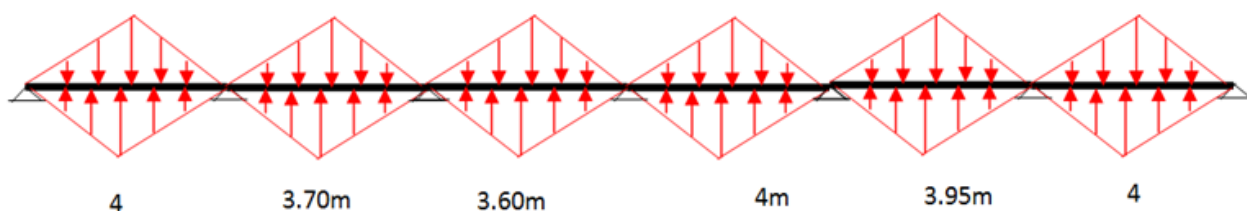


Figure 6.3 : Schémas des sollicitations sur les nervures longitudinales.

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

-Charge trapézoïdale et triangulaire:

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times ly}{2}$$

$$P_1' = \frac{q_x \times l_x}{3}$$

$$P = P_2 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.6.2. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	$L_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN)$	$M_a (KNm)$		$x (m)$	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	3.4	3.4	420.8	0	448	1.06	408.24
B-C	3.1	2.48	383.7	448	264.84	1.23	588.63
C-D	3	2.4	371.3	264.84	312.52	2.27	454.64
D-E	3.4	2.72	420.8	312.52	358.36	1.77	603.76
E-F	3.55	2.68	414.6	358.36	474.5	1.86	885.64
F-G	3.4	3.4	420.8	474.5	0	1.34	574.22

- Sens transversal (y-y):

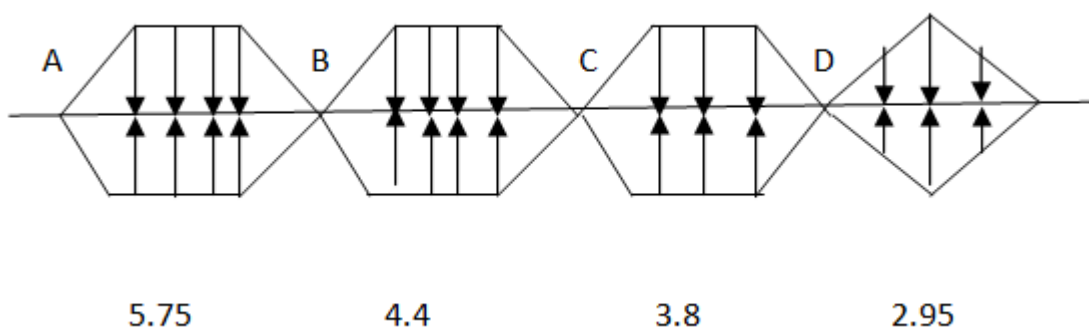


Figure 6.4 : Schémas sollicitations sur les nervures transversales

Charge triangulaire :

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P'_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P'_1$$

- Charge trapézoïdale :

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$P_1' = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$P = P_2 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.6.3. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$x (m)$	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	5.75	5.75	943.62	0	550.65	2.36	516.52
B-C	4.4	3.52	655	550.65	238.73	2.58	68.09
C-D	3.8	3.04	519.2	238.73	196.04	1.96	118.033
DE	2.95	2.36	363.83	196.04	0	1.83	115.82

• **Ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 0.85 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.40 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.60 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.75}{10}; \frac{3.40}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.575; 1.7)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.6 \text{ m}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.6.4. Résultats de ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	$M_u(KNm)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
x-x	Travée	885.64	32.86	15.46	6HA20+7HA16=32.92
	Appui	448	16.36	15.46	6HA16+3HA14=16.68
y-y	Travée	516.52	18.91	15.46	3HA20+5HA16=19.48

	Appui	550.65	20.18	15.46	4HA20+4HA16=20.61
--	-------	--------	-------	-------	-------------------

- **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau.6.5. Vérification des contraintes dans les nervures.

Sens	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
x-x	Travée	117.42	0.38	15	24.96	201.63
	Appui	139.92	0.67	15	54.18	201.63
y-y	Travée	43.37	0.18	15	14.71	201.63
	Appui	36.63	0.154	15	11.83	201.63

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

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_s + M_d}{l} = 0,864MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,445MPa < 2,5MPa.$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(42.85; 65; 20) = 20mm \quad \text{Soit : } \phi_t = 16mm.$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{lmin}\right) \Rightarrow S_t = \min(21.25; 12; 20) = 12cm \quad \text{Soit :}$$

Schémas de ferrailage :

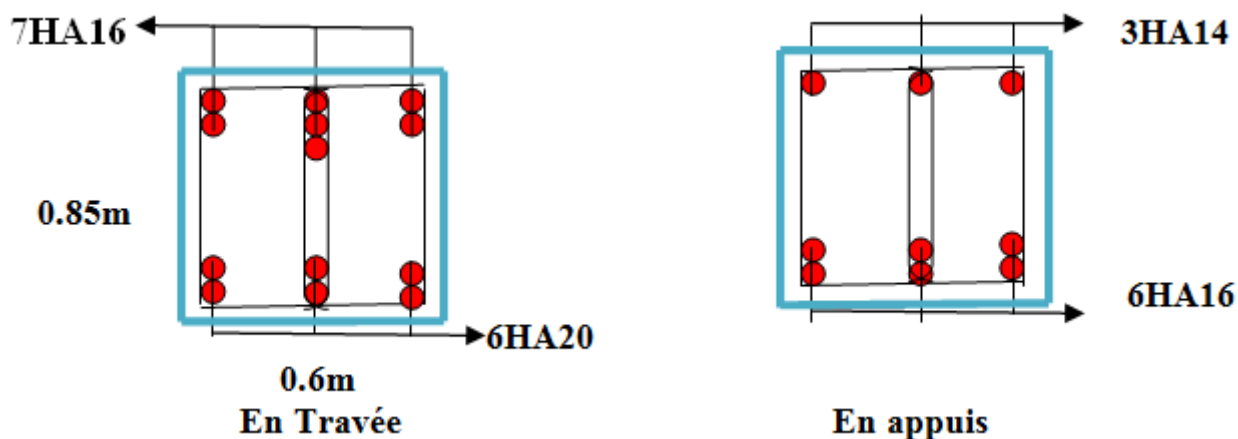


Figure 6.5 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens XX

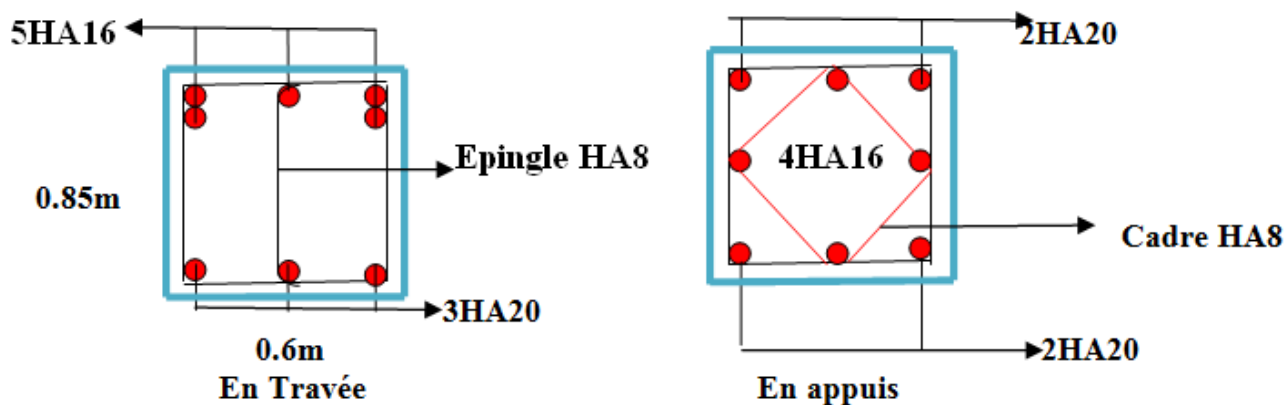


Figure 6.6: Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens YY

6.3. Étude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

a. Dimensionnement

Selon le RPA 99/version 2003(article 10.1.2)

$e \geq 15\text{cm}$; On prend $e = 20\text{cm}$

b. Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport de sol on a :

L'angle de frottement interne : $\varphi = 23^\circ$

La cohésion : $C = 0.27 \text{ bar}$

Poids volumique des terres humides : $\gamma_h = 19.5 \text{ KN} / \text{m}^3$

c. Évaluation des charges et surcharges

La poussée des terres sur le rideau

$$G = \gamma_h \times h \times \left(\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow G = 19.5 \times 5.6 \times \left(\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2} \right) \right) - 2 \times 27 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2} \right)$$

$$G = 47,83 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Surcharges accidentelle** : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2} \right) \Rightarrow Q = 4,38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

e. Ferrailage du voile

Le voile s'appuie sur la structure (poteau – poutre) et la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 6,57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 71,1405 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 54,99 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **À l'ELU**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} ; P_u = 71,14 \text{ KN}$$

annexe 1.

$$M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 95,47 \text{ KN.m} ; M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 65,53 \text{ KN.m}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 81,15 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 55,70 \text{ KNm}$$

-En appui

$$\text{Sens x-x}' : M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 47,7 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_a = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 32,76 \text{ KNm}$$

Tableau 6.6: tableau de ferrailage

Localisation		μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{\text{doptée}}$ (cm ² /ml)
En travée	Sens-x	$2,89 \times 10^{-5}$	$3,62 \times 10^{-5}$	5,57	0,41	4T12=4,52

	Sens-y	$1,98 \times 10^{-5}$	$2,48 \times 10^{-5}$	5,57	0,28	4T12=4,52
En appui	Sens-x	$1,7 \times 10^{-5}$	$2,13 \times 10^{-5}$	5,57	0,16	4T12=4.52
	Sens-y	$1,6 \times 10^{-5}$	$1,46 \times 10^{-5}$	5,57	0,28	4T12=4.52

• **À l'ELS**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases} ; \quad P_s = 52,21 \text{ KN/ml} \quad \text{annexe 1}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 79,76 \text{KNm} \quad ; \quad M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 62,16 \text{KNm}$$

-En travée

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 67,79 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 52,83 \text{KNm}$

-En appui

Sens x-x' : $M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 39,88 \text{KNm}$

Sens y-y' : $M_a = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 31,08 \text{KNm}$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$\left. \begin{matrix} h_0 > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.89 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow 0.0008 \times \frac{3-0.85}{2} \times 100 \times 20 = A_{\min}^x = 1.72 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \Rightarrow 0.0008 \times 100 \times 20 = A_{\min}^y = 1.6 \text{cm}^2 \end{cases}$$

$A_{\text{cal}} < A_{\min} \Rightarrow$ on ferraille avec A_{\min} Sens y-y et x-x

• **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $St = 20 \text{cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St = 20 \text{cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton ;**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \quad \sigma_{bc} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) < \min \left(\frac{1}{2} f_e, 110 \sqrt{n.f_{t28}} \right) = 164.97$$

(Fissuration très nuisible)

Les résultats du calcul et vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.7: résultats de calcul et vérification à l'ELS.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
En	Sens x-x	67,79	4,52	0,1080	0,2056	0,0356	15	27,05	201.63

travée	Sens y-y	52,84	4,52	0,1080	0,2056	0,0277	15	21,08	201.63
En appui	Sens x-x	39,88	4,52	0,1080	0,2056	0,0209	15	15,91	201.63
	Sens y-y	31,08	4,52	0,1080	0,2056	0,0163	15	12,40	201.63

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 122,12KN.$$

$$\tau_u = \frac{122,12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.68MPa < 1.25MPa. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 150,95KN.$$

$$\tau_u = \frac{150,95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.83MPa < 1.25MPa. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage

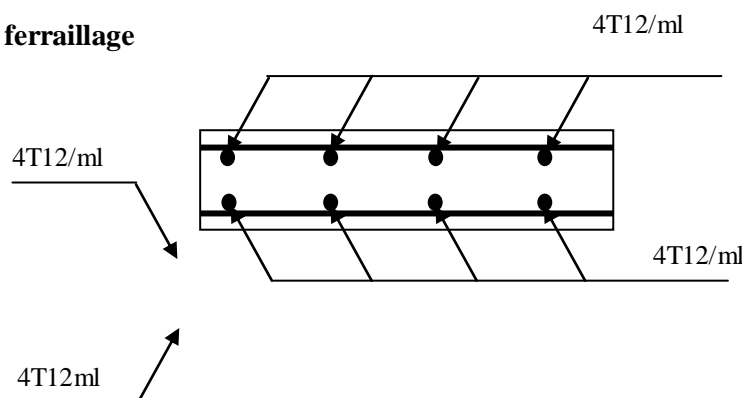


Figure 6.7: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

6.4. Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Conclusion générale

En conclusion de ce travail ; Nous dirons :

- ✓ Vu l'irrégularité en élévation de notre structure, plusieurs essais ont été effectués pour le choix de la disposition des voiles. On est arrivé à une disposition optimale, celle qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure et qui nous a permis de vérifier l'interaction horizontale (voiles – portiques), ainsi que l'interaction verticale sur tous les étages.
- ✓ Puisque l'effort normal réduit à été vérifié ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été gardé.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P- delta)
- ✓ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, car le sol est de faible portance.
- ✓ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000 nous a permis de confirmer: Le choix de disposition des voiles, le dimensionnement des éléments de contreventement.

Annexe 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de portq	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG
630 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
800 10 pers.	1.00	2 v	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
1000 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
4.00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	320		
1250 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
4.00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	320		
1600 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
6.30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-1. Figurent en italique les valeurs du fascicule de documentation P 82-208.
 (1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), ACVF = Variation continue de fréquence, Dy MV = Dynatron MV (variation continue de vitesse), TD 2 = Transatron Gedussa (variation de tension sans treuil).
 (3) La puissance est calculée suivant la norme C.15-100 et C.15-105. c'est-à-dire en prenant en compte le facteur de puissance et le rendement.

Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Maintenance	collective descente selective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	30000	11000	1500
465 540	260	460	220	150 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	31000	12000	2000
530	260	500	240	160 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	32000	12000	2500
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	36000	14000	3000
590	260	520	280	230 x 140	♣	♣	♣	♣	♣	38000	18000	5000
					♣	♣	♣	♣	♣	38000	19500	7000



Symbolisme attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés (autorisation d'emploi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.