

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la Technologies
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

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+9+Sous-sol) à usage d'habitation et commercial
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^r BRAHAMI Samir
M^r SADELLI Fatah

Promoteur :

M^{elle} MEZIANI

Jury:

M^r OURABAH
M^r BRARA

Promotion 2011-2012

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour
nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme
ce travail.*

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

*A M^{elle} Meziani : notre promotrice, pour avoir accepté de nous
guider sur le bon chemin du travail.*

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

*A M^r Rabhi : pour son bon accueil au sein du bureau d'étude
BART.*

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

Fatah & Samir

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

A ma grande mère.

A mes frères et sœurs.

A toute ma famille.

A ma cher Djidji.

A mon binôme Samir et sa famille.

Et a tous mes amis sans exception.

Fatah.

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail

A la mémoire de mes très chers parents,

A mes frères.

A ma soeur.

A toute ma famille.

A tous mes proches et mes amis.

Samir BRAHAMI

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Caractéristiques géométriques et architecturales.....	1
I.3. Définition des éléments de l'ouvrage	1
I.4. Règlements et normes utilisés	4
I.5. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91	4
I.6. Actions et sollicitations	7
I.7. Les Caractéristiques des matériaux	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	15
II.3. Pré dimensionnement.....	15
II.2. Evaluation des charges et surcharges	23
II.4. Descente de charge	27
II.5. Vérifications.....	35
II.6. Conclusion	38

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1. Introduction	39
III.2. Etude des Planchers	39
III.3. les Escaliers	75
III.4. Acrotère	92
III.5. Etude de l'ascenseur.....	100
III.6. Calcul des chaînages	109

Chapitre IV Etude dynamique

IV.1. Introduction	113
IV.2. Objectifs et exigences	113
IV.3. Méthodes de calcul	113
IV.4. Description du logiciel SAP 2000.....	118
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	120
IV.6. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version 2003.....	124
IV.7. Conclusion	130

Chapitre V Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	131
V.2. Etude des poteaux	131
V.3. Etude des poutres	140
V.4. Etude des voiles	151

V.5. Conclusion	160
-----------------------	-----

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	161
--------------------------	-----

VI.2. Choix du type des fondations	161
------------------------------------------	-----

VI.3. Ferrailage	167
------------------------	-----

VI.4. Etude des Voiles périphériques	177
--------------------------------------------	-----

VI.5. Conclusion	181
------------------------	-----

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Plans

Liste des figures

Figure I.1 Plancher avec dalle générale, poutres secondaires et principales.....	2
Figure I.2 Entrevous	3
Figure I.3 Plancher à poutrelles préfabriquées et entrevous	3
Figure I.4 Règle des trois pivots	6
Figure I.5 Diagramme des contraintes - déformations pour le béton.....	11
Figure I.6 Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	14
Figure II.1 Les planchers	15
Figure II.2 Schéma d'une poutrelle	16
Figure II.3 Schéma statique de l'escalier type 1	18
Figure II.4 Schéma statique de l'escalier type 2	19
Figure II.5 Vue en plan d'un acrotère	20
Figure II.6 Coupe verticale d'un voile.....	21
Figure II.7 Vue en plan d'un voile.....	21
Figure II.8 Hauteur libre d'étage.....	23
Figure II.9 Plancher terrasse	24
Figure II.10 Plancher courant.....	25
Figure II.11 Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)	26
Figure II.12 Coupe verticale d'un mur intérieur	27
Figure II.13 Plan de repérage des poteaux	28
Figure II.14 La surface afférente poteau 4-C.....	29
Figure II.15 Schéma statique de la descente de charge	30
Figure II.16 La surface afférente poteau 4-E	33
Figure III.1 Sens de disposition des poutrelles	40
Figure III.2 Schéma d'une poutrelle	41
Figure III.3 Evaluation des efforts tranchants	44
Figure III.4 Schéma statique de la poutrelle type 4	45
Figure III.5 Diagramme des moments fléchissant	46
Figure III.6 Diagramme des efforts tranchants.....	47
Figure III.7 Schéma statique de la poutrelle type 3	47
Figure III.8 Diagramme des moments fléchissant	49

Figure III.9 Diagramme des efforts tranchants.....	49
Figure III.10 Schéma de ferrailage des poutrelles.....	63
Figure III.11 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	64
Figure III.12 Schéma de la dalle (Type1)	64
Figure III.13 Schéma statique de la dalle (Type1)	64
Figure III.14 Schéma de ferrailage du de dalle (type1)	67
Figure III.15 Vue en coupe du de dalle (type1)	67
Figure III.16 Schéma de la dalle (type 2)	68
Figure III.17 Schéma de ferrailage du balcon (type 2)	72
Figure III.18 Schéma de la dalle.....	73
Figure III.19 Schéma statique.....	73
Figure III.20 Schéma de ferrailage du 3 ^{eme} type de dalle	75
Figure III.21 Schéma statique d'escalier	75
Figure III.22 Schéma statique avec chargement.....	76
Figure III.23 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.....	78
Figure III.24 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS	79
Figure III.25 Section à ferrailer	79
Figure III.26 Schéma de ferrailage de premier type d'escalier	82
Figure III.27 Schéma de la poutre palière	82
Figure III.28 section de la poutre palière.....	83
Figure III.29 Schéma du chargement à l'ELU.....	84
Figure III.30 Section creuse équivalente	85
Figure III.31 Ferrailage de la poutre palière.....	87
Figure III.32 Schéma de chargement à l'ELU	88
Figure III.33 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.....	89
Figure III.34 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS	89
Figure III.35 Vue en plan d'un acrotère	92
Figure III.36 Schéma statique.....	93
Figure III.37 Section à ferrailer	95
Figure III.38 Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)	97
Figure III.39 Schéma statique.....	98
Figure III.40 Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse accessible)	99
Figure III.41 Cage d'ascenseur.....	100
Figure III.42 Schéma représentant la surface d'impacte	104

Figure III.43	Schéma de ferrailage de la dalle.....	109
Figure III.44	Vue en coupe du ferrailage de la dalle	109
Figure III.45	Schéma statique de Chainage	110
Figure III.46	Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	112
Figure IV.1	Spectre de réponse	118
Figure IV.2	Disposition de voiles	121
Figure IV.3	1 ^{er} mode de déformation (translation suivant $x-x$)	121
Figure IV.4	2 ^{eme} mode de déformation (translation suivant $y-y$)	122
Figure IV.5	3 ^{eme} mode de déformation (torsion au tour de $z-z$)	122
Figure IV.6	Joint sismique	127
Figure V.1	Schémas de la zone nodale.....	132
Figure V.2	Section d'un poteau.....	137
Figure V.3	Schémas des zones nodales.....	139
Figure V.4	2U superposés (avec alternance dans l'orientation)	142
Figure V.5	Dispositions constructives des portiques	143
Figure V.6	Zone nodale.....	148
Figure V.7	Schémas de ferrailages des poutres principales et secondaires.....	151
Figure V.8	Disposition des armatures dans les voiles.....	153
Figure V.9	Schéma de répartition des voiles.....	153
Figure V.10	Schéma d'un voile plein.....	154
Figure V.11	Section de voile	155
Figure V.12	Schéma de ferrailage du voile V_{X1} au niveau du Sous-sol, RDC et mezzanine	160
Figure VI.1	Vue d'une semelle isolée.....	162
Figure VI.2	Semelle filante sous portique N°1	163
Figure VI.3	Présentation de zone d'impact de la charge concentrée	165
Figure VI.4	Dalle sur quatre appuis	167
Figure VI.5	Schéma de ferrailage du radier	171
Figure VI.6	Sollicitations sur les nervures transversales	172
Figure VI.7	Sollicitations sur les nervures longitudinales	173
Figure VI.8	Section à ferrailer	175
Figure VI.9	Ferrailage des nervures.....	177

Figure VI.10 Répartition des contraintes sur le voile.....	178
Figure VI.11 Schéma de ferrailage du voile périphérique	181

Listes des tables

Tableau II.1 Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.....	23
Tableau II.2 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	24
Tableau II.3 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant	25
Tableau II.4 Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines	25
Tableau II.5 Evaluation des charges dans les murs extérieurs	26
Tableau II.6 Evaluation des charges dans les murs intérieurs	26
Tableau II.7 Evaluation des charges sur les escaliers.....	27
Tableau II.8 La descente de charge de poteau 4-C	31
Tableau II.9 La descente de charge de poteau 4-E	33
Tableau II.10 Résultats de vérification à la compression simple	35
Tableau II.11 Résultats de vérification au flambement	37
Tableau III.1 Les Types de poutrelles	41
Tableau III.2 Sollicitation du plancher étage courant	50
Tableau III.3 Sollicitation du plancher rez de chaussée	50
Tableau III.4 Sollicitation du plancher mezzanine.....	51
Tableau III.5 Sollicitation du plancher terrasse inaccessible	51
Tableau III.6 Sollicitation du plancher terrasse accessible	51
Tableau III.7 Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux	52
Tableau III.8 Ferrailage des poutrelles.....	61
Tableau III.9 Choix des barres de ferrailage	62
Tableau III.10 Ferrailage en travée	69
Tableau III.11 Ferrailage en appui	69
Tableau III.12 Vérification de contrainte dans le béton en travée	71
Tableau III.13 Vérification de contrainte dans le béton en appui	71
Tableau III.14 Vérification de la flèche	72
Tableau III.15 Résumé des résultats.....	73
Tableau III.16 Résumé des résultats de ferrailage.....	79
Tableau III.17 Les sollicitations de la poutre palière	83
Tableau III.18 Résumé des résultats de ferrailage de la poutre palière.....	84
Tableau III.19 Résumé des résultats de ferrailage.....	90

Tableau III.20 Combinaison d'action.....	93
Tableau III.21 Combinaison d'action.....	99
Tableau III.22 Résultats des calculs	99
Tableau III.23 Résultats des calculs	106
Tableau III.24 Résultat des calculs.....	108
Tableau III.25 Résumé des résultats de ferrailage.....	110
Tableau IV. 1 Les poids des différents niveaux.....	115
Tableau IV.2 Caractéristiques géométriques des planchers corps creux	119
Tableau IV.3 Caractéristiques géométriques du nœud mètre	120
Tableau IV.4 Période de vibration et taux de participation massique	123
Tableau IV.5 Vérification de l'interaction sous charges verticale.....	124
Tableau IV.6 Vérification de l'interaction sous charges horizontales	125
Tableau IV.7 Vérification de l'effort tranchant à la base	126
Tableau IV.8 Vérification des déplacements de la structure	126
Tableau IV.9 Vérification a L'effet $P-\Delta$	128
Tableau IV.10 Vérification de l'effort normal réduit	129
Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	132
Tableau V.2 Sollicitations dans les poteaux	133
Tableau V.3 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	134
Tableau V.4 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux	135
Tableau V.5 Justification de l'effort normal ultime.....	136
Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.....	137
Tableau V.7 Vérification des contraintes tangentielles.....	138
Tableau V.8 Ferrailage des sections des poteaux.....	139
Tableau V.9 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA.....	143
Tableau V. 10 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres	144
Tableau V.11 Vérification de l'effort tranchant.....	146
Tableau V.12 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	146
Tableau V.13 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	147
Tableau V.14 Résumé des résultats	147
Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux.....	148
Tableau V.16 Moment résistant dans les poutres.....	149

Tableau V.17	Vérification de la zone nodale	149
Tableau V.18	Ferraillage des voiles V_{x1}	156
Tableau V.19	Ferraillage des voiles V_{x2}	156
Tableau V.20	Ferraillage des voiles V_{x3}	157
Tableau V.21	Ferraillage des voiles V_{x4}	157
Tableau V.22	Ferraillage des voiles V_{y1}	158
Tableau V.23	Ferraillage des voiles V_{y2}	158
Tableau V.24	Ferraillage des voiles V_{y3}	159
Tableau V. 25	Vérification à l'effort tranchant.....	159
Tableau VI.1	Résumé des résultats	169
Tableau VI.2	Vérification des contraintes	170
Tableau VI.3	Ferraillage du panneau du radier.....	170
Tableau VI.4	Vérification des contraintes	170
Tableau VI.5	Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU)	173
Tableau VI.6	Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS)	173
Tableau VI.7	Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELU)	174
Tableau VI.8	Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELS)	174
Tableau VI.9	Sollicitations maximales	174
Tableau VI.10	Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier.....	175
Tableau VI.11	Vérification des contraintes à l'ELS	176
Tableau VI.12	Vérification des contraintes après redimensionnement	176
Tableau VI. 13	Section des armatures du voile périphérique	179

Symboles et Notations

A' , A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
 A_u : Section d'aciers à l'ELU.
 A_t : Section d'armature transversale.
 A_r : Aire de la section des armatures de répartition
 S : Surface plane de la structure
 h : Hauteur totale de la section du béton
 b : Largeur de la section de béton
 d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée
 A : Coefficient d'accélération de zone
 B : Aire d'une section de béton.
 Br : Section réduite.
 C : Constante de compressibilité.
 C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage
 C_u : La cohésion du sol (KN/m²).
 C_r : Cohésion réduite.
 D : Diamètre.
 D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).
 D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
ELS : Etat limite de service.
ELU: Etat limite ultime.
 E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.
 E_b : Module de déformation longitudinal de béton.
 E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 F : Force.
 F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
 F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
 F : Coefficient de sécurité = 1.5
 f_{bu} : Contrainte limite à l'ELU
 f_e : Limite d'élasticité de l'acier
 G : Action permanente.
 H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
 H_c : La profondeur critique (m).
 I : Moment d'inertie (m⁴)
 Q : Charge variable (d'exploitation).
 Q : Facteur de qualité .
 L : Longueur ou portée.
 L_r : Longueur de recouvrement
 l_f : Longueur de flambement
 i : Rayon de giration
 λ : Elancement

μ : Coefficient de flambement
 μ_{bu} : Moment ultime réduit
 ν : Coefficient du poisson
 L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
 M : Moment en général.
 M_a : Moment sur appui.
 M_u : Moment de calcul ultime.
 M_{ser} : Moment de calcul de service.
 M_t : Moment en travée.
 N_s : Effort normal de service.
 N_u : Effort normal ultime
 N_r : Poids du radier (KN).
 N : Effort normale du aux charges verticales.
 N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
 P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
 P_{radier} : Poids du radier (KN).
 R : Coefficient de comportement global.
 S : Section.
 S_r : Surface du radier (m^2).
 S_t : Surface totale du bâtiment (m^2).
 St : Espacement des armatures.
 T : Effort tranchant.
 T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
 V : Effort tranchant.
 V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
 V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
 W : Poids propre de la structure.
 W_{Qi} : Charges d'exploitation.
 W_{gr} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
 X, Y et Z : Coordonnées en général.
 Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier
 Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).
 a : Une dimension (en général longitudinale) .
 b_0 : 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 comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.
 e : Excentricité, épaisseur.
 f : Flèche
 f_e : Limite d'élasticité
 h_t : Hauteur total du radier (m).
 h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
 σ_b : Contrainte de compression du béton.
 σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

σ : Contrainte normale.
 ζ : Contrainte tangentielle des armatures
 ζ_{se} : Contrainte d'adhérence
 η : Coefficient de fissuration
 Ψ_s : Coefficient de scellement
 l_s : Longueur de scellement
 ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton
 ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu
 γ_h : Poids volumique humide (t/m^3).
 γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).
 φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
 σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
 $q_{s\ max}$: Frottement latéral unitaire limite
 q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).
 q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).
 q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).
 k_c : Coefficient de portance.
 τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).
 α : Coefficient dépendant de la nature de sol.
 τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).
 η : Facteur d'amortissement.
 β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
 σ_v : Contrainte verticale due au sol au niveau de la base de la fondation.
 σ_H : Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.
 σ_v : Contrainte totale verticale au niveau de l'essai.
 K_0 : Coefficient de pression des terres au repos.
 q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.
 γ_q : Coefficient de sécurité.

Introduction générale

Introduction générale

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

Pour mieux ce protégé contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base donc sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises et à des logiciels très puissants. Le calcul d'un ouvrage doit être fait de manière à :

- ✓ Présenter une sécurité vis-à-vis de la ruine ;
- ✓ Réaliser un ouvrage d'une économie acceptable ;
- ✓ Assurer la durabilité et le confort

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'architecture et technique (BART), porte sur l'étude d'un immeuble (R+9+étage Mezzanine avec sou sol) a usage d'habitation et commercial (RDC, étage mezzanine), il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul en chapitre I, on a pré dimensionné les éléments de bâtiment en chapitre II, en chapitre III, on a calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère,...etc. l'étude dynamique dans le IVème chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisi des voiles . Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000 version 14.0.1. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et en fin le calcul de l'infrastructure sera l'objet du chapitre VI. Le travail sera clôturé par une conclusion général qui synthétise l'ensemble des résultats et remarque obtenus dans le calcul entreprise.

On soulignant que tous les calculs ont était menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Chapitre I

Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+9 + sous sol, le RDC et le sous-sol sont à usage commercial, les autres niveaux sont à usages d'habitations. Cet ouvrage est implanté dans la ville de Bejaïa qui est classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

L'ouvrage est situé dans la plaine de Bejaïa, dans le quartier dit Seghir. Il est projeté dans le lotissement du boulevard des AURES. Il porte le numéro 29.

I.2. Caractéristiques géométriques et architecturales:

- . Hauteur totale du bâtiment : 38.93 m.
- . Hauteur sous sol : 3.91 m.
- . Hauteur du R.D.C : 3.74 m.
- . Hauteur d'étage mezzanine : 3.74 m.
- . Hauteur d'étage courante : 3.06 m.
- . La largeur du bâtiment : 19.00 m.
- . La longueur du bâtiment : 23.80 m.

I.3. Définition des éléments de l'ouvrage :

I.3.1. Ossature :

En se référant au [1] qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 17m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant et plus de 80% de la charge verticale, ainsi que les voiles doivent reprendre moins de 75% de la charge horizontale et moins 20% de la charge verticale d'étage).

I.3.2. Les planchers :

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

- **Planchers avec dalle générale, poutres secondaires et principales :**

C'est la solution la plus classique, mais la présence des retombées de poutres (*soffites*) constitue une gêne dans les bâtiments à usage d'habitation ou similaires, à moins que l'on puisse disposer les poutres au droit des cloisons.

Leur emploi est donc plus spécialement réservé aux constructions industrielles, ou aux garages et parcs de stationnement.

La (figure I.1) donne un exemple d'application avec répartition régulière des points d'appui. Cette solution conduit en général, dans le cadre d'un projet bien étudié, aux quantités minimales de béton et d'acier, mais la surface de coffrage nécessaire constitue un désavantage.

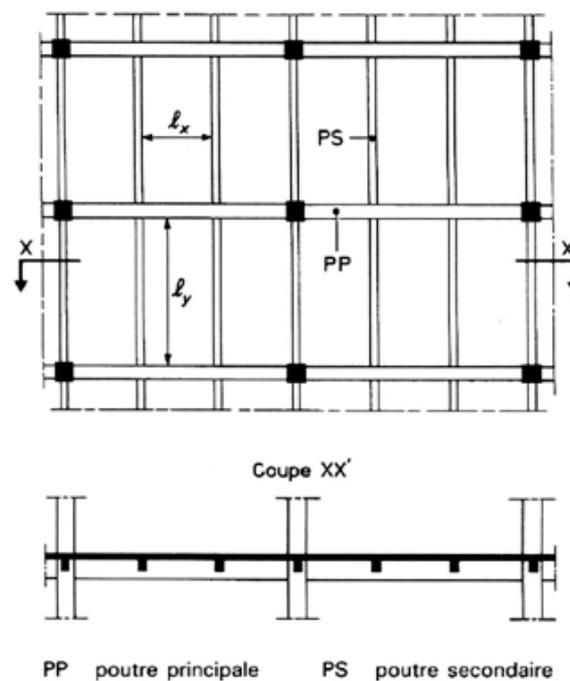


Figure I.1 Plancher avec dalle générale, poutres secondaires et principales.

Les méthodes de calcul applicables à de tels planchers sont définies, dans les Règles [2]:

- pour les planchers à charge d'exploitation modérée, par méthode dite *forfaitaire*.
- pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée, par *la méthode de A. Caquot*.

- **Planchers à entrevous :**

Les entrevous (appelés « corps creux ») en ciment ou en céramique (figure I.2) servaient de coffrage pour le coulage de nervures surmontées d'une dalle générale de faible épaisseur (normalement 4 à 6 cm) (figure I.3).

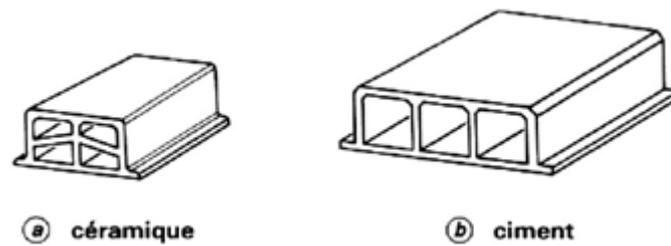


Figure I.2 Entrevous.

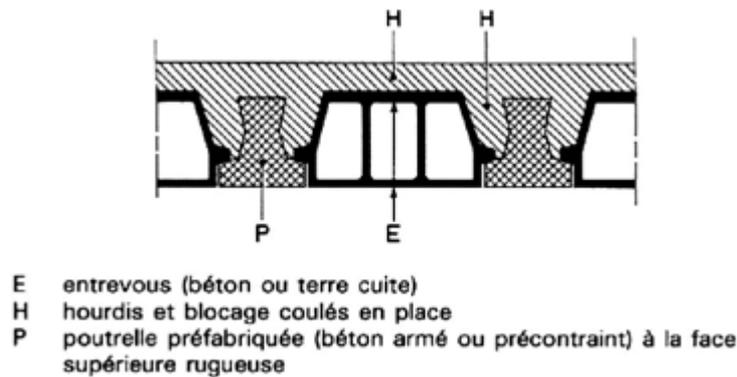


Figure I.3 Plancher à poutrelles préfabriquées et entrevous.

I.3.3. Les escaliers :

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

I.3.4. La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- ✓ Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- ✓ Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm.

I.3.5. La terrasse :

Dans notre projet on a deux types de terrasses :

- Une terrasse accessible.
- Une terrasse inaccessible.

I.3.6. L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

Dans notre projet on a deux types d'acrotères :

- Un acrotère sur le plancher terrasse accessible qui va servir en plus de son rôle préliminaire comme garde de corps.
- Un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

I.3.7. Enduits et revêtements :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage et plinthe.
- Mortier pour les façades.

I.3.8. Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.4. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- . RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- . CBA 93 (Code du béton armé).
- . DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- . DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- . BAEL 91 (Eyrolles troisième tirage 1997).

I.5. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91 :

Le matériau béton – par nature non homogène - associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la RDM. C'est pourquoi des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement BAEL (Béton Armé aux Etats Limites). La dernière version majeure date de 1991 mais des modifications mineures ont été réalisées depuis.

Ces règles, basées sur la théorie des états limites, sont applicables à tous les ouvrages en béton armé dont le béton est constitué de granulats naturels normaux et dont le dosage en ciment et au moins égal à 300 kg/m^3 .

I.5.1. Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime ELU :

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

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

b) Etat limite de service ELS :

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

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

➤ Hypothèse de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- ✓ Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli).
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$

En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- ✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (figure I.4)

➤ **Règle des trois pivots :**

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (figure I.4). On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $\frac{3}{7}$ de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la figure I.4) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

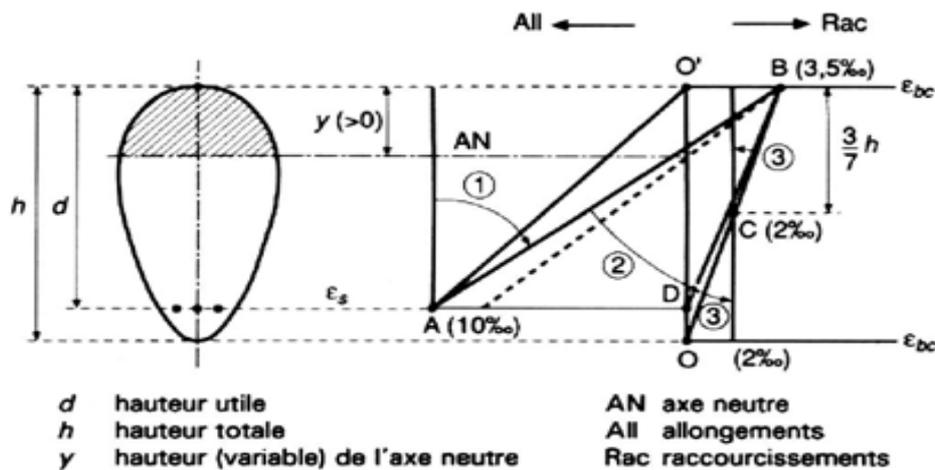


Figure I.4 Règle des trois pivots.

Le diagramme passe par :

- ✓ Le pivot A si $y \leq 0.2596 \times d$
- ✓ Le pivot B si $0.2593 \times d \leq y \leq h$
- ✓ Le pivot C si $y \geq h$

➤ **Hypothèse de calcul à l'E L S :**

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.5.2. Principe d'application des règles de B.A.E.L 91:

Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- Les valeurs représentatives des actions.
- Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- Les résistances caractéristiques des matériaux.
- Les coefficients de sécurité γ_s pour l'acier et γ_b pour le béton.

I.6. Actions et sollicitations :

I.6.1. Les actions :

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

- Des charges permanentes,
- Des charges d'exploitations,
- Des charges climatiques (vent, neige).

a) Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

b) Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

c) Actions accidentelles (E) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs...etc.

I.6.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

➤ **Sollicitations de calcul :**

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

▪ **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :**

Dans le cas d'une vérification à l'ÉLU on devra justifier :

- ✓ La résistance de tous les éléments de construction,
- ✓ La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- ✓ L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

▪ **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- ✓ La contrainte maximale de compression du béton,
- ✓ La fissuration du béton,
- ✓ La déformation des éléments.

I.6.3. Les combinaisons d'action :

[1] (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

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

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ (pour les poteaux seulement)} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

I.7. Les Caractéristiques des matériaux :

I.7.1. Béton :

a) *Définition :*

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- ✓ Une bonne résistance à la compression,
- ✓ Une souplesse d'utilisation,
- ✓ Un entretien facile,
- ✓ Une bonne résistance aux feux,
- ✓ Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

b) *Les constituants du béton :*

- Le ciment :

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

- Les granulats :

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

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

- Les adjuvants :

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

c) Résistance du béton :

- Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

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

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Pour $j \leq 28$ jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa (} j \leq 28 \text{ jours)} \quad [2] \text{ (Article A.2.1.11)}$$

$$) f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa (} j > 28 \text{ jours)} \quad [2] \text{ (Article A.2.1.11)}$$

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

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$.

- Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{Mpa} \quad [3] \text{ (Article A.1.2.1.2)}$$

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

d) Valeurs de calcul à la compression :

- Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [2] \text{ (Article A.4.3.4)}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24 \text{h.} \\ 0.9 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.} \\ 0.8 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1 \text{h.} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

e) Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal (figure 1.5).

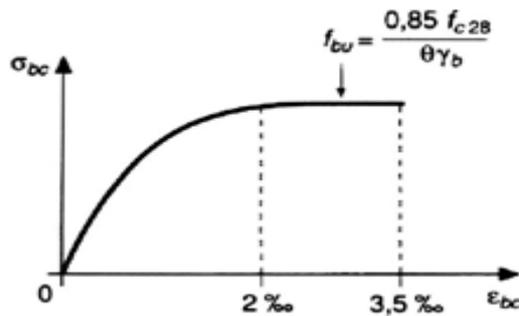


Figure I.5 : Diagramme des contraintes - déformations pour le béton.

Le diagramme (parabole rectangle) ci dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2‰$ $f_{bc} = 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} (4 \times 10^3 \times \epsilon_{bc})$.

$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5‰$ $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b$.

- Contrainte limite à l'ELS :

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \quad [3] \text{ (Article A.4.5.2)}$$

f) Module de déformation longitudinale du béton :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ [3] (Article A.2.1.2.1)

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [3] \text{ (Article A.2.1.2.2)}$$

Pour : $f_{c28}=25\text{Mpa}$ on a :

$$E_{i28} = 32164.20\text{Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.86\text{Mpa}$$

- Coefficient de Poisson :

Lorsque on soumet une éprouvette de béton de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, Δl mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad [3] \text{ (Article A.2.1.3)}$$

g) Contrainte ultime de cisaillement (du béton) :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$$\tau_{adm} = \min (0.13 f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0.15 f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.} \quad [2]$$

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

$$\tau_{adm}=3.25\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm}=2.50\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

I.7.2. L'Acier:

a) Définition:

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier.

Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

b) Différents types d'aciers:

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

• **Les ronds lisses (R.L):**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6 mm.

- ✓ $f_e=215\text{Mpa}$ (contrainte à la limite élastique).
- ✓ $f_u=330$ à 490Mpa (contrainte à la limite de rupture).
- ✓ $f_e=235\text{MPa}$.
- ✓ $f_u=410$ à 490MPa .

• **Les aciers à haute adhérence (H.A):**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- ✓ Limite élastique: $f_e=400\text{Mpa}$.
- ✓ Contrainte admissible: $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- ✓ Coefficient de fissuration: $\eta=1.6$
- ✓ Coefficient de sécurité: $\gamma_s=1.15$
- ✓ Module d'élasticité: $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

• **Treillis soudés:**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e=500\text{MPa}$.
- TL52($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e=520\text{MPa}$.

c) Diagramme des contraintes – déformations (acier) :

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

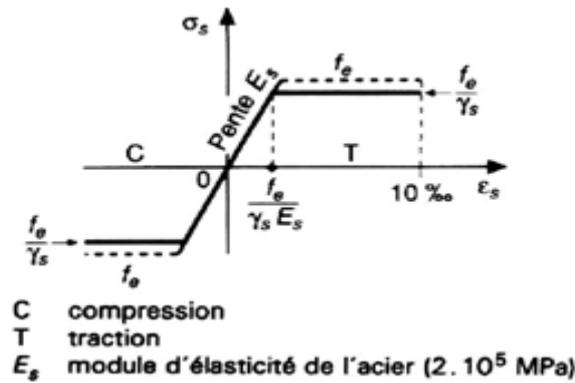


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations de calcul.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$\gamma_s=1$: situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s=1.15$: situation durable ou transitoire.

d) Contrainte limite des aciers:

➤ Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

- Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à:

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

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

- Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad [2] \text{ (Article A.4.5.32)}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

Chapitre II

Pré dimensionnement des
éléments

II.1. Introduction :

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 version 2003, BAEL 91 et au CBA 93.

La transmission des charges verticales se fait comme suit :

Charges et surcharges → **planchers** → **poutres** → **poteaux** → **fondations** → **sol**.

II.2. Pré dimensionnement :

Afin de pré dimensionner les éléments structuraux de notre bâtiment nous nous sommes référés aux exigences du RPA 99(version 2003), BAEL 91, DTR et du CBA93.

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, comportant :

- Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).
- Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

II.2.1. Pré dimensionnement des Eléments secondaires :

II.2.1.1. Les planchers :

a) Planchers à corps creux :

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante : $h_t \geq \frac{L}{22.5}$

L : Longueur de la poutrelle entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur du plancher.

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

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

Avec : 16cm : hauteur du corps creux.

4cm : hauteur de la dalle de compression.

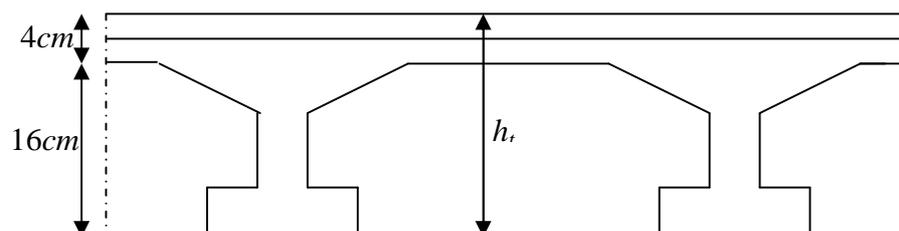


Figure II.1 Les planchers.

➤ **Pré dimensionnement des poutrelles :**

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 16+4 cm.

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

l_y : Distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 15\text{cm}) ; h = 20\text{cm}$

Soit : $b_0 = 12\text{cm}$

$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$ [3] (article A.4.1.3)

$L_x = 55 \text{ cm}$

$L_y = 595 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min (55/2 ; 595/10)$

$b_1 \leq \min (27,5 ; 59,5)$

$b_1 = 26,5\text{cm}$

$b = 2b_1 + b_0$

$b = 2 \times 26,5 + 12 = 65$ Soit : $b = 65\text{cm}$

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

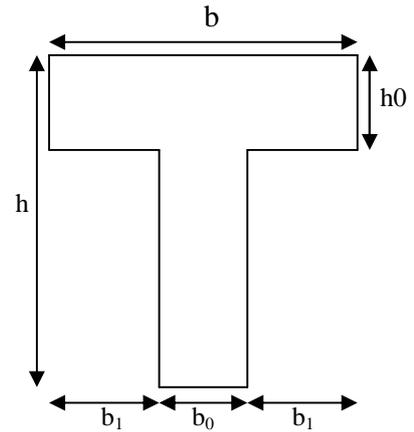


Figure II.2 Schéma d'une poutrelle.

b) Planchers en dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour divers dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères donnés par les règlements.

• **Critère de résistance :**

$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow$ Pour une dalle sur un seul appui.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle sur deux appuis.

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

Avec : L_x est la plus petite portée.

• **Critère de coupe feu :** [2]

$e \geq 7\text{cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe feu

$e \geq 11\text{cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe feu

Les dimensions des panneaux en dalle pleine sont petites, donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable

On prend : $e = 12\text{cm}$

II.2.1.2. Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

H_0 : demi-hauteur d'étage.

L_0 : longueur totale d'escalier.

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64\text{m} \dots \dots \dots (1)$$

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

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

Dans notre cas on a deux types d'escaliers :

➤ Pré dimensionnement d'escalier :

a) Premier type d'escalier : (étage courant)

➤ marches et contremarches :

Pour les dimensions des marches (h) et contremarches (g) on utilise généralement la formule de BLANDEL : $59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

Avec : h : la hauteur de la marche $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$

g : le giron $22 \leq g \leq 33 \text{ cm}$

Le nombre de contremarches (n) est donné par : $n = \frac{H}{h}$

Avec : H la hauteur entre deux niveaux consécutifs (hauteur à franchir) pour l'étage courant
 $H = 3.06 \text{ m}$

Si on prend $h = 17\text{cm}$, on aura ainsi : $n = \frac{3.06}{0.17} = 18$ hauteurs

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par paillasse.

➤ **Calcul du giron :**

Le giron « g » est donné par la formule suivante :

$$g = \frac{L_0}{n-1}$$

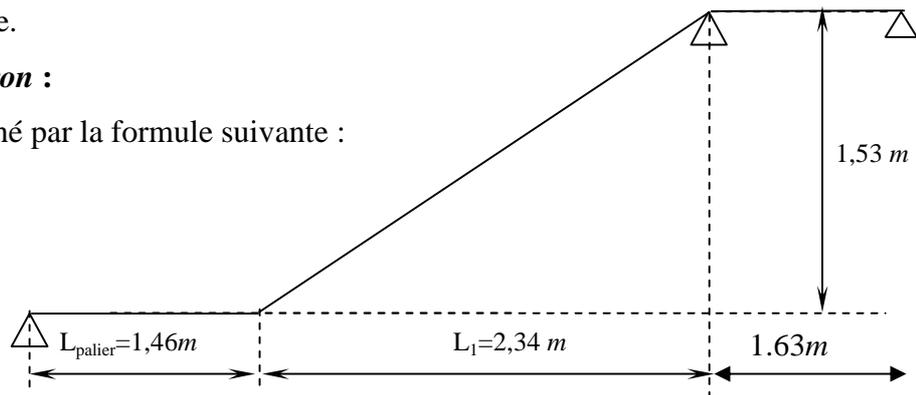


Figure II.3 Schéma statique d'escalier type 1.

L_1 : la projection de la paillasse sur le plan horizontal.

$$L_1 = 2,34m \Rightarrow g = \frac{2.34}{9-1} = 0.2925m \Rightarrow g = 29.25cm$$

➤ **Vérification de la relation de BLANDEL :**

$$g+2h = (2 \times 17) + 29,25 = 63,25 \text{ cm}$$

On remarque bien que : $59 \leq 63,25 \leq 66 \text{ cm}$Condition vérifiée.

➤ **paillasse et palier :**

Calcul de α :

$$tg\alpha = \frac{3.06}{2.34} = 0.653 \Rightarrow \alpha \approx 33^\circ$$

➤ **Calcul de l'épaisseur e :**

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée selon la formule

$$\text{suivante : } \frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

$$L_0 = L' + L_{\text{palier}}$$

L' : La portée de la paillasse

D'où :

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.34}{\cos 33^\circ} = 2.79m \Rightarrow L_0 = 2.79 + 1.46 = 4.25m$$

$$\frac{425}{30} \leq e \leq \frac{425}{20} \Rightarrow 14,63 \leq e \leq 22,10 \Rightarrow e = 18cm.$$

b) Deuxième type d'escalier : (mezzanine vers le sous-sol)➤ **Principe :**

Pour le tracé des escaliers à quartier tournant on pratique ce qu'on appelle le balancement des marches. Différentes méthodes peuvent être utilisées, nous suivront la plus simple.

Soit (d) le diamètre du cercle de jour et la ligne du foulée, tracée à 0,50 m du jour divisée en ($n-1$) parties égales (n étant le nombre de hauteur à monter).

Après on trace les marches rayonnantes en joignant au centre du cercle de jour les points distants de g sur la ligne de foulée.

➤ **Marches et contremarches :**

Relation de BLANDEL : $59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

Nous choisissons $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$

On a bien $2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ la relation de BLANDEL est satisfaite.

h : est la hauteur de la marche $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$

g : est le giron $22 \leq g \leq 33 \text{ cm}$

Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$n = H/h = 374/17 = 22$ avec H est la hauteur du RDC et d'étage soupent

Ce type d'escalier est sans palier appelé escalier avec paillasse à quartier courant, il est composé de paillasse inclinée d'angle α et l'autre de β , le premier porte des marches ordinaires et l'autre des marches rayonnantes qui y est perpendiculaire au premier.

Dans notre cas on considère que la paillasse1 comporte 7 marches et la paillasse2 huit marches rayonnantes encastrées dans une poutre inclinée, son calcul est similaire avec la poutre palière ainsi que son ferrailage.

➤ **Procédure de calcul :**

On définit L_1, L_2 les portés libres des deux

Paillasses dans le sens considéré respectivement.

$$L_1 = 7 \times 0,30 = 2,10 \text{ m}$$

$$L_2 = 4 \times 0,30 = 1,20 \text{ m}$$

$$H_1 = 7 \times 0,17 = 1,19 \text{ m}$$

$$L = L_1 + L_2 = 2,10 + 1,20 = 3,30 \text{ m}$$

Calcul de α et β :

$$\text{tg } \alpha = \frac{1,19}{2,10} = 0,56 \Rightarrow \alpha \approx 30^\circ$$

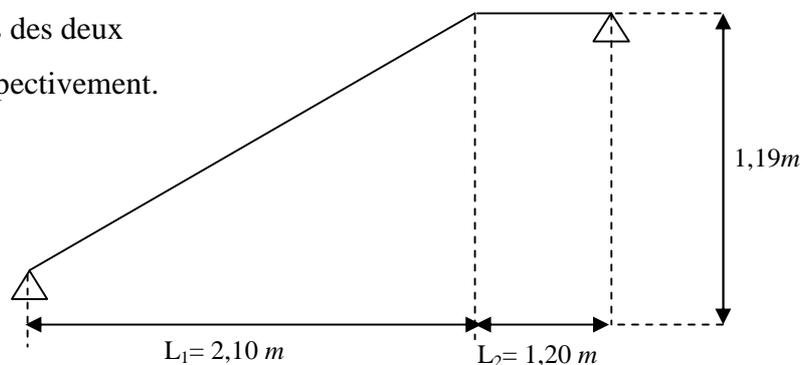


Figure II.4 Schéma statique.

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{1,36}{2,90} = 0,46 \Rightarrow \beta = 25,12^\circ$$

Les deux paillasses auront la même épaisseur qui sera déterminée selon la formule suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

$$L_0 = L' + L_2$$

D'où :

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,10}{\cos 30} = 2,42m$$

$$L_0 = 2,42 + 1,20 = 3,62m$$

$$\frac{362}{30} \leq e \leq \frac{362}{20} \Rightarrow 12,06 \leq e \leq 18,1cm \Rightarrow \text{On prend } e = 18cm.$$

II.2.1.3. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

- Pour la terrasse accessible on prend $H = 110cm$.
- Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60cm$.

$$S_{acce} = 15 \times 110 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{acce} = 0,1735m^2$$

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0,0985m^2$$

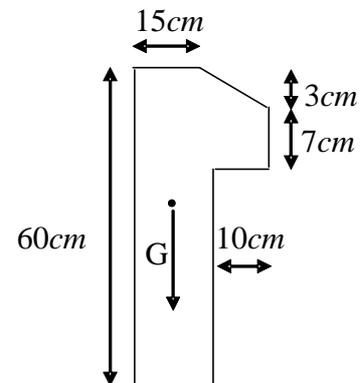


Figure II.5 Vue en plan d'un acrotère.

II.2.2. Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.2.2.1. Les voiles :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

L'épaisseur a :

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

[2] (Article 7.7.1)

Avec : h_e La hauteur libre d'étage.

Dans notre cas :

- Etage courant : $h_e = 306 - 25 = 281cm$.
- Sous sols : $h_e = 391 - 25 = 366cm$.
- RDC : $h_e = 374 - 25 = 349cm$.

a) 1^{er} type de voile :

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

$$a \geq \max \left[\frac{366}{20}; 15cm \right]$$

$$\Rightarrow a \geq \max [18.30; 15cm]$$

Soit : $a = 20cm$ Pour les étages Sous Sol, RDC et mezzanine.

$$a \geq \max \left[\frac{281}{20}; 15cm \right]$$

$$\Rightarrow a \geq \max [14.05; 15cm]$$

Soit : $a = 15cm$ pour les étages courants.

b) 2^{eme} type de voile : (de la cage d'ascenseur) :

Comme ce voile n'intervient presque pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera égale à 15cm qui est l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99/2003.

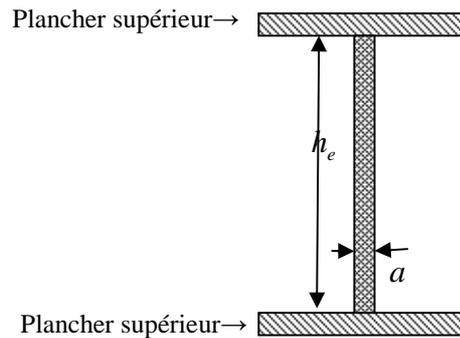


Figure II.6 Coupe verticale d'un voile

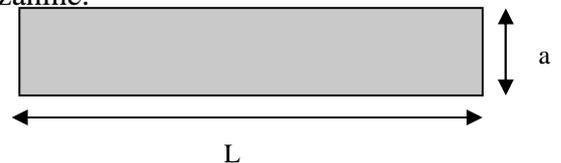


Figure II.7 Vue en plan d'un voile.

II.2.2.2. Les poutres :

a) Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon

la condition de la flèche qui est: $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{max} = 650 - 30 = 620cm \Rightarrow 41.33cm \leq h \leq 62cm.$$

➤ Vérifications :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \dots \dots \dots (1) \quad [1] \text{ (Article 7.5.1)}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 50\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

$$(1) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.66 < 4 \end{cases} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = 30 \times 50\text{cm}^2$

b) Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots(\text{Condition de flèche}).$$

Avec : L_{\max} : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$$L_{\max} = 470\text{cm} \Rightarrow 31.33\text{cm} \leq h \leq 47.00\text{cm}.$$

On prend: $\begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} . \end{cases}$

➤ **Vérifications :**

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

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \end{cases}$$

II.2.2.3. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$

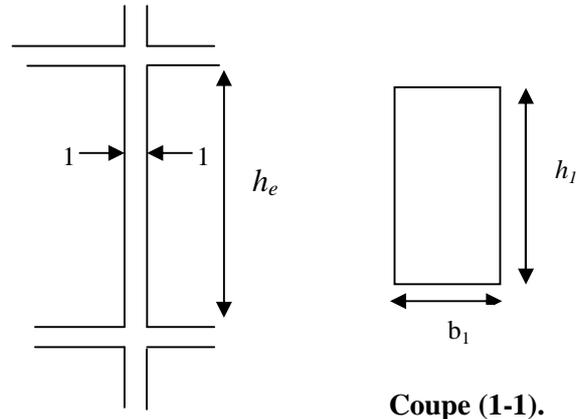


Figure II.8 Hauteur libre d'étage.

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

$h_e = 3.06m$ Pour les étages 1 jusqu'au 9^{ème}.

$h_e = 3.74m$ Pour le RDC et étage mezzanine.

$h_e = 3.91m$ Pour le sous sol.

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

Les dimensions des poteaux sont supposées comme suit :

- Sous sol, RDC et étage mezzanine: $b \times h = 55 \times 55cm^2$.
- 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage : $b \times h = 50 \times 50cm^2$.
- 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage : $b \times h = 45 \times 45cm^2$.
- 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage : $b \times h = 40 \times 40cm^2$.

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Plancher terrasse :

➤ **La terrasse accessible :**

Tableau II.1 Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.

Désignation des éléments	e (m)	Le poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	0.440

Mortier de pose	0.020	0.400
Forme de pente	0.065	1.430
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.120
Isolation thermique	0.040	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	3.55
Enduit de plâtre	0.02	0.20

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{terr} = 6.30KN/m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à $Q_{terr} = 1.5KN/m^2$.

➤ **La terrasse inaccessible :**

Tableau II.2 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	e (m)	Le poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	3.55
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Forme de pente	0.065	1.43

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{terr} = 6.46KN/m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à $Q_{terr} = 1.0KN/m^2$.

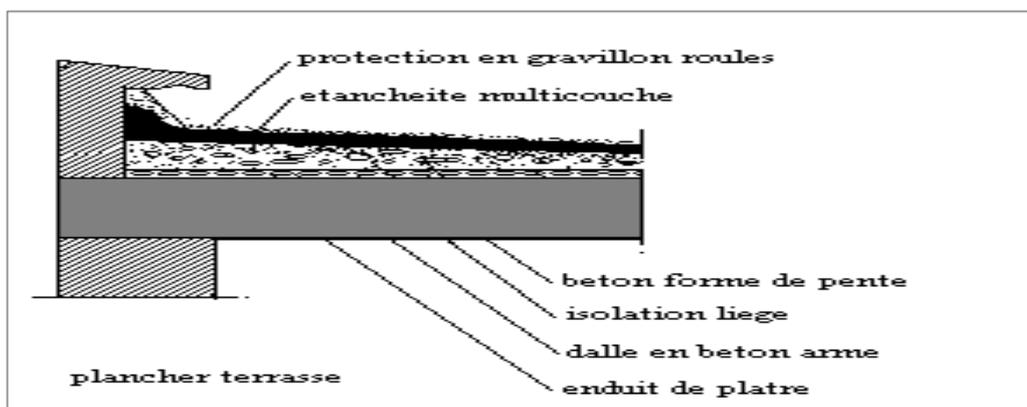


Figure. II.9 Plancher terrasse

II.3.2. Plancher de l'étage courant ou commercial :

Tableau II.3 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	e (m)	Le poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.100	1.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.020	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	3.55
Enduit de plâtre	0.020	0.20

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{étage} = 5.95 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à $Q' = 5 \text{ KN/m}^2$.

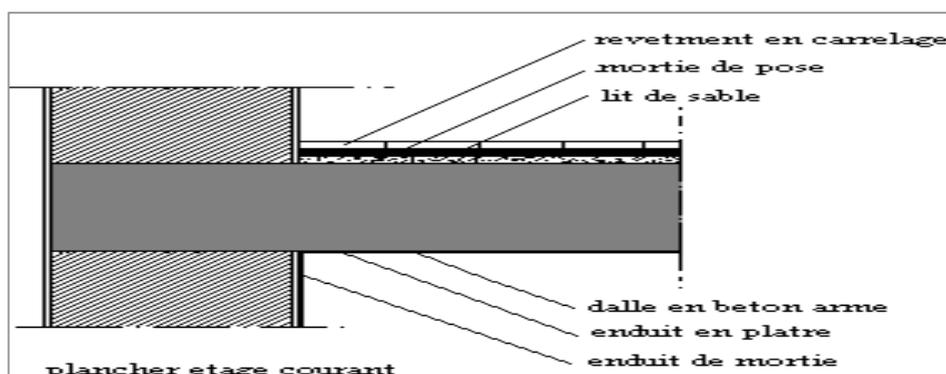


Figure II.10 Plancher courant.

II.3.3. Dalles pleines :

Tableau II.4 Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

Désignation des éléments	e (m)	Le poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.140	3.50
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.020	0.20

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{dalle} = 4.90KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à $Q = 1.5KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à $Q = 5KN / m^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à $Q = 3.5KN / m^2$.

II.3.4. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

Tableau II.5 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (m)	Le poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Briques creuses	0.15	1.30
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.02	0.40

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur} = 2.80KN / m^2$.

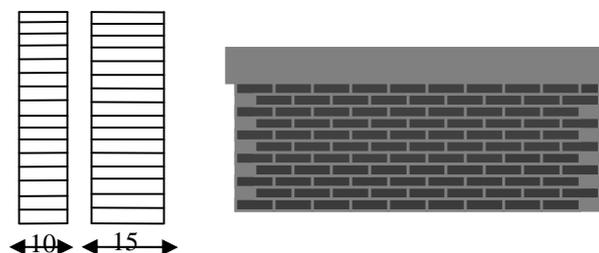


Figure II.11 Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses).

II.3.5. Murs intérieurs :

Tableau II.6 Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

Désignation des éléments	Masse volumique (KN/m^3)	e (m)	Le poids (KN/m^2)
1. Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
2. Briques creuses	09	0.10	0.90
3. Enduit de plâtre	10	0.02	0.20

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{mur}^{int} = 1.30KN / m^2$.

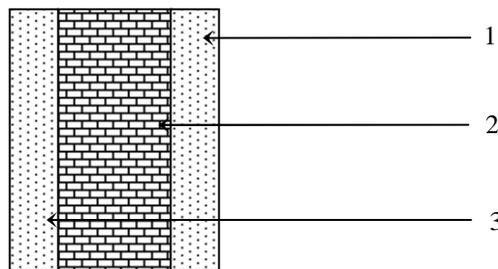


Figure II.12 Coupe verticale d'un mur intérieur

II.3.5. Les escaliers :

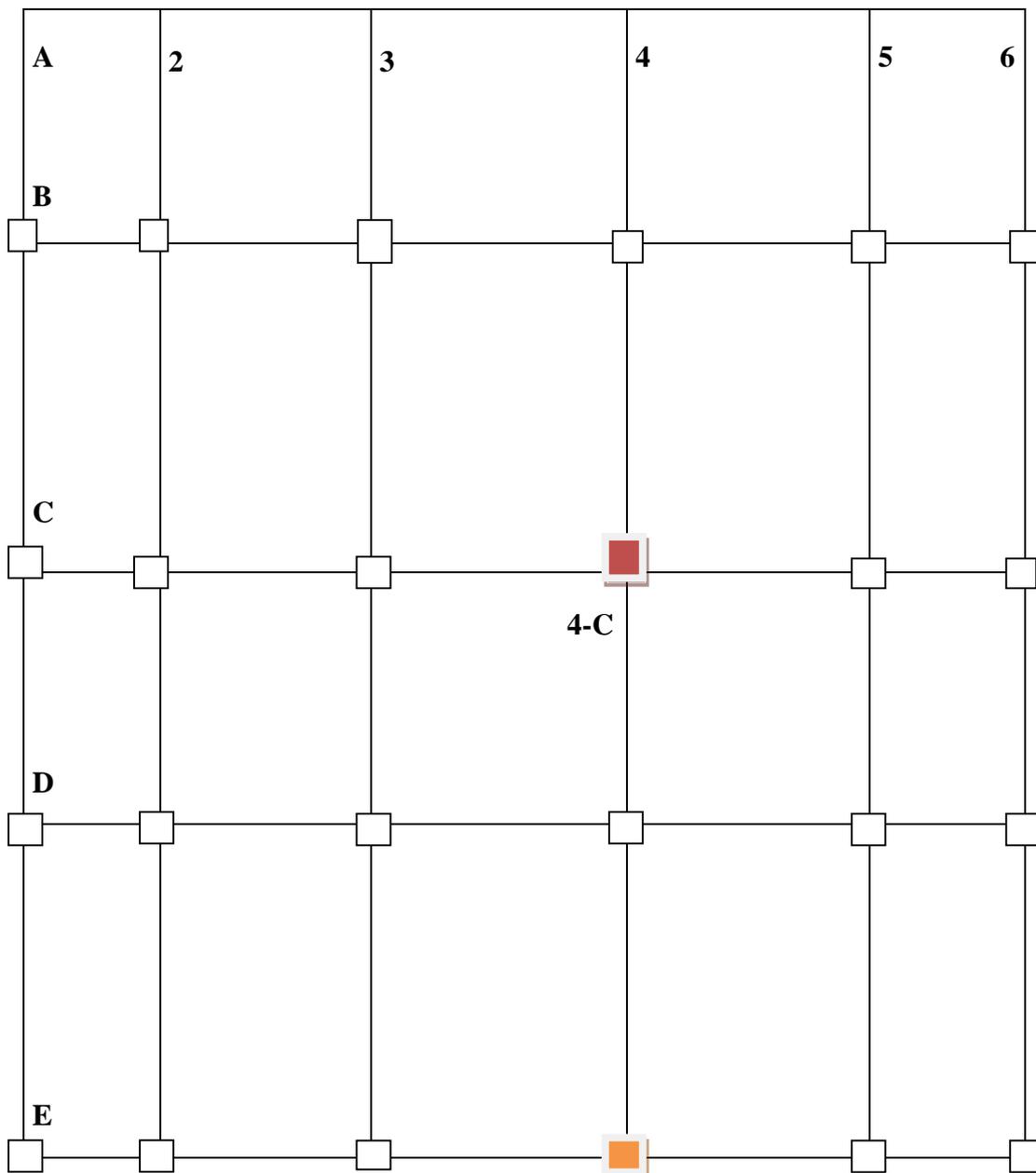
Tableau II.7 Evaluation des charges sur les escaliers.

Désignation des éléments	Paliers (KN/m^2)	Volées (KN/m^2)
Revêtement en carrelage horizontal	0.44	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.00	0.286
Matière de pose	0.40	0.40
Lit de sable	0.36	0.36
Marches	0.00	1.87
Dale pleine ; Paillasse	3.75	4.446
Enduit en plâtre	0.20	0.20

$$G_{palier} = 5.15KN / m^2 ; G_{paillasse} = 8.002KN / m^2 ; Q_{escalier} = 2.50KN / m^2 .$$

II.4. Descente de charge :

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



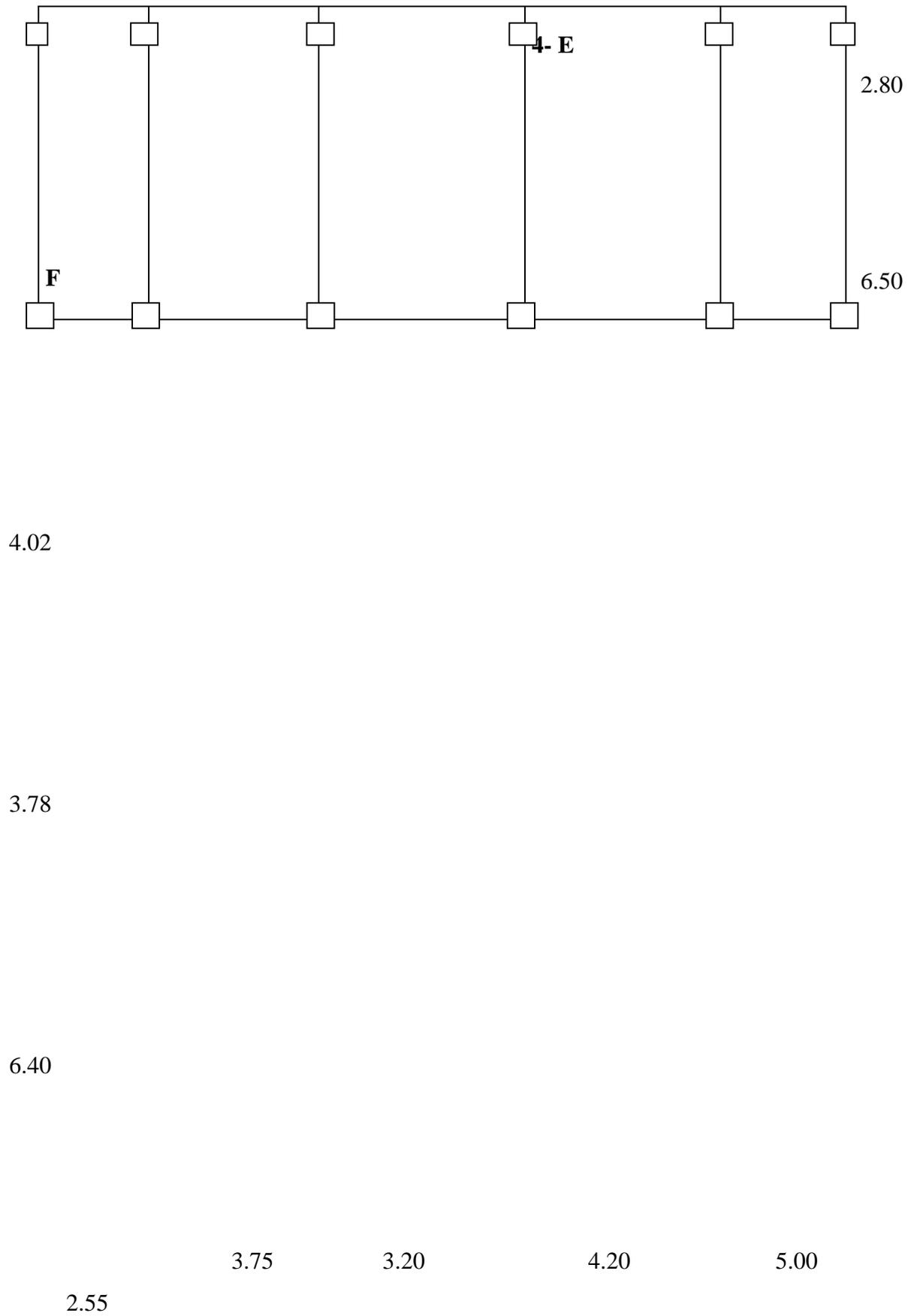


Figure II.13 Plan de repérage des poteaux.

D'après le plans le poteau (4-C) et (5-E) qui ont la plus grande surface afférente.

II.4.1. Poteau 4-C :

➤ **La surface afférente pour la charge permanente :**

$$S_G = 2.33 \times [3.10 + 1.86] + 1.92[3.10 + 1.86] \Rightarrow S = 21.10m^2$$

➤ **La surface afférente pour la charge d'exploitation :**

$$S_Q = 4.60 \times 5.26 = 24.19m^2$$

➤ **Les charges et surcharges :**

✓ Plancher terrasse accessible :

$$G = 21.10 \times 6.30 = 132.93KN$$

$$Q = 24.19 \times 1.5 = 36.28KN$$

✓ Plancher étages commercial :

$$S_G = 21.10m^2 \text{ et } S_Q = 24.19m^2$$

$$G = 125.54KN$$

$$Q' = 24.19 \times 5 = 120.95KN$$

✓ Plancher étages courants :

$$G = 21.10 \times 5.95 = 125.54KN$$

$$Q = 24.19 \times 1.5 = 36.28KN$$

✓ Les poutres :

$$G_{PP} = 25 \times 0.30 \times 0.50 \times (3.10 + 1.86 + 0.3) = 19.72 KN$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.30 \times 0.40 \times (2.33 + 1.92 + 0.30) = 13.65 KN$$

➤ **La loi de dégression des charges d'exploitation:**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé à la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

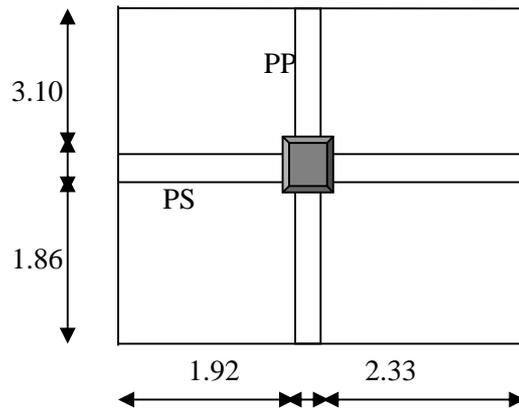


Figure II.14 La surface afférente.
Poteau 4-C

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

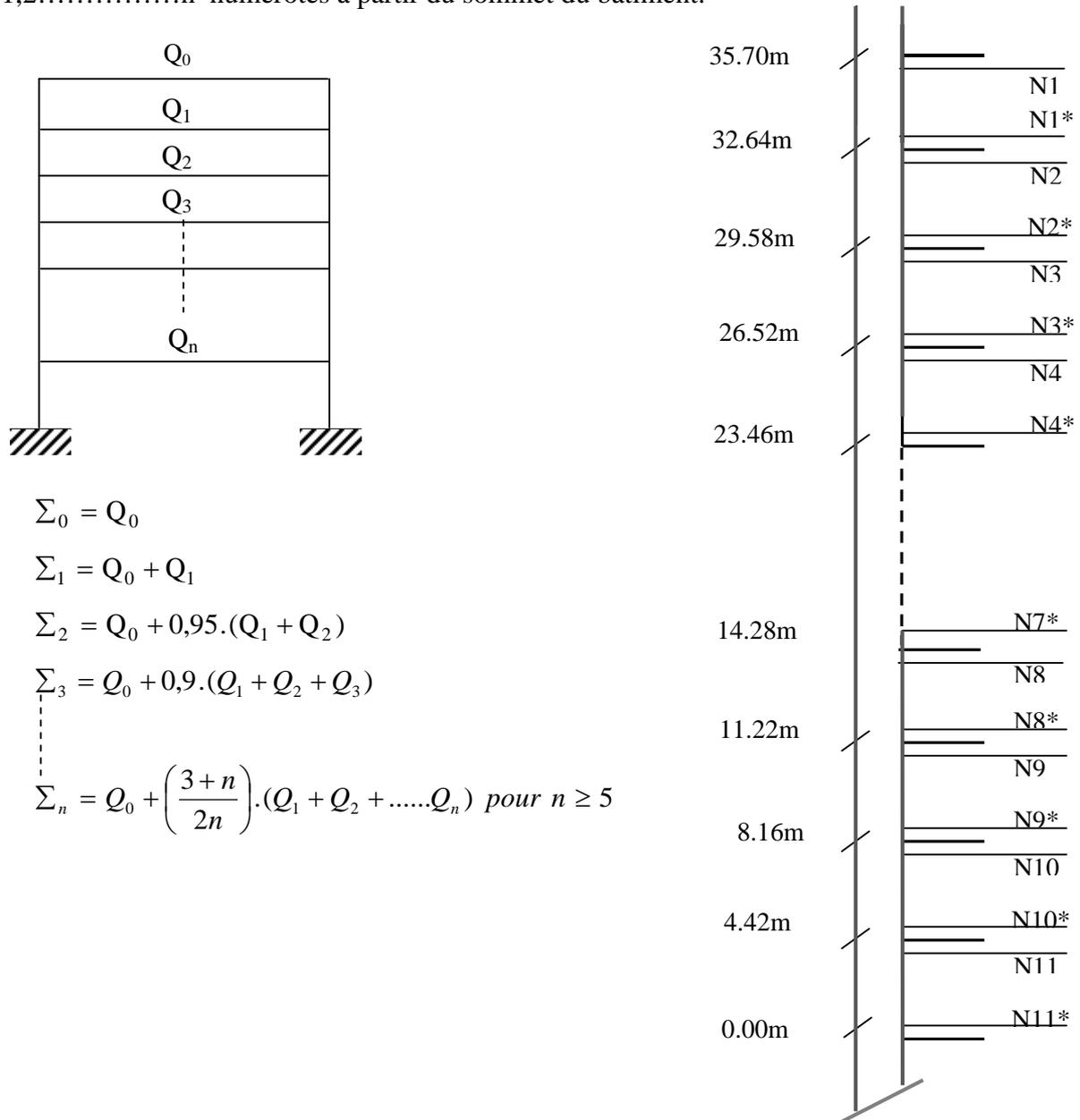


Figure II.15 Schéma statique de la descente de charge

Les résultats de la descente des charges pour le poteau **4-C** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 La descente de charge de poteau 4-C.

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse accessible Poutres (pp, ps)	132.93 33.37	36.28
N1*	G venant de N1 poteau	166.30 12.24	36.28
N2	G venant de N1* Plancher courant poutres	178.54 125.54 33.37	36.28 36.28
N2*	G venant de N2 Poteau	337.45 12.24	72.56
N3	G venant de N2* Plancher courant poutres	349.69 125.54 33.37	72.56 36.28
N3*	G venant de N3 Poteau	508.6 12.24	108.84
N4	G venant de N3* Plancher courant poutres	520.84 125.54 33.37	108.84 36.28
N4*	G venant de N4 Poteau (45*45)	679.75 15.49	145.12
N5	G venant de N4* Plancher courant poutres	695.24 125.54 33.37	145.12 36.28
N5*	G venant de N4 Poteau	849.15 15.49	181.4
N6	G venant de N5* Plancher courant poutres	864.64 104.30 33.37	181.4 36.28
N6*	G venant de N6 Poteau (50.50)	1023.55 19.12	217.68
N7	G venant de N6* Plancher courant poutres	1042.67 125.54 33.37	217.68 36.28

N7*	G venant de N7 Poteau	1201.58 19.12	253.96
N8	G venant de N7* Plancher courant poutres	1220.7 125.54 33.37	253.96 36.28
N8*	G venant de N8* Poteau	1379.61 19.12	290.24
N9	G venant de N8* Plancher courant poutres	1398.73 125.54 33.37	290.24 36.28
N9*	G venant de N9 Poteau	1557.64 19.12	326.52
N10	G venant de N9* Plancher courant poutres	1576.76 104.30 33.37	326.52 36.28
N10*	G venant de N9 Poteau (Mezzanine55.55)	1735.67 28.28	362.8
N11	G venant de N10* Plancher courant poutres	1763.95 125.54 33.37	362.8 120.95
N11*	G venant de N11 Poteau	1922.86 28.28	483.75
N12	G venant de N11* Plancher courant poutres	1951.14 125.54 33.37	483.75 120.95
TOTAL		2110.05	604.7

II.4.2. Poteau 4-E :

➤ *La surface afférente pour la charge permanente :*

$$S_G = 2.35 \times [3.05 + 1.74] + 1.95[3.05 + 1.74] \Rightarrow S = 20.59m^2$$

➤ *La surface afférente pour la charge d'exploitation :*

$$S = 5.09 \times 4.60 = 23.414m^2$$

➤ Les charges et surcharges :

✓ Plancher terrasse accessible :

$$G = 20.59 \times 6.30 = 129.71 \text{ KN}$$

$$Q = 23.41 \times 1.5 = 35.11 \text{ KN}$$

✓ Plancher étages courants :

$$G = 20.59 \times 5.95 = 122.51 \text{ KN}$$

$$Q = 23.41 \times 1.5 = 35.11 \text{ KN}$$

✓ Plancher étages commercial :

$$S_G = 20.59 \text{ m}^2 \text{ et } S_Q = 23.41 \text{ m}^2$$

$$G = 122.51 \text{ KN}$$

$$Q' = 117.05 \text{ KN}$$

✓ Les poutres :

$$G_{PP} = 19.08 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 13.8 \text{ KN}$$

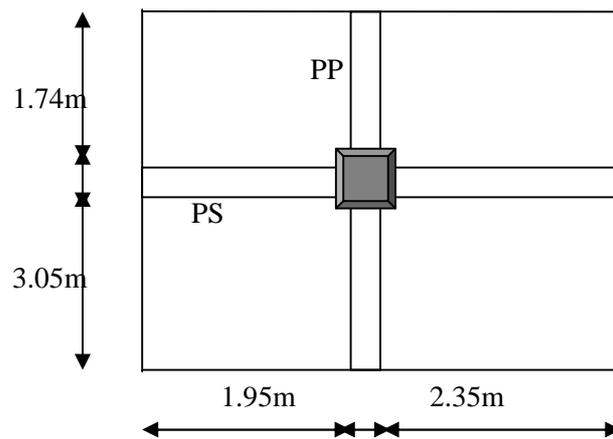


Figure II.16 La surface afférente poteau 4-E.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau 4-E sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 La descente de charge de poteau 4-E.

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse accessible Poutres (pp,ps)	129.71 32.88	23.41 * 1.5 = 35.11
N1*	G venant de N1 poteau	162.59 12.24	35.11
N2	G venant de N1* Plancher courant poutres	174.83 122.51 32.88	35.11 35.11
N2*	G venant de N2 Poteau	330.22 12.24	70.22
N3	G venant de N2*	342.46	70.22

	Plancher courant poutres	122.51 32.88	35.11
N3*	G venant de N3 Poteau	497.85 12.24	105.33
N4	G venant de N3* Plancher courant poutres	510.09 122.51 32.88	105.33 35.11
N4*	G venant de N4 Poteau(45*45)	665.48 15.49	140.44
N5	G venant de N4* Plancher courant poutres	680.97 122.51 32.88	140.44 35.11
N5*	G venant de N4 Poteau	836.36 15.49	175.55
N6	G venant de N5* Plancher courant poutres	851.85 122.51 32.88	175.55 35.11
N6*	G venant de N6 Poteau(50.50)	1007.24 19.12	210.66
N7	G venant de N6* Plancher courant poutres	1026.36 122.51 32.88	210.66 35.11
N7*	G venant de N7 Poteau	1181.75 19.12	245.77
N8	G venant de N7* Plancher courant poutres	1200.87 122.51 32.88	245.77 35.11
N8*	G venant de N8* Poteau	1356.26 19.12	280.88
N9	G venant de N8* Plancher courant poutres	1375.38 122.51 32.88	280.88 35.11
N9*	G venant de N9 Poteau	1530.77 19.12	315.99

N10	G venant de N9* Plancher courant poutres	1549.89 122.51 32.88	315.99 35.11
N10*	G venant de N9 Poteau (Mezzanine55.55)	1705.28 28.28	351.10
N11	G venant de N10* Plancher courant poutres	1733.56 122.51 32.88	351.10 117.05
N11*	G venant de N11 Poteau	1888.95 28.28	468.15
N12	G venant de N11* Plancher courant poutres	1917.23 122.51 32.88	468.15 117.05
TOTAL		2072.62	585.20

Ont constate d’après la descente de charge que le poteau 4-C est plus sollicité aux charges

II.5. Les vérifications nécessaires :

➤ *Vérification du critère de résistance :*

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

Avec : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

Tableau II.10 Résultats de vérification à la compression simple.

Poteau	Nu (KN)	A _{cal} (m ²)	A _{adp} (m ²)	A _{adp} ≥ A _{cal}
Sous sol, RDC, mezzanine	3755.61	0.26	0.302	Vérifié
1,2, 3^{ème} étage	2886.45	0.203	0.25	Vérifié
4,5, 6^{ème} étage	1708.31	0.12	0.202	Vérifié
7,8, 9^{ème} étage	866.39	0.061	0.16	Vérifié

➤ **Critère de la stabilité de forme :**

✓ **Vérification au flambement :**

D'après le CBA 93 (article B.8.2.1) on doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{Avec :}$$

B_r : section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\text{Tel que : } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$$

l_f : Longueur de flambement

I : moment d'inertie

i : rayon de giration

$$\text{Cas d'une section rectangulaire : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Avec : $l_f = 0.7 l_0$

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

Avec : b : largeur de la section nette

h : hauteur de la section nette.

A_s : section d'armature.

D'après le **BAEL 91** : $A_s = 1\% B_r$

Donc :

$$N_u \leq \alpha \times B_r \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)$$

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

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

Il faut vérifier que :

$$B_r \geq B_{r\text{-calculée}}$$

$$B_{r\text{-cal}} = \frac{\beta}{\frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A_s \times f_u}{B \times \gamma_s}} \times N_u \quad \text{avec : } \beta = \frac{0.85}{\alpha}, \quad \frac{A_s}{B} = 1\%$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \right]}$$

Les résultats de vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 résultats de vérification au flambement.

Poteau	s.sol, RDC, mezzanine	1,2, 3 ^{èmes} étage	4,5, 6 ^{èmes} étage	7,8, 9 ^{èmes} étage
N_u (KN)	3755.61	2886.45	1708.31	866.39
B_{adp} (m ²)	0.302	0.25	0.202	0.16
l_0 (m)	3.24	2.56	2.56	2.56
l_f (m)	2.268	1.792	1.792	1.792
$l_x \times 10^{-3}$	7.625	5.208	3.417	2.133
i (m)	0.158	0.144	0.129	0.115
λ	14.354	12.444	13.891	15.58
α	0.810	0.820	0.813	0.804
$B_{r\text{-cal}}$ (m ²)	0.179	0.135	0.081	0.041
$B_{r\text{-adop}}$ (m ²)	0.280	0.230	0.185	0.144
$B_{r\text{-cal}} \leq B_{r\text{-adop}}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire, en zone IIa, les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ C'est vérifier} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ C'est vérifier} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} \leq 4 \dots\dots\dots \text{ C'est vérifier} \end{array} \right.$$

II.6 Conclusion :

Le pré dimensionnement des éléments principaux et secondaires nous permet d'avoir les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

Alors après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux est que nous avons fait les vérifications nécessaires nous avons adopté les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales (30*50) cm²
- ✓ Poutres secondaires (30*40) cm²
- ✓ Poteaux de sous sol (55*55) cm²
- ✓ Poteaux de RDC et d'étage Mezzanine : (55*55) cm²
- ✓ Poteaux de l'étage 1, 2 et 3 : (50*50) cm²
- ✓ Poteaux des étages 4, 5 et 6 : (45*45) cm²
- ✓ Poteaux des étages 7, 8 et 9 : (40*40) cm²
- ✓ Voiles sous-sol, RDC et étage mezzanine : e = 20 cm
- ✓ Voiles 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 et 9 étage : e = 15 cm
- ✓ Dalles pleines : e = 12 cm

Chapitre III

Etude des éléments
secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique (CBA93, RPA99 addenda 2003...).

Dans le présent chapitre, on abordera le calcul des éléments non structuraux suivants: planchers à corps creux (poutrelles et table de compression), acrotère, poutres de chaînage, dalles pleines et escaliers.

III.2. Etude des Planchers :

Définition :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitants les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Transmission des charges et surcharges.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est utilisé généralement pour les bâtiments à surcharge modérée $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$. Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce que il permet d'avoir un plafond uni. [5]

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.2.1. Calcul des poutrelles :

III.2.1.1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

a) Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

b) Critère de continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

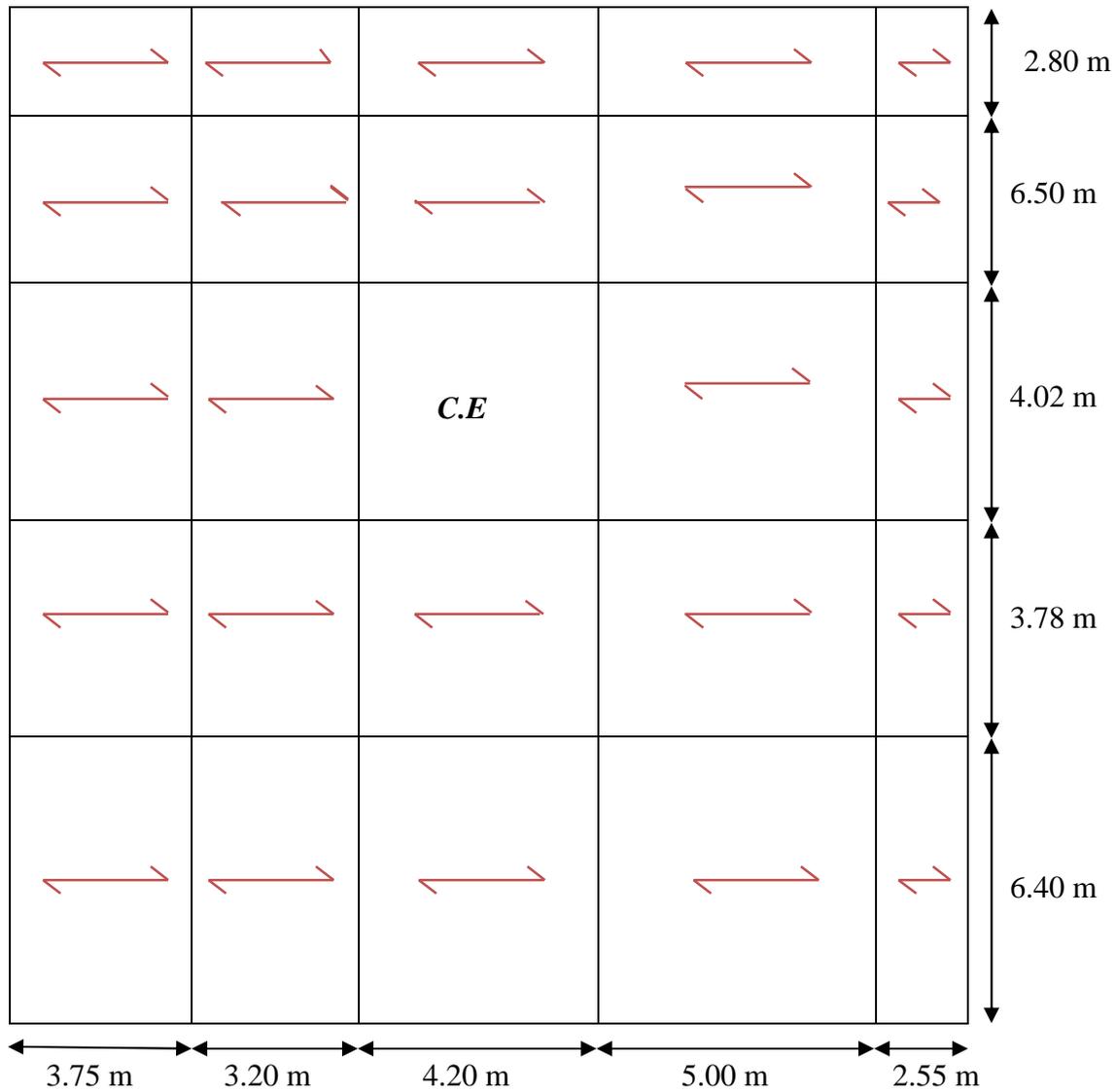


Figure III.1 Sens de disposition des poutrelles.

III.2.1.2. Dimensions de la poutrelle :

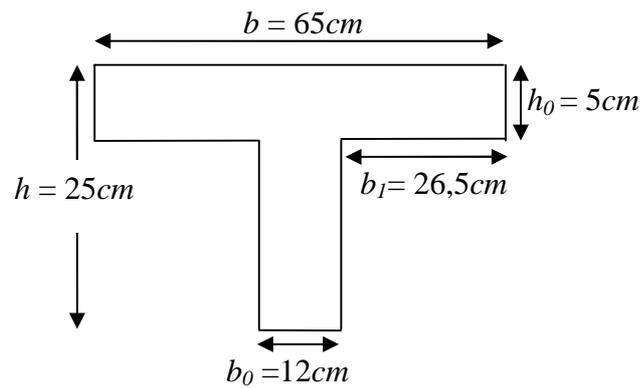


Figure III.2 Schéma d'une poutrelle.

III.2.1.3. Les Différents types de poutrelles :

On a 7 types de poutrelles.

Tableau III.1 Les Types de poutrelles.

Niveau	Type	Schéma statique
RDC, mezzanine	1 ^{er} type	
Terrasse accessible	2 ^{eme} type	
RDC, mezzanine, étage courantes, terrasse accessible et inaccessible	3 ^{eme} type	
RDC, mezzanine, étage courantes, terrasse accessible et inaccessible	4 ^{eme} type	
RDC	5 ^{eme} type	
RDC, étage courantes, terrasse accessible et inaccessible	6 ^{eme} type	
RDC	7 ^{eme} type	

III.2.1.4. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

- **Plancher terrasse inaccessible :** $G = 6.46 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b = (1.35 \times 6.46 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.64 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = (6.46 + 1) \times 0.65 = 4.85 \text{ KN / ml.}$$

- **Plancher terrasse accessible :** $G = 6.30 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b = (1.35 \times 6.30 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.99 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = (6.30 + 1.5) \times 0.65 = 5.07 \text{ KN / ml.}$$

- **Plancher étage courant :** $G = 5.95 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b = (1.35 \times 5.95 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.68 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = (5.95 + 1.5) \times 0.65 = 4.84 \text{ KN / ml.}$$

- **Plancher soupente :** $G = 5.95 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b = (1.35 \times 5.95 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 7.65 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = (5.95 + 2.5) \times 0.65 = 5.49 \text{ KN / ml.}$$

- **Plancher rez de chaussée :** $G = 5.95 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b = (1.35 \times 5.95 + 1.5 \times 5) \times 0.65 = 10.10 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = (5.95 + 5) \times 0.65 = 7.12 \text{ KN / ml.}$$

III.2.1.5. Calcul des sollicitations

➤ Méthodes de calculs :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

a) Méthode forfaitaire :

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).

• Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Il faut que :

- ✓ Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- ✓ Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.

✓ Que le rapport : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

✓ La fissuration est peu nuisible.

Selon [5] ; La méthode forfaitaire reste applicable même lorsque le rapport des portées des éléments sort de la limite [0.8 ; 1.25].

• **Exposée de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge q et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

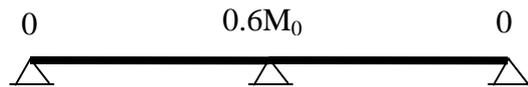
Moment sur appuis :

Sur les Appuis de rive les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15 \times M_0)$.

Appuis intermédiaires :

- **Poutres sur deux travées :**

Les moments sont de l'ordre de $(-0,6 \times M_0)$



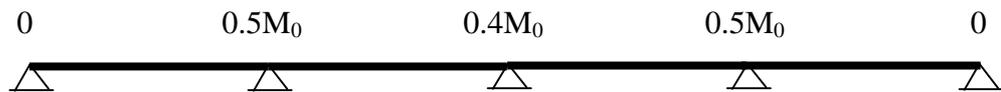
- **Poutres à plus de deux travées :**

Ces moment sont de l'ordre de : $(-0,5 \times M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.

$(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$



Moment en Travées :

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$(2) : \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{array} \right.$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

Evaluation des efforts tranchant :

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive). L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit par la méthode RDM :

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

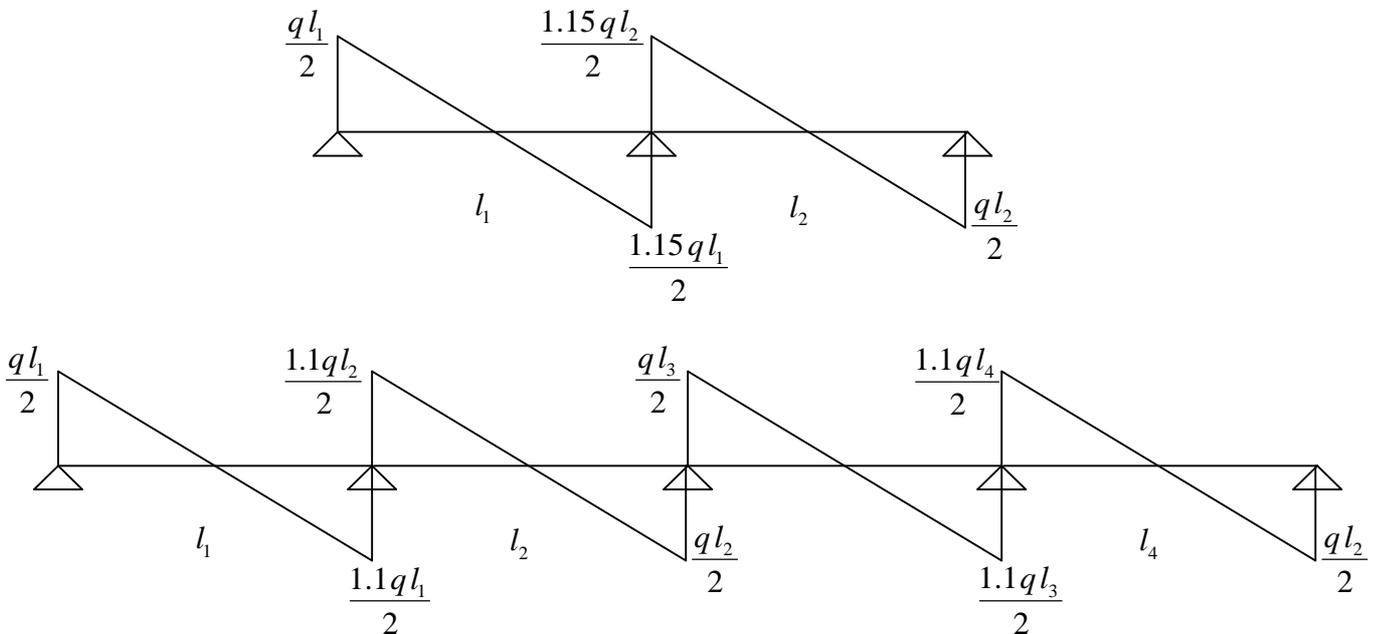


Figure III.3 Evaluation des efforts tranchants.

b) Méthode de CAQUOT :

• **Condition d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquée pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

• **Principe de la méthode :**

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

• **Moment en appuis :**

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

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

$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

• **Moment en travée :**

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

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

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

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

• **L'effort tranchant :**

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

On applique la méthode forfaitaire pour le type (1), (2), et(4) et la méthode de Caquot pour les autres types de poutrelles.

III.2.1.6. Etude de plancher d'étage courant : (Usage d'habitation)

$$G = 5.95 \text{ KN/m}^2; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times b = (1.35 \times 5.95 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.68 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = (5.95 + 1.5) \times 0.65 = 4.84 \text{ KN / ml.}$$

➤ **Poutrelle Type (4) :**

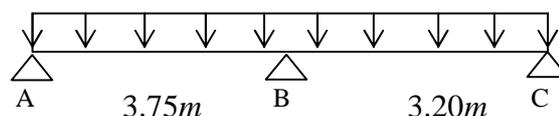


Figure III.4 Schéma statique de la poutrelle type 4.

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul des poutrelles de type 4 :

• **Calcul des sollicitations à l'ELU :**

✓ **Calcul des moments isostatiques :**

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = 11.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = 8.55 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul les moments sur appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = 0.6 \times \text{Max} (M_{01} , M_{02}) = 0.6 M_{01} = 7.04 \text{ KN.m}$$

✓ **Les Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = 0.201$$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} (1) : M_t \geq 1.06 \times M_{01} - 3.52 \\ (2) : M_t \geq 0.63 \times M_{01} \end{cases} \Rightarrow M_t = 8.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} (1) : M_t \geq 1.06 \times M_{02} - 3.52 \\ (2) : M_t \geq 0.63 \times M_{02} \end{cases} \Rightarrow M_t = 5.54 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts tranchants :**

$$\text{Travée AB : } V_A = \frac{q_u L}{2} = \frac{6.68 \times 3.75}{2} = 12.52 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \frac{q_u L}{2} = 1.15 \frac{6.68 \times 3.75}{2} = 14.39 \text{ KN}$$

$$\text{Travée BC : } V_B = 1.15 \frac{q_u L}{2} = 1.15 \frac{6.68 \times 3.20}{2} = 12.29 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{q_u L}{2} = \frac{6.68 \times 3.20}{2} = 10.68 \text{ KN}$$

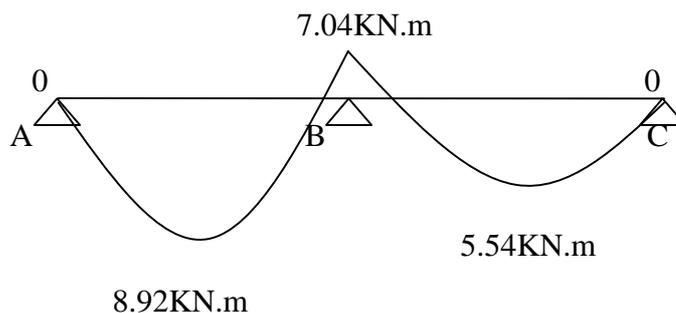


Figure III.5 Diagramme des moments fléchissant.

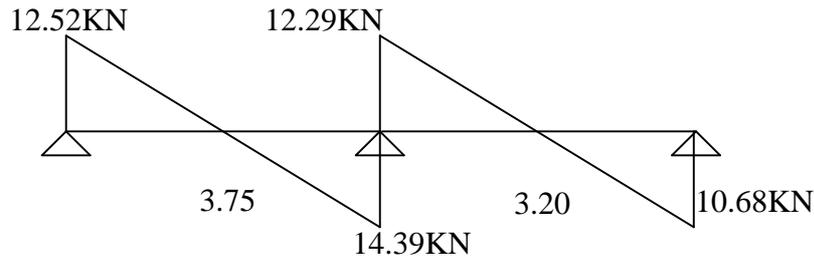


Figure III.6 Diagramme des efforts tranchants.

- Calcul des sollicitations à l'ELS :

- ✓ Les moments isostatiques :

$$M_{01} = 8.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 6.19 \text{ KN.m}$$

- ✓ Les moments sur appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = 5.10 \text{ KN.m}$$

- ✓ Les moments en travées :

$$\text{Travée AB : } M_t = 6.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_t = 4.01 \text{ KN.m}$$

- ✓ Les efforts tranchants :

$$\text{Travée AB : } V_A = 9.07 \text{ KN} ; V_B = 10.43 \text{ KN}$$

$$\text{Travée BC : } V_C = 8.90 \text{ KN} ; V_B = 7.74 \text{ KN}$$

➤ Poutrelle type 3

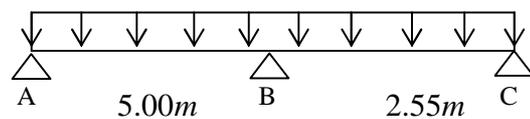


Figure III.7 Schéma statique de la poutrelle type 3.

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{5.00}{2.55} = 1.96 \notin [0.8; 1.25] \Rightarrow \text{On applique la méthode de Caquot.}$$

- ✓ Moment en appuis :

Pour calculer les moments en appuis, on réduit G , soit $G' = \frac{2}{3}G = 3.96 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 4.94 \text{ KN/ml} ; q_s = 3.55 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

$$M_B = -\frac{4.94 \times (5^3 + 2.55^3)}{8,5 \times (5 + 2.55)} = -10.90 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en travée :**

Pour calculer les moments en travée, on revient à la charge $G=5.95 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 6.68 \text{ KN/ml} ; q_s = 4.84 \text{ KN/ml}$$

Travée AB :

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

$$M_0(x) = q \cdot \frac{x}{2} (l - x)$$

$$M_{AB}^t(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_d}{ql} = 2.17 \text{ m}$$

$$M_{\max}^t = 6.68 \cdot \frac{2.17}{2} \cdot (5 - 2.17) + (-10.90) \cdot \left(\frac{2.17}{5}\right) = 15.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB \max}^t = 15.78 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{BC}^t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_{BC}^t(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_g}{ql} = 1.91 \text{ m}$$

$$M_{\max}^t = 6.68 \cdot \frac{1.91}{2} \cdot (2.55 - 1.91) + (-10.90) \cdot \left(1 - \frac{1.91}{2.55}\right) = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC \max}^t = 1.35 \text{ KN.m}$$

✓ **Effort tranchant :**

$$V = V_0 + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_A = \frac{ql}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$V_B = -\frac{ql}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

Travée AB : $\begin{cases} V_A = 14.52 \text{ KN} \\ V_B = -18.90 \text{ KN} \end{cases}$

Travée BC : $\begin{cases} V_B = 12.80 \text{ KN} \\ V_C = -4.24 \text{ KN} \end{cases}$

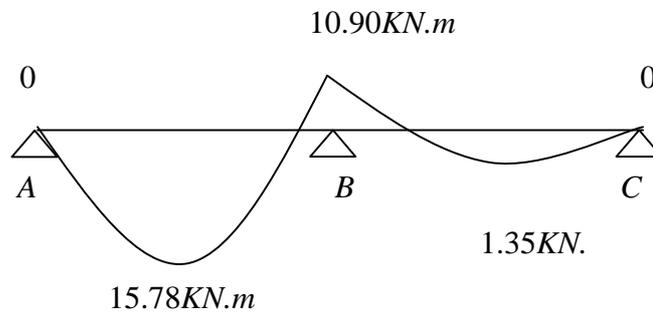


Figure III.8 Diagramme des moments fléchissant.

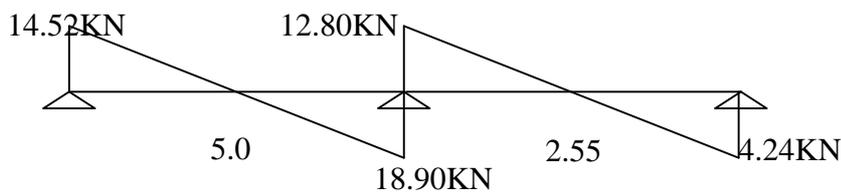


Figure III.9 Diagramme des efforts tranchants.

• Calcul à l'ELS:

✓ Moment en appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -7.83 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en travée :

$$M_{AB \text{ max}}^t = 11.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC \text{ max}}^t = 1.00 \text{ KN.m}$$

✓ Effort tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 10.53 \text{ KN} \\ V_B = -10.53 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 8.20 \text{ KN} \\ V_C = -8.20 \text{ KN} \end{cases}$$

III.2.1.7. Tableaux récapitulatifs des sollicitations :

➤ Plancher étage courant :

$q_u = 6.68 \text{ KN/m}$; $q_s = 4.84 \text{ KN/m}$

Tableau III.2 Sollicitation du plancher étage courant.

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui (max)}$ (KN.m)	$M_{travée (max)}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{appui (max)}$ (KN.m)	$M_{travée (max)}$ (KN.m)
Type 3	-10.90	15.78	18.90	-7.83	11.46
Type 4	-7.04	8.92	14.39	-5.10	6.46
Type 6	-11.32	15.57	14.42	-8.13	11.30

➤ Plancher rez de chaussée :

$q_u = 10.10 \text{ KN/m}$; $q_s = 7.12 \text{ KN/m}$

Tableau III.3 Sollicitation du plancher rez de chaussée.

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui (max)}$ (KN.m)	$M_{travée (max)}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{appui (max)}$ (KN.m)	$M_{travée (max)}$ (KN.m)
Type 1	-2.66	20.18	18.94	-1.87	14.23
Type 3	-18.42	23.02	21.56	-12.84	16.30
Type 4	-10.65	14.84	21.78	-7.50	10.46
Type 5	-16.54	17.30	24.08	-11.53	12.30
Type 6	-19.14	22.72	21.42	-13.34	16.08
Type 7	-13.60	18.72	25.55	-9.48	13.30

➤ **Plancher étage mezzanine :**

$$q_u = 7.65 \text{ KN/m} ; q_s = 5.49 \text{ KN/m}$$

Tableau III.4 Sollicitation du plancher mezzanine.

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui (max)}$ (KN.m)	$M_{travée (max)}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{appui (max)}$ (KN.m)	$M_{travée (max)}$ (KN.m)
Type 1	-2.02	14.64	14.34	-1.45	10.50
Type 3	-13.04	17.83	16.52	-9.26	12.84
Type 4	-8.06	10.61	16.50	-5.80	7.60

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$q_u = 6,64 \text{ KN/m} ; q_s = 4,85 \text{ KN/m}$$

Tableau III.5 Sollicitation du plancher terrasse inaccessible.

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui (max)}$ (KN.m)	$M_{travée (max)}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{appui (max)}$ (KN.m)	$M_{travée (max)}$ (KN.m)
Type 3	-10.48	15.84	18.70	-8.31	11.28
Type 4	-7.003	8.63	14.32	-5.11	6.30
Type 6	-10.90	15.62	18.57	-8.57	11.13

➤ **Plancher terrasse accessible :**

$$q_u = 6,99 \text{ KN/m} \quad q_s = 5,07 \text{ KN/m}$$

Tableau III.6 Sollicitation du plancher terrasse accessible.

	Etat limite				
	ELU			ELS	
Type de poutrelles	$M_{appui (max)}$ (KN.m)	$M_{travée (max)}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{appui (max)}$ (KN.m)	$M_{travée (max)}$ (KN.m)
Type 2	-0.85	6.01	8.91	-0.62	4.35
Type 3	-11.36	16.53	15.20	-8.17	12.02
Type 4	-7.37	9.30	15.07	-5.35	6.74
Type 6	-12.40	15.42	15.00	-8.87	11.23

Tableau III.7 Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

Types de plancher	Etat limite				
	ELU			ELS	
	$M_{appui (max)}$ (KN.m)	$M_{travée (max)}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{appui (max)}$ (KN.m)	$M_{travée (max)}$ (KN.m)
Plancher courant	-11.32	15.78	18.90	-8.13	11.46
Plancher soupente	-13.04	17.83	16.52	-9.26	12.84
Plancher commercial	-19.14	23.02	25.55	-13.34	16.30
Plancher terrasse accessible	-12.40	16.53	15.20	-8.87	12.02
Plancher terrasse inaccessible	-10.90	15.84	18.70	-8.57	11.28

III.2.1.8. Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumis à la flexion simple.

➤ **Plancher Etage Courant :**

En travée, en ferraille toutes les travées de la même manière avec $M_t^{max} = 15.78 \text{ KN.m}$

En appui, même chose : $M_a^{max} = -11.32 \text{ KN.m}$ avec : $V_{Max} = 18.90 \text{ KN}$

Sauf pour les appuis de rive, on ferraille avec : $M_a = 0.15 \text{ Max} (M_{01}, M_{04}) = 0.15 M_{04}$

$$M_a^{riv} = 3.13 \text{ KN.m.}$$

• **Ferrailage en travée :**

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

$$M_{Tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 95 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\mu_{bu} = \frac{15.78 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.032$$

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

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0406$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.226 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{\max}^t}{f_{st} \times z} = \frac{15.78 \times 10^{-3}}{348 \times 0.226} = 2.006 \text{ cm}^2$$

Calcul de A_{\min} :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.33 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

On choisit $A = 2T10+1T8 = 2.07 \text{ cm}^2$

• **Ferraillage en appuis :**

✓ **Appuis intermédiaires :**

Au niveau de l'appui, la table est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance

⇒ La section étudiée $b_0 \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.31 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.125$$

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

$$\alpha = 0.168$$

$$z = 0.214 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a^{\max}}{z \times f_{st}} = \frac{11.31 \times 10^{-3}}{0.214 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

On choisit $A = 2 T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

✓ **Appuis de rive :** $M_a^{\text{riv}} = 3.13 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = 0.034$$

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

$$\alpha = 0.044$$

$$z = 0.225 \text{ m}$$

$$A = 0.4 \text{ cm}^2$$

On choisit $A = 1T8 = 0.50 \text{ cm}^2$ (en appui de rive)

a) Vérification des poutrelles à l'ELU :

➤ *Vérification de la condition de non fragilité :*

$$\text{En travée : } A_t = 2.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

➤ *Vérification de l'effort tranchant :*

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{18.90 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.23} = 0.68 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

$$\tau_{bu} = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

➤ *Ferraillage transversal :*

On choisit un étrier $2 \phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 20.7 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} \quad [3] \text{ (Article A5.1.2.2)}$$

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

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{12 \times (0.68 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 30.40 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 12} \Rightarrow S_t \leq 47.5 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

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

➤ *Vérification à l'effort tranchant:*

a) *vérification des A_t à V_u de l'appui intermédiaire :*

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} (18.90 \times 10^{-3} - \frac{11.31 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23}) = -1.027 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Aucune vérification à faire.}$$

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

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 18.90 \times 10^{-3} = 0.54 \text{ cm}^2$$

Or, $A_l = 2T10 + 2T10 + 1T8 = 3.64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

b) Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \times \frac{b - b_0}{2}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{18.90 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.12}{2} \right)}{0.9 \times 0.23 \times 0.65 \times 0.05} = 0.744 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

III.2.2.9. Ferrailage de la dalle de compression :

$$A_{\perp} = 4b/f_e = 4 \times 0.65 / 400 = 0.65 \text{ cm}^2$$

On choisit: 4HA6/ml = 1.13 cm² St = 25 cm

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit: 3HA6/ml = 0.85 cm² St = 33 cm.

b) Vérification des poutrelles à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier :

- ✓ Etat limite de compression du béton.
- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ✓ Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

• **En travée :**

$$M_t^{\max} = 11.46 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05) = 2.25 \times 10^{-4} > 0$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression.

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$A' = 0$$

$$\frac{0.12}{2} y^2 + [15 \times 2.07 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.12) \times 0.05] y - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times 0.23 - (0.65 - 0.12) \times \frac{0.05^2}{2} = 0$$

$$0.06 y^2 + 0.029 y - 0.00137 = 0$$

$$\Delta = 0.00117 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.034$$

$$y = \frac{-0.029 \pm 0.034}{2 \times 0.06} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.0415m \\ y_2 = -0.525m \end{cases}$$

$$y = 0.0415m = 4.15cm$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (0.0415)^3 - (0.65 - 0.12) \times \frac{(0.0415 - 0.05)^3}{3} + 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.0415)^2 = 12.6 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{11.46 \times 10^{-3}}{12.6 \times 10^{-5}} \times 0.0415$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3.77MPa \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \end{cases}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ (toujours vérifiée)

• En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 8.13KN.m$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.05^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05) = 3.88 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 1.57 \times 10^{-4} y - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times 0.23 = 0$$

$$0.325 y^2 + 0.00235 y - 0.00054 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.026$$

$$y_1 = -0.044m$$

$$y_2 = 0.037m$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.217 \times (0.037)^3 + 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.037)^2$$

$$I = 9.871 \times 10^{-5} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.13 \times 10^{-3}}{6.98 \times 10^{-5}} \times 0.037 = 3.04 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :** [2] (Article B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de déformation :**

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

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire : [2] (Article B.6.5) et le [3]

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

On a : $\frac{h}{l} = \frac{25}{500} = 0.05 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

Pour une portée supérieure à 5 m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm}$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{500}{1000} + 0.5 = 1 \text{ cm}$$

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

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

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

Evaluation des moments en travée :

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

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

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

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 4.35cm$

Moment d'inertie : I_0 (la section totale homogène)

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + e)^2 \quad \text{avec } e = 2cm \text{ (enrobage)}$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 25 + 15 \times 2.07 = 1656.05 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1656.05} \times \left(\frac{65 \times 25^2}{2} + 15 \times 2.07 \times 23 \right) \Rightarrow 12.70 \text{ cm}$$

$$V_2 = 25 - 12.7 \Rightarrow 12.30 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (12.70^3 + 12.30^3) + 15 \times 2.07 \times (12.30 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 91049.83 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.07}{12 \times 23} = 0.0075$$

Calcul de λ_i ; λ_v

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right) \times 0.0075} = 5.48 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.19 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2Mpa$$

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

$$\text{Contraintes } (\sigma_s) : \sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})}$$

Inerties fictives (I_f) :

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

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

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

Evaluation des flèches :

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.51 = 3.58 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.95 = 3.86 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.95 + 1.5) = 4.84 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{3.58 \times 5^2}{8} = 11.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.86 \times 5^2}{8} = 12.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.84 \times 5^2}{8} = 15.12 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.35 \text{ cm}$$

$$I_0 = 91049.83 \text{ cm}^4$$

$$I = 10800 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.0075$$

$$\lambda_i = 5.48$$

$$\lambda_v = 2.19$$

$$\text{Calcul de } \sigma_s : \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{11.18 \times 10^{-3} \times (0.23 - 0.041)}{12.6 \times 10^{-5}} = 251.55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{12.06 \times 10^{-3} \times (0.23 - 0.041)}{12.6 \times 10^{-5}} = 271.35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{15.12 \times 10^{-3} \times (0.23 - 0.041)}{12.6 \times 10^{-5}} = 340.2 \text{ Mpa}$$

$$\text{Calcul de } \mu : \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0075 \times 251.55 + 2.1} = 0.62$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0075 \times 271.35 + 2.1} = 0.64$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0075 \times 340.2 + 2.1} = 0.70$$

$$\text{Calcul des inerties : } I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fj} = \frac{1.1 \times 91049.83}{1 + 5.48 \times 0.62} = 22774.88 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fg} = \frac{1.1 \times 91049.83}{1 + 5.48 \times 0.64} = 22221.07 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fp} = \frac{1.1 \times 91049.83}{1 + 5.48 \times 0.70} = 20710.26 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{vg} = \frac{1.1 \times 91049.83}{1 + 2.19 \times 0.64} = 41703.37 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{11.18 \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 22774.88} \times 10^7 = 0.38 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{12.06 \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 22221.07} \times 10^7 = 0.42 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{15.12 \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 20710.26} \times 10^7 = 0.56 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{vg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{12.06 \times 5^2}{10 \times 10721.4 \times 41703.37} \times 10^7 = 0.67 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.67 + 0.56 - 0.42 - 0.38 = 0.43\text{cm} < f_{adm} = \frac{500}{1000} + 0.5 = 1.00\text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.44\text{cm} < f_{adm} = 1.00\text{cm} \dots\dots\dots\text{la flèche est vérifiée.}$$

Pour les autres types de poutrelles, leur ferrailage est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.8 Ferrailage des poutrelles.

Planchers	Type	$M_t = 16.53\text{ KN.m}$				$M_a^{int} = 12.40\text{ KN.m}$				$M_a^{riv} = 3.27\text{ KN.m}$			
		μ_{bu}	α	Z (m)	A Cm ²	μ_{bu}	α	Z (m)	A Cm ²	μ_{bu}	α	Z (m)	A Cm ²
Poutrelles de la terrasse accessible.	3	0.033	0.043	0.226	2.10	-	-	-	-	0.006	0.008	0.229	0.41
	6	-	-	-	-	0.025	0.032	0.227	1.57	-	-	-	-
Poutrelles de la terrasse inaccessible.	3	$M_t = 15.83\text{ KN.m}$				-				$M_a^{riv} = 3.11\text{ KN.m}$			
		0.032	0.041	0.226	2.01	-	-	-	-	0.006	0.007	0.229	0.40
	6	-				$M_a^{int} = 12.40\text{ KN.m}$				-			
		-	-	-	-	0.025	0.032	0.227	1.57	-	-	-	-
Poutrelles du plancher courant	3	$M_t = 15.78\text{ KN.m}$				-				$M_a^{riv} = 3.13\text{ KN.m}$			
		0.032	0.040	0.226	2.006	-	-	-	-	0.034	0.044	0.225	0.40
	6	-				$M_a^{int} = 11.32\text{ KN.m}$				-			
		-	-	-	-	0.125	0.168	0.214	1.52	-	-	-	-
Poutrelles du plancher soupente	3	$M_t = 17.83\text{ KN.m}$				$M_a^{int} = 13.04\text{ KN.m}$				$M_a^{riv} = 3.58\text{ KN.m}$			
		0.036	0.046	0.225	2.26	0.144	0.196	0.211	1.77	0.039	0.050	0.225	0.45
Poutrelles du plancher Commercial	7	$M_t = 23.02\text{ KN.m}$				$M_a^{int} = 19.14\text{ KN.m}$				$M_a^{riv} = 4.73\text{ KN.m}$			
		0.047	0.060	0.224	2.95	0.212	0.301	0.202	2.72	0.052	0.067	0.223	0.61

❖ Choix des barres et vérification au cisaillement :

Tableau III.9 Choix des barres de ferrailage.

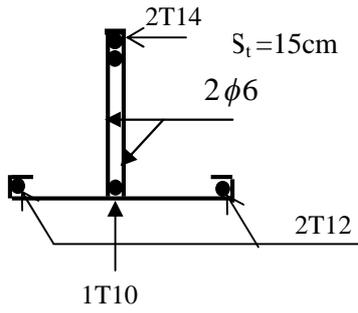
plancher	Type	En travée cm^2	En appuis intermédiaire cm^2	En appuis de rive cm^2	V_U KN	τ Mpa	$\bar{\tau}$ Mpa
Poutrelles de la terrasse accessible.	3	2T10+1T8 =2.07	2T10 =1.57	1T8 =0.5	15.20	0.55	3.25
Poutrelles de la terrasse inaccessible.	3	2T10+1T8 =2.07	2T10 =1.57	1T8 =0.5	18.70	0.67	3.25
Poutrelles du Plancher courant	3	2T10+1T8 =2.07	2T10 =1.57	1T8 =0.5	18.90	0.68	3.25
Poutrelles du Plancher mezzanine	3	2T12+1T8 =2.76	2T12 =2.26	1T8 =0.5	16.52	0.59	3.25
Poutrelles du plancher Commercial	7	2T12+1T10 = 3.05	2T14 =3.08	1T10=0.79	25.55	0.92	3.25

❖ Choix des armatures transversales :

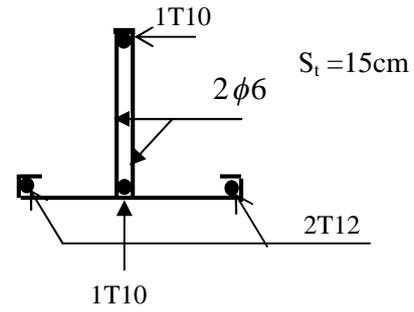
Pour tous les types de poutrelles on prend $A_t = 2 \times \phi 6 = 0.57$

L'espace $S_t = 15cm$ Pour toutes les poutrelles.

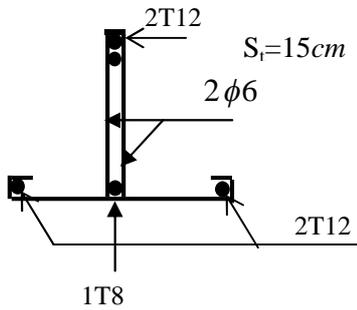
III.2.2.10. Schéma de ferrailage des poutrelles



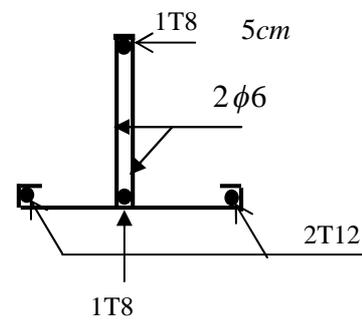
Poutrelles étage commercial
(Appui intermédiaire)



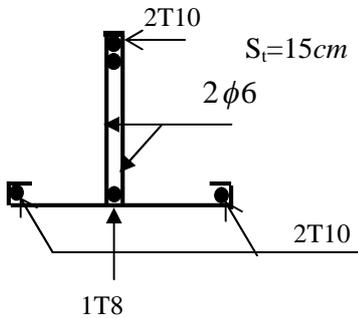
Poutrelles étage commercial
(Travée et Appuis de rive)



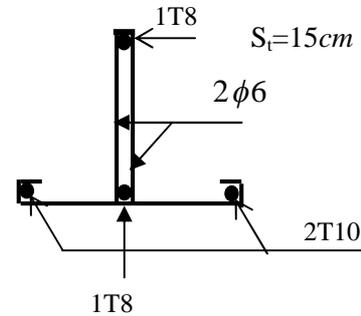
Poutrelles étage mezzanine
(Appui intermédiaire)



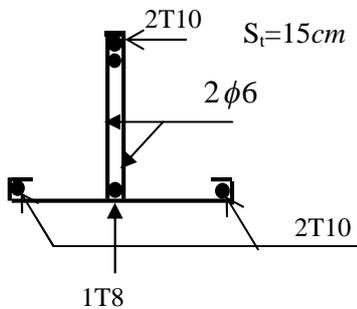
Poutrelles étage mezzanine
(Travée et Appui de rive)



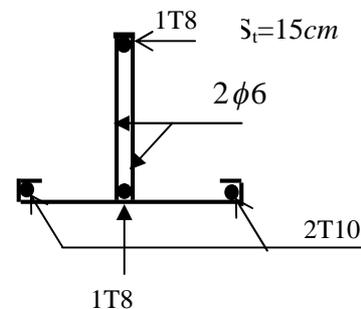
Poutrelles étages courantes
(Appuis intermédiaire)



Poutrelles étages courantes
(Travée et Appuis de rive)



Poutrelles étage terrasse
(Appuis intermédiaire)



Poutrelles étage terrasse
(Travée et Appuis de rive)

Figure III.10 Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.2.2.11. Schéma de Ferrailage de la dalle de compression :

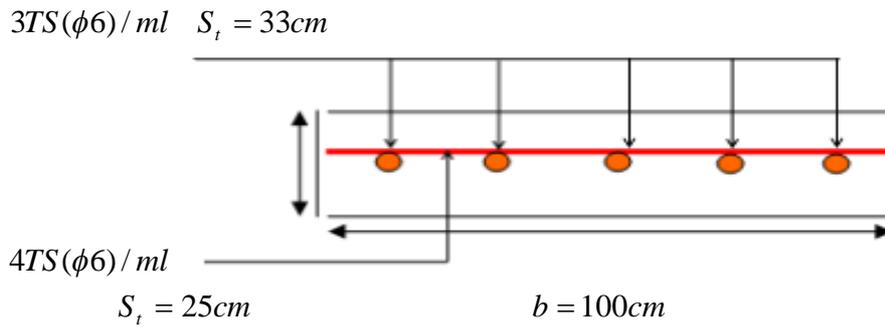


Figure III.11 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2 Dalles pleines :

III.2.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons et les portes à faux sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 14 cm.

Selon les dimensions et les surcharges on définit trois types de dalles pleines.

III.2.2.2. Calcul des différents types de dalles :

a) Type 1 (Dalles sur 02 appuis) :

Dans les étages courants, on a des balcons sur deux appuis de dimensions

$$L_x \times L_y = (1.35 \times 3.80)m^2.$$

La dalle sera calculée sous une charge uniforme (poids propre et surcharge d'exploitation) en plus de la charge concentrée du au poids propre de garde corps.

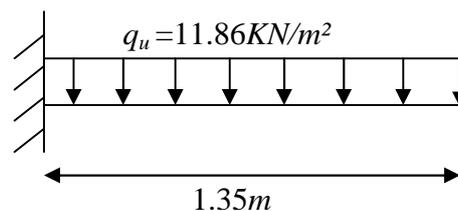
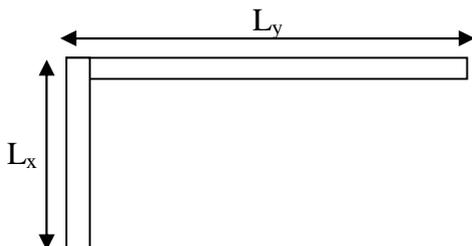


Figure III.12 Schéma de la dalle (Type1).

Figure III.13 Schéma statique de la dalle (Type1).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.35 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$G = 4.90 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

$$G_g = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ (La charge concentrée du au poids propre de garde corps).}$$

• **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.86 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$q_{ug} = 1.35 \times G_g = 1.35 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

• **A l'ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 4.90 + 3.5 = 8.40 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{serg} = G_g = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ **Calcul des sollicitations à l'ELU :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l_x^2}{2} + q_{ug} \times l_x = \frac{11.86 \times 1.35^2}{2} + 1.35 \times 1.35 = 12.63 \text{ KNm}$$

$$V_u = q_u \times l_x + q_{ug} = 11.86 \times 1.35 + 1.35 = 17.36 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 10.73 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.5 \times M_0 = 6.31 \text{ KNm}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 12cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 10 \text{ cm}$.

• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.075 < 0.392 \Rightarrow \text{pivot.A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.098$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.115 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• **En appui :**

$$\mu_{bu} = 0.044$$

$$\alpha = 0.056$$

$$Z = 0.118m$$

$$A_a = 1.53cm^2 / ml$$

➤ **Vérification à l'ELU:**

a) Condition de non fragilité:

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{matrix} h > 12cm \\ \rho < 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 1 \times \frac{2.1}{400} = 1.45cm^2$$

$$A_{CAL} > A_{min}^x \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On choisit :

en travée: $A_r^x = 4T10 = 3.14cm^2 / ml$

en appui: $A_a = 4T10 = 3.14cm^2 / ml$

b) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_l}{4} = 0.78cm^2 \Rightarrow \text{On choisit } A_r = 4T6 = 1.13cm^2$$

c) Calcul des espacements :

$$S_r \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_r \leq 33cm \text{ on adopte } S_r = 25cm$$

d) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau_u = \frac{17.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.14MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS:**

$$M^0 = 9.00KN.m$$

$$M^t = 7.65KN.m$$

$$M^a = 4.50KN.m$$

$$V^{max} = 12.34KN$$

a) Vérification des contraintes :

$$A = 3.14cm^2, Y = 2.92cm, I = 4713.12cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{7.65 \times 10^{-3}}{471312} \times 0.0292 = 4.74 < 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans l'acier :

La fissuration est peu nuisible; donc aucune vérification n'est à effectuer.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

c) Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{l} = 0.088 \geq \frac{1}{16}$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085$ Condition vérifiée.
- $\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0031 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ Condition vérifiée.

Les trois conditions sont satisfaites donc inutile de vérifier la flèche.

➤ Schéma de ferrailage :

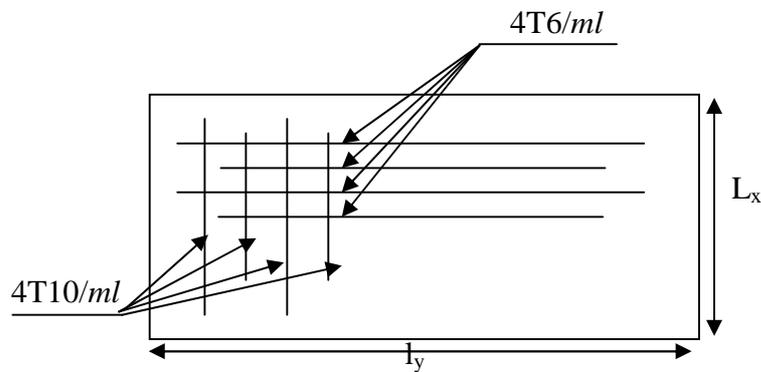


Figure III.14 Schéma de ferrailage du de dalle (type1).

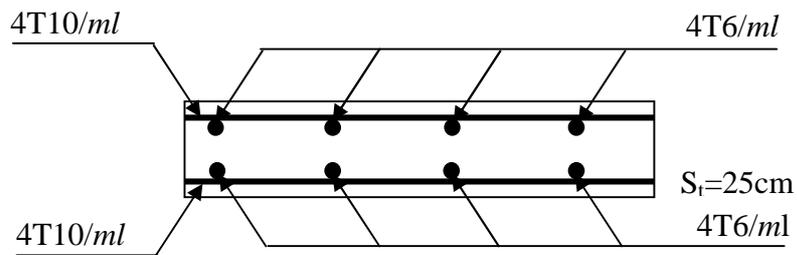


Figure III.15 Vue en coupe du de dalle (type1).

b) Type 2 (Dalles sur 03 appuis) :

Dans les étages courants on a des balcons sur trois appuis de dimensions :

$$l_x = 1.85m$$

$$l_y = 3.85m$$

On a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.48 > 0.4$$

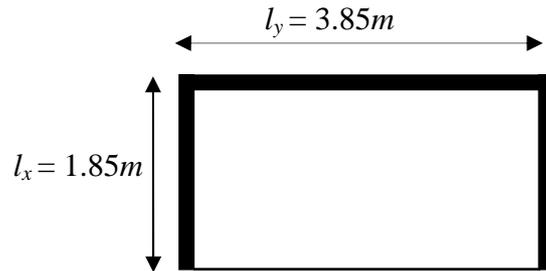


Figure III.16 Schéma de la dalle (type 2).

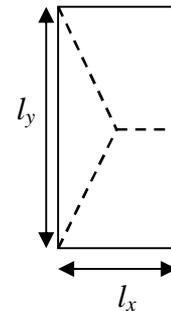
⇒ La dalle se porte dans les deux sens (sens x ; sens y).

Le calcul de ce type de balcon se fait par la théorie des lignes de rupture.

Pour déterminer les moments sollicitant, on a deux cas : [6]

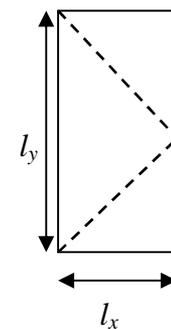
1^{ier} cas :

$$\text{Si } l_x \geq \frac{l_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_x^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases} \quad [6]$$



2^{ème} cas :

$$\text{Si } l_x \leq \frac{l_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2P \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases} \quad [6]$$



Dans notre cas, on a :

$$\begin{cases} l_x = 1.85m \\ l_y = 3.85m \end{cases}$$

$$\Rightarrow l_x = 1.85m \leq \frac{l_y}{2} = 1.92m; \quad \Rightarrow \text{On utilise les expressions du deuxième cas.}$$

➤ **Calcul des sollicitations à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.86 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \frac{11.86 \times 1.85^2 \times 3.85}{2} - \frac{2 \times 11.86 \times 1.85^3}{3} = 28.07 \text{ KNm} \\ M_y^0 = \frac{11.86 \times 1.85^3}{6} = 12.51 \text{ KNm} \end{cases}$$

Le **BAEL 91** recommande de ferrailer avec un moment :

En travée : $M_t^x = 0.85 \times M_x^0 = 23.85 \text{ KNm}$
 $M_t^y = 0.85 \times M_y^0 = 10.63 \text{ KNm}$

En appuis : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x^0 = 8.42 \text{ KNm}$

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le diamètre des armatures est donné par :

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm}, \rightarrow \text{soit } \phi = 12 \text{ mm}$$

$$d_x = h - e - \frac{\phi}{2} = 12 - 2 - \frac{1.2}{2} = 9.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - (e + \phi + \frac{\phi}{2}) = 12 - (2 + 1.2 + \frac{1.2}{2}) = 8.2 \text{ cm}$$

Avec e : Enrobage ; h : La hauteur utile

• **En travée :**

Tableau III.10 Ferrailage en travée.

Sens	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adobté}$ (cm ² /ml)
(x-x)	23.85	0.190	0.265	0.107	6.39	6T12=6.79
(y-y)	10.63	0.111	0.147	0.112	2.70	4T10=3.14

• **En appui :**

Tableau III.11 Ferrailage en appui.

Sens	M_a (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adobté}$ (cm ² /ml)
(x-x)/(y-y)	-8.42	0.067	0.086	0.115	2.08	3T10=2.36

➤ **Vérification à l'ELU:**

a) **Condition de non fragilité:**

On a des HAcacule $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$:

$$\rho = 0.48$$

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

$$b = 100\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} h > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b \times h = 1.41\text{cm}^2$$

$$A_t^x = 6.39 > 1.41\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t^y = 2.70 > 1.41\text{cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2.08 > 1.41\text{cm}^2 / \text{ml}$$

b) Calcul des espacements :

• Parallèle à l_x : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(42; 33) = 33\text{cm}$ Soit $S_t = 25\text{cm}$

• Parallèle à l_y : $S_t \leq \min(4e; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(52; 40) = 40\text{cm}$ Soit $S_t = 25\text{cm}$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\rho = 0.48 > 0.4 \Rightarrow V_u = P \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 11.86 \frac{1.85}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.48}{2}} = 8.45\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{8.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0704\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS:**

a) Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$P_s = G + Q = 4.90 + 3.5 = 8.40\text{KN} / \text{m}^2.$$

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_{ser}^x = \frac{P_s \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2P_s \times l_x^3}{3} = 19.88\text{KNm} \\ M_{ser}^y = \frac{P_s \times l_x^3}{6} = 8.86\text{KNm} \end{cases}$$

Le BAEL 91 recommande :

En travée : $M_t^x = 0.85 \times M_x^0 = 16.89\text{KNm}$

$M_t^y = 0.85 \times M_y^0 = 7.53\text{KNm}$

En appuis : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x^0 = 5.96\text{KNm}$

➤ **En travée :**

Tableau III.12 vérification de contrainte dans le béton en travée.

Sens	$M_t (KN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{adm} (MPa)$
(x-x)	16.89	3.90	7706.36	8.54	15
(y-y)	7.53	2.66	3305.08	6.06	15

➤ **En appui :**

Tableau III.13 vérification de contrainte dans le béton en appui.

Sens	$M_a (KN.m)$	$Y(m)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{adm} (MPa)$
(x-x)/(y-y)	-5.96	2.50	3319.22	4.48	15

b) Vérification des contraintes dans l'acier :

La fissuration est peu nuisible; donc aucune vérification n'est à effectuer.
Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

c) Vérification de la flèche :

➤ **Sens x-x :**

- $\frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.85} = 0.0648 \geq \frac{1}{16}$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{l} < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085$ Condition non vérifiée.

➤ **Sens y-y :**

- $\frac{h}{l} = \frac{0.12}{3.85} = 0.031 < \frac{1}{16}$ Condition non vérifiée.

Donc on doit faire une vérification de la flèche dans les deux sens :

Tableau III.14 vérification de la flèche.

Sens	q_{jser} KN/ml	q_{gser} KN/ml	q_{pser} KN/ml	M_{jser} KN.m	M_{gser} KN.m	M_{pser} KN.m	I_0 cm ⁴	ρ 10 ⁻³	λ_i	λ_v
(x-x)	3.5	4.90	8.40	1.50	2.10	3.60	30648.47	5.9	3.56	1.42
(y-y)	3.5	4.90	8.40	6.48	9.07	15.56	26555.53	3.07	6.82	2.72

Sens	σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij} cm ⁴	I_{fig} cm ⁴	I_{fip} cm ⁴
(x-x)	21.89	30.65	52.55	-0.40	-0.30	-0.10	33713.31	33713.31	33713.31
(y-y)	221.74	310.37	532.46	0.238	0.378	0.574	11135.83	8164.172	705566.82

Sens	I_{fvg} Cm ⁴	f_{ij} mm	f_{gi} mm	f_{pi} mm	f_{gv} mm	Δf mm	f_{adm} mm
(x-x)	33713.31	0.047	0.066	0.113	0.347	0.34	3.70
(y-y)	14402.75	2.681	5.119	0.101	15.219	7.52	7.70

➤ Schéma de ferrailage :

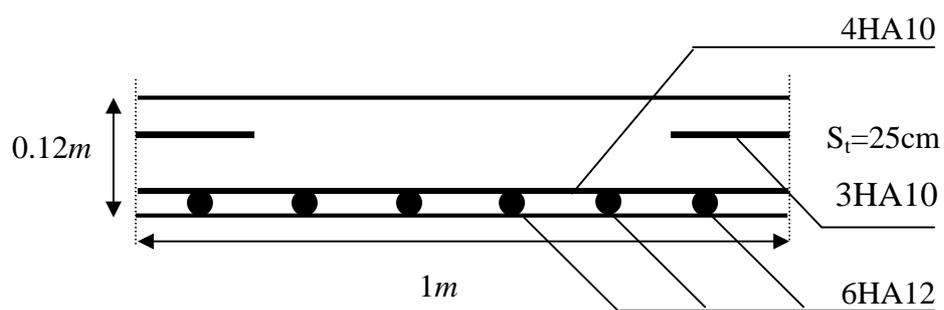


Figure III.17 Schéma de ferrailage du balcon (type 2).

c) Type 3 (Dalle sur 4 appuis) :

C'est le cas du séchoir au 1^{er} étage.

$$L_x = 1.40m$$

$$L_y = 3.80m$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$G = 4.90KN / m^2$$

$$Q = 1.5KN / m^2$$

à l'ELU : $q_u = 1.35 \times 4.90 + 1.5 \times 1.5 = 8.86KN / m^2$

à l'ELS : $q_s = 4.90 + 1.5 = 6.40KN / m^2$

On a :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{3.80} = 0.368 < 0.4$$

⇒ La dalle travaille suivant un seul sens

Donc on le calcul comme une poutre sur deux appuis

$$M^0 = 2.17KN.m$$

$$M^t = 1.84KN.m$$

$$M^a = 1.08KN.m$$

$$V^{\max} = 6.08KN$$

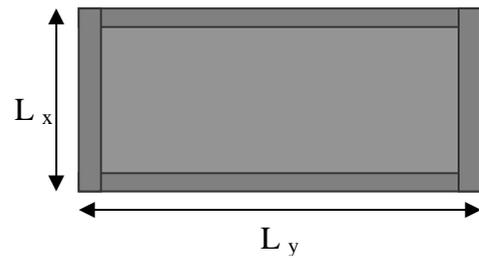


Figure III.18 Schéma de la dalle.

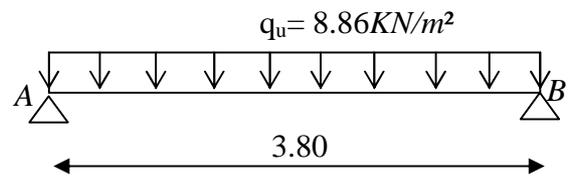


Figure III.19 Schéma statique.

➤ **Ferraillage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bonde de 1m de longueur et de 12cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x=10cm$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 Résumé des résultats.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$
En travée	1.84	0.0129	0.0163	0.119	0.44
En appuis	-1.08	0.0076	0.0095	0.119	0.26

III.5.2.3.3. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 1.45cm^2 > A_t$$

⇒ On prend $A_t = 4T8 = 2.01cm^2$

b) Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V^{\max}}{b \times d} = 0.0506 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Espacement des barres :

$$S_t \leq \min(3 \times h_0; 33) = 25 \text{cm}$$

d) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left(6.08 - \frac{1.84}{0.9 \times 0.12} \right) \times 10^{-3} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_l \geq -0.31 \times 10^{-4}$$

e) Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = 0.502 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{On choisit } A_t = 4T6 = 1.13 \text{cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$M^0 = 1.57 \text{KN.m}$$

$$M^t = 1.33 \text{KN.m}$$

$$M^a = 0.78 \text{KN.m}$$

$$V^{\max} = 4.40 \text{KN}$$

a) Vérification des contraintes dans le béton :

$$A=2.01 \text{cm}^2, Y=2.40 \text{cm}, I=3239.42 \text{cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{1.33 \times 10^{-3}}{3239.42 \times 10^{-8}} \times 0.024 = 0.98 < 15 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans l'acier :

La fissuration est peu nuisible; donc aucune vérification n'est à effectuer.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

c) Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{l} = 0.0857 \geq \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- $\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Les trois conditions sont satisfaites donc inutile de vérifier la flèche.

➤ Schéma de ferrailage :

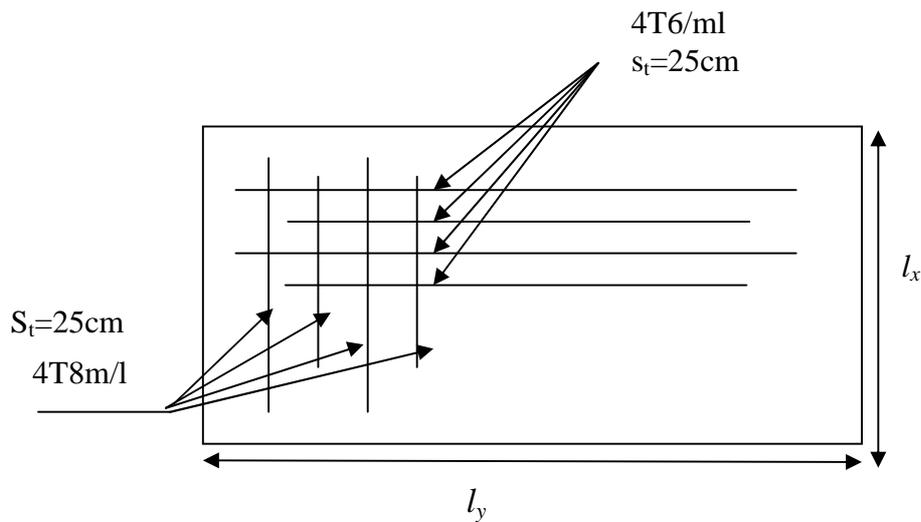


Figure III.20 Schéma de ferrailage du 3^{eme} type de dalle.

III.3. Les Escaliers :

III.3.1. Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a trois types d'escalier et il est fait en béton armé.

III.3.2. Etude du premier type d'escalier : (escalier d'étage courant)

C'est un escalier à paillasse adjacentes, de même portée au niveau de chaque étage courant

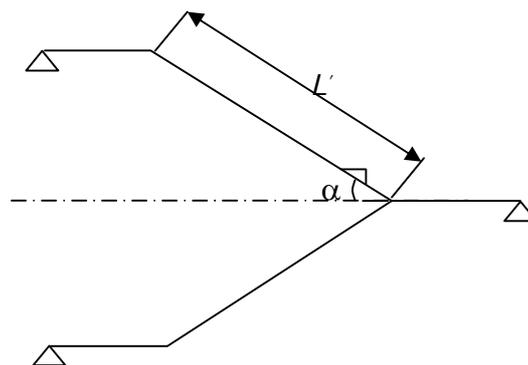


Figure III.21 Schéma statique d'escalier.

III.3.2.2. Evaluation des Charges et surcharges :

a) paillasse :

➤ Charges permanentes

- Poids propre de la paillasse..... $25 \times 0.18 / \cos 33^\circ \times 1 = 5,36 \text{ KN/ml}$
- Poids propre des marches $22 \times 0.17 / 2 \times 1 = 1,87 \text{ KN/ml}$
- Poids des revêtements = $0,80 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{paillasse}} = 8,03 \text{ KN/ml}$

➤ Surcharge d'exploitation $Q_{\text{paillasse}} = 2.50 \text{ KN/ml}$

b) palier :

➤ Charges permanentes

- Poids propre du palier $25 \times 0.18 \times 1 = 4.5 \text{ KN/ml}$
- Poids des revêtements + mortier = 0.8 KN/ml

$G_{\text{palier}} = 5.3 \text{ KN/ml}$

➤ Surcharge d'exploitation $Q_{\text{palier}} = 2.5 \text{ KN/ml}$

III.3.2.3. Calcul des sollicitations :

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- ✓ La méthode des charges équivalentes.
- ✓ La méthode R.D.M.

➤ Calcul à l'ELU :

a) Combinaisons des charges à l'ELU :

- Paillasse..... $q_{ps} = 1,35 \times 8,03 + 1,5 \times 2,5 = 14,59 \text{ KN/ml}$
- Palier..... $q_{pl} = 1,35 \times 5,3 + 1,5 \times 2,5 = 10,91 \text{ KN/ml}$

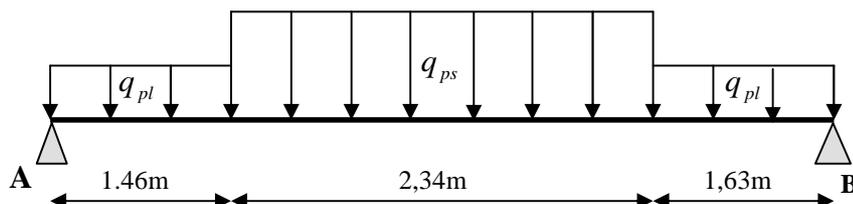


Figure III.22 Schéma statique avec chargement.

b) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_x = 0 \text{ et } \Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14,59 \times 2,34 + 10,91(1,63+1,46)$$

$$R_A + R_B = 67,85 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Rightarrow 5,43 R_B = (10,91 \times 1,46 \times 0,73) + (14,59 \times 2,34 \times 2,63) + (10,91 \times 1,63 \times 4,61)$$

$$\Rightarrow R_B = 33,77 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 34,08 \text{ KN}$

c) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

• Pour $0 \leq X \leq 1,46m$

$$\bullet T_y = R_A - q_{pl} \times X$$

Pour $X = 0 \Rightarrow T_y = R_A = 34,08 \text{ KN}$

Pour $X = 1,46 \text{ m} \Rightarrow T_y = 34,08 - 10,91 \times 1,46 = 18,15 \text{ KN}$

$$\bullet M_z = R_A \times X - q_{pl} \times X^2 / 2$$

Pour $X = 0 \Rightarrow M_z = 0$

Pour $X = 1,46 \text{ m} \Rightarrow M_z = 38,12 \text{ KN.m}$

• Pour $1,46 \leq X \leq 3,8m$

$$\bullet T_y = R_A - q_{pl} \times 1,46 - q_{ps}(X - 1,46)$$

Pour $X = 1,46 \text{ m} \Rightarrow T_y = 18,15 \text{ KN}$

Pour $X = 3,80 \text{ m} \Rightarrow T_y = - 15,98 \text{ KN}$

$$\bullet M_z = R_A \times X - (q_{pl} \times 1,46)(X - 0,73) - q_{ps} \frac{(x - 1,46)^2}{2}$$

Pour $X = 1,46 \text{ m} \Rightarrow M_z = 38,12 \text{ KNm}$

Pour $X = 3,80 \text{ m} \Rightarrow M_z = 40,55 \text{ KNm}$

Pour $M_0^{\max} \rightarrow T_y = 0 \Rightarrow X = 2,70 \text{ m} \Rightarrow M_0^{\max} = 49,41 \text{ KNm}$

• Pour $0 \leq X \leq 1,63 \text{ m}$

$$\bullet T_y = - R_B + q_{pl} \times X$$

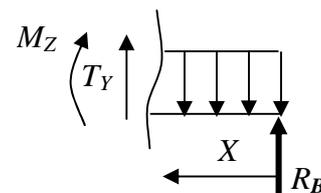
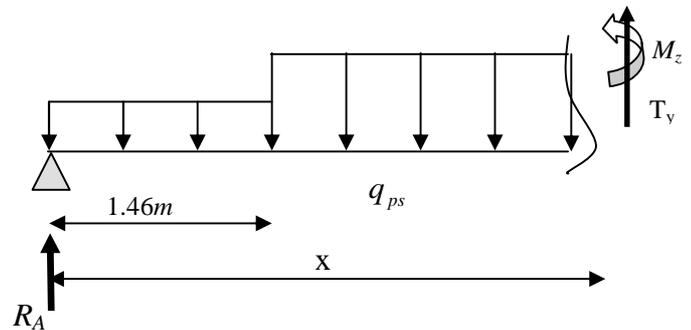
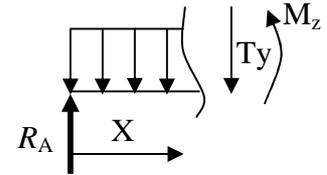
Pour $X = 0 \Rightarrow T_y = - 33,77 \text{ KN}$

Pour $X = 1,63 \text{ m} \Rightarrow T_y = - 15,98 \text{ KN}$

$$\bullet M_z = R_B \times X - q_{pl} X^2 / 2$$

Pour $X = 0 \Rightarrow M_z = 0$

Pour $X = 1,63 \text{ m} \Rightarrow M_z = 40,55 \text{ KNm}$



En tenant compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis on aura :

- Aux appuis : $M_A = -0,5M_0 = -24,70 \text{ KNm}$
- En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 41,99 \text{ KNm}$.

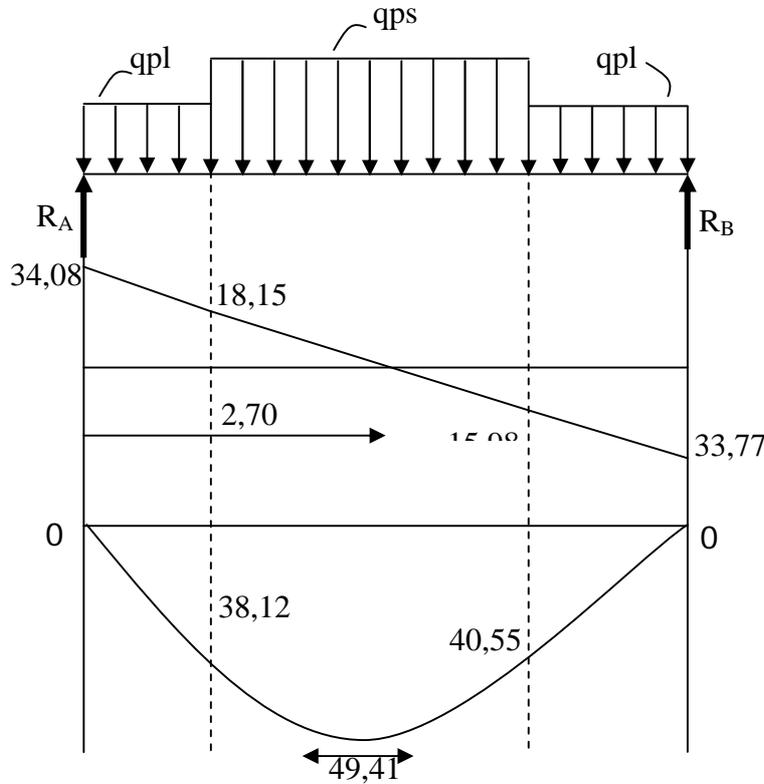


Figure III.23 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

➤ Calcul à l'ELS :

a) Combinaison de charges à considérer :

$$q_s = G + Q$$

- Paillasse..... $q_{ps} = 8,23 + 2,5 = 10,73 \text{ KN/ml}$.
- Palier..... $q_{pl} = 5,3 + 2,5 = 7,8 \text{ KN/ml}$

b) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

Pour déterminer les moments fléchissant ainsi que les efforts tranchants nous procédons de la même manière qu'à l'état limite ultime.

Les résultats de calcul seront donnés par les diagrammes suivants :

En tenant compte de l'encastrement partiel:

- Aux appuis : $M_A = -0,5M_0 = -18.04 \text{ KNm}$
- En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 30.66 \text{ KNm}$.

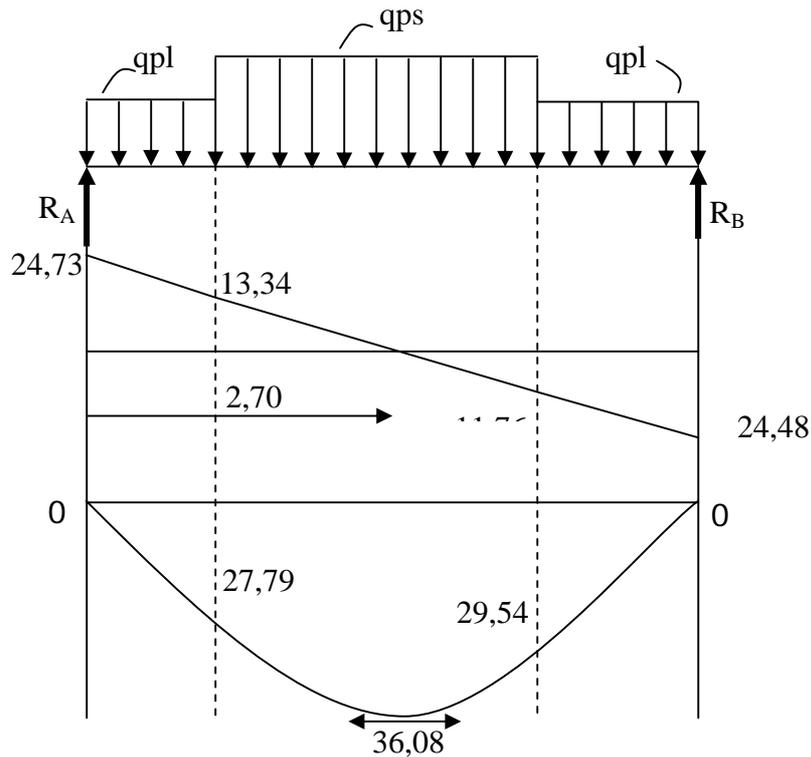


Figure III.24 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

III.3.2.4. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

- En travée: $M_t = 41.99KN.m$
- En appuis: $M_a = -24.70KN.m$

- $b = 100 \text{ cm.}$
- $d = 15 \text{ cm.}$
- $h = 18 \text{ cm.}$

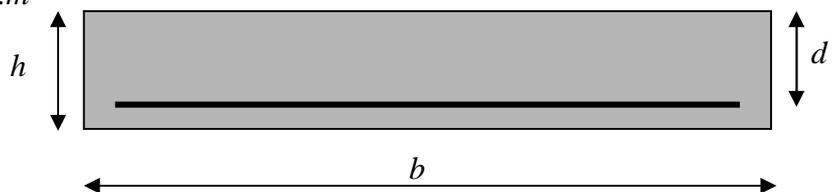


Figure III.25 Section à ferrailer.

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.16 Résumé des résultats de ferrailage.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adobté} (cm^2/ml)$
En travée	41.99	0.131	0.176	0.139	8.65	6T14=9.24
En appuis	-24.70	0.077	0.100	0.144	4.93	5T12=5.65

III.3.2.5. Vérification à l'ELU et à l'ELS :

a) Vérification à l'ELU

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

$$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,15.2,1/400 = 1,811cm^2 / ml.$$

On a :
$$\begin{cases} A_{min} < A_t = 8,78cm^2 \\ A_{min} < A_a = 4,93cm^2 \end{cases} ; \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{34,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,23MPa < \bar{\tau}_u ; \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A_t > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (34,08 \times 10^{-3} - \frac{24,70 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,15}) \times \frac{1,15}{400} = -0,00042m^2 < 0$$

Donc aucune vérification à faire.

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée :
$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31cm^2 / ml \text{ on choisie : } 3T10 = 2,36 cm^2/m$$

En appuis :
$$A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41cm^2 / ml \text{ on choisie : } 2T10 = 1,57cm^2/m$$

✓ **Ecartement des barres :** [2] (Art : A.8.2.42)

Armatures longitudinales : $S_l \leq \min(3 \times h; 33)cm = 33cm \Rightarrow S_l = 20cm$

Armatures transversales : $S_t \leq \min(4 \times h; 45)cm = 45cm \Rightarrow S_t = 30cm$

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,83MPa \quad \text{avec } \psi = 1,5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d \times \sum U_i \quad \text{avec } V_{ser} = 24,73KN$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 6 \times 1.4 \times 3.14 = 26.37 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{24.73 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.15 \times 26.37 \times 10^{-2}} = 0.70 \text{ MPa.}$$

$\tau_{ser} < \tau_{ser}^-$;Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

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

$$50 \times y^2 + 138.6 \times y - 2079 = 0$$

$$y = 5.21 \text{ cm}$$

$$I = 17998.01 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{30.66 \times 10^{-3}}{17998.01 \times 10^{-8}} \times 0.0521 = 8.87 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$;Condition vérifiée.

Dans l'acier : $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 250.16 < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

[3] (Art : B.6.51)

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{543} = 0,033 < \frac{1}{16}$ Condition non vérifiée.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{30,66}{10 \times 36,08} = 0,084 > 0,033$ Condition non vérifiée.

- $A_t \leq \frac{4,2 bd}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 15}{400} = 15,75 \text{ cm}^2 > A_t$ Condition vérifiée.

Étant donné que deux conditions sur trois ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

$$y = 5.21 \text{ cm} \quad , \quad I = 17998.01 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_0 = 53233.02 \text{ cm}^4 \quad , \quad \rho = 0.00616 \quad , \quad \lambda_i = 3.40$$

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2 \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00616 \times 348 + 2.1} = 0.65$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} \Rightarrow I_{fi} = \frac{1.1 \times 53233.02}{1 + 3.40 \times 0.65} = 26496.07 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \Rightarrow f_i = \frac{30.66 \times 10^3 \times 543^2}{10 \times 32164.2 \times 26496.07} = 1.06 \text{ cm}$$

$$f_i = 1.06 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{543}{500} = 1.08 \text{ cm} ; \dots\dots\dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

III.3.2.6. Schéma de ferrailage.

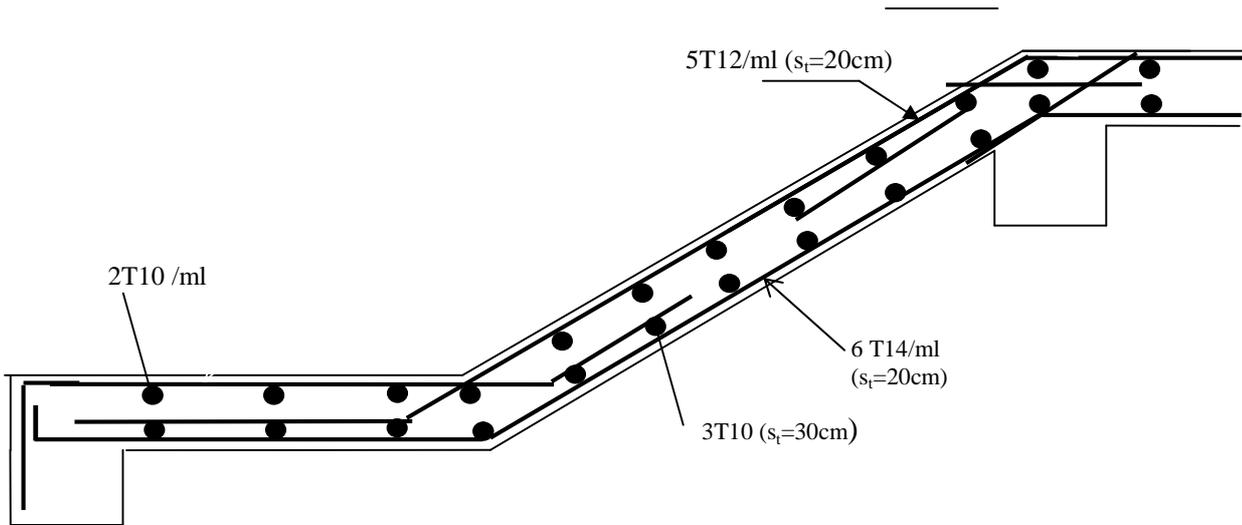


Figure III.26 Schéma de ferrailage de premier type d'escalier.

III.3.2.7. Calcul de la poutre palière :

Le palier intermédiaire des escaliers de l'étage courant repose sur une poutre, considérée comme semi encastrée dans les poteaux, dite poutre palière. Sa portée est de 3.90m, comme le représente le schéma ci-dessous. Le calcul s'effectue en flexion simple.

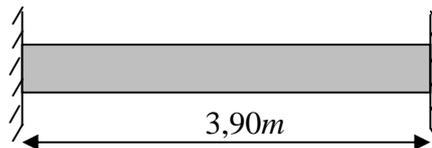


Figure III.27 Schéma de la poutre palière.

a) Pré dimensionnement :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 26 \leq h \leq 39$$

Soit: $h = 35 \text{ cm}$.

Selon le RPA99 (version 2003) : [1] RPA99 (version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet b \geq 20cm \\ \bullet b \geq \frac{h}{4} \end{array} \right. \dots\dots\dots\text{conditions vérifiées.}$$

$b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$. Comme le montre le schéma ci-après.

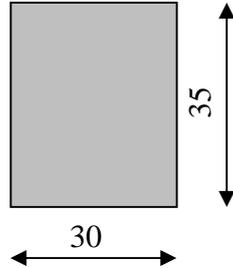


Figure III.28 section de la poutre palière.

b) Charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 \times 1,00 = 2.62 \text{ KN/ml}$
- le poids de la volée : $G_v = 14.59 \times 1.63 = 23.78 \text{ KN/m}$
- Poids de palier, paillasse : $G_p = 10.91 \times 1.63 = 17.78 \text{ KN/m}$

Tableau III.17 Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 20.71 \text{ KN}$ $P_u = 1.35 G_0 + R_B + 1.5Q$ $P_u = 28.00 \text{ KN/m}$ $M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{27.15 \times 3.90^2}{8} = 53.23 \text{ KN.m}$ $M_t = 0,85 \times 53.23 = 45.24 \text{ KN.m}$ $M_a = 0,5 \times 53.23 = 26.61 \text{ KN.m}$ $V_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{28.00 \times 3.90}{2} = 54.60 \text{ KN}$	$R_B = 15.02 \text{ KN}$ $P_s = G_0 + R_B + Q$ $P_s = 20.14 \text{ KN/m}$ $M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{20.14 \times 3.90^2}{8} = 38.29 \text{ KN.m}$ $M_t = 0,85 \times 38.29 = 32.54 \text{ KN.m}$ $M_a = 0,5 \times 38.29 = 19.14 \text{ KN.m}$ $V_s = \frac{P_s \times L}{2} = \frac{20.14 \times 3.90}{2} = 39.27 \text{ KN}$

Combinaisons de charges à considérer :

$$q_u = 1.35 \times G + \frac{2R_u}{L} = 1.35 \times 1.5 + \frac{2 \times 34.08}{3.90} = 19.50 \text{ KN/ml}$$

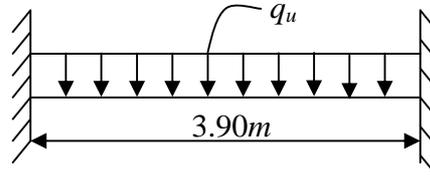


Figure III.29 Schéma du chargement à l'ELU.

➤ Ferrailage de la poutre palière en flexion simple :

$$b = 30 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm}.$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.18 Résumé des résultats de ferrailage de la poutre palière.

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{Flex}^{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
En travée	45.24	0.107	0.141	0.297	4.37	5.25
En appuis	-26.61	0.061	0.076	0.312	2.45	5.25

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 5.25\text{cm}^2$

a) Vérification à l'ELU :

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{54.60 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.32} = 0,568\text{MPa} < \bar{\tau}_u ; \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A_l > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (54.60 \times 10^{-3} - \frac{26.61 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.32}) \times \frac{1.15}{400} = -0.054\text{m}^2 < 0$$

Donc aucune vérification à faire.

✓ Calcul de diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min\{h/30, \phi_b, b/10\}$$

- $h/30 = 35/30 = 1.16cm$
 - $\phi_l = 1,4cm$
 - $b/10 = 30/10 = 3 cm$
- } on prend $\phi_t = 8mm$.

$$A_t = \frac{\pi\phi^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,50cm^2$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

$$A_t = 2 \phi 8 = 1,004 cm^2$$

✓ **Espacement des armatures transversales S_t :**

Les espacements seront donnés comme suit :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 28.8cm$$

On adopte : $\begin{cases} S_t=15cm & \dots\dots\dots \text{en travée} \\ S_t=10cm & \dots\dots\dots \text{en appui} \end{cases}$

➤ **Calcul de la section d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par le palier et la volée C'est le moment d'appui de l'escalier.

$$M^{torsion} = M_{Tu} = 26.61KNm$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

U : périmètre de la section

Ω : Air du contour tracer ami hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_1 : section d'acier

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

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

$$\Omega = (0.30 - 0.05) \times (0.35 - 0.05) = 0.075m^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0.30 - 0.05) + (0.35 - 0.05)] = 1.1m$$

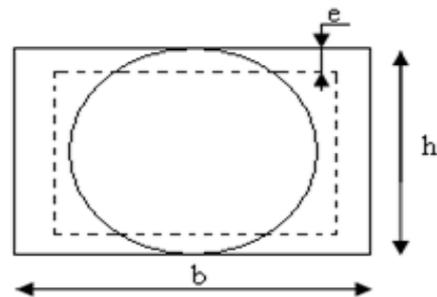


Figure III.30 Section creuse équivalente

$$A_{Torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.61 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{26.61 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 3.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min [0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{utor} < \tau_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

✓ **Vérification vis-à vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.0546^2 + 3.14^2} = 3.14 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié} \quad [2] \text{ (Article I.III)}$$

✓ **Calcul des armatures transversales à la torsion**

On fixe l'espaceur comme suit :

- **En travée :** $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.66 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :** $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

✓ **Section d'armatures finale**

- **En travée**

$$A^t = A_{Flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 4.37 + \frac{0.66}{2} \Rightarrow A^t = 4.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A^t , Soit : $A^t = 2T16 + 1T12 = 5.15 \text{ cm}^2$

- **En appui**

$$A^a = A_{Flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.45 + \frac{0.44}{2} \Rightarrow A^a = 2.67 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A^a , Soit : $A^a = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.5 + 1.35 = 1.85 \text{ cm}^2 . \text{On opte } A_T = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (cadre } \Phi 8 \text{ et épingle } \Phi 8)$$

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

$$15 \times y^2 + 90.45 \times y - 2894.4 = 0$$

$$y = 11.20cm$$

$$I = 53183.68cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19.14 \times 10^{-3}}{53183.68 \times 10^{-8}} \times 0.112 = 4.03MPa$$

$\sigma_{bc} = 4.03MPa < \bar{\sigma} = 15MPa$ Condition vérifiée.

Dans l'acier : $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 74.85 < \bar{\sigma} = 348MPa$ Condition vérifiée.

✓ Vérification de l'état limite de déformation : [3] (Art : B.6.51)

La vérification de la flèche s'impose si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{390} = 0,089 > \frac{1}{16}$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{32.54}{10 \times 38.29} = 0,085 < 0,089$ Condition vérifiée.
- $A_t \leq \frac{4,2bd}{f_e} = \frac{4,2 \times 30 \times 32}{400} = 10,08cm^2 > A_t$ Condition vérifiée.

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

➤ Schéma de ferrailage :

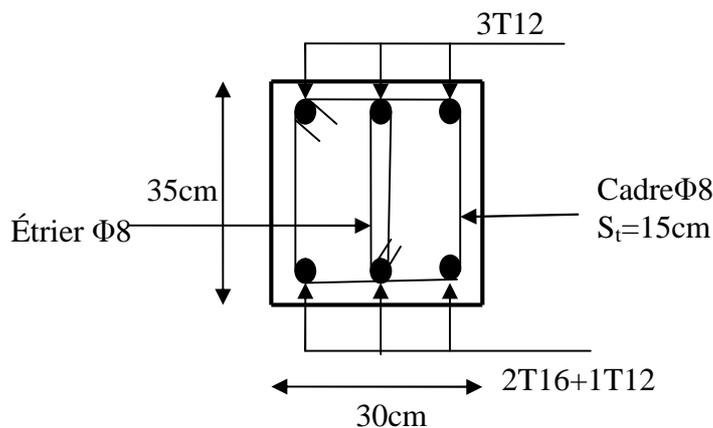


Figure III. 31 Ferrailage de la Poutre palière.

III.3.3. Etude du deuxième type d'escalier

III.3.3.1. Détermination des charges et surcharges :

a) paillasse 1 :

➤ Charges permanentes :

▪ Poids propre de la paillasse..... $25 \times \frac{0.18}{\cos 30} \times 1 = 5.20 \text{ KN/ml}$

▪ Poids propre des marches $22 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 1.98 \text{ KN/ml}$

▪ Poids des revêtements = $0,80 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{paillasse1}} = 7,98 \text{ KN/ml}$

➤ Surcharges d'exploitation : $Q_{\text{paillasse1}} = 2,50 \text{ KN/ml}$

b) paillasse 2 :

➤ Charges permanentes :

▪ Poids propre de la paillasse..... $25 \times \frac{0.18}{\cos 25.12} \times 1 = 4.97 \text{ KN/ml}$

▪ Poids propre des marches $22 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 1.98 \text{ KN/ml}$

▪ Poids des revêtements = $0,80 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{paillasse2}} = 7,75 \text{ KN/ml}$

➤ Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{paillasse2}} = 2.50 \text{ KN/ml}$

III.3.3.2. Calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS :

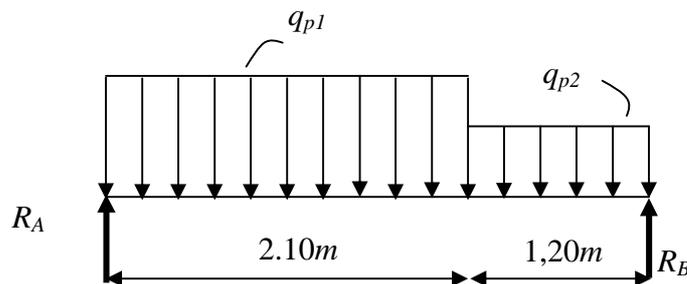


Figure III.32 Schéma de chargement à l'ELU.

Les résultats de calculs sont résumés sur les diagrammes suivants :

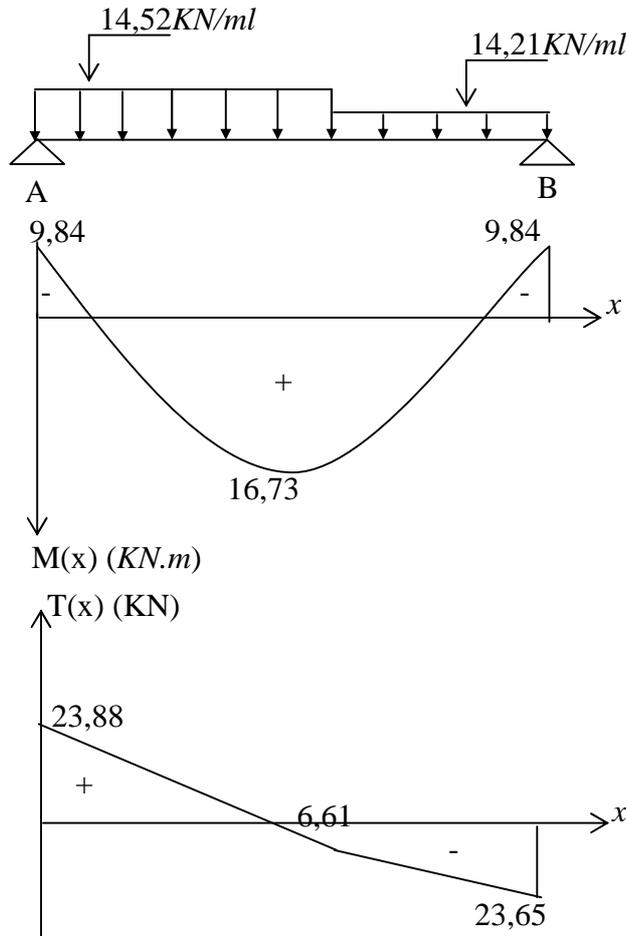


Figure III.33 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

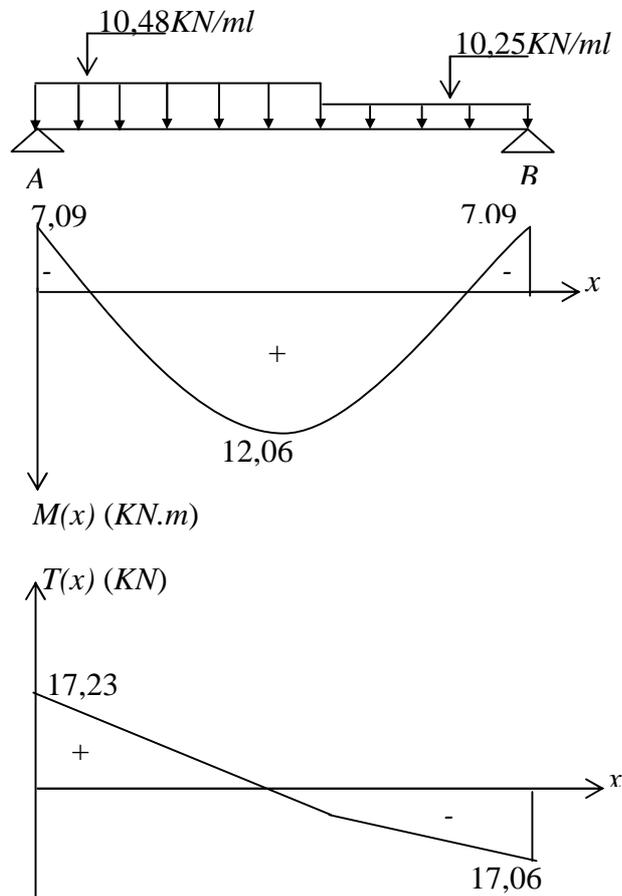


Figure III.34 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

III.3.3.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h) avec :

- **En travée:** $M_t = 16.73KN.m$
- **En appuis:** $M_a = -9.84KN.m$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.19 Résumé des résultats de ferrailage.

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL}(cm^2/ml)$	$A_{Adopté}(cm^2/ml)$	$S_t(cm)$
En travée	16.73	0.052	0.067	0.146	3.29	5T10=3.93	20
En appuis	-9.84	0.0307	0.039	0.147	1.92	3T10=2.36	30

III.3.3.4. Vérification à l'ELU et à l'ELS :

a) Vérification à l'ELU :

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

$$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.1.0,15.2,1/400 = 1,811cm^2 / ml.$$

On a : $\begin{cases} A_{min} < A_t = 3,93cm^2 \\ A_{min} < A_a = 2,36cm^2 \end{cases}$;.....Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3.33MPa. \dots\dots\dots F.P.N \quad [2]$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{23.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0,159MPa < \bar{\tau}_u ; \dots\dots\dots Condition vérifiée.$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A_t > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (23.88 \times 10^{-3} - \frac{9.84 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.15}) \times \frac{1.15}{400} = -0.00014m^2 < 0$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier les armatures longitudinales.

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

Les armatures de répartition seront données par la formule suivante :

➤ **En appuis :** $A_r^a = \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_r^a = \frac{2.36}{4} = 0.59cm^2$

➤ **En travée :** $A_r^t = \frac{A_t}{4} \Rightarrow A_r^t = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$

Soit $A_r^a = 3T6/ml = 0.85 cm^2/ml$ avec $S_t = 33cm$

$A_r^t = 3 T8/ml = 1.51 cm^2/ml$ avec $S_t = 33cm$

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$

$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83MPa$ avec $\psi = 1.5$ pour les HA

$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d.\sum U_i$ avec $V_{ser} = 17.23KN$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$\sum U_i = n.\phi.\pi = 5 \times 1 \times 3.14 = 15.7cm.$

$\tau_{ser} = \frac{17.23 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.15 \times 15.7 \times 10^{-2}} = 0.81MPa. \Rightarrow \tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

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

$50 \times y^2 + 58.95 \times y - 884.25 = 0$

$y = 3.65cm$

$I = 9214.99cm^4$

$\sigma_{bc} = \frac{12.06 \times 10^{-3}}{9214.99 \times 10^{-8}} \times 0.0365 = 4.77MPa$

$\sigma_{bc} = 4.77MPa < \bar{\sigma} = 15MPa$ Condition vérifiée.

Dans l'acier : $\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 222.81MPa < \bar{\sigma} = 348MPa$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :** [3] (Art : B.6.51)

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

• $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{330} = 0.0545 < \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition non vérifiée.

• $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{12.06}{10 \times 14.19} = 0.085 > 0.0625$ Condition non vérifiée.

- $A_t \leq \frac{4,2bd}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 15}{400} = 15,75 \text{ cm}^2 > A_t \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Étant donné que deux conditions sur 3 ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

$y = 3.65 \text{ cm}$, $I = 9214.99 \text{ cm}^4$, $I_0 = 55553.64 \text{ cm}^4$, $\rho = 0.00262$, $\lambda_i = 8.015$

$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$.

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00262 \times 348 + 2.1} = 0.360$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} \Rightarrow I_{fi} = \frac{1.1 \times 55553.64}{1 + 8.015 \times 0.36} = 15727.85 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \Rightarrow f_i = \frac{12.06 \times 10^3 \times 330^2}{10 \times 32164.2 \times 15727.85} = 0.26 \text{ cm}$$

$f_i = 0.26 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm} \dots\dots\dots$ la flèche est vérifiée.

III.4. Acrotère :

L’acrotère est un élément non structurel faisant partie de la toiture terrasse. Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l’effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.4.1. Pour la terrasse inaccessible :

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985 \text{ m}^2$$

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

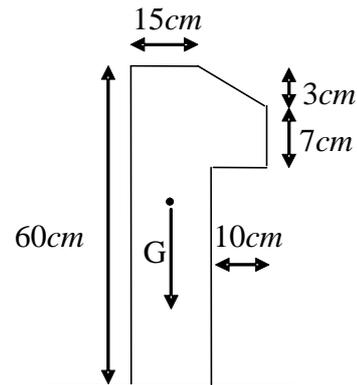


Figure III.35 Vue en plan d’un acrotère.

III.4.1.1. Evaluation des charges :

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 \text{ KN}$.
- Poids de mortier extérieur (e = 1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$.
- Poids de mortier intérieur (e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88KN.$$

$$Q = 1KN .$$

- La force sismique F_p :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad [1] \text{ RPA99 (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A= 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38KN.$

Le centre de gravité de la section est $G(X_g ; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$

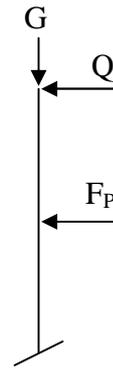


Figure III.36 Schéma statique.

III.4.1.2. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88KN \quad M_G = 0.$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KNm.$$

$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441KNm$$

III.4.1.3. Combinaisons d'actions :

Tableau III.20 Combinaison d'action.

Combinaison de charges	RPA 99	E L U	E L S
	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60

III.4.1.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q.$

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = 0.90KNm$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm, \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad [3] \text{ (Article A.4.3.5)}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc:

$$e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$

III.4.1.5. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1KNm$$

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.213KNm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}$$

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

D'où :

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27cm^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16cm^2.$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56cm^2.$$

On remarque que $A_s < A_{min}$ donc on prend $A_{min} = 1.56cm^2$.

Se qui fait $4T8 = 2.01cm^2 / ml$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13cm^2 / ml.$$

b) Calcul des espacements :

✓ Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$ soit $S_t = 30cm$

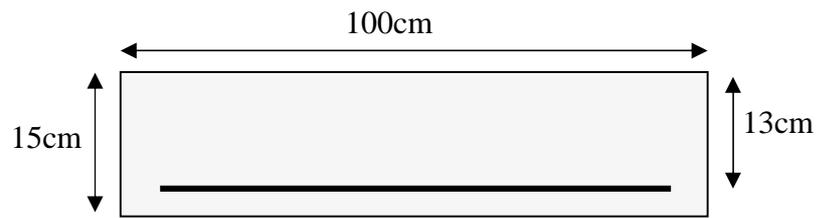


Figure III.37 Section à ferrailer.

✓ Les armatures de répartition : $S_r \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$ soit $S_r = 30cm$

c) **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.38KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183MPa .$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa.$$

On a $\tau_u = 0.0183MPa < \bar{\tau}_u$ c'est vérifiée.

➤ **Vérifications à L'ELS:**

Vérification de la contrainte d'adhérence limite:

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \quad [2] \text{ (Article J.II.2)}$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48mm.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 MPa .$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83MPa \quad \psi = 1.5 \text{ Pour les HA}$$

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s$ c'est vérifiée.

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa$$

Avec :

$$n = 15$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times \left[(A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2) \right]$$

Détermination de y_{ser} :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) = \frac{0.6}{2.88} + (0.13 - \frac{0.15}{2})$$

$$e_a = 0.263m$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133m$$

Calcul de y_c telle que : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ (*)

Avec :

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

On a $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} m^2$, $b = 1m$ et $c = -0.133m$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

Après résolution de l'équation (*) on trouve : $y_c = 0.251m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118m$

Calcul de I :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.15MPa < 15MPa \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{sc} = 0.237MPa < 240MPa$$

III.4.1.6. Schéma de ferrailage :

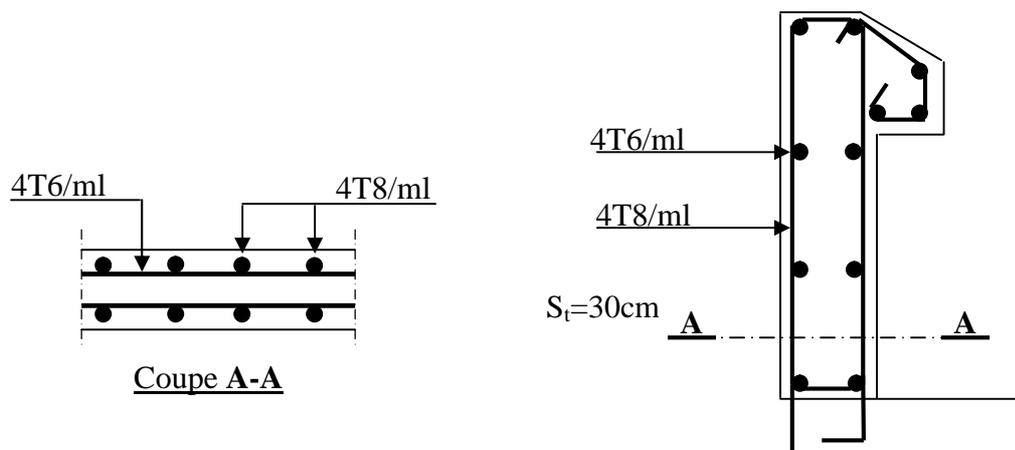


Figure III.38 Schéma de ferrailage de l'acrotère.
(Terrasse inaccessible)

III.4.2. Pour la terrasse accessible :

$$S_{acce} = 15 \times 110 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{acce} = 0.1735m^2$$

III.4.2.1. Evaluation des charges :

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.1735 \times 1 = 4.33KN$.
- Poids d'enduit extérieur :(ciment : e = 1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 1.1 \times 1 = 0.33KN$.
- Poids d'enduit intérieur :(ciment : e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 1.1 \times 1 = 0.44KN$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 5.1KN.$$

$$Q = 1.5KN .$$

- La force sismique F_p :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad [1] \text{ (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 5.1 = 2.44KN$.

Le centre de gravité de la section est $G(X_g ; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.0809m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.574m$$

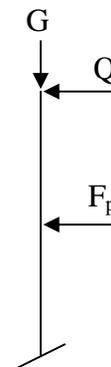


Figure III.39 Schéma statique.

III.4.2.2. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 5.1KN$$

$$M_G = 0.$$

$$N_Q = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1.5 \times 1.1 = 1.65KNm.$$

$$N_{F_p} = 0$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g = 2.44 \times 0.574 = 1.4KNm$$

III.4.2.3. Combinaisons d'actions :

Tableau III.21 Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	5.10	6.88	5.10
M (KN.m)	3.05	2.47	1.65

III.4.2.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 6.88KN$$

$$M_u = 2.47KNm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 39.93cm$$

Les sections d'armatures et les vérifications à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.22 Résultats des calculs.

A _s calcul (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	A _r calcul (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	S _t (cm) A _{princip}	S _t (cm) A _{réparti}	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	τ_u (MPa) calculé
0.49	1.56	4T8=2.01	0.502	4T6=1.13	30	30	2.50	0.03

➤ Vérification à l'ELS :

$$N_{ser} = 5.10KNm, M_{ser} = 1.65KNm$$

$$\sigma_{bc} = 0.60MPa < 15MPa$$

$$\sigma_{sc} = 40.13MPa < 240MPa \quad ; \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

III.4.2.5. Schéma de ferrailage :

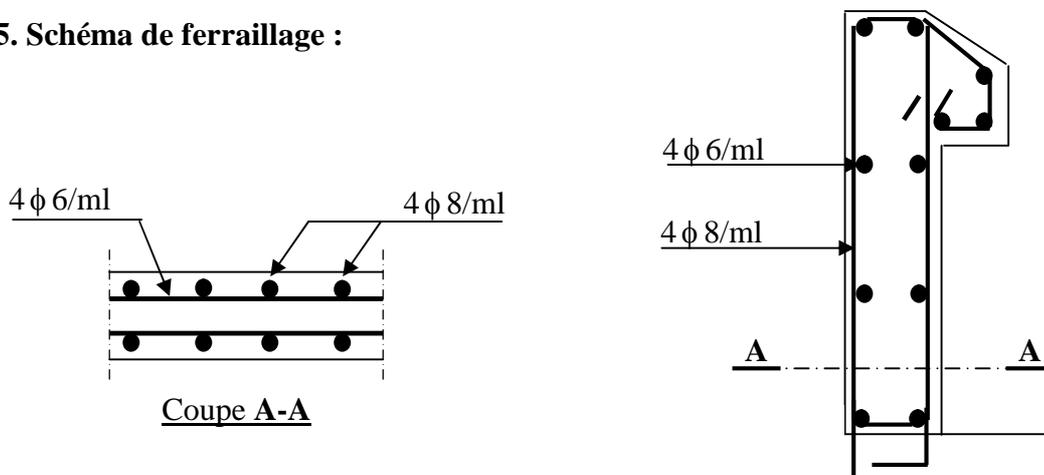


Figure III.40 Schéma de ferrailage de l'acrotère.
(Terrasse accessible)

III.5. Etude de l'ascenseur :

III.5.1. Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

$$\text{Donc } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 72.3KN$$

Annexe n°1

III.5.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x = 1.90m$ et $l_y = 2.10m$ donc une surface $S = 1.90 \times 2.10 = 3.99m^2$.

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{2.10}{20} = 0.105m \text{ soit } e = 20cm.$$

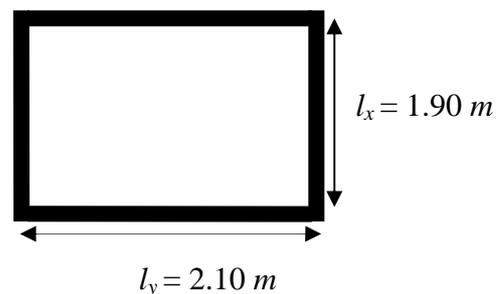


Figure III.41 Cage d'ascenseur.

III.5.3. Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2 \text{ Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6KN/m^2 \text{ Poids du mortier de pose de 3cm.}$$

$$G_3 = 0.1 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids de l'isolant thermique.}$$

$$G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids de la forme de pente méta chape.}$$

$$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{Poids du revêtement dallage colle.}$$

$$G' = 6.8 \text{KN} / \text{m}^2. \quad \text{Somme de } G_1, G_2, \dots, G_5.$$

$$G'' = \frac{F_e}{S} = \frac{145}{1.90 \times 2.10} = 36.34 \text{KN} / \text{m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 43.14 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$Q = 1 \text{KN} / \text{m}^2.$$

III.5.4. Cas d'une charge répartie :

- *Calcul des sollicitations :*

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 59.74 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.90 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \quad \text{Annexe n°2}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.83 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.70 \text{KNm}$$

III.5.4.1. Calcul des moments réels :

➤ *En travée :*

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.35 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.54 \text{KNm}$$

➤ *En appui :*

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^{\text{int } e} = 0.5 \times M_0^x = 4.91 \text{KNm}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 0.3 \times M_0^x = 2.95 \text{KNm}$$

[3] (Article E.2)

On vérifie que :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 12.28 = 12.28$$

$$M_g = 0.3 \times M_0$$

$$M_d = 0.5 \times M_0$$

$$M_t = 0.85 \times M_0$$

III.5.4.2. Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 17.5\text{cm}$ et $d_y = 16.5\text{cm}$

➤ **En travée :**

Sens x-x'

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 1.92 \times 10^{-2}.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0242$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.173\text{m}.$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.38\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

Sens y-y'

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 1.69 \times 10^{-2}.$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0213$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.163\text{m}.$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1.14\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

➤ **En appui :**

Appui intermédiaire :

$$\mu_{bu} = 1.129 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = 0.01419$$

$$z = 0.174\text{m}$$

$$A_a^{\text{int } e} = 0.81\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Appui de rive:

$$\mu_{bu} = 6.78 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0.00850$$

$$z = 0.174\text{m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0.48\text{cm}^2 / \text{ml}$$

III.5.4.3. Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{matrix} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.90$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.68cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 1.6cm^2 > 0.42cm^2$ Condition vérifiée.

On choisit suivant le:

$$\text{Sens x-x', en travée et en appui: } A_t^x = 5T8 = 2.51cm^2$$

$$\text{Sens y-y', en travée et en appui: } A_t^y = 5T8 = 2.51cm^2$$

b) Calcul des espacements :

$$\text{Sens x-x': } S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \text{ on adopte } S_t = 25cm$$

$$\text{Sens y-y': } S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm \text{ on adopte } S_t = 25cm$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.90 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 37.83KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 39.14KN$$

$$\tau_u = \frac{39.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.223MPa < 1.25MPa \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.4.4. Vérification à l'ELS:

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 43.14 + 1 = 44.14 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\rho = 0.90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

Annexe n°2

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.41 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.15 \text{KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.15 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.08 \text{KNm}$$

a) Vérification des contraintes dans le béton:

$$\text{Sens x-x'} : \sigma_{bc} = 3.68 \text{MPa} < 15 \text{MPa.}$$

$$\text{Sens y-y'} : \sigma_{bc} = 3.13 \text{MPa} < 15 \text{MPa.}$$

b) Vérification des contraintes dans l'acier :

La fissuration est peu nuisible; donc aucune vérification n'est à effectuer.

III.5.5. 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 elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

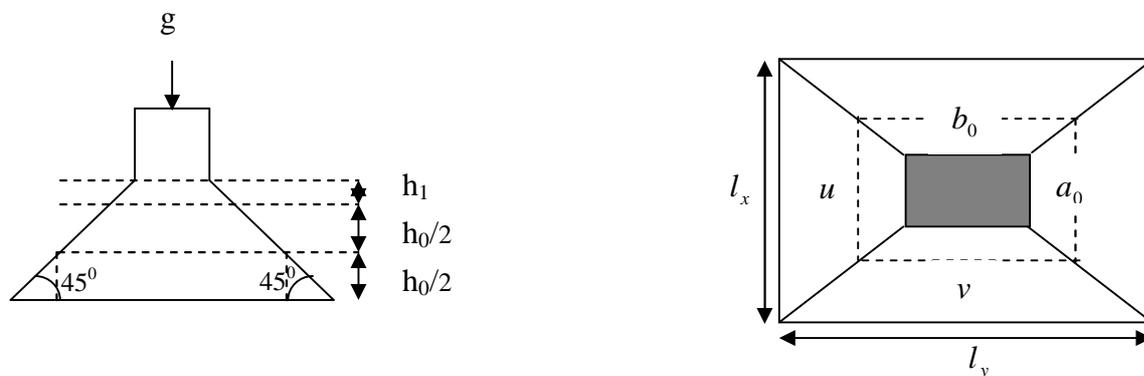


Figure III.42 Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150cm \\ b_0 = 160cm \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 178cm. \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 188cm. \end{cases}$$

III.5.5.1. Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \text{ Avec } \nu : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho : \quad \frac{u}{l_x} = 0.93 \text{ et } \rho = 0.9$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho : \quad \frac{v}{l_y} = 0.89 \text{ et } \rho = 0.9$$

En se référant à l'annexe n° 3 on trouve $M_1 = 0.04$ et $M_2 = 0.044$

- **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3$$

$$P_u = 97.60KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 3.90KNm \\ M_{y1} = 4.29KNm \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times 6.8 + 1.5 \times 1 = 10.68KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.76KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.37KNm$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.66 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.66 \text{KNm} \end{cases}$$

III.5.5.2. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 17.5 \text{cm}$ et $d_y = 16.5 \text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 Résultats des calculs.

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	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'	4.81	2.83	0.79	0.46	5T8=2.51	5T8=2.51
Sens y-y'	4.81	2.83	0.84	0.49	5T8=2.51	5T8=2.51

III.5.5.3. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_t^x = 5T8 = 2.51 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.68 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 5T8 = 2.51 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{cm}^2 / \text{ml}. \text{ et } A_t^y > \frac{A_t^x}{4}$$

En appui:

$$A_t^x = 5T8 = 2.51 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.68 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 5T8 = 2.51 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

b) Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [2] \text{ (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (178 + 188)$$

$$U_c = 732 \text{cm}.$$

$$Q_u = 97.60 \text{KN}; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

On a $v > u \Rightarrow$ au milieu de $u : V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 17.3KN$

au milieu de $v : V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 17.94KN$

Donc : $V_{\max} = 17.94KN$

$\tau_u = 0.1MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.25MPa$ Condition vérifiée.

d) Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} < \frac{h}{10} = 20mm.$$

$$\phi_{\max} = 8mm < 20mm.$$

e) Espacement des barres :

Sens x-x' : $S_t = 20cm \leq \min(2e; 22cm) = 22cm.$

Sens y-y' : $S_t = 20cm \leq \min(3e; 33cm) = 33cm.$

III.5.5.4. Calcul à l'ELS:

- Les moments engendrés par le système de levage:

$$q_{ser} = g = 72.3KN.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 3.53KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 3.76KNm. \end{cases}$$

- Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.8 + 1 = 7.8KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.48KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.26KNm$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.01KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.02KNm \end{cases}$$

III.5.5.5. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et ne prenant $d_x = 17.5cm$ et $d_y = 16.5cm$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.24 Résultat des calculs.

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t adopté (cm ² /ml)	Y (m)	I *10 ⁻⁴ (m ⁴)
Sens x-x'	4.26	2.50	5T8=2.51	0.0327	0.63458
Sens y-y'	4.27	2.51	5T8=2.51	0.0316	0.63298

a) Vérification des contraintes dans le béton:

En travée:

$$\text{Sens x-x'} : \sigma_{bc} = 2.20MPa < 15MPa$$

$$\text{Sens y-y'} : \sigma_{bc} = 2.13MPa < 15MPa$$

En appui:

$$\text{Sens x-x'} : \sigma_{bc} = 1.28MPa < 15MPa$$

$$\text{Sens y-y'} : \sigma_{bc} = 1.25MPa < 15MPa$$

b) Vérification des contraintes dans l'acier :

La fissuration est peu nuisible; donc aucune vérification n'est à effectuer.

c) Vérification de la flèche : [3] (Art B.7.5)

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.105 \geq 0.062$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085$ Condition vérifiée.
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.51 \times 10^{-4}}{1 \times 0.175} = 1.43 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Condition vérifiée.

Les trois conditions de la flèche sont satisfaites donc inutile de vérifier la flèche.

III.5.6. Schéma de ferrailage :

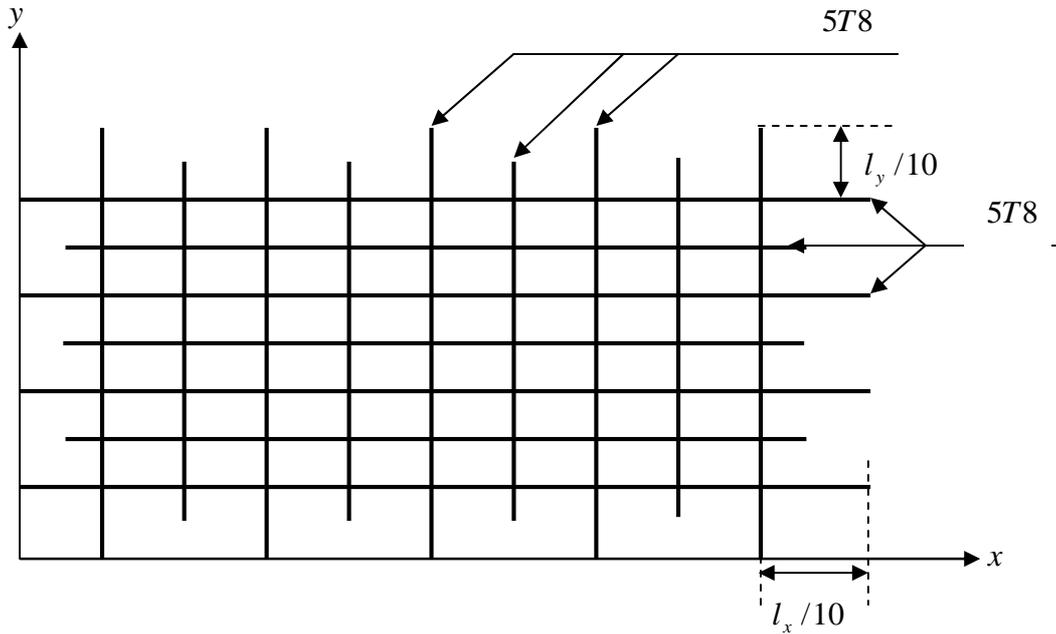


Figure III.43 Schéma de ferrailage de la dalle.

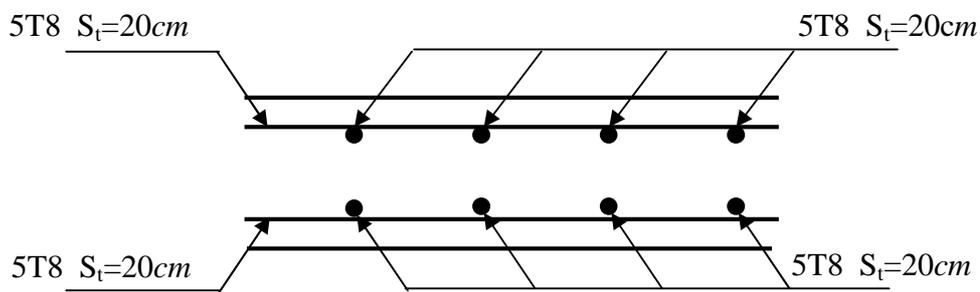


Figure III.44 Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

III.6. Calcul des chaînages :

III.6.1. Définition :

Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher et aussi les poutres qui servent de porte à faux, afin de reprendre le poids de mur.

III.6.2. Dimensionnement :

Les dimensions de la poutre de chaînage sont :

$$\frac{l_{\max}}{16} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{10} \Rightarrow 29.37\text{cm} \leq h \leq 47.00\text{cm}$$

$$h \geq 15\text{cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 35 = 23.33\text{cm}$$

[1] (Article 9.3.3)

Soit : $h = 35\text{cm}$
 $b = 30\text{cm}$

III.6.3. Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage reprend une charge répartie qui est son poids propre et la charge du mur extérieur.

$$P_{\text{poutre}} = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.62\text{KN} / \text{ml}$$

$$P_{\text{mur}} = 2.80 \times (3.06 - 0.35) = 7.58\text{KN} / \text{ml}$$

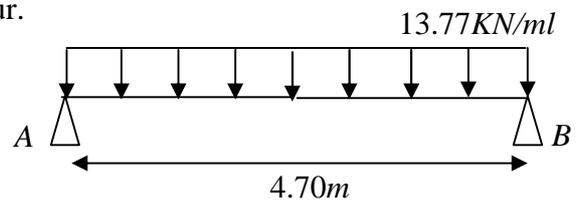


Figure III.45 Schéma statique de Chainage.

III.6.4. Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times (2.62 + 7.58) = 13.77\text{KN} / \text{ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 38.02\text{KNm}.$$

III.6.5. Ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 Résumé des résultats de ferrailage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_s calculé (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
En travée	32.31	0.069	0.09	0.318	2.92	3T12= 3.39
En appui	15.20	0.032	0.041	0.324	1.34	3T10=2.36

b) Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10\text{mm} \quad [2] \text{ (Article III.3.b page 112)}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus un étrier $\phi 8 \Rightarrow A_t = 4 \times \phi 8 = 2.01\text{cm}^2$

c) Les espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 29.7cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 67cm \quad [3] \text{ (Article A.5.1.2.2)}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le **RPA99 version2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$.

On adopte $S_t = 20cm$.

III.6.6. Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19cm^2 < A_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 32.36KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.32MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3.33MPa; F.P.N$$

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

III.6.6. Vérifications à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$M_{ser} = 10.2 \times \frac{4.70^2}{8} = 28.16KNm.$$

$$\sigma_{bc} = 5.89MPa < 15MPa.$$

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

La fissuration est peu nuisible; donc aucune vérification n'est à effectuer.

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

- $\frac{h}{l} = 0.074 \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085$ Condition non vérifiée.
- $\frac{A}{b_0 \times d} = 0.00342 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ Condition vérifiée.

La deuxième condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{l}{500} cm = \frac{470}{500} = 0.94cm$

Le calcul par SOCOTEC nous a donné : $\Delta f = 4.69mm < f_{adm} = 9.4mm$

III.6.7. Schéma de ferrailage :

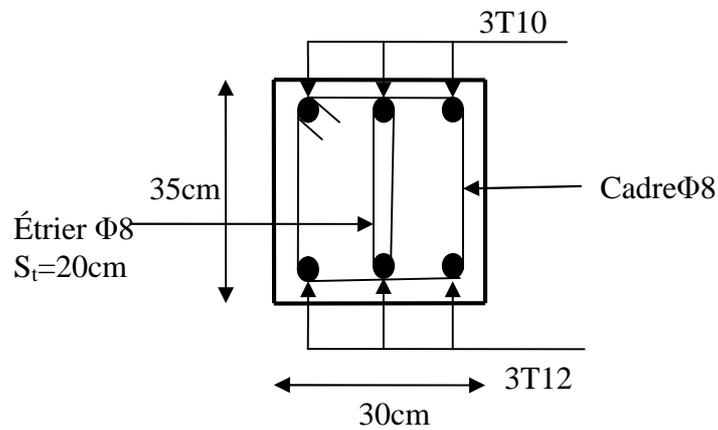


Figure III.46 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante, selon son intensité.

A cause de l'énormité des pertes causées par le séisme, l'étude du comportement de la construction sous l'action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

Selon le **RPA99/** version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003, la structure sera mixte (voiles - portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie. [1]

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'*ELU*).
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'*ELS*). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'*ELS*.

IV. 3. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques 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.

❖ **Calcul de la force sismique totale :** [1] (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 orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. [1] (Tableau 4.1)

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- ✓ Groupe d'usage : groupe 2
- ✓ Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. [1] (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad [1] \text{ (Formule 4.4)}$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

D'après le (Tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003), on a opté pour : $Q_x = Q_y = 1.20$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- ✓ 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

Concernant notre projet on a des niveaux à usage bureaux et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$. [1] (Tableau 4.5)

Tableau IV. 1 Les poids des différents niveaux

Niveau	A_i (m ²)	W_G (KN)	βW_Q (KN)	W_i
0.00	442.70	2634,06	1328.10	3962.16
3.74	431.05	2564.74	1293.15	3857.89
7.48	362.67	2157.88	1088.01	3245.89
10.54	362.67	2157.88	1088.01	3245.89
13.60	346.35	2060.78	103.90	2164.68
16.66	346.35	2060.78	103.90	2164.68
19.72	346.35	2060.78	103.90	2164.68
22.78	346.35	2060.78	103.90	2164.68
25.84	346.35	2060.78	103.90	2164.68
28.90	189.46	1127.28	56.84	1184.12
31.96	189.46	1127.28	56.84	1184.12
35.02	174.35	1098.40	52.30	1150.70

Donc : $\sum = 28654.17$ KN

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad [1] \text{ (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

[1] (Tableau 4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de LNHC « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction »), donc du **RPA 99** (Tableau 3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.5 \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par : $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad [1] \text{ (Formule 4-6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 38.93m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

$$C_T = 0.050 \quad [1] \text{ (Tableau 4.6)}$$

$$T = 0.050 \times (38.93)^{3/4} = 0.779s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad [1] \text{ (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 19.00m, \quad L_y = 23.80m \quad \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.80 \\ T_y = 0.715 \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; \quad) = 0.779 > T_2 = 0.5$$

$$T_y = \min(T_y; \quad) = 0.715 > T_2 = 0.5$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.779} \right)^{2/3} = 1.521 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.715} \right)^{2/3} = 1.607 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{SX} = 1.3 \times 0.776 = 1.013 \\ T_{SY} = 1.3 \times 0.715 = 0.929 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.521 \times 1.20}{5} \times 28654.17 = 1565.82 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.607 \times 1.20}{5} \times 28654.17 = 1657.70 \text{ KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : [1]

a) Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la méthode.

b) Modélisation :

Pour les structures irrégulières en plan ; sujette à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastree à la base et où les masses sont concentrées au niveau de centre de gravité des planchers avec trois (03) degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation d'axe verticale).

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismique (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

c) Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad [1] \text{ (Formule 4-13)}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (*spectre*).

Les résultats sont illustrés dans le graphe donne S_a/g en fonction du temps :

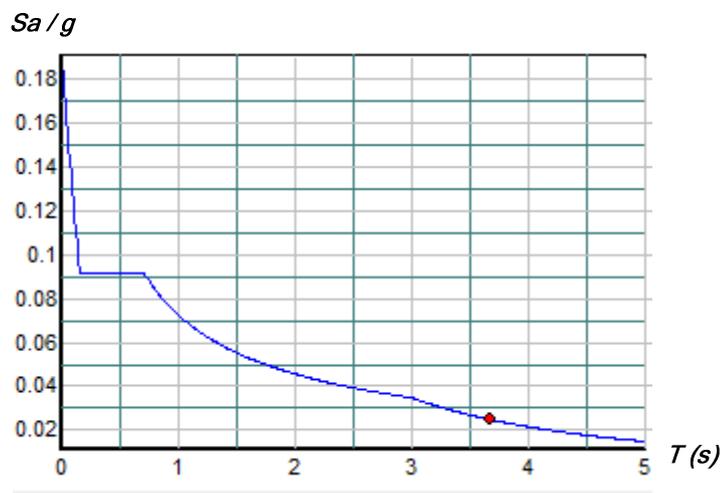


Figure IV.1 Spectre de réponse.

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi les directions qui leurs sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme direction d'excitation.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000.

IV.4. Description du logiciel SAP 2000 :

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel SAP2000 version 14.1.0, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce

type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé 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.

Lors de la modélisation on doit déterminer les caractéristiques géométriques de la structure pour les faire introduire aux niveaux des nœuds maitres.

IV.4.1. Caractéristiques géométriques de la structure :

Les résultats ci-dessous sont obtenus par le logiciel *SOCOTEC*.

Tableau IV.2 Caractéristiques géométriques des planchers corps creux.

Niveau	$A_i (m^2)$	$X_G (m)$	$Y_G (m)$	$I_X (m^4)$	$I_Y (m^4)$
0.00	442.7	11.65	9.50	20028.11	13317.89
3.74	431.05	11.65	9.25	19100.63	13832.90
7.48	362.67	9.86	10.64	12950.98	11399.71
10.54	362.67	9.86	10.64	12950.98	11399.71
13.60	346.35	9.42	9.98	10078.18	8614.12
16.66	346.35	9.42	9.98	10078.18	8614.12
19.72	346.35	9.42	9.98	10078.18	8614.12
22.78	346.35	9.42	9.98	10078.18	8614.12
25.84	346.35	9.42	9.98	10078.18	8614.12
28.90	189.46	9.87	5.05	1731.33	5992.87
31.96	189.46	9.87	5.05	1731.33	5992.87
35.02	174.35	8.65	6.40	1627.30	5083.11

Avec :

A_i : Surface du plancher au niveau i .

X_G : Abscisse du centre de gravité du niveau.

Y_G : Ordonné du centre de gravité du niveau.

I_X : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

I_Y : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

IV.4.2. Calcul des caractéristiques des nœuds mètres :

Le SAP2000 prend en considération les poids propres des éléments porteurs tels que les poteaux, poutres et voiles.

Le bloc masse pour le chargement du nœud maître se fait alors comme suit :

$$m_i = \frac{W_i}{g} \quad \text{Avec : } W_i = W_G + \beta W_Q$$

W_G : Poids dû aux charges permanentes des planchers corps creux

W_Q : Poids dû aux surcharges d'exploitation des planchers

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$I_{mz} = \frac{m_i}{A_i} \times (I_X + I_Y)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 Caractéristiques géométriques du nœud mètre.

Niveau	A_i (m ²)	W_G (KN)	W_Q (KN)	W_i (KN)	m_i (t)	I_{mz} (t.m ²)
0.00	442.70	3962,16	403.89	30422.67	0.00	442.70
3.74	431.05	3857.89	393.26	30046.25	3.74	431.05
7.48	362.67	3245.89	330.87	22215.55	7.48	362.67
10.54	362.67	3245.89	330.87	22215.55	10.54	362.67
13.60	346.35	2164.68	220.66	11908.88	13.60	346.35
16.66	346.35	2164.68	220.66	11908.88	16.66	346.35
19.72	346.35	2164.68	220.66	11908.88	19.72	346.35
22.78	346.35	2164.68	220.66	11908.88	22.78	346.35
25.84	346.35	2164.68	220.66	11908.88	25.84	346.35
28.90	189.46	1184.12	120.70	4920.87	28.90	189.46
31.96	189.46	1184.12	120.70	4920.87	31.96	189.46
35.02	174.35	1150.70	117.30	4514.66	35.02	174.35

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

➤ Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur et l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée sur la figure suivante :

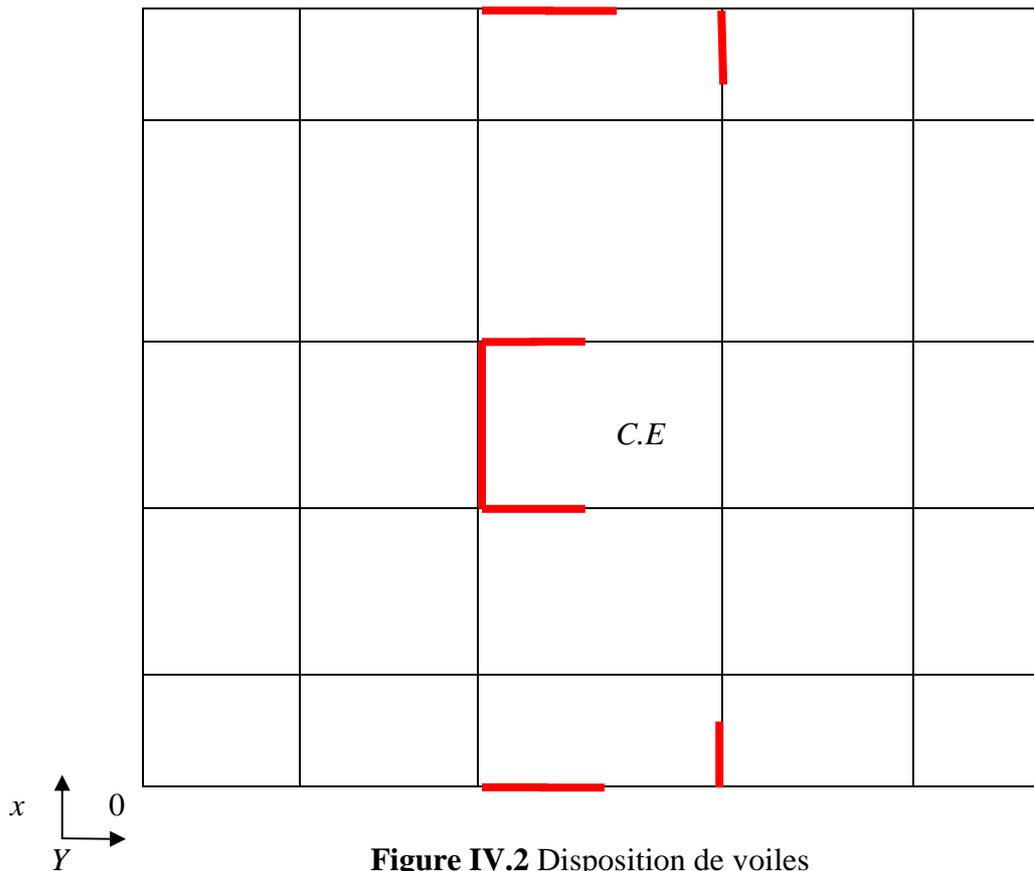


Figure IV.2 Disposition de voiles

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

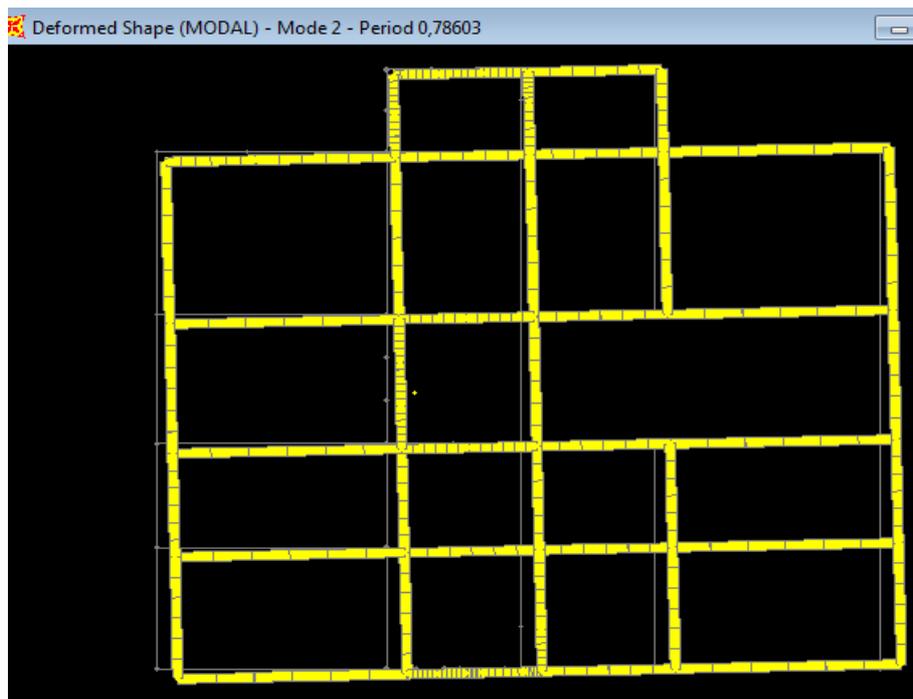


Figure IV.3 1^{er} mode de déformation (translation suivant x-x)

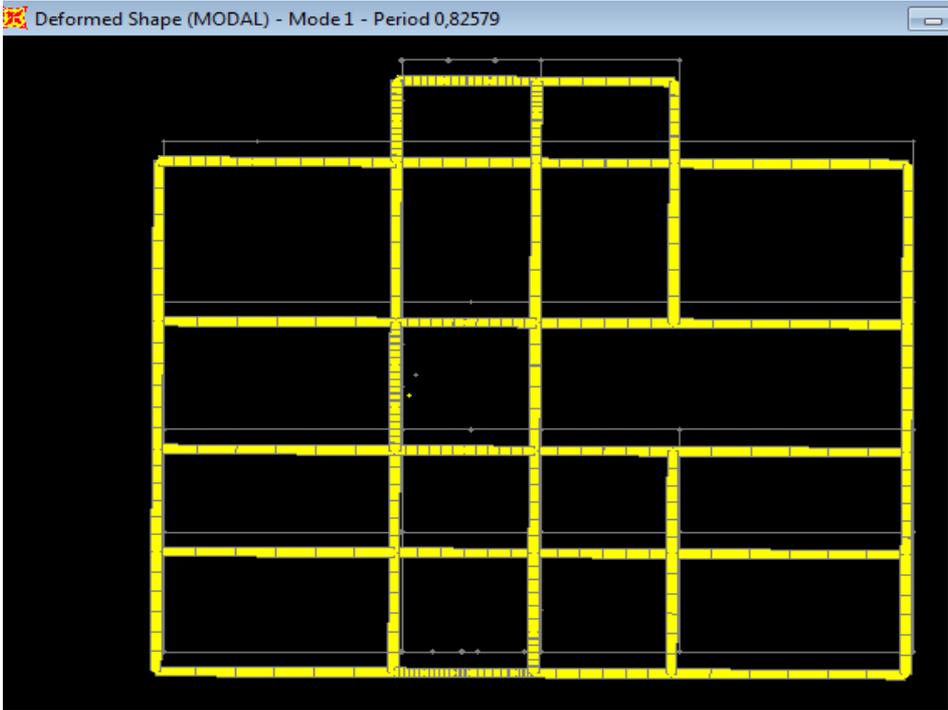


Figure IV.4 2^{eme} mode de déformation (translation suivant y-y)

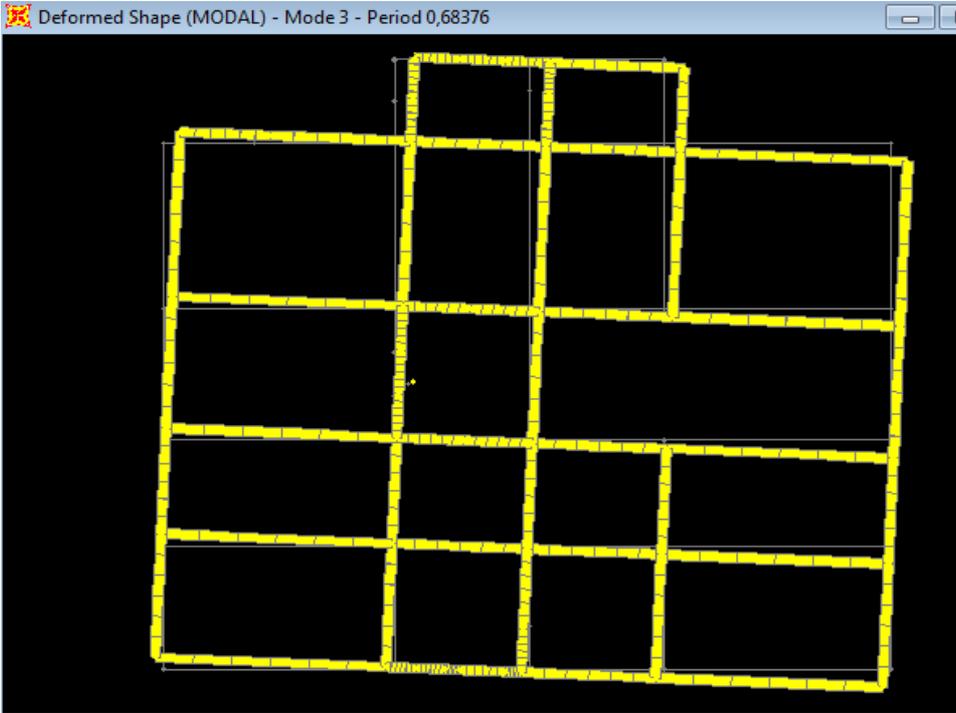


Figure IV.5 3^{eme} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

➤ *Analyse des résultats :*

La participation modale du 1^{ère} mode suivant le sens x-x prépondérant ce qui donne un mode de translation suivant le sens x-x tel que montré sur la figure IV.3 et on constate que la 2^{ème} est aussi un mode de translation suivant y-y, tel que montré sur la figure IV.4).

On voit bien que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA 99 majorée de 30% suivant les deux sens.

$$T_{xf} = 0.82s < T_x = 1.013s$$

$$T_{yf} = 0.78s < T_y = 0.929s.$$

➤ *Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :*

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 Période de vibration et taux de participation massique.

mode	period	Individual mode (%)			Cumulative sum (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,8257	0,04727	0,63754	0,0000049	0,0472	0,63754	0,000004
2	0,7860	0,53378	0,03949	0,0000058	0,5810	0,67703	0,000010
3	0,6837	0,0921	0,00911	0,0000080	0,6731	0,68613	0,000018
4	0,2585	0,06081	0,04335	0,0000392	0,7339	0,72949	0,000058
5	0,2344	0,0496	0,10339	0,0000197	0,7835	0,83288	0,000077
6	0,2033	0,03674	0,00845	3,491E-09	0,8202	0,84132	0,000077
7	0,1460	0,02006	0,011	0,0000046	0,8403	0,85232	0,000082
8	0,1180	0,01523	0,04041	5,684E-07	0,8555	0,89273	0,000083
9	0,1000	0,01961	0,00609	0,00213	0,8751	0,89882	0,00221
10	0,0962	0,01171	0,00209	0,00072	0,8869	0,90091	0,00293
11	0,0925	0,00089	0,00004409	0,13956	0,8877	0,90095	0,14248
12	0,0888	0,00035	0,00011	0,13043	0,8981	0,90107	0,27291
13	0,0856	0,000037	0,00012	0,16544	0,9058	0,90119	0,43835

➤ *Analyse des résultats :*

Il est remarquable également que dans notre analyse que 13 modes de vibration sont suffisants pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90 % dans les deux sens.

IV.6. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version 2003 :

IV.6.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.5 Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Sous sol	44377,486	6165,733	87,801	12,199
RDC	38464,216	5843,365	86,812	13,188
mezzanine	33554,714	5214,331	86,550	13,450
1 ^{er} étage	27894,909	4798,76	85,322	14,678
2 ^{ème} étage	23664,688	3933,585	85,747	14,253
3 ^{ème} étage	19068,04	3294,996	85,266	14,734
4 ^{ème} étage	14122,978	2795,209	83,478	16,522
5 ^{ème} étage	9636,213	2183,366	81,527	18,473
6 ^{ème} étage	5194,548	1450,9	78,167	21,833
7 ^{ème} étage	3225,33	953,284	79,080	20,920
8 ^{ème} étage	2028,226	527,318	79,365	20,635
9 ^{ème} étage	920,311	285,79	76,304	23,696

➤ **Analyse des résultats :** On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.6 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
Sous sol	471.764	1865.165	20.188	79.812	664.42	920.931	41.91	58.09
RDC	521.843	1287.786	28.837	71.163	355.855	629.08	36.13	63.87
mezzanine	628.942	718.754	46.668	53.332	235.544	567.091	29.35	70.65
1 ^{er} étage	536.898	453.094	54.232	45.768	198.214	360.738	35.462	64.538
2 ^{ème} étage	486.59	269.698	64.340	35.660	121.545	254.634	32.31	67.69
3 ^{ème} étage	396.815	243.961	61.927	38.073	193.709	177.731	52.150	47.850
4 ^{ème} étage	323.023	238.418	57.534	42.466	122.394	177.457	40.818	59.182
5 ^{ème} étage	229.211	207.206	52.220	47.780	88.758	133.982	39.848	60.152
6 ^{ème} étage	120.038	130.924	47.831	52.169	107.77	68.144	61.262	38.738
7 ^{ème} étage	92.00	134.846	40.556	59.444	168.265	191.957	46.71	53.29
8 ^{ème} étage	81.417	141.659	36.497	63.503	73.145	85.339	46.153	53.847
9 ^{ème} étage	39.704	39.692	50.007	49.993	66.511	66.646	49.950	50.050

➤ Analyse des résultats :

On remarque que les voiles et les portiques reprennent dans la moyenne 50% chacun de l'effort sismique. Donc les deux éléments travaillent à l'effort sismique. Alor l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

IV.6.2. Vérification de la résultante des forces sismiques : [1]

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaisons des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.7 Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V Statique (KN)	0.8V Statique (KN)	V Dynamique (KN)	Observation
Sens x-x	1565.82	1252.656	2336,929	Vérifiée
Sens y-y	1657.70	1326.160	1585,351	Vérifiée

➤ **Analyse des résultats :**

On voit que $V_{dyn} > 0.8V_{st}$.

IV.6.3. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad [1] \text{ (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement. avec : $R = 5$

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ [1] (Article 5.10)

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 Vérification des déplacements de la structure

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_K/h_K (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_K/h_K (%)
9 ^{ème} étage	2,00	10,00	9,30	0,70	306	0,22	1,90	9,50	8,90	0,60	0,196
8 ^{ème} étage	1,86	9,30	8,60	0,70	306	0,22	1,78	8,90	8,20	0,70	0,228
7 ^{ème} étage	1,72	8,60	7,80	0,80	306	0,26	1,64	8,20	7,40	0,80	0,261
6 ^{ème} étage	1,56	7,80	6,95	0,85	306	0,27	1,48	7,40	6,65	0,75	0,245
5 ^{ème} étage	1,39	6,95	6,05	0,90	306	0,29	1,33	6,65	5,85	0,80	0,261
4 ^{ème} étage	1,21	6,05	5,05	1,00	306	0,32	1,17	5,85	4,95	0,90	0,294
3 ^{ème} étage	1,01	5,05	4,05	1,00	306	0,32	0,99	4,95	4,00	0,95	0,310
2 ^{ème} étage	0,81	4,05	3,05	1,00	306	0,32	0,80	4,00	3,05	0,95	0,310
1 ^{er} étage	0,61	3,05	2,05	1,00	306	0,32	0,61	3,05	2,15	0,90	0,294
mezzanine	0,41	2,05	1,00	1,05	374	0,28	0,43	2,15	1,10	1,05	0,280
RDC	0,20	1,00	0,20	0,80	374	0,21	0,22	1,10	0,30	0,80	0,214
Sous sol	0,04	0,20	0,00	0,20	391	0,05	0,06	0,30	0,00	0,30	0,076

➤ **Analyse des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 1.05 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

IV.6.4. Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition c'est après :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}. \quad [1] \text{ (Article 5.8)}$$

δ_1 et δ_2 : Déplacements maximaux respectifs des blocs, calculés au niveau du sommet du bloc le moins élevé, incluant les composantes dues à la tension et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

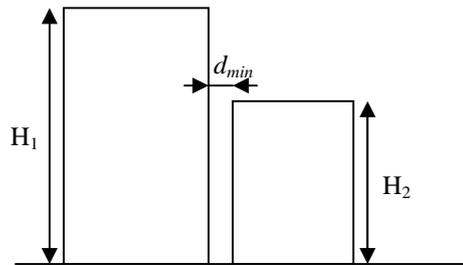


Figure IV.6 Joint sismique.

Le bloc faisant l'objet de notre étude il n'est pas de bloc adjacent donc il y a aucun utilité de vérifier la largeur des joints sismiques.

IV.6.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [1]

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :} \quad [1] \text{ (Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad [1] \text{ (Article 5.9)}$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ». $v_k = \sum_{i=1}^n f_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- ✓ Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- ✓ Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9 Vérification a L'effet P- Δ .

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
9 ^{ème} étage	306	1150,70	0,70	57,866	0.045	0,60	94,409	0.023
8 ^{ème} étage	306	2334,82	0,70	174,549	0.030	0,70	187,529	0.028
7 ^{ème} étage	306	3518,94	0,80	364,719	0.025	0,80	413,388	0.022
6 ^{ème} étage	306	5683,62	0,85	553,726	0.028	0,75	593,802	0.023
5 ^{ème} étage	306	7848,30	0,90	793,972	0.029	0,80	851,528	0.024
4 ^{ème} étage	306	10012,98	1,00	946,775	0.041	0,90	1080,033	0.027
3 ^{ème} étage	306	12177,66	1,00	1069,533	0.037	0,95	1274,358	0.029
2 ^{ème} étage	306	14342,34	1,00	1348,718	0.034	0,95	1442,758	0.030
1 ^{er} étage	306	17588,23	1,00	1475,344	0.038	0,90	1581,586	0.032
mezzanine	374	20834,12	1,05	1665,159	0.035	1,05	1708,765	0.034
RDC	374	24692,01	0,80	1593,695	0.033	0,80	1783,842	0.029
Sous sol	391	28654,17	0,20	1755,884	0.008	0,30	1818,15	0.012

➤ *Analyse des résultats :*

On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

IV.6.6. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \Rightarrow N_d < 0.3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV.10 Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B_c (cm^2)	N_d (KN)	ν	Remarque
Sous sol	55.55	2221.277	0.293	vérifiée
RDC	55.55	2086.37	0.275	vérifiée
mezzanine	55.55	1840.20	0.243	vérifiée
1 ^{er} étage	50.50	1570.703	0.251	vérifiée
2 ^{ème} étage	50.50	1326.388	0.212	vérifiée
3 ^{ème} étage	50.50	1019.631	0.163	vérifiée
4 ^{ème} étage	45.45	859.619	0.169	vérifiée
5 ^{ème} étage	45.45	637.014	0.125	vérifiée
6 ^{ème} étage	45.45	441.242	0.087	vérifiée
7 ^{ème} étage	40.40	299.37	0.074	vérifiée
8 ^{ème} étage	40.40	173.167	0.043	vérifiée
9 ^{ème} étage	40.40	109.023	0.027	vérifiée

➤ *Analyse des résultats :*

On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.7. Conclusion :

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel sap2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure, ainsi que lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été toute a fait bonnes ; alors les sections finales sont les suivantes :

- ✓ Sous-sol ; RDC et étage mezzanine: $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$
- ✓ 1^{er} ; 2^{eme} et 3^{eme} étage : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✓ 4^{eme} ; 5^{eme} et 6^{eme} étage : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ 7^{eme} ; 8^{eme} et 9^{eme} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

Chapitre V

Etude des éléments principaux

V.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 toutes genres de sollicitations.

V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- | | | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---|-------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> ➤ $1.35G+1.5Q$ ➤ $G+Q$ ➤ $G+Q+E$ ➤ $G+Q-E$ ➤ $0.8G+E$ ➤ $0.8G-E$ | } | [1] (Article 5.2) |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---|-------------------|

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- 1) ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- 2) ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- 3) ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

Il est à noter que : Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « **Start design/check of structure** ».

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

a) Armatures longitudinales: [1] (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans 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 12 mm.
- 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 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.
- La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutres proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en comptes pour chaque barre sont données dans la figure V.I :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

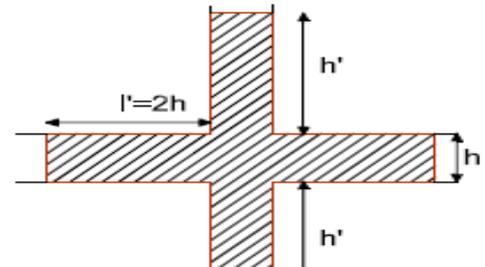


Figure .V.1 Schémas de la zone nodale [1]

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau	A_{\min} RPA (cm^2)	A_{\max} RPA (cm^2)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous sol+RDC+ étage mezzanine	55×55	24.2	121	181.50
1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	45×45	16.20	81	121.50
7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} étage	40×40	12.8	64	96

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{Avec :} \quad [1] \text{ (Article 7.4.2.2)}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_c : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; pas ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

✓ Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15cm)$

✓ Dans la zone courante : $t \leq 15 \times \phi_l$

Avec : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

Avec : λ_g est l'élancement géométrique.

La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

✓ $A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

✓ $A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$; Avec a et b , diamètre de la section droite du poteau dans la direction de

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de $10\phi_l$.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Les résultats des sollicitations maximales dans les poteaux sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.2 Sollicitations dans les poteaux.

Poteaux	$M_{\max}, N_{\text{corr}}$		$N_{\max}, M_{\text{corr}}$		$N_{\min}, M_{\text{corr}}$	
	$M_{\max} (KN.m)$	$N_{\text{corr}} (KN)$	$N_{\max} (KN)$	$M_{\text{corr}} (KN.m)$	$N_{\min} (KN)$	$M_{\text{corr}} (KN.m)$
55×55	204.129	-1082.839	790.098	2.965	-2421.277	-21.856
50×50	145.803	-387.557	129.914	5.240	-1570.703	62.604

45×45	117.830	-167.763	10.74	40.850	-859.619	47.356
40×40	82.771	-201.611	62.281	5.441	-299.370	-17.860

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

V.2.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en zone IIa, avec les résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à l’aide de logiciel **SOCOTEC** et de **SAP 2000**.

Les résultats de ferrailages des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

a) Les Armatures longitudinales:

Tableau V.3 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	M (KN.m)	N (KN)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{min} SAP (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Sous sol+RDC+ étage mezzanine	55×55	204.129	-1082.83	24.20	30.25	8T20+4T16=33.17
		2.965	790.098			
		-21.856	-2421.27			
1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	50×50	145.803	-387.557	20.00	25.00	4T20+8T16=28.65
		5.240	129.914			
		62.604	-1570.70			
4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	45×45	117.830	-167.763	16.20	20.25	8T16+4T14=22.24
		40.850	10.74			
		47.356	-859.619			
7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} étage	40×40	82.771	-201.611	12.80	16.00	4T16+8T14=20.36
		5.441	62.281			
		-17.860	-299.370			

Du tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté est celui donné par le SAP2000 car le ferrailage recommandé par le RPA 99/03 est inférieur à A_{min} de SAP2000.

b) Les armatures transversales :

Tableau V.4 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Sous sol	RDC, étage mezzanine	1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} étage	7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} étage
Section (cm)	55×55	55×55	50×50	45×45	40×40
ϕ_l^{\max} (cm)	2.0	2.0	1.6	1.6	1.6
ϕ_l^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4
l_f (cm)	273.7	261.8	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.976	4.76	4.284	4.76	5.355
V_u (KN)	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
l_r (cm)	161.927	138.103	131.585	78.862	50.394
$t_{zone\ nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	15	15	15	15	15
A^t (cm)	1.85	1.85	1.117	1.272	1.3
A^t_{\min} (cm) Zone nodale	2.75	2.75	2.475	2.2	1.05
A^t_{\min} (cm) Zone courante	5.5	5.5	4.95	4.4	2.1
$A^t_{adoptée}$ (cm)	6.1	6.1	5.4	4.71	3.02
Les barres	4T12+2T10	4T12+2T10	2T12+4T10	6T10	6T8

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.3.1. Vérifications :

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du sous sol, avec une longueur de $l_0 = 3.91m$ et un effort normal égal à : 2421.277 KN.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad [3] \text{ (Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.737m$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.158m$ (Rayon de giration).

D'où : $\lambda = \frac{2.737}{0.158} = 17.23 \Rightarrow \alpha = 0.810$

$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = 2809cm^2$ (Section réduite).

Donc :

$$N_u = 0.810 \times \left(\frac{0.2809 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 33.17 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5148.028KN$$

On a $N_{max} = 2421.277 KN < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement des différents étages sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)
Sous sol	55 × 55	3.91	2.737	0.158	17.23	0.810	33.17	2809	5148.028	2421.277
RDC	55 × 55	3.74	2.618	0.158	16.49	0.813	33.17	2809	5167.095	2421.277
étage mezzanine	55 × 55	3.74	2.618	0.158	16.49	0.813	33.17	2809	5167.095	2421.277
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	50 × 50	3.06	2.142	0.144	14.84	0.820	28.64	2304	4315.529	1570.703
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45 × 45	3.06	2.142	0.129	16.49	0.813	22.24	1849	3412.680	859.619

7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	40 × 40	3.06	2.142	0.115	18.55	0.804	20.36	1444	2719.327	299.370
--------------------------------------------------------------	---------	------	-------	-------	-------	-------	-------	------	----------	---------

Du tableau ci-dessus, on constate que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

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

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

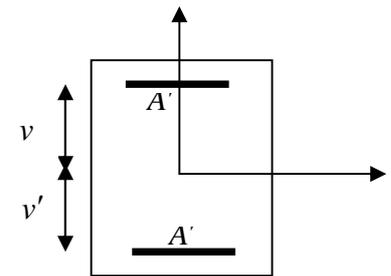


Figure V.2 Section d'un poteau

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$ et $v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$

Nous allons résumer tous les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V.6 vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Sous sol, RDC	55 × 55	49.5	33.17	30.607	24.393	9.693	1758.68	72.29	8.096	15
étage mezzanine	55 × 55	49.5	33.17	30.607	24.393	9.693	1758.68	72.29	8.096	15
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	50 × 50	45	28.64	27.932	22.068	6.674	1144.175	71.257	7.558	15
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45 × 45	40.5	22.24	25.045	19.955	4.345	626.701	101.600	8.951	15
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	40 × 40	36	20.36	22.564	17.436	2.789	218.789	60.009	6.222	15

Du tableau ci-dessus, on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad [1] \text{ (Article 7.4.3.2)}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Toutes les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 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)
Sous sol	55 × 55	2.737	4.976	0.04	49.5	161.927	0.594	1
RDC, étage mezzanine	55 × 55	2.618	4.76	0.04	49.5	138.103	0.507	1
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	50 × 50	2.142	4.284	0.04	45	131.585	0.584	1
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45 × 45	2.142	4.76	0.04	40.5	78.862	0.432	1
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	40 × 40	2.142	5.355	0.075	36	50.394	0.350	1.875

Du tableau ci-dessus, on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.3.2. Disposition constructive des poteaux :

➤ **Longueur de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \phi :$

$\phi = 20mm \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80cm.$

On adopte : $L_r = 85cm.$

$\phi = 16mm \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64cm.$

On adopte : $L_r = 70cm.$

$\phi = 14mm \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56cm.$

On adopte : $L_r = 60cm.$

$\phi = 12mm \rightarrow L_r > 48cm$

On adopte : $L_r > 50cm$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

On a h_e sous-sol est plus élancé donc $h_e = 391\text{cm}$

$$L' = 2 \times 55 = 110\text{cm}$$

$$h' = \max(65.16; 55; 55; 60)\text{cm} = 66\text{cm}$$

Réduction des sections
des poteaux

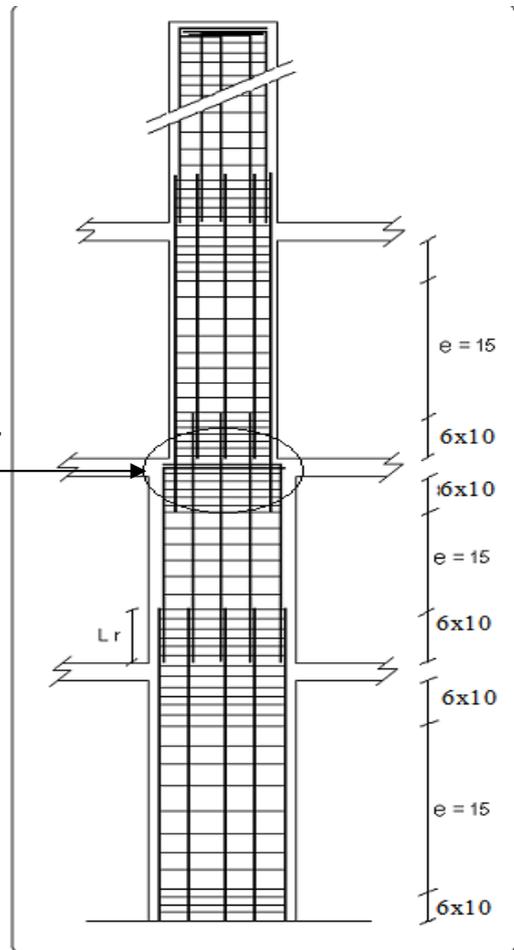


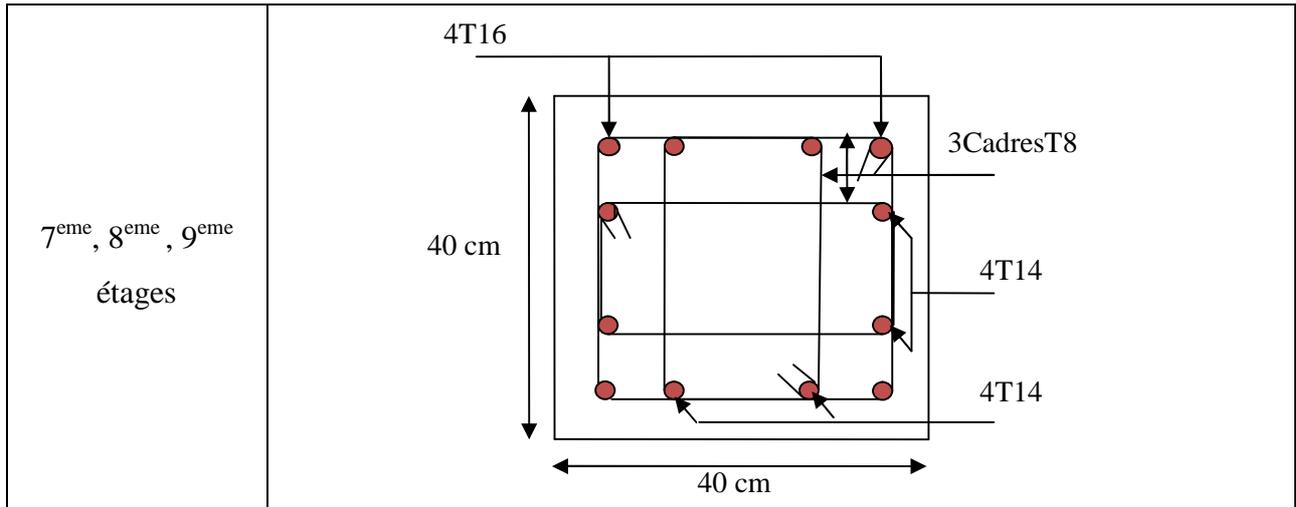
Figure .V.3 Schémas des zones nodales [1]

V.2.3.4. Le schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.8 Ferrailage des sections des poteaux

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
--------	----------------------------------

<p>Sous-sol RDC ; mezzanine</p>	
<p>1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} étage</p>	
<p>4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} étages</p>	



V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L’effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99 version 2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99 version2003* suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

[1] (Article 5.2)

V.3.1. Recommandation du RPA99 :

a) Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad [1] \text{ (Article 7. 5.1)}$$

b) Ferrailage :**➤ Les armatures longitudinales :**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone IIa.
 - avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

➤ Les armatures transversales :

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale :

$$\text{Minimum de : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right).$$

En dehors de la zone nodale : $S_i \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.
- ✓ Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :

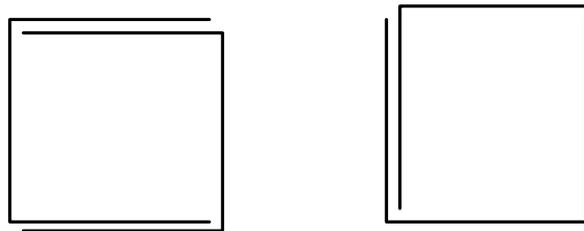


Figure V.4 2U superposés (avec alternance dans l'orientation).

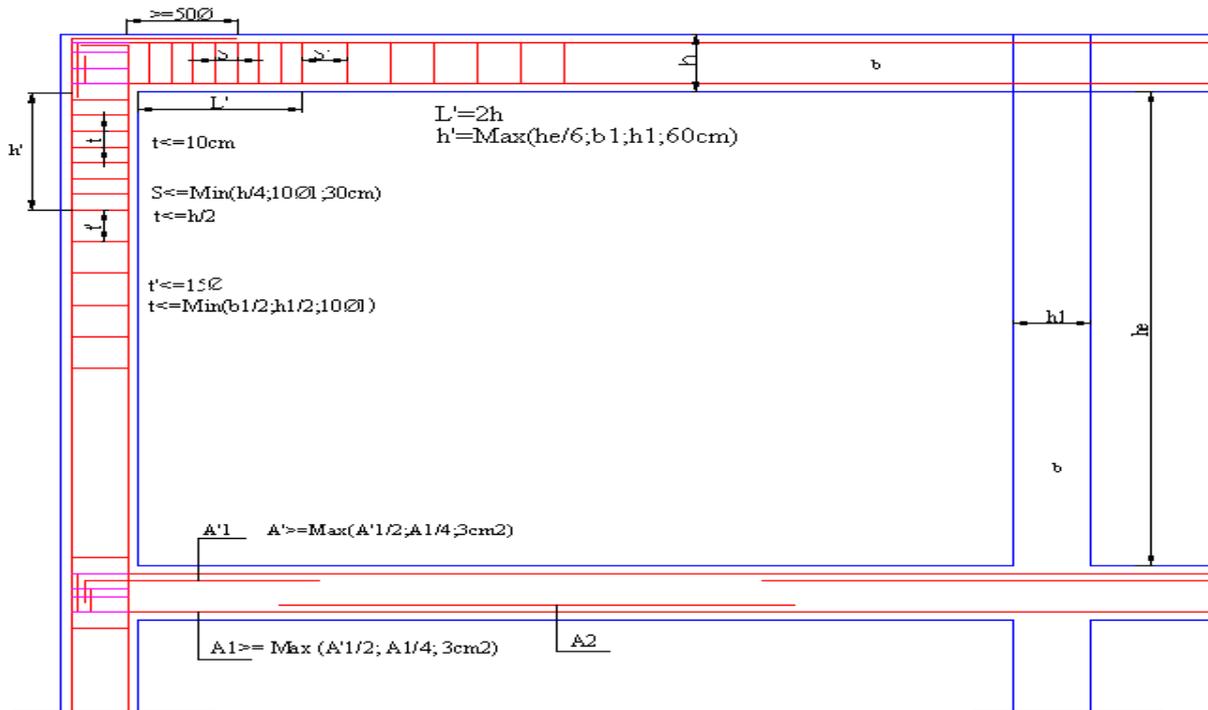


Figure. V.5 Dispositions constructives des portiques.

c) Les armatures longitudinales minimales et maximales données par le RPA :

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	30×50	7.50	60	90
Secondaire	30×40	6.00	48	72

V.3.2. Recommandation du BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.3.3. Ferrailage des poutres :

a) Les armatures longitudinales :

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le logiciel SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d’armatures du RPA99/version2003, On a pris le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau obtenu par le logiciel SAP2000.

Tableau V. 10 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Terrasse inaccessible	Principales	30×50	Appuis	4.18	7.50	3T12+3T14 = 8.01
			travées	3.06		3T12+3T14 = 8.01
	Secondaires	30×40	Appuis	4.52	6.00	6T12=6.79
			travées	2.35		6T12=6.79
Terrasse accessible	Principales	30×50	Appuis	6.08	7.50	3T12+3T14 = 8.01
			travées	4.84		3T12+3T14 = 8.01
	Secondaires	30×40	Appuis	4.86	6.00	6T12=6.79
			travées	2.40		6T12=6.79
Etage courant	Principales	30×50	Appuis	9.92	7.50	3T16+3T14 = 10.65
			travées	7.27		3T12+3T14 = 8.01
	Secondaires	30×40	Appuis	6.04	6.00	3T12+3T14 = 8.01
			travées	2.66		6T12=6.79
Etage commercial	Principales	30×50	Appuis	10.00	7.50	3T20+3T14 = 12.50
			travées	8.39		3T16+3T14 = 10.65

	Secondaires	30×40	Appuis	7.07	6.00	3T12+3T14 = 8.01
			travées	4.53		6T12=6.79

➤ **Longueur de recouvrement**

Soit l_r la longueur de recouvrement telle que : $l_r > 40\phi_l$

$$\begin{cases} \phi_l = 16mm \rightarrow l_r > 64cm \\ \phi_l = 14mm \rightarrow l_r > 56cm \end{cases} \rightarrow \text{Soit : } l_r = 70cm$$

b) Les armatures transversales :

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales

$$\text{Telle que : } \phi_t \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \quad [2] \text{ (Article H.III.3)}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(14; \frac{500}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(14; 14.28; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(14; \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(14; 11.42; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm$

On prend $3T10=2.36cm^2$ (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon

[1] (Article 7. 5.2.2)

$$\checkmark \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l\min}\right)$$

- Poutres principales : $S_t = \min(12.50; 14.4) \rightarrow$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$
- Poutres secondaires : $S_t = \min(10; 14.4) \rightarrow$ Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

$$\checkmark \text{ Zone courante: } S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25cm \rightarrow$ Soit : $S_t = 15cm$

- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm \rightarrow$ Soit : $S_t = 15cm$

➤ **Section minimal d'armatures transversales :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 0.15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$A_t = 2.36cm^2 > A_t^{min} = 1.35cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4. Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

Poutres principales $\rightarrow 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.61cm$

Poutres secondaires $\rightarrow 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.44cm$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes tangentielles :**

✓ Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

✓ Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 MPa) = 3.25 MPa$

Tableau V.11 Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	233.017	2.157	Vérifiée
Poutres secondaires	182.778	1.353	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l Appui (cm^2)	V_u (KN)	M_a ($KN.m$)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm^2)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm)	Observation
principales	12.50	233.01	202.32	6.69	-7.66	Vérifiée
secondaires	8.01	182.77	114.91	5.25	-4.94	Vérifiée

On a pris M_a le plus défavorable pour toutes les poutres (principales et secondaires)

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \leq 0 \Rightarrow \text{aucune vérification pour les armatures longitudinales à l'effort}$$

tranchant

V.3.5. Vérification à l'ELS :

➤ **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

➤ **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

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 : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.

Poutres	Localisation	M_{ser} ($KN.m$)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appuis	106.80	16.96	148316.81	12.21	15	Vérifiée
	Travées	73.83	15.99	132975.94	8.87	15	Vérifiée
secondaires	Appuis	64.29	12.49	65218.32	12.31	15	Vérifiée
	Travées	47.80	11.73	57987.05	9.66	15	Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

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

Nous allons évaluer de la flèche selon les règles du BAEL 91(Article B.6.5) et du CBA 93.

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Vérifications des trois conditions :

Tableau V.14 Résumé des résultats.

Poutres	(1)	(2)	(3)
Principales	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Secondaires	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les trois conditions sont satisfaites, donc le calcul des flèches peu être exclu.

V.3.6. 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.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \quad [1] \text{ (Article 7.6.2)}$$

Avec :

M_w : moment résistant a gauche du nœud considéré.

M_e : moment résistant à droit du nœud considéré.

M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré.

M_s : moment résistant inferieur du nœud considéré.

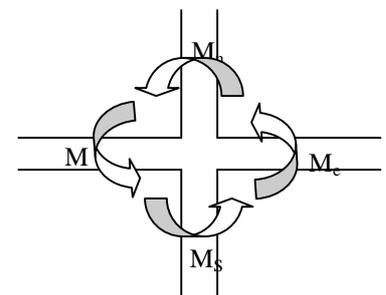


Figure V.6 Zone nodale.

Ce pendant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1) des dimensions de la section du béton.
- 2) de la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) de la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s}$ et $Z = 0.85 \times h$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux.

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
55×55	46.75	33.17	539.64
50×50	42.50	28.64	423.58
45×45	38.25	22.24	296.03
40×40	34	20.36	240.89

➤ **Détermination du moment résistant dans les poutres:**

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Section (cm ²)	plans	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Terrasse	30×50	P.P	42.50	8.01	118.46
	30×40	P.S	34.00	6.79	80.34
Etages d'habitation	30×50	P.P	42.50	10.65	157.51
	30×40	P.S	34.00	8.01	94.77
Etages commercial	30×50	P.P	42.50	12.50	184.87
	30×40	P.S	34.00	8.01	94.77

➤ **Vérification :**

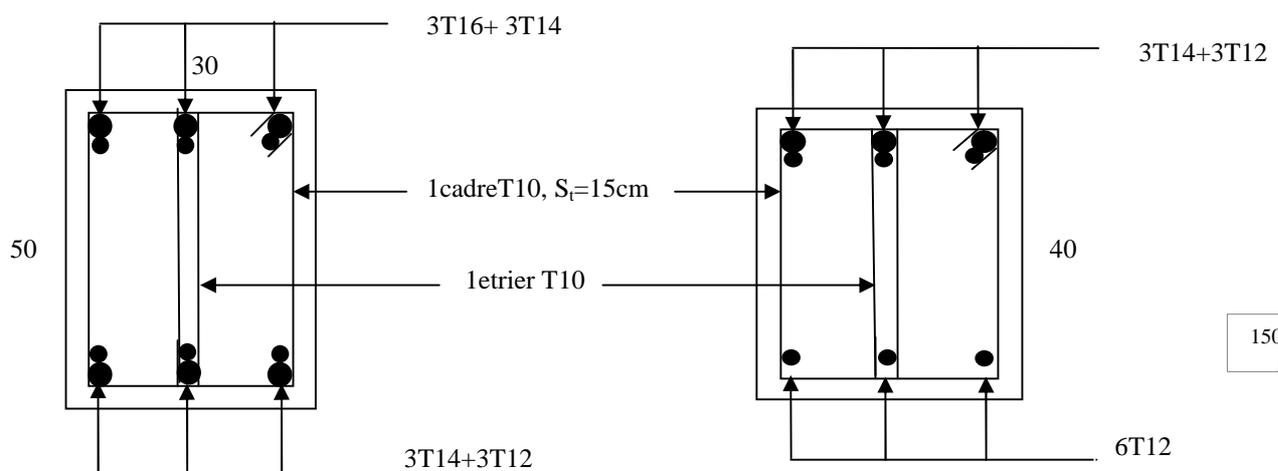
Les résultats des vérifications de la condition de RPA 99/03 (Article 7.6.2) sont donnés dans le tableau suivant :

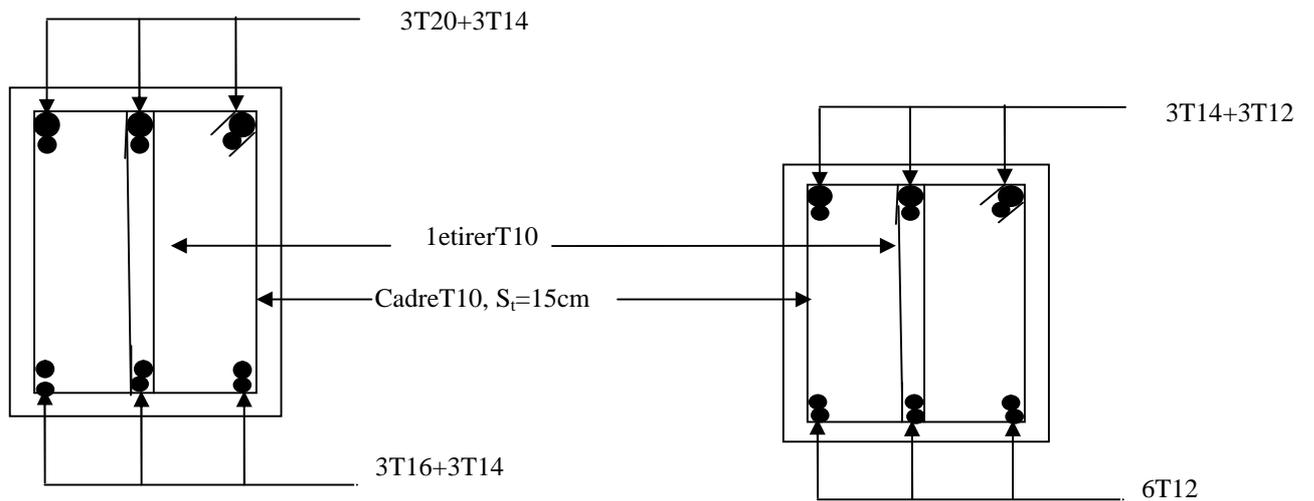
Tableau. V.17 Vérification de la zone nodale.

Niveaux	plans	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)	Vérification
Sous sol	PP	539.64	539.64	184.87	1079.28	462.175	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
RDC	PP	539.64	539.64	184.87	1079.28	462.175	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
étage mezzanine	PP	423.58	539.64	184.87	963.22	462.175	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
1 ^{er} étage	PP	423.58	423.58	157.51	847.16	393.775	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
2 ^{eme} étage	PP	423.58	423.58	157.51	847.16	393.775	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
3 ^{eme} étage	PP	296.03	423.58	157.51	719.61	393.775	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
4 ^{eme} étage	PP	296.03	296.03	157.51	592.06	393.775	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
5 ^{eme} étage	PP	296.03	296.03	157.51	592.06	393.775	Vérifiée
	PS			94.77		236.925	Vérifiée
6 ^{eme} étage	PP	240.89	296.03	157.51	536.92	393.775	vérifiée
	PS			94.77		236.925	vérifiée
7 ^{eme} étage	PP	240.89	240.89	157.51	481.78	393.775	vérifiée
	PS			94.77		236.925	vérifiée
8 ^{eme} étage	PP	240.89	240.89	157.51	481.78	393.775	vérifiée
	PS			94.77		236.925	vérifiée
9 ^{eme} étage	PP	240.89	240.889	118.80	481.78	297.00	Vérifiée
	PS			80.34		200.85	vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres ; donc selon RPA99/03 (Article 7.6.2) la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

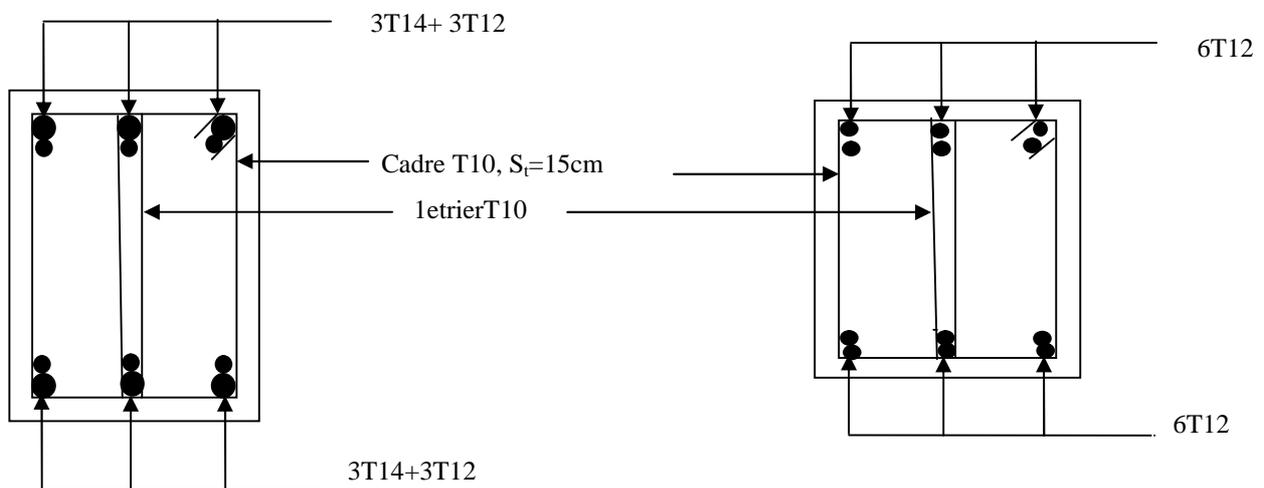
V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres :





Poutres principale étages commerciales.

Poutres secondaire étages commerciales.



Poutres principale étages terrasse.

Poutres secondaire étages terrasse.

Figure V.7 Schémas de ferrailles des poutres principales et secondaires.

V.4. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.1 Recommandation du RPA 99/03 :

a) Les armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile.

➤ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.

➤ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
 - ✓ $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - ✓ l'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.
 - ✓ les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

c) Les armatures transversales :

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m^2 .

d) Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

Espacement des barres horizontales et verticales : [1]

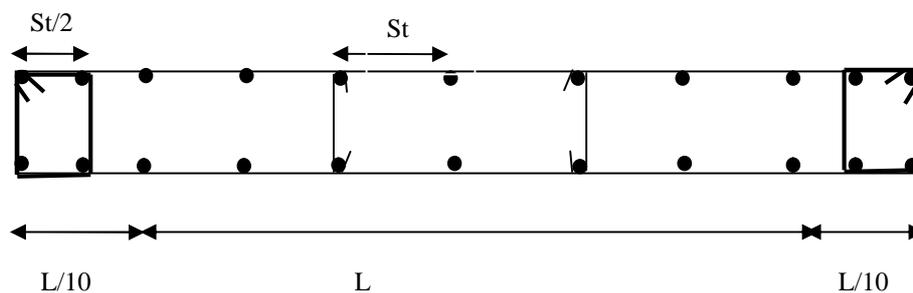


Figure .V.8 Disposition des armatures dans les voiles.

V.4.2. Disposition des voiles :

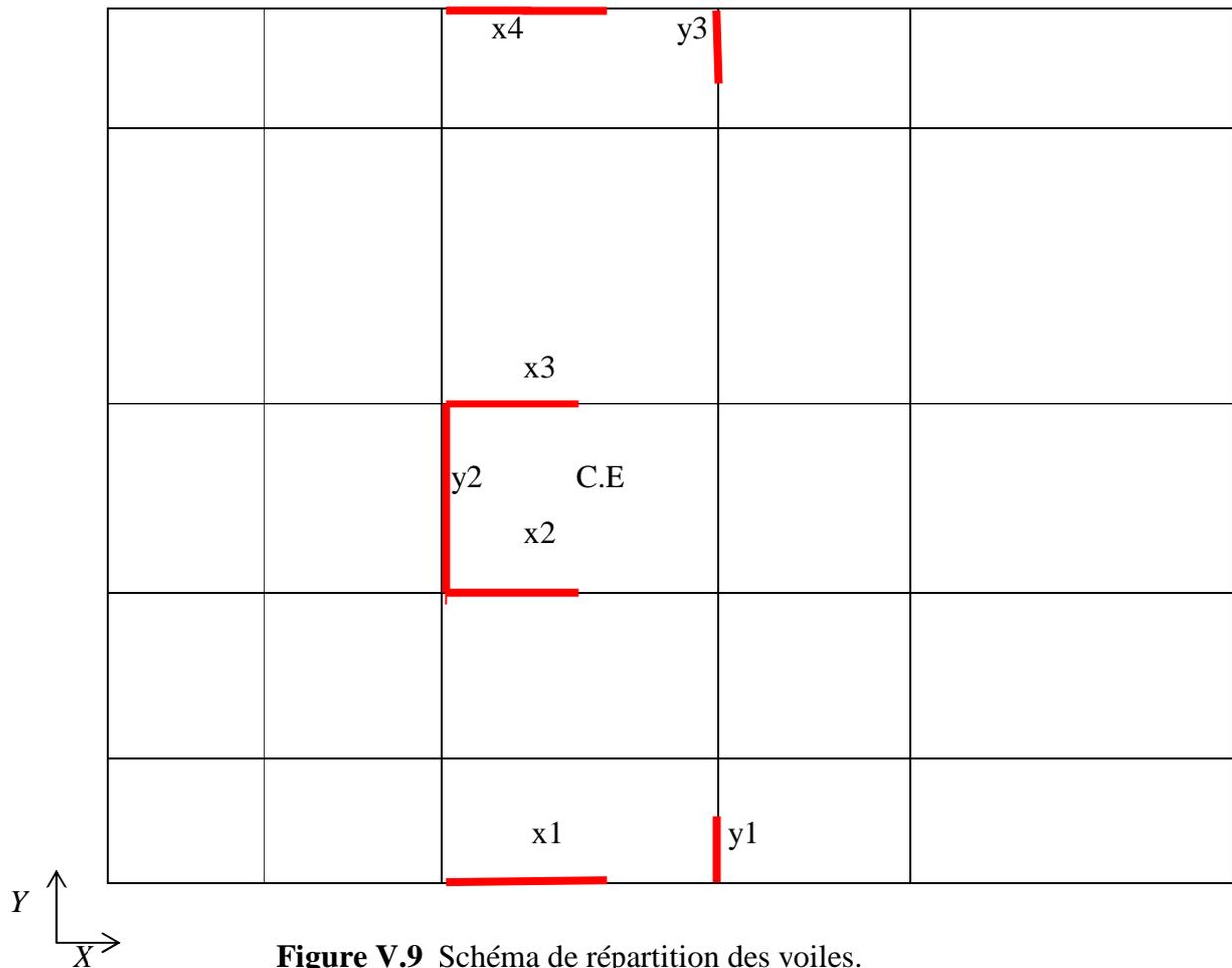


Figure V.9 Schéma de répartition des voiles.

V.4.3. Ferrailage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont : [1]

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

[1] (Article 5.2)

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

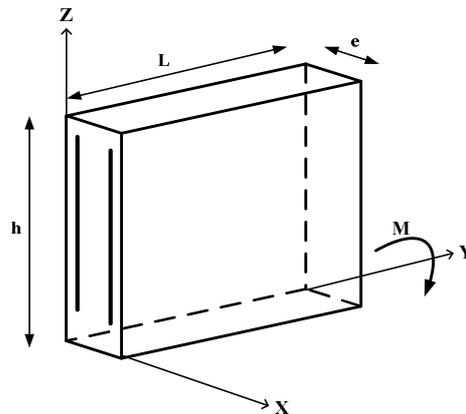


Figure V.10 Schéma d'un voile plein.

a) Les armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci-après où :

$A_v^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$$(A_{\min} = 0.15\% b \times l)$$

$A_v^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{\text{adoptée}} / \text{face}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

$A_h^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ($A_{\min} = 0.15\% b \times l$)

$A_h^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée ($A_v^{\text{adoptée}} / 4$).

$A_h^{\text{adoptée}} / \text{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

N^{bre} / ml : Nombre de barres adopté par un mètre linière.

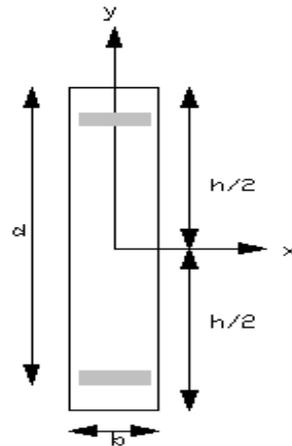


Figure V.11 Section de voile.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

➤ **Vérification au cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2 du RPA99 à Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Avec b_0 : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile.

➤ **Voiles parallèles à X-X :**

Tableau V.18 Ferrailage des voiles Vx1.

Niveau	Sous sol, RDC, mezzanine, 1 ^{er} étage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} étages
Section ($a \times L$)	25*382	20*382	15*382
M (KN.m)	243.20	74.963	33.014
N (KN)	1995.609	706.863	307.71
V (KN)	599.076	222.67	102.64
A_v^{min} /voile (cm^2)	14.325	11.46	8.595
$A_v^{calculé}$ /face (cm^2)	62.86	22.01	9.59
$A_v^{adopté}$ /face (cm^2)	63.02	25.32	11.50
N^{bre} de barres/face	12T20+8T16+6T14	8T16+6T14	6T14+2T12
S_t (cm)	12	15	20
A_h^{min} /ml (cm^2)	3.75	3	2.25

$A_h^{calculé}/ml (cm^2)$	15.75	6.33	2.87
$A_h^{adoté}/face (cm^2/ml)$	15.80	7.85	3.14
$N^{bre} \text{ de barres}/face/ml$	15T10+8T8	10T10	4T10
$S_t (cm)$	15	20	20

Tableau V.19 Ferrailage des voiles Vx2.

Niveau	Sous sol,RDC, mezzanine,1 ^{er} étage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} étages
Section (a*L)	25*190	20*190	15*190
M (KN.m)	78.90	69.84	77.43
N (KN)	1626.00	679.78	255.04
V (KN)	597.012	257.90	99.36
$A_v^{min}/voile (cm^2)$	7.125	5.70	4.275
$A_v^{calculé}/face (cm^2)$	50.32	22.71	3.09
$A_v^{adoté}/face (cm^2)$	51.53	24.38	9.05
$N^{bre} \text{ de barres}/face$	10T20+10T16	6T16+8T14	8T12
$S_t (cm)$	12	15	20
$A_h^{min}/ml (cm^2)$	3.75	3	2.25
$A_h^{calculé}/ml (cm^2)$	12.88	6.09	2.26
$A_h^{adoté}/face (cm^2/ml)$	14.14	7.85	3.14
$N^{bre} \text{ de barres}/face/ml$	18T10	10T10	4T10
$S_t (cm)$	15	20	20

Tableau V.20 Ferrailage des voiles Vx3.

Niveau	Sous sol,RDC, mezzanine,1 ^{er} étage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} étages
Section (a*L)	25*190	20*190	15*190
M (KN.m)	82.82	72.24	77.48
N (KN)	1625.33	694.25	275.00
V (KN)	589.76	256.69	105.39
$A_v^{min}/voile (cm^2)$	7.125	5.70	4.275
$A_v^{calculé}/face (cm^2)$	50.48	23.23	11.42
$A_v^{adoté}/face (cm^2)$	51.53	24.38	11.50
$N^{bre} \text{ de barres}/face$	10T20+10T16	6T16+8T14	6T14+2T12
$S_t (cm)$	12	15	20
$A_h^{min}/ml (cm^2)$	3.75	3	2.25
$A_h^{calculé}/ml (cm^2)$	12.88	6.09	2.87

$A_h^{doté}/\text{face (cm}^2/\text{ml)}$	14.14	7.85	3.14
N^{bre} de barres/face/ml	18T10	10T10	4T10
S_t (cm)	15	20	20

Tableau V.21 Ferrailage des voiles Vx4.

Niveau	Sous sol,RDC, mezzanine,1 ^{er} étage	2 ^{eme} , 3 ^{ème} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} , 7 ^{ème} , 8 ^{eme} , 9 ^{ème} étages
Section (a*L)	25*382	20*382	15*382
M (KN.m)	11.91	8.91	5.68
N (KN)	866.65	337.22	125.09
V (KN)	185.58	106.10	39.27
$A_v^{min}/\text{voile (cm}^2)$	14.325	11.46	8.595
$A_v^{calculé}/\text{face (cm}^2)$	25.18	9.90	3.72
$A_v^{doté}/\text{face (cm}^2)$	26.89	12.06	9.24
N^{bre} de barres/face	6T20+4T16	6T16	6T14
S_t (cm)	12	15	20
$A_h^{min}/\text{ml (cm}^2)$	3.75	3	2.25
$A_h^{calculé}/\text{ml (cm}^2)$	6.72	3.01	2.31
$A_h^{doté}/\text{face (cm}^2/\text{ml)}$	7.85	3.14	3.14
N^{bre} de barres/face/ml	10T10	4T10	4T10
S_t (cm)	15	20	20

➤ Voiles parallèles à Y-Y :

Tableau V.22 Ferrailage des voiles Vy1.

Niveau	Sous sol,RDC, mezzanine,1 ^{er} étage	2 ^{eme} , 3 ^{ème} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} , 7 ^{ème} , 8 ^{eme} , 9 ^{ème} étages
Section (a*L)	25*130	20*130	15*130
M (KN.m)	53.41	52.89	43.82
N (KN)	742.54	379.85	171.82
V (KN)	404.25	191.56	96.66
$A_v^{min}/\text{voile (cm}^2)$	4.875	3.90	2.925
$A_v^{calculé}/\text{face (cm}^2)$	24.90	14.43	14.69
$A_v^{doté}/\text{face (cm}^2)$	25.32	15.39	15.39
N^{bre} de barres/face	8T16+6T14	10T14	10T14
S_t (cm)	12	15	20
$A_h^{min}/\text{ml (cm}^2)$	3.75	3	2.25
$A_h^{calculé}/\text{ml (cm}^2)$	6.33	3.85	3.85

$A_h^{adoté}/face (cm^2/ml)$	7.85	4.71	4.71
$N^{bre} de barres/face/ml$	10T10	6T10	6T10
$S_t (cm)$	15	20	20

Tableau V.23 Ferrailage des voiles Vy2.

Niveau	Sous sol,RDC, mezzanine,1 ^{er} étage	2 ^{eme} , 3 ^{ème} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} , 7 ^{ème} , 8 ^{eme} , 9 ^{ème} étages
Section (a*L)	25*400	20*400	15*400
M (KN.m)	15.77	13.67	15.40
N (KN)	1170.07	501.67	185.86
V (KN)	304.75	190.32	81.84
$A_v^{min}/voile (cm^2)$	15.00	12.00	9.00
$A_v^{calculé}/face (cm^2)$	33.98	14.71	5.68
$A_v^{adoté}/face (cm^2)$	34.93	15.39	9.24
$N^{bre} de barres/face$	6T20+8T16	10T14	6T14
$S_t (cm)$	12	15	20
$A_h^{min}/ml (cm^2)$	3.75	3	2.25
$A_h^{calculé}/ml (cm^2)$	8.73	3.85	2.31
$A_h^{adoté}/face (cm^2/ml)$	9.42	4.71	3.14
$N^{bre} de barres/face/ml$	12T10	6T10	4T10
$S_t (cm)$	15	20	20

Tableau V.24 Ferrailage des voiles Vy3.

Niveau	Sous sol,RDC, mezzanine,1 ^{er} étage	2 ^{eme} , 3 ^{ème} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} , 7 ^{ème} , 8 ^{eme} , 9 ^{ème} étages
Section (a*L)	25*160	20*160	15*160
M (KN.m)	57.27	48.25	26.34
N (KN)	894.63	463.71	159.69
V (KN)	331.60	186.56	76.81
$A_v^{min}/voile (cm^2)$	6.00	4.80	3.60
$A_v^{calculé}/face (cm^2)$	28.81	15.93	6.01
$A_v^{adoté}/face (cm^2)$	30.91	16.08	6.79
$N^{bre} de barres/face$	6T20+6T16	8T16	6T12
$S_t (cm)$	12	15	20
$A_h^{min}/ml (cm^2)$	3.75	3	2.25
$A_h^{calculé}/ml (cm^2)$	7.73	4.02	1.70
$A_h^{adoté}/face (cm^2/ml)$	7.85	4.71	3.14

N^{bre} de barres/face/ml	10T10	6T10	4T10
S_t (cm)	15	20	20

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

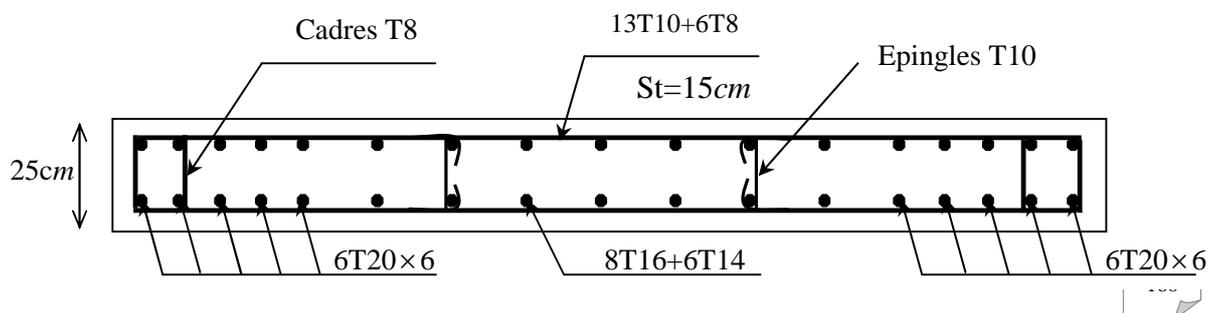
Les résultats de la vérification sont récapitulés dans le tableau suivant :

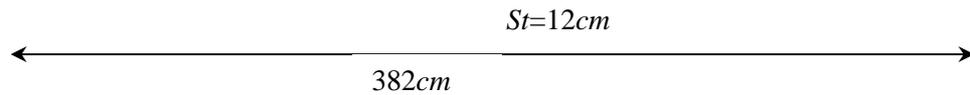
Tableau V. 25 Vérification à l'effort tranchant.

Voiles		Sous sol,RDC, mezzanine,1 ^{er} étage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} étages
Vx1	V (KN)	599.076	222.67	102.64
	τ (MPa)	0.69	0.32	0.20
Vx2	V (KN)	597.012	257.90	99.36
	τ (MPa)	1.39	0.75	0.38
Vx3	V (KN)	589.76	256.69	105.39
	τ (MPa)	1.38	0.75	0.41
Vx4	V (KN)	185.58	106.10	39.27
	τ (MPa)	0.21	0.15	0.07
Vy1	V (KN)	404.25	191.56	96.66
	τ (MPa)	1.38	0.81	0.55
Vy2	V (KN)	304.75	190.32	81.84
	τ (MPa)	0.33	0.26	0.15
Vy3	V (KN)	331.60	186.56	76.81
	τ (MPa)	0.92	0.64	0.35

On voit bien que toutes les contraintes tangentielles sont vérifiées.

V.4.4. Schéma de ferrailage du voile :





V.5 Conclusion:

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique avant et après l'achèvement de la structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requise par le règlement en vigueur.

L'idée de s'intéresser au ferrailage transversal, il est donc indispensable d'envisager la mise en place d'armatures longitudinales plus importantes dans la zone nodale qui répondra une partie de l'effort tranchant.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes [1]:

$$\text{➤ } G + Q \pm E$$

$$\text{➤ } 0.8 \times G \pm E$$

VI.2.2. Capacité portante du sol :

Le terrain étudié est constitué d'un remblai reposant sur une couche de limon marneux schisteux friable qui repose sur une troisième couche de schiste friable marneux avec passage de gravier couleur beige

La contrainte admissible du sol à prendre en considération dans les calculs d'après le rapport de sol « Sarl AUTOVAL » est de 1.30 bar.

VI.2.3. Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon le logiciel SAP2000.

S : Surface d'appui de la semelle.

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

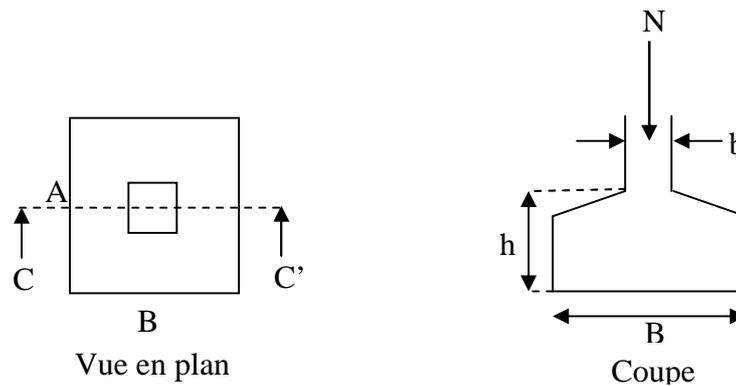


Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : 2421.277 KN. (selon le résultat de logiciel SAP2000)

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(*)$$

On a une semelle et un poteau carrés $A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2.41277}{0.13}} = 4.315m$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car il existe des distances entre axes des poteaux dans les deux sens inférieur à 4.315m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.2.4. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de quatre poteaux (le portique le plus sollicité).

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

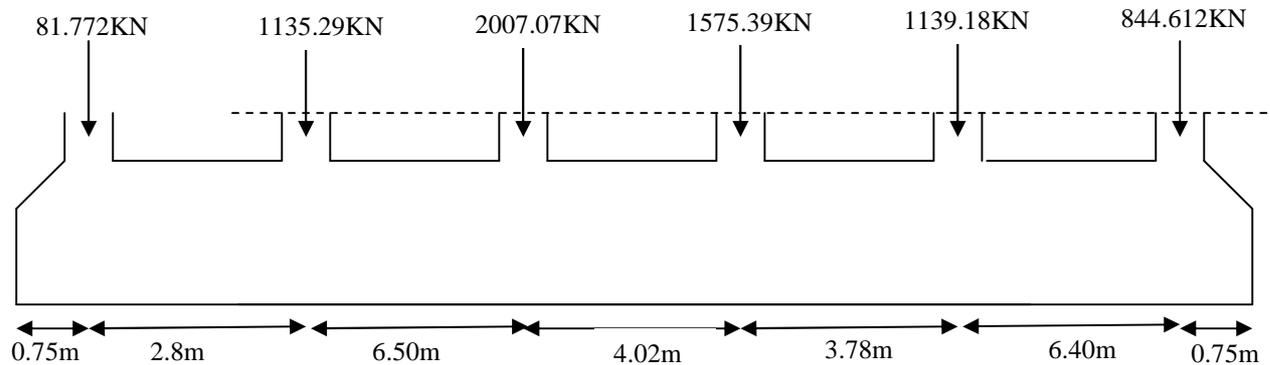


Figure VI.2 Semelle filante sous portique N° 1.

Portique N°1 (le plus sollicité) :

$$N = \sum N_i + N_{\text{semelle p1}} = 6783.333 + (25 \times 0.7 \times 25 \times 1) = 7220.83 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} = \frac{7220.833}{130 \times 25.00} = 2.221 \text{ m}.$$

Vu la distance existante entre axes de deux portiques, on constate qu'il va y avoir chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

VI.2.5. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VII.2.5.1. Pré dimensionnement :

- **La condition de coffrage :**

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

h_t : La hauteur de la nervure.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$L_{\max} = 6.50m \Rightarrow h_t = 65cm$ On prend $h_t = 70cm$.

$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$ pour le radier.

$h_r \geq 32.5cm$ Donc on opte pour un radier de 40cm

$h_r = 40cm$.

▪ **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

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 $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN / m}^2$.

b : Largeur de l'élément considéré par ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 0.478m$.

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 0.70m$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.40m$ Pour le radier.

▪ **La surface du radier :**

$N_s = 36656.537 \text{ KN}$ (poids total transmis par la superstructure y compris le poids des voiles Périphériques). (ELS)

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{36656.537}{130} = 281.973m^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bât} = 431.05m^2$.

$$S_{rad} = S_{bât} + D \times P$$

Avec :

D : Débord et P est le périmètre de la structure.

Puisque le radier ne comporte pas de débord ($D = 0$), donc on adopte :

$$S_{rad} = S_{bât} = 431.05m^2.$$

VI.2.5.2. Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

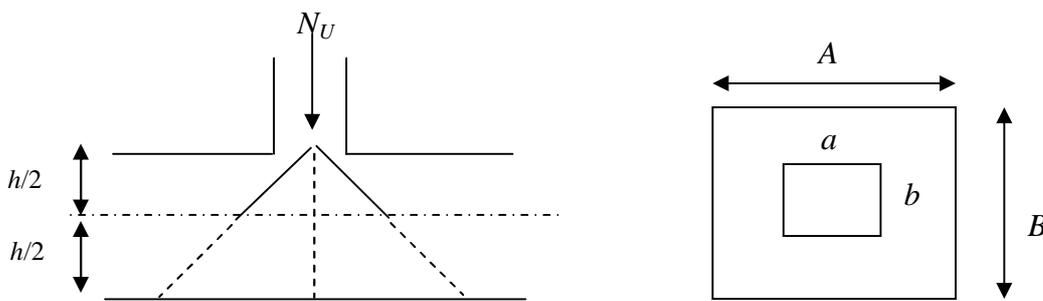


Figure VI.3 Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.

On doit vérifier : $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ [3] (Article A.5.2.4.2)

Q_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

U_c : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h_t : L'épaisseur totale de radier

$$U_c = 2 \times (a + b + 2h_t) = 2 \times (0.55 + 0.55 + 2 \times 0.70) \Rightarrow U_c = 5.00m$$

Nous avons : $Q_u = 2421.277KN \leq 3423.913KN$. c'est vérifié

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa.$$

On considère une bande de 1m de largeur, et de 6.5m de longueur, $d = 0.9 \times h_r = 0.36m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times s} \times b = \frac{59571.063 \times 6.50}{2 \times 431.05} \times 1 = 449.150KN$$

$$\tau_u = \frac{449.15}{1 \times 0.36} = 1.247 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{430.46}{1 \times 0.58} = 0.74 MPa \leq 2.5 MPa.$$

c) Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. [4] (Article 3.541(a))

La formule suivante doit être vérifiée : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$.

A partir du logiciel **Socotec** on a : $I_{xx} = 12293.90 m^4$, $I_{yy} = 19501.06 m^4$ et $X_g = 11.65 m$, $Y_g = 9.25 m$.

➤ **Dans le sens x-x :**

$N = 36783.713 KN$ et $M_x = 50204.815 KN.m$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times X_g = \frac{36783.713}{431.05} + \frac{50204.815}{12293.90} \times 11.65 = 0.132 MPa.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times X_g = \frac{36783.713}{431.05} - \frac{50204.815}{12293.90} \times 11.65 = 0.037 MPa.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.108 MPa < \sigma_{sol} = 0.130 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens y-y :**

$N = 36931.789 KN$ et $M_y = 37758.672 KN.m$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_g = 0.103 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times Y_g = 0.067 MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.094 < \sigma_{sol} = 0.130 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ [1] (Article 10.1.5)

➤ **Dans le sens x-x :**

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{50204.815}{36783.713} = 1.364 m < \frac{B}{4} = \frac{23.30}{4} = 5.825 m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{M_y}{N} = \frac{37758.672}{36931.789} = 1.022m < \frac{B}{4} = \frac{18.50}{4} = 4.625m \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification vis-à-vis de la poussée hydrostatique :

Il faut assurée que $N \geq F_s \times h \times S_{rad} \times \gamma_w$

γ_w : le poids volumique ($\gamma_w = 10KN / m^2$)

F_s : Coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$)

h : La hauteur d'ancrage du radier ($h = 0.85m$)

S_{rad} : La surface totale du radier ($(S_{rad} = 431.05m^2)$)

$$N \geq 1.50 \times 0.85 \times 431.05 \times 10 = 5495.88KN \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

VI.3. Ferrailage

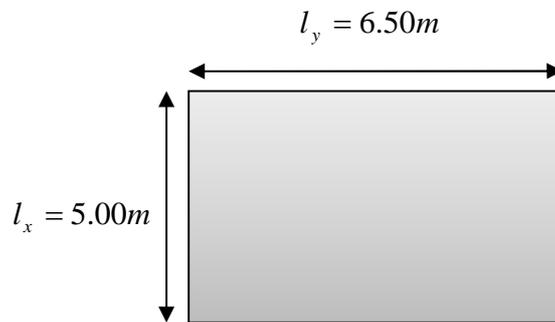
VI.3.1. La dalle du radier :

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 de dimension $l_x = 5.00m$ et

$$l_y = 6.50m$$

Soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0.40 = 10KN / m^2$$



1. Calcul des sollicitations :

Figure VI.4 Dalle sur quatre appuis.

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0 = \frac{59571.06}{431.05} + 1.35 \times 10 = 151.67KN / m^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 = \frac{36656.53}{431.05} + 10 = 95.04KN / m^2.$$

N_u : Effort normale ultime.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.77 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\nu = 0$$

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases} \quad \text{Annexe n°2}$$

a) Calcul à l'ELU :

$$\text{Sens x-x'} : M^X_0 = u_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M^X_0 = 225.98 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M^Y_0 = u_y \times M^X_0 \Rightarrow M^Y_0 = 122.93 \text{KN.m}$$

➤ **En travée :**

$$\text{Sens x-x'} : M^X_t = 0.75 \times M^X_0 = 169.48 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M^Y_t = 0.85 \times M^Y_0 = 104.49 \text{KN.m}$$

➤ **En appui :**

$$M^X_a = M^Y_a = -0.5 \times M^X_0 = -113 \text{KN.m}$$

b) Calcul à l'ELS :

$$\nu = 0.2$$

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases} \quad \text{Annexe n°2}$$

$$\text{Sens x-x'} : M^X_0 = u_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M^X_0 = 157.05 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M^Y_0 = u_y \times M^X_0 \Rightarrow M^Y_0 = 105.38 \text{KN.m}$$

➤ **En travée :**

$$\text{Sens x-x'} : M^X_t = 0.75 \times M^X_0 = 117.78 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M^Y_t = 0.85 \times M^Y_0 = 89.57 \text{KN.m}$$

➤ **En appui :**

$$M^X_a = M^Y_a = 0.5 \times M^X_0 = 78.52 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.4 \text{ m}^2$.

2. Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_r = e = 40cm$$

$$b = 100cm$$

$$\rho = 0.77$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = 3.568cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 3.20cm^2 / ml \end{array} \right.$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 3.20cm^2 > 0.89cm^2$ Condition vérifiée.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.1 Résumé des résultats.

Sens	Moments	M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	169.48	13.89	3.568	5T20=15.71	15
	Appui	113.00	9.11	3.20	6T14=9.24	15
Sens y-y	Travée	104.49	9.06	3.20	6T14=9.24	15
	Appui	113.00	9.82	3.20	5T16=10.05	15

b) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 273.77 KN.$$

$$\tau_u = \frac{273.77}{1 \times 0.36} = 0.7604MPa < 1.25MPa \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{3} = 252.78KN.$$

$$\tau_u = \frac{252.78}{1 \times 0.36} = 0.7021MPa < 1.25MPa \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification à l'ELS:

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta) = 201.6MPa.$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2 Vérification des contraintes

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	117.78	6.68	231.59	15	201.6
	M_a	78.52	5.45	256.72	15	201.6
y-y	M_t	89.57	6.22	292.85	15	201.6
	M_a	78.52	5.27	236.79	15	201.6

Remarque:

On remarque que la contrainte de l'aciers sont pas vérifier dans les deux sens (x-x) et (y-y) , donc on doit augmenter la section des aciers et l'épaisseur de radier.

Donc on adopte a une épaisseur $b = 50 \text{ cm}$ et les sections d'aciers suivantes :

Tableau VI.3 Ferrailage du panneau du radier.

	Sens x-x		Sens y-y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
A_{adop} (cm ² /ml)	6T20=18.85	6T16=12.06	6T16=12.06	7T16=14.07
S_t (cm)	12	12	12	12

Tableau VI.4 Vérification des contraintes.

	Sens x-x		Sens y-y	
	Travée	appui	Travée	Appui
σ_{bc} (MPa)	4.34	3.42	3.91	3.23
σ_s (MPa)	154.13	157.65	179.84	135.93

Donc les contraintes sont vérifiées.

VI.3.2. Schéma de ferrailage :

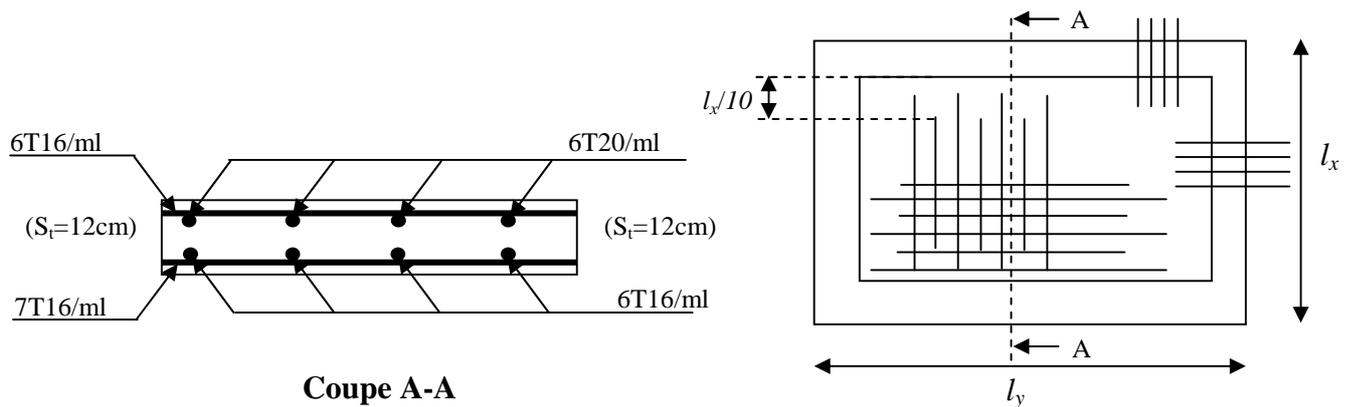


Figure VI.5 Schéma de ferrailage du radier.

VI.3.3. Calcul des nervures:

VI.3.3.1. Définition :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI. 3.3.2. Les sollicitations sur les 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.

On a $\rho = 0.77$ d'où 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 la 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 la charge trapézoïdale.

$q_u = 151.67 \text{ KN} / \text{m}^2$

$q_s = 95.04 \text{ KN} / \text{m}^2$

➤ Calcul des sollicitations :

[2] (Article III.5.2)

• 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 :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$$

Travée de rive.

Travée intermediaire

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

• Moments en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Sens transversal (y-y) :

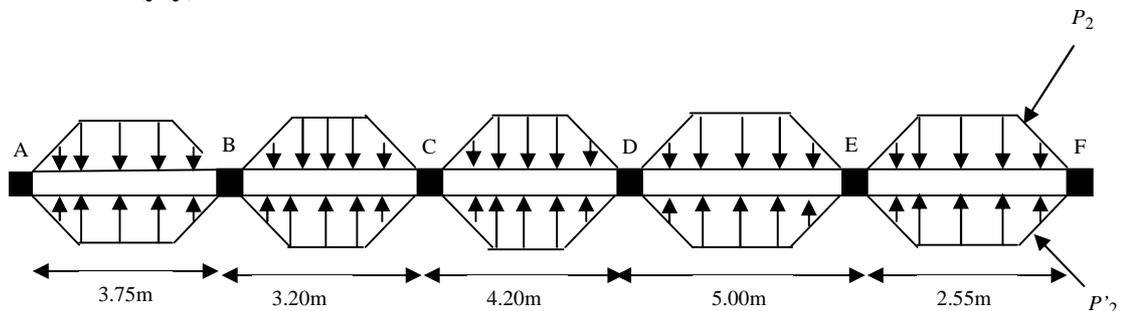


Figure VI.6 Sollicitations sur les nervures transversales.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU).

Travée	L (m)	L' (m)	P_u (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t^{\max} (KN.m)
				M_g (KN.m)	M_d (KN.m)		
A-B	3.75	3.75	228.17	60.16	285.24	2.27	451.18
B-C	3.20	2.56	194.71	285.24	257.56	1.54	465.78
C-D	4.20	3.36	255.56	257.56	466.19	2.42	704.43
D-E	5.00	4.00	304.23	466.19	395.93	2.40	905.67
E-F	2.55	2.55	155.16	395.93	18.91	0.29	402.75

Tableau VI.6 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS).

Travée	L (m)	L' (m)	P_s (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t^{\max} (KN.m)
				M_g (KN.m)	M_d (KN.m)		
A-B	3.75	3.75	142.98	37.70	178.74	2.27	282.72
B-C	3.20	2.56	122.01	178.74	161.39	1.54	291.87
C-D	4.20	3.36	160.14	161.39	292.12	2.42	441.41
D-E	5.00	4.00	190.64	292.12	248.10	2.40	567.51
E-F	2.55	2.55	97.22	248.10	11.85	0.29	252.37

Sens longitudinal (x-x) :

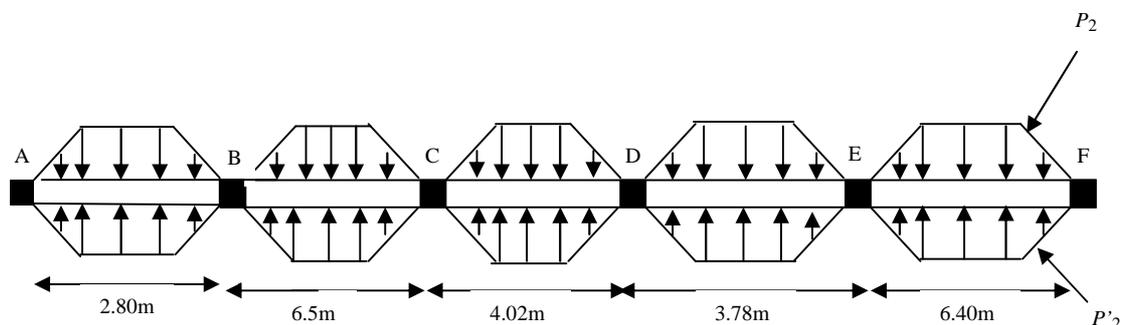


Figure VI.7 Sollicitations sur les nervures longitudinales.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.7 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELU).

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t ^{max} (KN.m)
				M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		
A-B	2.80	2.80	141.55	22.29	725.18	3.05	730.11
B-C	6.50	5.20	328.61	725.18	740.39	3.23	1533.71
C-D	4.02	3.21	203.23	740.39	226.33	1.16	843.64
D-E	3.78	3.02	191.10	226.33	938.58	3.13	970.38
E-F	6.40	6.40	323.56	938.58	116.48	2.35	1358.47

Tableau VI.8 Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal (ELS).

Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t ^{max} (KN.m)
				M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		
A-B	2.80	2.80	88.70	13.97	454.42	3.05	457.51
B-C	6.50	5.20	205.92	454.42	463.96	3.23	961.07
C-D	4.02	3.21	127.35	463.96	141.82	1.16	528.65
D-E	3.78	3.02	119.75	141.82	704.98	3.13	704.81
E-F	6.40	6.40	202.75	704.98	72.99	2.35	925.19

Les sollicitations maximales sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.9 Sollicitations maximales.

	ELU		ELS	
	M _a ^{max} (KNm)	M _t ^{max} (KNm)	M _a ^{max} (KNm)	M _t ^{max} (KNm)
Sens x-x	938.58	1533.71	704.98	961.07
Sens y-y	466.19	905.67	292.12	567.51

VI.3.4. Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en Té en flexion simple.

On a augmenté la valeur de h_0 de 0.40 à 0.50m alors on doit augmenter la valeur de h .

On prend :

$$h=0.90m$$

$$h_0=0.50m$$

$$b_0=0.75m$$

$$d = 0.9 \times h = 0.81m \Rightarrow d = 0.85m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.00}{10}; \frac{6.50}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.50; 3.25)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.30m$$

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.35m$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

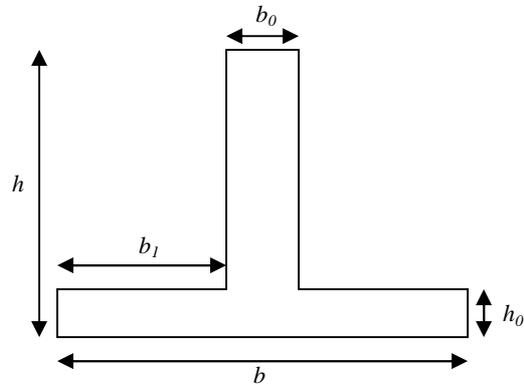


Figure VI.8 Section à ferrailer.

Tableau VI.10 Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
X-X	Travée	1533.71	55.09	13.85	4T32+8T20 =57.30
	Appui	938.58	32.88	13.85	6T25+2T20 =35.73
Y-Y	Travée	905.67	31.69	13.85	6T25+2T20 =35.73
	Appui	466.19	16.03	13.85	8T16 =16.08

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

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

$$V_{max} = 718.40 \text{ KN (travée B-C sens longitudinal)}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.626 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales :**

[8] (Article 3.2.1)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(25.71; 75; 20) = 20 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 12 \text{ mm.}$$

➤ **Armatures de peaux :**

On adopte 2T12

➤ **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{t_{\min}}\right) \Rightarrow S_t = \min(27.5; 12; 20) = 12\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 10\text{cm}.$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 201.6\text{MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Localisation	$M_{ser} (KNm)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
X-X	Travée	961.07	7.77	15	251.91	201.6
	Appui	704.98	6.61	15	280.17	201.6
Y-Y	Travée	567.51	5.32	15	225.53	201.6
	Appui	292.12	2.74	15	116.09	201.6

Remarque:

On remarque que la contrainte de l'acier dans les deux sens n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la hauteur de la nervure dans ces sens

$$\text{Alors on prend : } \begin{cases} h = 110\text{cm} \\ d = 100\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} y = 29.60\text{cm} \\ I = 4815015.24\text{cm}^4 \end{cases}$$

Tableau VI.12 Vérification des contraintes après redimensionnement.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$
X-X	M_t	961.07	5.90	15	200.77	201.6
	M_a	704.98	4.33	15	154.61	201.6
Y-Y	M_t	567.51	3.48	15	124.46	201.6
Y-Y	M_a	292.12	2.74	15	116.09	201.6

On a maintenant les contraintes d'acier sont vérifiées.

VI.3.5. Schéma de ferrailage :

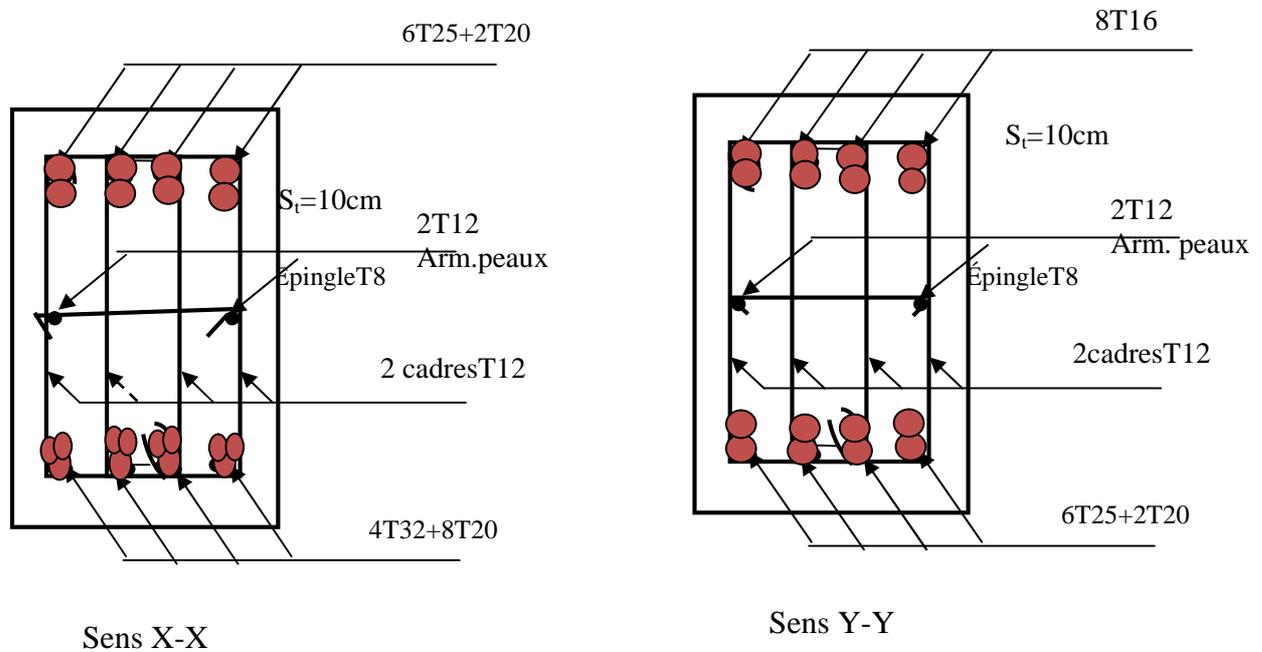


Figure VI.9 Ferrailage des nervures.

VI.4. Etude des Voiles périphériques:

VI.4.1 Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.2. Dimensionnement des voiles :

La hauteur $h = 3.91\text{ m}$

La longueur = 6.50 m

L'épaisseur $e \geq 15$ cm D'où on prend $e = 20$ cm

VI.4.3 Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique : $\gamma_h = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

La cohésion : $C = 0 \text{ KN} / \text{m}^2$

VI.4.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3.91 \times 18 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 23.46 \text{ KN} / \text{ml}$$

b) Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Q = 3.33 \text{ KN} / \text{ml}$$

VI.4.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

a) Calcul à l'ELU :

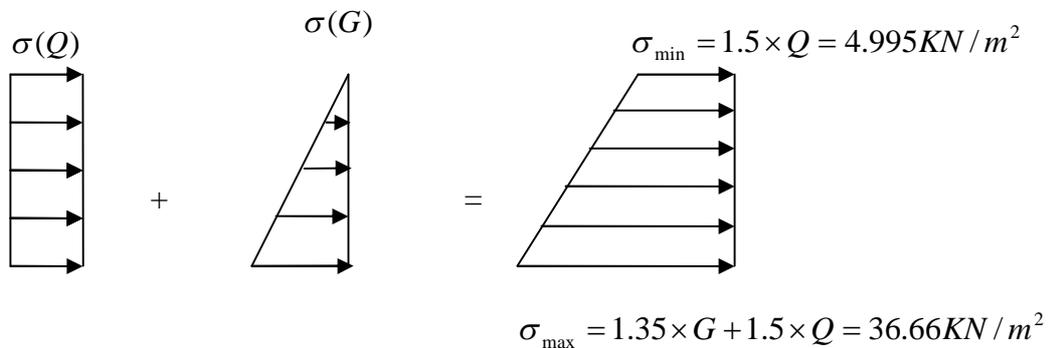


Figure VI. 10 Répartition des contraintes sur le voile.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$q_u = \sigma_{\max} \times 1ml = 36.66KN / ml$$

$$\begin{cases} L_x = 3.91m \\ L_y = 6.50m \end{cases}$$

$$\begin{cases} b = 100cm \\ h = 20cm \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.60 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\alpha = 0.60 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe.02}$$

$$M_{ox} = 46.07KN.m$$

$$M_{oy} = 13.58KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 11.54KN.m$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{ox} = 39.16KN.m$$

$$M_{ap} = 0.3 \times M_{ox} = 13.82KN.m$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h \dots\dots\dots \text{condition RPA}$$

$$A_{\min} = \frac{0.1 \times 20 \times 100}{100} = 2.00cm^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 13 Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	St (cm)
Travée	xx	2	5.07	5T12= 5.65	15
	yy	2	1.46	5T10= 3.93	15
Appui	xx-yy	2	1.75	5T10= 3.93	15

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 5MPa) = 2.5MPa$, fissuration préjudiciable.

• **Sens x-x :**

On a $V_u = \frac{q_u \times Lx}{3} = \frac{36.66 \times 3.91}{3} = 47.78 KN$

D'où $\tau_u = 0.265 \text{ MPa}$ $\langle \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

• **Sens y-y :**

$$V_u = \frac{q_u \times Ly}{2} \times \frac{2}{2 + \rho} = 91.65 \text{ KN}$$

D'où $\tau_u = 0.509 \text{ MPa}$ $\langle \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

b) Calcul à l'ELS :

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 3.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 23.46 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 26.79 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0870 \\ \mu_y = 0.4672 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Annexe.02}$$

$$M_{0x} = 35.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 16.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 30.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 14.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 10.69 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Contraintes dans le béton :**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

On trouve : $y = 4.24 \text{ cm}$; $I = 24410.65 \text{ cm}^4$; $M = 35.63 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y = 6.18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Donc la contrainte dans le béton est vérifiée.

• **Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) = 226.21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}.$$

$$I = 38652.39 \text{ cm}^4$$

$$Y = 6.14 \text{ cm}$$

$$M = 35.63 \text{ KN.m}$$

$$D = 22.5 \text{ cm}$$

Cette condition a été vérifiée après avoir augmenté l'épaisseur du voile à $e = 25 \text{ cm}$

VI.4.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique :

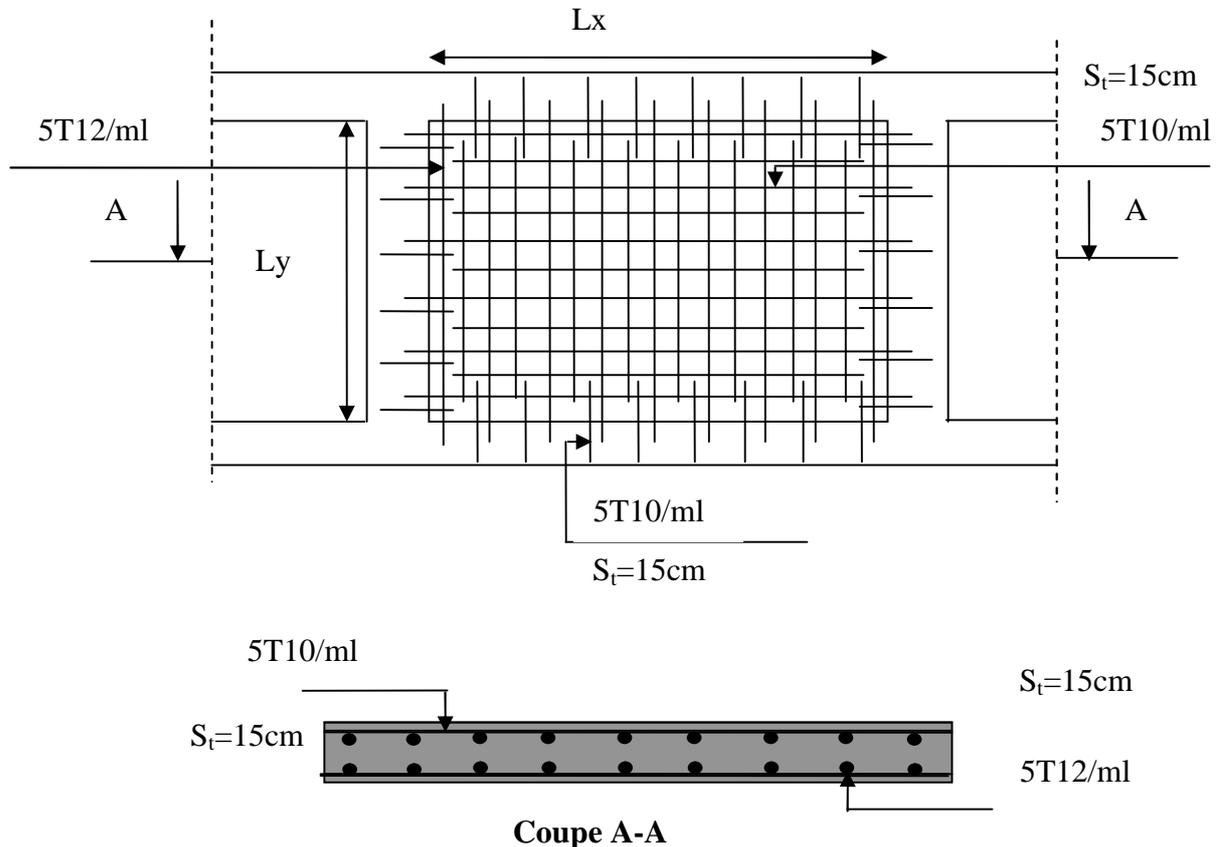


Figure VI.11 Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.5. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, en suite nous sommes passés à un calcul avec radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié tels que : RPA (99/version 2003), BAEL 91, CBA93, DTR d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul d'études des structures ; ainsi de côté pratique des logiciels comme SAP2000 ; SOCOTEC ; AUTOCAD ...etc.

La recherche du bon comportement dynamique de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.
- ✓ 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 afin de dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Dans le but de vérifier l'effort normal réduit ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été satisfaites
- ✓ 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 niveau des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- ✓ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000 nous a permis de confirmer les résultats de l'étude dynamique à savoir : Le choix de disposition des voiles, le dimensionnement des éléments de contreventement.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

Bibliographie

[1] : RPA99 « Règles parasismiques Algériennes ; DTR BC 2.48, 1999/ver 2003 ».

[2] : BAEL91 « Béton armé aux états limites ; édition Eyrolles troisième tirage »

[3] : CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».

[4] : DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».

[5] : Y. Cherait ; Calcul des ouvrages en béton armé (règles CBA 93 RPA 2003);
OPU 2004.

[6] : M. Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ».Edition OPU, 1996.

[7] : Béton Armé IUP GCI 3.

Annexes

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33