

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de
Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Présenté par :

Mr. BERDIA SLAMI

Mr. KOURICHE AHMED

Etude d'un Bâtiment a usage d'habitation en R+09
(Zone II-A).

Sujet du mémoire

Soutenu publiquement le 15/07/2021 devant le jury composé de :

M.K. DRAICHE

Président

M. Y. TLIDJI

Rapporteur

M. Z. KHELIFA

Examinatrice

M. K. OUAZIR

Examinatrice

PROMOTION : 2020/2021



Remerciement

*Avant tout nous remercions **dieu** pour tout ce qu'il nous a donné, et guidé dans la réalisation de ce travail.*

Ensuite nos remerciements vont à tous les enseignants qui nous ont appris ce que nous savions.

*Nous exprimons notre gratitude, reconnaissance et profonds respects à Notre encadreur Mr. **TLIDJI Youcef** pour les conseils précieux et son encouragement bénéfique.*

*Nous tenons à remercier tout le corps enseignant du département de **Génie Civil**.*

Enfin, nous remercions les membres de jury.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes parents

À mes enfants et à ma femme pour leur soutien moral.

À toute la famille KOURICHE

À tous mes amis sans exception.

AHMED

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes parents

À mes enfants

À toute la famille BERDIA

À tous mes amis sans exception.

SLAMI

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 9 étages + un sous sol qui sera implanté dans la wilaya de Oran, classé en zone (II - A) selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (robot 2018).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Robot 2018, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

The aim of this study is the conception of an dwelling and commercial of study of a building for residential use in R + 09. in the wilaya of Oran, classified in zone (II - a) according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (Robot 2018).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 -Version 2003).

Key words: Building. Reinforced concrete, Robot 2018, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + 9 طوابق + طابق ارضي سفلي , يتم انجازها بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (II - a) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة

العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة .

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (Robot 2018) .

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين

المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99) .

. الكلمات المفتاحية □ بناية ، الخرسانة المسلحة ، BAEL91modifié99 ، RPA99v2003 ، Robot 2018 .

TABLE DES MATIERES

Liste des tableaux	vii
Liste des figures	viii
Liste des abréviations	x
Introduction générale	

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I-1	Introduction.....	03
I-2	Conception et choix structurel.....	03
I-3	Situation.....	03
I-4	Caractéristiques géométriques.....	03
I-5	Résistance de la structure.....	03
I-5-1	Plancher.....	04
I-5-2	Escalier.....	04
I- 5-3	Maçonnerie.....	04
I- 5-4	L'acrotère.....	04
I- 5-5	Balcon.....	04
I-5-6	Fondation.....	04
I-5-7	Les revêtements.....	04
I-5-8	Caractéristique du sol d'assise.....	04
I-6	Caractéristiques des matériaux.....	05
I-6-1	Le béton.....	05
I- 6-1-1	Résistance caractéristique du béton.....	06
I-6-1-2	Module de déformation longitudinale.....	06
I-6-1-3	Contraintes limites.....	06
I- 6-1-4	Diagramme contrainte déformation.....	07
I-6-1-5	L'effet poisson.....	08
I- 6-2	L'acier.....	08
I- 6-2-1	Les aciers utilisés.....	08
I-6-2-2	Diagramme de la contrainte déformation d'acier.....	09
I-6-2-3	La contrainte de calcul d'acier.....	09

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II-1	Pré dimensionnement des planchers.....	12
II-1-1	Plancher corps creux.....	12
II-1-2	Plancher dalle pleine.....	12
II-2	Descente des charges.....	14
II-2-1	Charge d'exploitation (Q).....	14
II- 2-2	Charge permanente (G).....	14
II-2-2-1	Plancher terrasse inaccessible.....	14
II-2-2-2	Plancher étage courant.....	15
II-2-2-3	Plancher en dalle pleine.....	16

Sommaire

II-3	Pré dimensionnement des poutres.....	17
II-3-1	Pré dimensionnement des poutres principales (P.P).....	17
II-3-2	Pré dimensionnement des poutres secondaires (P.S).....	18
II -4	Pré dimensionnement des poteaux.....	18
II-4-1	L'application de la loi de dégression.....	20
II-4-2	Calcul de la surface afférente.....	21
II-4-3	Calcul de poids propre.....	21
II-4-4	La charge d'exploitation.....	21
II-4-5	Vérification des sections des poteaux.....	25
II-5	Pré dimensionnement des voiles.....	27
II-5-1	Voile de contreventement.....	27
II-5-2	Voile périphérique.....	28

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS

III-1	Introduction.....	30
III-2	Calcul des planchers.....	30
II-2-1	Calcul des planchers à corps creux.....	30
III-2-1-1	Etude de la dalle de compression.....	30
III-2-1-2	Etude des poutrelles.....	31
III-2-2	Méthode de calcul (méthode forfaitaire).....	34
III-2-3	Les sollicitations maximales des étages.....	46
III-2-4	Calcul de ferrailage des poutrelles.....	46
III-2-5	Vérification de la flèche.....	49
III-2-6	Les armatures transversales.....	55
III-3	Plancher en dalle pleine (sous-sol).....	55

CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV-1	Introduction.....	66
IV-2	Etude de l'acrotère.....	66
IV-2-1	Calcul de l'acrotère.....	67
IV-3	Etude des balcons.....	70
IV-3-1	Descente des charges.....	70
IV-3-2	Evaluation des charges.....	71
IV-3-3	Vérification des contraintes.....	72
IV-3-4	Vérification d'effort tranchant.....	72
IV-3-5	Vérification de la flèche.....	72
IV-3-6	Le contre poids.....	73
IV-4	Etude d'escalier ...	74
IV-4-1	Description.....	74
IV-4-2	Les types d'escaliers.....	75
IV-4-2-1	Escalier type 1 (étage courant)...	75

Sommaire

IV-4-2-2	Escalier type 2 (RDC).....	86
IV-4-2-3	Escalier type 2 (SOUS-SOL).....	92
IV-6	Introduction.....	103
IV-6-1	Principe de fonctionnement	103

CHAPITRE V : ETUDE SESMIQUE

V-1	Méthode de calcul.....	109
V-1-1	Méthode statique équivalente	109
V-1-2	Méthode dynamique	112
V-4	interprétation des résultats :	120
V-4-1	Vérification la résultante des forces sismiques.....	120
V-4-2	Nombre de modes à considérer	122
V-4-3	Vérification de la période	123
V-4-4	Calcul et vérification des déplacements	124
V-4-5	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	126
V-4-6	Vérification de la stabilité au renversement.....	128

CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI-1	Introduction	132
VI-2	Définition.....	132
VI-2-1	Poteaux	132
VI-2-2	Poutres	132
VI-3	Ferraillage des portiques	132
VI-3-1	Combinaisons d'actions.....	132
VI-3-2	Ferraillage des poutres.....	133
VI-3-3	Ferraillage des poteaux	144
VI-4	Etude de voile.....	157
VI-4-1	caractéristiques du comportement des voiles en B.A.....	157
VI-4-2	Ferraillages des voiles.....	157
VI-4-3	Les sollicitations.....	171
VI-4-4	Ferraillage du linteau.....	171

CHAPITRE VIII : ETUDE DES L'INFRASTRUCTURE

VIII-1	Choix de type de fondation.....	174
VIII-2-1	sollicitation	175
VIII-2-2	Pré-dimensionnement	175
VIII-2-3	Condition de rigidité	177
VIII-2-4	Vérification au poinçonnement.....	177
VIII-2-5	Vérification de la stabilité.....	177
VIII-2-6	Calcul de ferraillage de la semelle	179
VIII-2-7	sollicitation	190

Sommaire

VIII-2-8	Pré-dimensionnement	191
VIII-2-9	Condition de rigidité	192
VIII-2-10	Vérification au poinçonnement.....	192
VIII-2-11	Vérification de la stabilité.....	193
VIII-2-12	calcul de ferrailage de la semelle	195
VIII -5	Etude du voile périphérique.....	205
VIII -5-1	Caractéristiques du voile.....	205
VIII -5-2	Calcul de la force de poussée sur le mur.....	206

- Bibliographique

Table des Tableaux

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Les états limites	05
Tableau II-1 : Dimensions de plancher à corps creux.....	12
Tableau II-2 : Dimensions des panneaux de la dalle	13
Tableau II-3 : Charge permanente (G) terrasse inaccessible	14
Tableau II-4 : Charge permanente (G) étage courant	15
Tableau II-5 : Charge permanente (G) plancher de sous sol	16
Tableau II-6 : Dimensions des poutres principales (P, P).....	17
Tableau II-7 : Dimension des poutres secondaires	18
Tableau II-8 : Dégression des surcharges.....	21
Tableau II-9 : Vérification de flambement et les conditions de RPA 2003.....	26
Tableau II-10 : Epaisseur des voiles.....	28
Tableau III-1 : Evaluation des charges.....	33
Tableau III-2 : Valeur des charges et coefficient α	36
Tableau III-3 : Sollicitations de plancher de étage courant à ELU.....	39
Tableau III-4 : Sollicitations de plancher de étage courant à ELS	41
Tableau III-5 : Sollicitation de plancher de terrasse à ELS	43
Tableau III-6 : Sollicitations de plancher de terrasse à ELS.....	44
Tableau III-7 : Les sollicitations maximales	46
Tableau III-8 : Caractéristiques des matériaux.....	46
Tableau III-9 : Calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis	48
Tableau III-10 : Vérification de la contrainte de service limite pour le béton	49
Tableau III-11 : Vérification d'effort tranchant	49
Tableau III-12 : Vérification de la flèche	50
Tableau III-13 : Vérification de la flèche après de calcul.....	54
Tableau III-14 : Calcul d'espacement	55
Tableau.III.15: Tableau récapitulatif des sollicitations de panneau plus sollicité à ELU	60
Tableau.III.16: Tableau récapitulatif des sollicitations de panneau plus sollicité à ELS	60
Tableau.III.17: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	61
Tableau III-18 : Ferrailage sur le sens XX	63
Tableau III-19 : Ferrailage sur le sens YY	64

Table des Tableaux

Tableau III-20 : Vérification d'effort tranchant	64
Tableau IV-1 : Charge permanente (G) de balcon	71
Tableau IV-2 : Combinaison d'action.....	77
Tableau IV-3 : Le ferrailage de poutre palière.....	84
Tableau IV-4 : Vérification de la contrainte de service limite pour le béton (poutre palière)	85
Tableau IV-5 : Combinaison d'action.....	88
Tableau IV-6 : Combinaison d'action.....	94
Tableau IV-7 : Sollicitations maximales des moments.....	100
Tableau. IV. 11 : Tableau récapitulatif des résultats	109
Tableau. IV. 12 : Tableau récapitulatif des moments en appui et en travé.....	112
Tableau IV -13 : Ferrailage sur le sens XX	112
Tableau IV -14 : Ferrailage sur le sens YY	113
Tableau. IV.15 : Vérification de la contrainte de service limite pour sur sens XX	113
Tableau. IV.16 : Vérification de la contrainte de service limite pour sens YY	113
Tableau.V.1 : valeurs des pénalités P_q	115
Tableau.V.2 : poids de la structure.....	119
Tableau.V.3 : Tableau récapitulatif pour la vérification des masses modales	122
Tableau.V.4 : Tableau récapitulatif pour la vérification des masses modales	123
Tableau.V.5 : Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher ...	125
Tableau.V.6 : récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher.....	126
Tableau.V.7 : Tableau récapitulatif de Justification vis-à-vis de l'effet $P-\square$	127
Tableau.V.8 : Tableau récapitulatif de Justification vis-à-vis de l'effet $P-\square$	128
Tableau V-9 : vérification de renversement	129
Tableau V-10 : vérification de renversement	129
Tableau.VI. 1 : récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants	134
Tableau.VI. 2 : récapitulatif des moments fléchissant en et efforts tranchants	134
Tableau.VI. 3 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres	140
Tableau.VI. 4 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres	140
Tableau.VI. 5 : Tableau récapitulatif des sollicitations	148
Tableau.VI. 6 : Tableau récapitulatif des sollicitations	149
Tableau.VI.7 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux	155
Tableau.VI.8 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux	156
Tableau VIII-1 : les sollicitations des fondations.....	175

Table des Tableaux

Tableau VIII-2 : vérification des contraintes suivant XX	178
Tableau VIII-3 : vérification des contraintes suivant YY	179
Tableau VIII-4 : les sollicitations des panneaux.....	180
Tableau VIII-5 : section des aciers pour les panneaux	182
Tableau VIII-6 : vérification d'effort tranchant	184
Tableau VIII-7 : vérification des contraintes à l'ELS	188
Tableau VIII-8 : les sollicitations des fondations.....	190
Tableau VIII-9 : vérification des contraintes suivant XX	194
Tableau VIII-10 : vérification des contraintes suivant YY	194
Tableau VIII-11 : les sollicitations des panneaux	196
Tableau VIII-12 : section des aciers pour les panneaux.....	198
Tableau VIII-13 : vérification d'effort tranchant	199
Tableau VIII-14 : vérification des contraintes à l'ELS	204
Tableau VIII-15 : Calcul de ferrailage du voile.....	207
Tableau VIII-16 : Vérifications de la contrainte de voile périphérique à l'ELS.....	208
Tableau VIII-17 : Vérification d'effort tranchant	210

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 :	Diagramme de déformation – contrainte (ϵ_{bc} ; σ_{bc}) de béto.....	08
Figure I-2 :	Diagramme de déformation- contrainte (ϵ_s ; σ_s) des aciers.....	09
Figure II-1 :	Schéma d un plancher a corps creux	12
Figure II-2 :	Schéma d'un panneau de dalle	13
Figure II-3 :	Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	14
Figure II-4 :	Coupe transversale d'un plancher à corps creux	15
Figure II-5 :	Description de la charge (plancher sous-sol dalle pleine).....	16
Figure II-6 :	Dimensions d'une poutre.....	17
Figure II-7 :	Surface afférente du poteau de centre	19
Figure II-8 :	Schéma de la loi de dégression des charges ($n \geq$)	20
Figure II-9 :	Voile en élévation.....	27
Figure II-10 :	Vue en plan de voile de la cage d'ascenseur	27
Figure III-1 :	Schéma des poutrelles.....	31
Figure III-2 :	Dimensions des poutrelles	33
Figure III-3 :	Type de poutre à calculer.....	34
Figure III-4 :	Type d'une poutrelle continue	35
Figure III-5 :	Poutrelle Type 03	36
Figure III-6 :	Moment fléchissant en appuis	37
Figure III-7 :	Diagramme des moments et effort tranchant de l'étage courant à ELU	40
Figure III-8 :	Diagramme des moments et effort tranchant de l'étage courant à ELS	42
Figure III-9 :	Diagramme des moments et effort tranchant de terrasse à ELU .	43
Figure III-10 :	Diagramme des moments et effort tranchant de terrasse à ELS .	45
Figure III-11 :	Dimensions des poutrelles	46
Figure III-12 :	Ferraillage des poutrelles	48
Figure III-13 :	Centre de gravité.....	52
Figure III-14 :	Les types de panneau	57
Figure.III.15 :	Section de calcul en travée (x-x).....	61
Figure III.16 :	Section de calcul en appuis (x-x)	62
Figure IV-1 :	Coupe verticale sur l'acrotère	66
Figure IV-2 :	Schéma statique de l'acrotère	66
Figure IV-3 :	Schéma de ferraillage de l'acrotère	70
Figure IV-4 :	Coupe sur balcon.....	70
Figure IV-5 :	Schéma de ferraillage du balcon	74
Figure IV-6:	Schéma d'un escalier	75
Figure IV-7 :	Schéma statique d'escalier	77
Figure IV-8 :	Schéma de chargement de l'escalier	77
Figure IV-9 :	Diagramme effort tranchant et le moment	80
Figure IV-10 :	Schéma statique de la poutre palière	83
Figure. IV-11:	Schéma statique d'escalier type 2	89
Figure. IV-12:	Diagramme d'effort.....	90
Figure IV -13 :	Schéma statique de l'escalier type3	94
Figure IV -14 :	Diagramme d'effort.....	95

Table des Figures

Figure. IV.18 :	Dimensions de l'ascenseur	102
Figure. IV.19 :	Schéma de la dalle pleine d'ascenseur	109
Figure. IV.20 :	Chargement de panneau.....	109
Figure. IV.21 :	Dimensions de panneau de dalle d'ascenseur	111
Figure.V.1:	Dimension du bâtiment	111
Figure.V.2:	Vue de la structure	114
Figure.V.3:	Vue de la structure	114
Figure.VI.1 :	Les groupements de barres autorisés pour le ferrailage	141
Figure. VI.2 :	Ancrage courbe avec un crochet à 90°	141
Figure VI.3 :	Règles pratiques pour l'arrêt des chapeaux	142
Figure. VI.4 :	Façonnage des cadres, étriers et épingles.....	142
FigureVI-5 :	Ferrailage de la poutre principale.....	143
FigureVI-6 :	Ferrailage de la poutre principale (voiles)	143
Figure.VI. 7 :	La zone nodale.....	145
Figure.VI. 8 :	Espacement entre les armatures longitudinales.....	146
Figure.VI. 9 :	Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	148
Figure.VI. 10 :	Ferrailage d'un poteau	153
Figure .VI. 11 :	Zone nodale	154
Figure VI-12:	Schéma de disposition des voiles	158
Figure VI-13 :	Modes de rupture des voiles élancés	160
Figure VI-14 :	Modes de rupture des voiles élancés.....	160
Figure VI-15 :	Modes de rupture des voiles courts	161
Figure VI-16 :	Modes de rupture des voiles courts.....	162
Figure VI-17 :	de ferrailage de voile.....	170
Figure VI-18:	Disposition des armatures dans linteau	172
Figure VII-1	schéma statique de débord	184
Figure VII-2	schéma statique de débord	200
Figure. VII.3:	Schéma du voile périphérique	206
Figure. VII.4:	Schéma statique du voile périphérique.....	207
Figure. VII.5 :	Le ferrailage du voile périphérique	210

LISTE DES ABREVIATIONS

A : coefficient d'accélération de zone
Aa : section d'armature en appui
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
A_t : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
A_x : section d'armature du sens x-x
A_y : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
Br : section réduite du béton
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
HA : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
Ln : entre axe des nervures
M : moment fléchissant
Ma : moment fléchissant en appui
Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil
Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
Mt : moment fléchissant de travée
M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
Mw : moment fléchissant de la gauche
M_x : moment fléchissant du sens x-x
M_y : moment fléchissant du sens y-y
M₂₂ : moment suivant le sens 2-2 **M₃₃** : moment suivant le sens 3-3
N : effort normal
N_{ser} : effort normal d'état limite de service
N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
Pr : poids propre du radier
Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
S : surface
Sr : surface du radier
T : effort tranchant
T_x : période fondamentale dans le sens x-x
T_y : période fondamentale dans le sens y-y
Uc : périmètre du contour
V : action sismique ; effort horizontal
Vt : effort sismique à la base de la structure
W : poids total de la structure
a : longueur ; distance ; dimension

b : largeur
b₀ : largeur de la nervure
b₁ : largeur de poteau
c : enrobage
d : hauteur utile ;
e : excentricité ; espacement
e_a : excentricité additionnelle
f : flèche
σ_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
f_e : limite élastique d'acier
σ_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
g : giron de la marche
h : hauteur
h_c : hauteur du corps creux
h_d : hauteur de la dalle
h_e : hauteur libre
h_{moy} : hauteur moyenne
h_t : hauteur totale
h' : hauteur de la zone nodale
h₁ : hauteur du poteau
i : rayon de giration
j : nombre des jours
l_f : longueur de flambement
l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
l' : longueur de la zone nodale
l₀ : longueur libre
q_{eq} : charge linéaire équivalente
q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
q_p : charge linéaire du palier
t : espacement ; période
y : ordonnée
α : Angle, coefficient sans dimension
γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
ε : Coefficient de réponse
η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
θ : Déviation angulaire,
λ : Élanement mécanique d'un élément comprimé,
μ : Moment réduit
ν : Coefficient de poisson
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : contrainte de béton ou d'acier
τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
ψ : Coefficient de pondération
ξ : Pourcentage d'amortissement critique
δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

INTRODUCTION GENERALE

L'exécution d'un projet de fin d'études est une étape très importante dans le savoir de l'ingénieur, elle permet de mettre en application les connaissances théoriques reçues pendant ses études. Après une décente de charge et un pré- dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique sera effectuée avec le logiciel de calcul robot pour trouver les caractéristiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les déférentes sollicitations. Ces efforts sont utilisés pour le ferrailage des éléments résistants de la structure suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL 91 et le RPA99 version 2003

Notre étude concerne un bâtiment composé de deux sous- sol, d'un rez-de-chaussée et de neuf étages. Il devra être implanté dans la ville d'Oran qui est classée « zone IIa » selon le règlement para-sismique algérien (R.P.A99 version 2003).

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur les quelle il repose pour cela il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié vu que l'influence ajour sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage si le choix des fondations dans les zones sismiques

CHAPITRE I

Présentation du projet

I-1) INTRODUCTION :

Le projet faisant l'objet de ce mémoire est un bâtiment en béton armé composé d'un sous-sol, RDC et 09 étages.

- Le Sous-sol est utilisé pour parking.
- Le Rez de chaussée à usage commercial.
- Les autres étages à usage d'habitation.

I-2) CONCEPTION ET CHOIX STRUCTUREL :

L'ossature d'un bâtiment doit assurer la résistance et la stabilité de l'ensemble structurel sollicité par les efforts horizontaux (séisme, vent) et verticaux (poids propre, les surcharges ...etc.).

Notre structure est contreventée par des portiques autostables, ainsi que les voiles de la cage d'escalier et d'ascenseur.

I-3) SITUATION :

L'implantation de cette construction est prévue dans la région de Oran, classée comme zone moyenne sismicité (Zone II-A) selon le règlement parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).

I-4) CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

Les caractéristiques de ce projet sont les suivantes :

- Hauteur totale : 31.47m.
- La longueur totale : 25.35 m.
- La largeur totale : 15,80m.
- La surface totale : 400,53m².
- Hauteur d'étage : 3,06m.
- Hauteur de RDC : 3,33m.
- Hauteur de sous-sol : 4.08m

I-5) RESISTANCE DE LA STRUCTURE :

L'ossature d'un bâtiment doit être conçue en fonction de la résistance désirée, elle doit assurer la stabilité de l'ensemble structurel sollicité par les efforts horizontaux et verticaux.

I-5-1) PLANCHER :

Les planchers déterminant les différents niveaux d'une construction; jouent le rôle de :

- Plate-forme porteuse pour l'étage considéré, toit pour l'étage sous-jacent et élément de stabilité.

On distingue deux types de plancher dans notre projet :

- Plancher en dalle pleine dans le sous-sol, les balcons et pour la cage d'escaliers.
- Plancher en corps creux.

I-5-2) ESCALIERS :

La circulation verticale dans ce projet est assurée par un escalier droit à deux volées et palier de repos pour les étages courants et un autre escalier angulaire vers le sous-sol.

I-5-3) MACONNERIE :

La maçonnerie est l'ensemble du mur intérieur et extérieur ayant des épaisseurs différentes suivant leur emplacement tel que jouent le rôle d'isolant thermique et acoustique, les briques en terre cuite sont les plus utilisés.

I-5-4) L'ACROTÈRE :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse d'une hauteur de 60cm.

I-5-5) BALCON:

Est un porte-à-faux encastré dans le plancher.

I-5-6) FONDATION :

La fondation est l'élément qui permet de transmettre les charges et surcharge de la structure vers le sol.

I-5-7) LES REVETEMENTS :

- Carrelage pour l'escalier et les planchers.
- Faïence pour les sanitaires
- Un enduit en ciment de 2cm pour les façades extérieures.
- Un enduit en plâtre de 2cm pour les façades intérieures.

I-5-8) CARACTERISTIQUES DU SOL D'ASSISE :

D'après les résultats géotechniques, le sol d'assise est un sol ferme avec:

L'angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$

Le poids spécifique du sol est $\gamma_{sol} = 17 \text{ KN/m}^3$

Capacité portante du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar (provisoire)}$

Coefficient de raideur $K=3 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

I-6) LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le béton armé est un matériau composé de l'acier et béton :

- L'acier pour la résistance à la traction.
- Le béton pour la résistance à la compression.

Le béton armé passe par des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite.

Au-delà du seuil d'état limite une structure cesse de remplir les fonctions ou ne satisfait plus aux conditions pour les quelles elle a été conçue.

Tableau (I-1) les états limites.

Etats limites	
Les états limites ultimes (ELU)	Les états limites de service (ELS)
<p>Ils sont relatifs à la stabilité ou la capacité portante :</p> <p>-équilibre statique de la construction exemple : pas de renversement</p> <p>-résistance de chacun des matériaux exemple : pas de rupture</p> <p>-stabilité de forme exemple : pas de flambement.</p>	<p>Ils sont relatifs surtout aux conditions d'exploitation :</p> <p>-état limite de déformation (flèches)</p> <p>-état limite de compression du béton ou de traction des aciers</p> <p>-état limite d'ouverture de fissures pour la sécurité des ouvrages.</p>

I-6-1) LE BETON :

On utilise le béton courant dosé à 350 Kg/m^3 avec un ciment de type (CPJ325) (ciment portland composé de 32,5bars).

La formulation du béton en chantier pour 1 m^3 est de:

- ciment 350 Kg/m^3

- gravier 800 l/m^3 .
- sable 400 l/m^3 .
- l'eau 175 l/m^3
- Cette composition contient une granularité discontinue s'il est possible .

L'ouvrabilité : c'est la qualité d'un béton qui permet sa maniabilité en conservant son homogénéité.

Le retrait: c'est la diminution de longueur d'un élément de béton on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement, il égale à **3‰** de la longueur d'élément.

La dilatation: puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ \text{ C}$ donc la dilatation est de **2‰** de la longueur d'élément.

Le fluage: est un phénomène de déformation provoqué dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

I-6-1-1) RESISTANCES CARACTERISTIQUES DU BETON :

a) Résistance à la compression : le béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de **28 jours** dite f_{C28} (à **28 jours** presque la résistance maximale).

Pour notre projet, ont considéré un contrôle régulier sur chantier avec $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$

b) Résistance à la traction : le béton résiste mal à la traction et son résistance donnée en fonction de la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{C28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) \Rightarrow f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

I-6-1-2) MODULES DE DEFOMATION LONGITUDINALES DU BETON :

Module instantané : $E_i = 11000(f_{C28})^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa}$ pour les charges d'une durée d'application inférieure à 24 h.

Module différée : $E_v = 3700 (f_{C28})^{1/3} = 10818,865 \text{ MPa}$ pour les charges de longue durée d'application.

I-6-1-3) CONTRAINTES LIMITES :

La contrainte limite ultime de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$

θ : coefficient qui dépend de durée « d » d'application des charges.

$\theta = 1$ si $d > 24h$ (cas des bâtiments)

$\theta = 0,9$ si $1h \leq d \leq 24h$

$\theta = 0,85$ si $d < 1h$

γ_b : Coefficient de majoration du béton. ($\gamma_b=1,50$ cas courant, $\gamma_b =1,15$ cas accidentelles).

$\sigma_{bc} = (0,85 \times 25) / (1 \times 1,50) = 14,2 \text{MPa}$ (situations durables).

$\sigma_{bc} = (0,85 \times 25) / (1 \times 1,15) = 18,5 \text{MPa}$ (situations accidentelles).

- La contrainte ultime de cisaillement est définie par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

b : largeur de la section

d : hauteur utile

V_u : effort tranchant

- La contrainte limite admissible de cisaillement est :

$\tau_{u \text{ adm}} = \min \left[\frac{0,20 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \right] = 3,33 \text{MPa}$ (fissuration peu préjudiciable).

$\tau_{u \text{ adm}} = \min \left[\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \right] = 2,50 \text{MPa}$ (fissuration préjudiciable ou très préjudiciable).

- La contrainte admissible de compression de béton :

$\sigma_{bc \text{ adm}} = 0,6 f_{cj} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$

I-6-1-4) DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION :

À l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R)

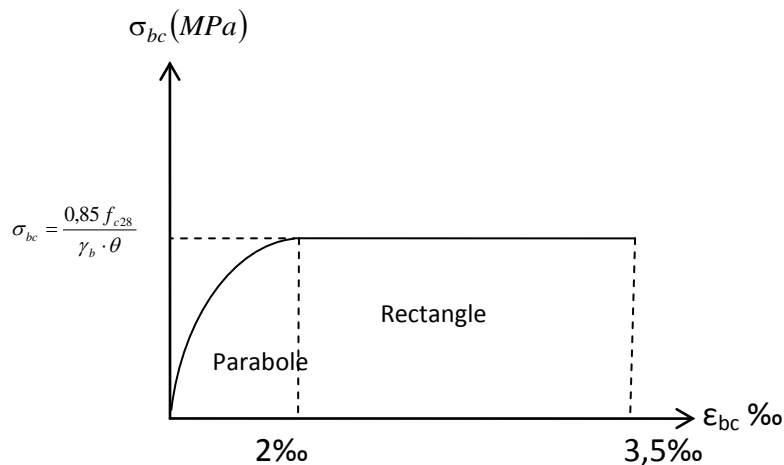


Figure (I-1): Diagramme de déformation – contrainte (ϵ_{bc} ; σ_{bc}) de béton.

I-6-1-5) L'EFFET "POISSON" :

En compression comme en traction, la déformation longitudinale est aussi accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient poisson ν est égale au Rapport de la déformation transversale sur la déformation longitudinale, dont la valeur varie entre 0,15 et 0,3.

- Pour le calcul des déformations $\nu = 0,2$
- Pour le calcul des sollicitations $\nu = 0$

I-6-2) L'ACIER:

Les aciers utilisés dans la construction sont des alliages de fer et carbone, suivant les pourcentages du carbone contenu à l'intérieur de l'acier ,il peut être classé en deux :

- acier doux : 0,15% à 0,25% de carbone (C).
- acier dur : 0,25% à 0,40% de carbone (C).

I-6-2-1) LES ARMATURES UTILISEES :

Les armatures utilisées dans ce projet sont de **type 1**, car sont les plus disponible au marché.

- Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE 400.

- Pour les armatures transversales, on utilise des aciers ronds lisses (R.L) de nuance FeE 235.
- Pour les dalles de compression, on utilise des treillis soudés (T.S).

Remarque : Fe=400 $\Rightarrow f_e = 400\text{MPa}$

I-6-2-2) DIAGRAMME DE CONTRAINTE DEFORMATION D'ACIER :

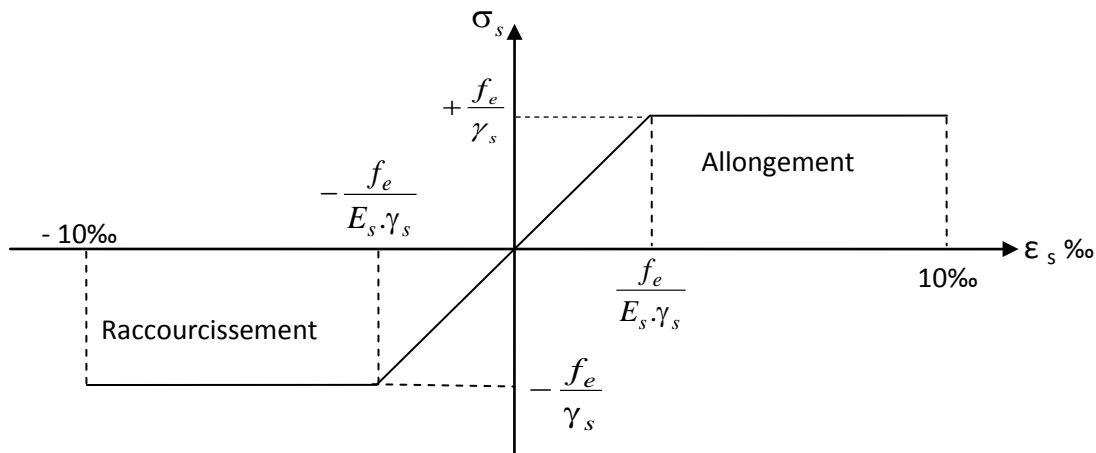


Figure (I-2) : Diagramme de déformation- contrainte (ϵ_s ; σ_s) des aciers.

I-6-2-3) CONTRAINTE DE CALCUL D'ACIER :

Etat limite ultime :(ELU)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad ; f_e : \text{résistance élastique d'acier.}$$

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,00 \text{ cas accidentel.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas courant.} \end{array} \right.$$

Pour FeE 400 :

$$\sigma_s = 400\text{MPa} \quad (\gamma_s = 1,00 \text{ cas accidentel}).$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa} \quad (\gamma_s = 1,15 \text{ cas courant}).$$

$$\sigma_s = \epsilon \times E_s \quad \text{si } \epsilon \leq \epsilon_\ell \quad (\text{la loi de HOOKE}).$$

$$\begin{aligned} \epsilon_\ell &= \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} \\ &= 400 / (1,15 \times 2 \times 10^5) = 1,74\text{‰} \end{aligned}$$

E_s : module d'élasticité de l'acier $E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$.

$$\text{Si } \epsilon_s \leq \epsilon_\ell \Rightarrow \sigma_s = \epsilon_s \times E_s$$

$$\text{Si } \epsilon_s \geq \epsilon_\ell \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348\text{MPa.}$$

Etat limite de service :(ELS)

Les contraintes admissible de l'acier sont données commet suite :

- Pour le cas d'une fissuration préjudiciable :
$$\sigma_{st\ lim} = \min [(2/3) f_e ; 110(\eta f_{tj})^{1/2}] \text{ MPa}$$
- Pour le cas d'une fissuration très préjudiciable :
$$\sigma_{st\ lim} = \min [(1/2) f_e ; 90(\eta f_{tj})^{1/2}] \text{ MPa}$$
- Pour le cas d'une fissuration peu préjudiciable : aucune limitation de σ_{st}
avec $\sigma_{st\ lim}$: contrainte admissible d'acier à la traction.

η : coefficient de fissuration

Le coefficient η : $\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence (H.A).

$\eta = 1$ pour les armatures ronds lisses (R.L).

CHAPITRE II

Pré dimensionnement

II) INTRODUCTION :

Il est nécessaire avant d’entamer tout calcul d’estimer l’ordre de grandeur des éléments de la structure et pour cela les règlements en vigueur permettent le pré dimensionnement en respectant l’économie et la sécurité.

II-1) PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

II-1-1) PLANCHERS A CORPS CREUX :

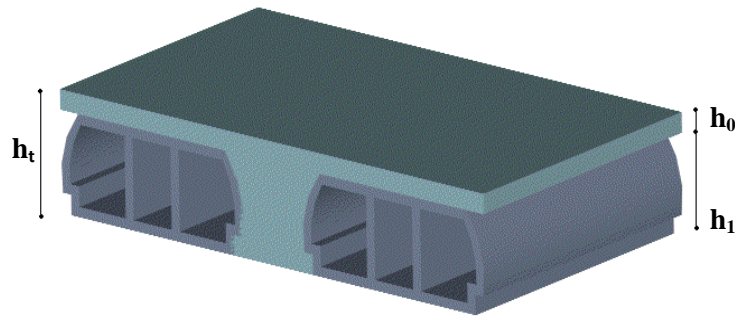


Figure II-1 schéma d un plancher a corps creux.

Le pré dimensionnement suivant la condition de rigidité donne :

$$\frac{l}{25} \leq h_t \leq \frac{l}{20} \quad \text{ou bien : } h_t \geq \frac{l}{22.5}$$

Avec l : portée entre nus des poutrelles

Tableau II-1 : dimensions de plancher à corps creux

L_{\max} (m)	$h_t = \frac{l}{22.5}$ (cm)	Le choix adopté
3.70	16.44	On prend $h_t=20\text{cm}$ (16+4) ; Corps creux de 16cm et dalle de compression de 4cm.

$$h_t = h + h_0 = 16 + 4 \text{ (cm)}.$$

Avec h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}$.

h : épaisseur de corps creux $h = 16\text{cm}$.

II-1-2) PLANCHERS DALLE PLEINE :

Vue l’usage de rez de chaussé, les charges sont importantes, on adopte un plancher de type dalle pleine.

- Cas d'une dalle portant dans un seul sens l_x .

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow h = l_x \left(\frac{1}{30}; \frac{1}{35} \right)$$

- Cas d'une dalle portant dans deux sens $l_x ; l_y$.

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow h = l_x \left(\frac{1}{40}; \frac{1}{50} \right)$$

Avec l_x et l_y sont respectivement la plus petite et la plus grande dimension du panneau de la dalle pleine.

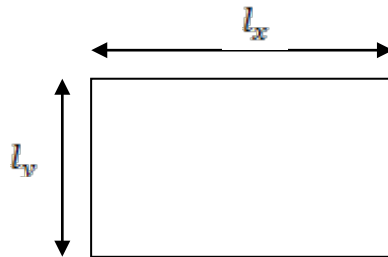


Figure II-2 : schéma d'un panneau de dalle

On illustre le pré dimensionnement de tous les panneaux de la dalle dans le tableau suivant :

Tableau II-2 : dimensions des panneaux de la dalle.

$l_x(m)$	$l_y(m)$	α	$\frac{l_x}{40} \leq h_t \leq \frac{l_x}{50} (cm)$	Le choix adopte
3.70	4.20	0.88	$9.25 \leq h_t \leq 7.4$	ht=15 cm

Le choix s'effectue pour assurer une isolation acoustique :

- L'isolation contre le bruit d'impacte : $2500 h \geq 400Kg/m^2$
 $\bullet h \geq 15 \text{ cm}$
- Contre le bruit aérien : $2500 h \geq 350Kg/m^2$
 $\Rightarrow h \geq 14cm$

Condition de sécurité en matière d'incendie :

- le plancher coupe feu une heure (1h) pour l'épaisseur $h = 7cm$
- $h=11cm$ le plancher coupe feu deux heures (2h)

Donc on adopte une dalle pleine d'épaisseur $h_t=15 \text{ cm}$.

II-2) DESCENTE DES CHARGES :

II-2-1) CHARGE D'EXPLOITATION (Q) :

Les charges d'exploitation sont définies par le document technique réglementaire (D.T.R) et suivant l'utilisation du niveau.

- Le rez de chaussée usage commercial \Rightarrow plancher sous-sol : $Q = 5,00\text{KN/m}^2$
- Les planchers d'étage courant, usage d'habitation $Q = 1,50\text{KN/m}^2$
- Les planchers terrasse inaccessible : $Q = 1,00\text{KN/m}^2$

II-2-2) CHARGE PERMANENTE (G) :

II-2-2-1) PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE :

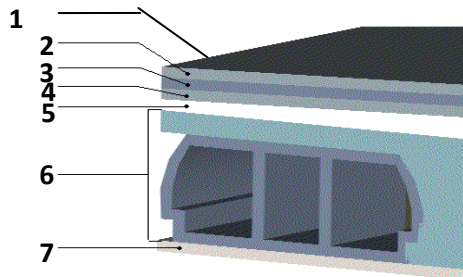


Figure. II- 3: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

CHARGEMENTS		Charge (kg/m^2)
1	Gravions roule de protection (4cm)	80
2	Étanchéité multicouche (2cm)	12
3	Forme de pente moyenne (10cm)	220
4	Chape flottante (2,5cm)	50
5	Isolation thermique en liège (4cm)	16
6	Plancher à corps creux (16 + 4) cm	280
7	Enduit en plâtre (2cm)	20
ΣG_i		678

- Charge permanente $G=678\text{Kg/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q=100\text{Kg/m}^2$

II-2-2-2) PLANCHER ETAGE COURANT :

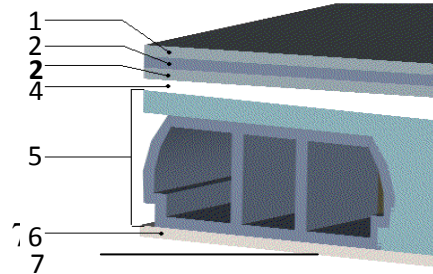


Figure. II-4:Coupe transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant

Tableau II-4 : charge permanente (G) étage courant

CHARGEMENTS		Charge (kg/m ²)
1	Carrelage (2cm)	44
2	Mortier de pose (1,5cm)	40
3	Lit de sable (3cm)	51
4	Isolation thermique (4cm)	10
5	Plancher à corps creux (16 + 4) cm	280
6	Enduit en plâtre (2cm)	20
7	Cloison légère (2cm)	75
ΣG_i		520

- Charge permanente $G=520\text{Kg/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q=150\text{Kg/m}^2$ du RDC au 08^{ème} étage.

II-2-2-3) PLANCHER EN DALLE PLEINE :

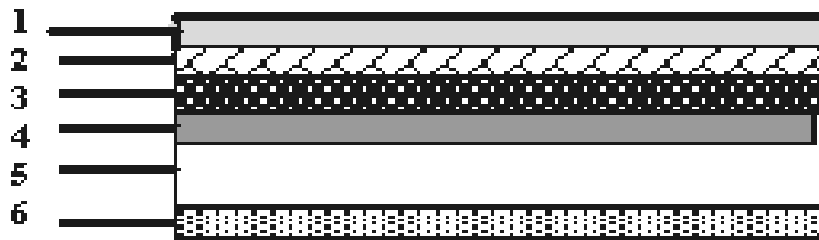


Figure II-5 : description des composantes de la charge (plancher sous-sol dalle pleine)

Tableau II-5 : charge permanente (G) plancher de sous sol

CHARGEMENTS		Charge (kg/m ²)
1	Carrelage (2cm)	44
2	Mortier de pose (1.5cm)	40
3	Lit de sable (3cm)	51
4	Dalla pleine (16cm)	400
5	Enduit en plâtre (2cm)	20
6	Cloison légère (2cm)	75
ΣG_i		630

- Charge permanente $G=630\text{Kg/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q=500\text{Kg/m}^2$

II-3) PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Suivant le règlement BAEL91 (béton armé aux états limites) le dimensionnement des poutres satisfaire aux conditions de la flèche tel que :

- b : la largeur de la poutre
- h : la hauteur de la poutre
- L : la longueur de la poutre entre nus si les dimensions des appuis sont connues.

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0,4h \leq b \leq 0,8h \end{array} \right.$$

Et selon les conditions imposées par le RPA99 modifié 2003(règlements parasismiques Algériennes). Les dimensions des poutres doivent aussi vérifier les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \geq 4$

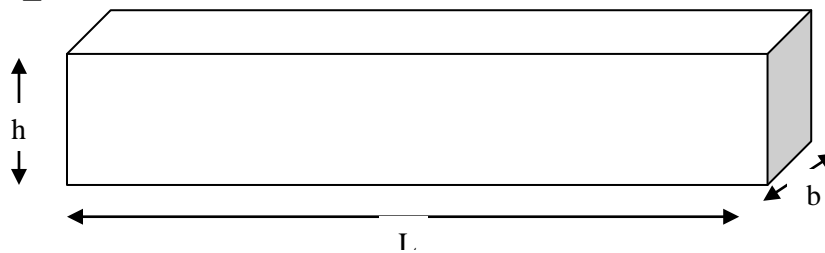


Figure II-6 : dimensions d'une poutre

II-3-1) PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES (P.P) :

Tableau II-6 : dimensions des poutres principales (P, P)

L_{\max} (cm)	$L/15 \leq h \leq L/10$ (cm)	h (cm) adopté par justification	b (cm)
4.20	$28 \leq h \leq 42$	h =35cm condition de RPA vérifier	30cm

❖ poutre principale P.P (b*h) cm²

P.P (30*35) cm² pour les poutres principales.

II-3-2) PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES SECONDAIRES (PS):

Le dimensionnement des poutres secondaires se fait selon les critères de rigidité et de RPA.

$$l/15 \leq h \leq l/10 ; 0,4 \times h \leq b \leq 0,8 \times h.$$

Tableau II-7 : dimension des poutres secondaires.

l (m)	$l/15 \leq h \leq l/10$ (cm)	$0,4 \times h \leq b \leq 0,8 \times h$ (cm)	Le chois adopté (b × h) cm ²
3.70	24.66 ≤ h ≤ 40	12 ≤ b ≤ 24	PS (30×30) cm ²

Le chois est convenable aux conditions de Règlement Parasismique Algérienne.

$$\left. \begin{array}{l} h/b \leq 4 \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{les trois conditions sont vérifiées soit pour les poutres principales} \\ \text{ou les poutres secondaires (PS).} \end{array}$$

II-4) PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Un poteau est un élément qui assure la transmission verticale des charges d’une structure vers un autre élément porteur, ou à la fondation.

Le pré dimensionnement s’effectue selon le cas le plus défavorable c’est le cas de la plus grande surface afférente, généralement le poteau du centre.

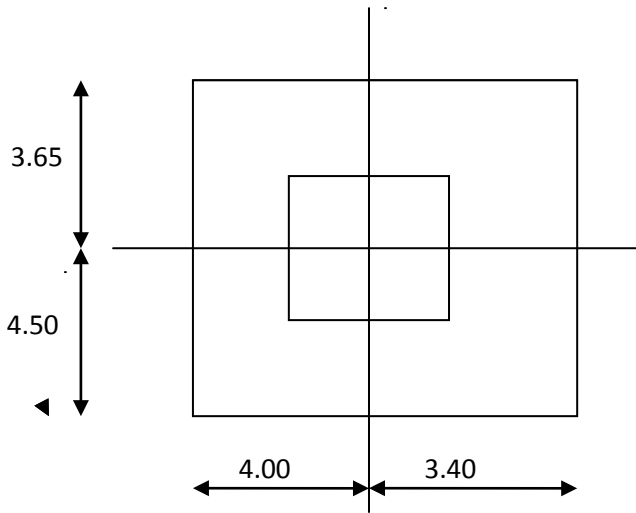


Figure II-7 : surface afférente du poteau de centre.

Critère de résistance d’après le BAEL 91.

$$B_r \geq \frac{K \beta N_u}{\theta (\sigma_{bc}/0,9) + 0,85(A/B_r)\sigma_s} \dots\dots\dots (II-1)$$

D’après les règles de BAEL 91 on prend $A/B_r = 1 \%$.

B_r : section réduite de béton $B_r = (b-0,02)(a-0,02)$.

θ : facteur de durée d’application des charges $\theta = 1$ (lorsque le durée est ≥ 24 h).

K : facteur correcteur pour la durée d’application des charges, les surcharges étant appliquées généralement après 90 jours donc $K=1$ sinon $K=1,2$.

N_u : l’effort normal ultime.

$$N_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

N_g : effort normal de la charge permanente.

N_q : effort normal de la charge d’exploitation.

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

β : Coefficient qui dépend de l’élancement du poteau.

σ_{bc} : Contrainte limite ultime de béton égale à 14,2MPa.

σ_s : Contrainte limite ultime d'acier égale à 348MPa.

Si on remplace les valeurs dans l'équation (II-1).

Avec $\lambda=35$ on trouve $\beta=1,2$ donc

$$B_r \geq \frac{1 \times 1,2 \times N_u}{(1 \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{1}{100} \right) 348)} \Rightarrow B_r \geq 0,064 N_u.$$

$B_r \geq 0,64 N_u$ (cm²) avec N_u en(KN).

II-4-1) L'APPLICATION DE LA LOI DE DEGRESSION:

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à plusieurs niveaux (plus de 4 étages).

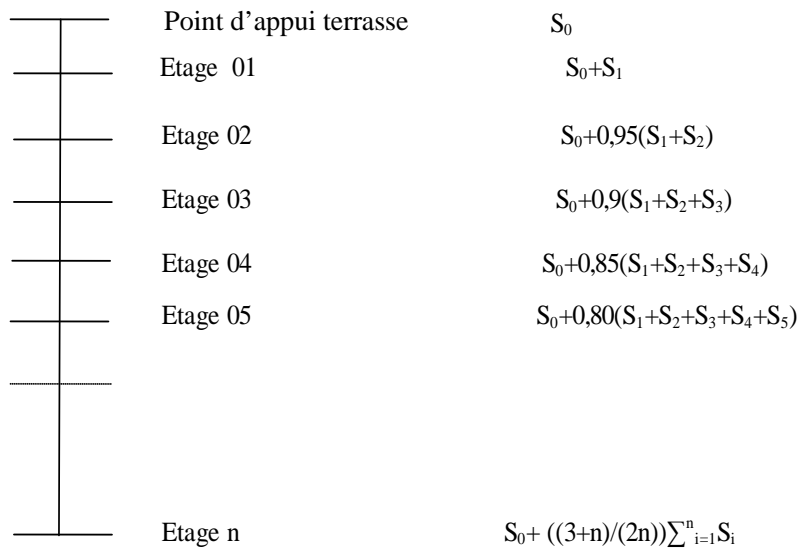


Figure II-8 : schéma de la loi de dégression des charges ($n \geq 5$).

II-4-2) CALCUL DE LA SURFACE AFFERENTE :

$$S_{\text{aff}} = \frac{4.5 + 3.65}{2} - 0.3 * \left[\frac{4.00 + 3.4}{2} - 0.3 \right] = 12.83m^2$$

II-4-3) CALCUL DE POIDS PROPRE G:

- Poutres principales PP et poutres secondaires PS : $P_p = b \cdot h \cdot l \cdot \rho_B$
avec $\rho_B = 25 \text{ KN/m}^3$; (poids volumique de béton).
- Poids des poteaux : $P_{\text{pot}} = b \cdot h \cdot H \cdot \rho_B$.
- Poids des planchers : $P_{\text{plan}} = G \cdot S_{\text{affG}}$.

II-4-4) LA CHARGE D'EXPLOITATION :

Tableau II-8 dégression des surcharges.

	Niveau (étage)	Q (KN/m ²)	Q×S _{affQ} (KN)
Q ₉	9	Q ₀	12.83
Q ₈	8	Q ₀ + Q ₁	32.07
Q ₇	7	Q ₀ +0,95(Q ₁ + Q ₁)	49.39
Q ₆	6	Q ₀ +0,90(3Q ₁)	64.79
Q ₅	5	Q ₀ +0,85(4Q ₁)	78.26
Q ₄	4	Q ₀ +0,80(5Q ₁)	89.81
Q ₃	3	Q ₀ +0,75(6Q ₁)	99.43
Q ₂	2	Q ₀ +0,71(7Q ₁)	109.05
Q ₁	1	Q ₀ +0,69(8Q ₁)	118.67
Q _{RDC}	RDC	Q ₀ +0,67(9Q ₁)	128.30
Q _{SS}	Sous-sol	Q ₀ +0,65(9Q ₁ +Q ₂)	167.11

Q₀ = 1,00 KN/m². Pour terrasse.

Q₁ = 1,50 KN/m² Pour RDC est 1 au 08 étage.

Q₂ = 5,00 KN/m². Pour sous-sol.

➤ Poteau du 9^{ème} étage :

- Poids du plancher : $12.83 \times 6.78 = 86.99 \text{ KN}$.
- Poids de la poutre principale :

$$(0.3 \times 0.35) \times 25 \times \left(\frac{4.20 + 3.35}{2} \right) = 9.91 \text{ KN}.$$

- Poids de la poutre secondaire : $(0.3 \times 0.3) \times 25 \times \left(\frac{3.70 + 3.10}{2} \right) = 7.65 \text{ KN}.$

$$G_9 = 104.55 \text{ KN}.$$

$$N_{U9} = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{u9} = 1.35 \times (104.55) + 1.5 \times 12.83 = 160.39 \text{ KN}.$$

$$B_{r9} \geq 0,64 \times 160.39 \Rightarrow B_{r9} \geq 102.65 \text{ cm}^2 \text{ soit un poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

➤ Poteau du 8^{ème} étage :

- Poids du plancher : $12.83 \times 5.2 = 66.72 \text{ KN}$.
- Poids de la poutre principale : 9.91 KN .
- Poids de la poutre secondaire 7.65 KN .
- Poids de poteau : $(0,30 \times 0,30) \times 3,06 \times 25 = 6.88 \text{ KN}$.

$$G_8 = 91.15 \text{ KN}.$$

$$N_{u8} = 1.35 \times (91.15 + 104.55) + 1.5 \times 32.07 = 312.31 \text{ KN}.$$

$$B_{r8} \geq 0,64 \times 312.31 \Rightarrow B_{r8} \geq 199.88 \text{ cm}^2 \text{ soit un poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

➤ Poteau du 7^{ème} étage :

- Poids du plancher : 66.72 KN .
- Poids de la poutre principale : 9.91 KN .
- Poids de la poutre secondaire : 7.65 KN .
- Poids de poteau : 6.88 KN .

$$G_7 = 91.15 \text{ KN}.$$

$$N_{u7} = 1.35 \times (91.15 + 195.70) + 1.5 \times 49.39 = 461.33 \text{ KN}.$$

$$B_{r7} \geq 0,64 \times 461.33 \Rightarrow B_{r7} \geq 295.25 \text{ cm}^2 \text{ soit un poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

➤ Poteau du 6^{ième} étage :

- Poids du plancher : 66.72 KN.
- Poids de la poutre principale : 9.91KN.
- Poids de la poutre secondaire : 7.65KN.
- Poids de poteau : 6.88KN .
- $G_6=91.15$ KN.

$$N_{u6}=1.35 \times (91.15+286.85) + 1.5 \times 64.79 = 607.48 \text{ KN.}$$

$$B_{r6} \geq 0,64 \times 607.48 \Rightarrow B_{r6} \geq 388.79 \text{ cm}^2 \text{ soit un poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2.$$

➤ Poteau du 5^{ième} étage :

- Poids du plancher : 66.72 KN.
- Poids de la poutre principale : 9.91KN.
- Poids de la poutre secondaire : 7.65KN.
- Poids de poteau : $(0,35 \times 0.35) \times 3,06 \times 25 = 9.37$ KN.

$$G_5=93.65 \text{ KN.}$$

$$N_{u5}=1.35 \times (93.65+378) + 1.5 \times 78.26 = 754.12 \text{ KN.}$$

$$B_{r5} \geq 0,64 \times 754.12 \Rightarrow B_{r5} \geq 482.63 \text{ cm}^2 \text{ soit un poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2.$$

➤ Poteau du 4^{ième} étage :

- Poids du plancher : 66.72 KN.
- Poids de la poutre principale : 9.91KN.
- Poids de la poutre secondaire : 7.65KN.
- Poids de poteau : 9.37KN.

$$G_4=93.65 \text{ KN.}$$

$$N_{u4}=1.35 \times (93.65+471.65) + 1.5 \times 89.81 = 897.87 \text{ KN.}$$

$$B_{r4} \geq 0,64 \times 897.87 \Rightarrow B_{r4} \geq 574.64 \text{ cm}^2 \text{ soit un poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2.$$

➤ Poteau du 3^{ième} étage :

- Poids du plancher : 66.72 KN.
- Poids de la poutre principale : 9.91KN.
- Poids de la poutre secondaire : 7.65KN.
- Poids de poteau : 9.37KN.

$$G_3=93.65 \text{ KN.}$$

$$N_{u3}=1.35 \times (93.65+565.30) + 1.5 \times 99.43=1038.73 \text{ KN.}$$

$$B_{r3} \geq 0,64 \times 1038.73 \Rightarrow B_{r3} \geq 664.78 \text{ cm}^2 \text{ soit un poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2$$

➤ Poteau du 2^{ieme} étage :

- Poids du plancher : 66.72 KN.
- Poids de la poutre principale : 9.91 KN .
- Poids de la poutre secondaire : 7.65 KN.
- Poids de poteau : $(0,40 \times 0,40) \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ KN.}$

$$G_2=96.52 \text{ KN.}$$

$$N_{u2}=1.35 \times (96.52+658.95) + 1.5 \times 109.05=1183.46 \text{ KN.}$$

$$B_{r2} \geq 0,64 \times 1183.46 \Rightarrow B_{r2} \geq 757.41 \text{ cm}^2 \text{ soit un poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2.$$

➤ Poteau du 1^{ieme} étage :

- Poids du plancher : 66.72 KN.
- Poids de la poutre principale : 9.91KN.
- Poids de la poutre secondaire : 7.65KN.
- Poids de poteau : 12.24 KN.

$$G_1=96.52 \text{ KN.}$$

$$N_{u1}=1.35 \times (96.52+755.47) + 1.5 \times 118.67 =1328.19 \text{ KN.}$$

$$B_{r1} \geq 0,64 \times 1328.19 \Rightarrow B_{r1} \geq 850.04 \text{ cm}^2 \text{ soit un poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2.$$

➤ Poteau du rez de chaussée (RDC):

- Poids du plancher : 66.72 KN.
- Poids de la poutre principale : 9.91KN.
- Poids de la poutre secondaire : 7.65KN.
- Poids de poteau : $(0.45 \times 0.45) \times 25 \times 3.33 = 16.86 \text{ KN.}$

$$G_{RDC}=101.14 \text{ KN.}$$

$$N_{RDC}=1.35 \times (101.14+851.99) + 1.5 \times 128.30 =1479.18 \text{ KN.}$$

$$B_{RDC} \geq 0,64 \times 1479.18 \Rightarrow B_{RDC} \geq 946.67 \text{ cm}^2 \text{ soit un poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2.$$

➤ Poteau du sous-sol (SS) :

- Poids du plancher : $6,30 \times 12.83 = 80.83 \text{ KN.}$
- Poids de la poutre principale : 9.91KN.

- Poids de la poutre secondaire : 7.65KN.
- Poids de poteau : 20.65 KN.

$$G_{SS}=119.04 \text{ KN.}$$

$$N_{SS}=1.35 \times (119.04 + 953.13) + 1.5 \times 167.11 = 1698.09 \text{ KN.}$$

$$B_{SS} \geq 0,64 \times 1698.09 \Rightarrow B_{SS} \geq 1086.78 \text{ cm}^2 \text{ soit un poteau de } (50 \times 50) \text{ cm}^2.$$

II-4-5) VERIFICATION DES SECTIONS DES POTEAUX :

A-VERIFICATION SELON LE RPA 2003 :

Poteau carré (zone II-A) :

$$\begin{cases} \text{Min (a, b)} \geq 30\text{cm} & \text{(a)} \\ \text{Min (a, b)} \geq h_e/20 & \text{(b)} \\ 1,4 \leq a/b \leq 4 & \text{(c)} \end{cases}$$

Avec h_e la hauteur d'étage.

B-VERIFICATION DE STABILITE DE FORME (FLAMBEMENT):

D'après le BAEL 91, il faut vérifier $\lambda \leq 35$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}}, \text{ avec } l_f = 0,7 l_0.$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$S = ab = a^2$$

Tel que :

λ : l'élancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement

$l_0 = h_e$: la hauteur d'étage

i : Rayon de giration minimal

I : moment d'inertie du poteau ; ($I = \frac{a^4}{12}$ cas des poteaux carrés).

Tableau II-9 Vérification de flambement et les conditions de RPA 2003.

Niveau	(a b) cm ²	$l_0(m)$ h_e	$l_f(m)$ $0,7 l_0$	$i(m)$	λ l_f/i	$\lambda \leq 35$	condition $a \geq 25$	condition b $a \geq h_e/20$	Condition c $1/4 \leq a/b \leq 4$
Sous Sol	(50.50)	4.08	2,86	0,144	19.86	CV	CV	CV	CV
RDC et 1	(45.45)	4,08	2,86	0,129	18,06	CV	CV	CV	CV
		3.06	2.14	0.129	16.59				
2 et 3	(40.40)	3,06	2,14	0,115	18,60	CV	CV	CV	CV
4 ;5 et 6	(35.35)	3,06	2,14	0,101	21,18	CV	CV	CV	CV
7 ;8 et 9	(30.30)	3,06	2,14	0,086	24.88	CV	CV	CV	CV

Remarque :

$l_f = 0,7l_0$ Lorsque les poteaux considérés comme bi-encasté (cas des bâtiments).

II-5) Pré dimensionnement des voiles :

II-5-1) Les voiles de contreventement :

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions du [RPA99/A.7.7.1]

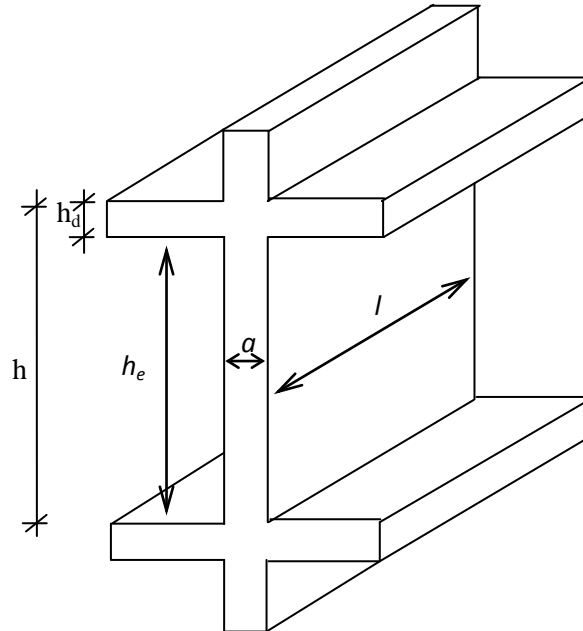


Figure-II 9: Voile en élévation.

Première condition :

$$L \geq 4 a \Rightarrow a \leq \frac{L}{4}$$

Avec :

L : Largeur du voile correspondant à la portée maximale.

Deuxième condition :

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Avec : a_{\min} : Epaisseur minimal du voile.

Troisième condition : Condition de rigidité aux extrémités :

Dans notre structure on trouve 2 types de voiles :

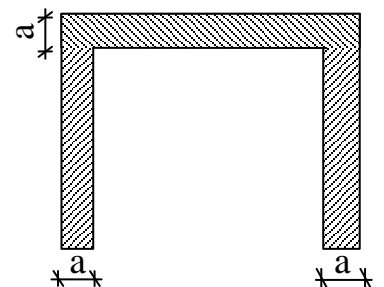


Figure-II-10: Vue en plan de voile de la cage d'ascenseur.

- Pour le 1^{er} type : $a \geq \frac{h_e}{25}$

II-5-2) Voiles périphériques de sous-sol :

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de l' RPA99 v. 2003 .

- $a_{\min} = 20 \text{ cm}$ [RPA99/10.1.2]
- $a \geq \frac{h_e}{25}$ [RPA99/7.7.1]

Les résultats de calcul de tous les types de voiles sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Tableau II-10 : Epaisseur des voiles

Type de voile	L [cm]	L/4 [cm]	h_e [cm]	$\frac{h_e}{25}$ [cm]	$\frac{h_e}{20}$ [cm]	Epaisseur adoptée [cm]
Type 1	147	36.75	388	15.52	19.40	20
Voile périphérique	420	105	388	15.52	19.40	20

CHAPITRE III

Etude des planches

III-1) INTRUCTION :

Les planchers sont des éléments structuraux porteur déterminent les différents niveaux d'une construction, leurs rôles essentiels :

- Une plate-forme porteuse pour étage considéré.
- Toit pour l'étage sous-jacent.
- Ecran permettant le confort de l'habitation.
- Élément de stabilité.

Les planchers choisis dans cette étude sont des planchers à corps creux de (16+4) cm avec une dalle de compression et des planchers en dalle pleine ayant 16cm d'épaisseur.

Le calcul effectué dans ce chapitre consiste à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter pour les sections d'aciers longitudinales et transversales.

III-2) CALCUL DES PLANCHERS :

III-2-1) CALCUL DES PLANCHERS A CORPS CREUX :

Constitués d'une dalle de compression de faible épaisseur (4 à 5 cm) reposant sur un ensemble de poutrelles parallèles entre elles, légèrement espacées (environ 60 cm) et séparées par des entrevous (corps creux) servant de coffrage perdu à la fois pour la face inférieure de la dalle de compression et pour les faces latérales des poutrelles et améliorant l'isolation thermique et acoustique.

III-2-1-1) ETUDE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, il faut respectées les conditions suivantes : **(BAEL B.6.8, 42)**

- La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm et être armée de quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :
 - 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).
 - 30cm pour les armatures parallèles aux nervures (A_{\parallel}).
- La section minimale des armatures doit être :

- Pour l'écartement des axes des nervures : $50cm \leq L_n \leq 80cm$

Donc on a $A_{\perp} \geq 4 \left(\frac{L_n}{f_e} \right)$; $A_{\parallel} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$ Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité des armatures. Donc pour un treillis soudés de diamètre $\phi \leq 6mm$ et $f_e = 520MPa$

- Armature perpendiculaire aux nervures : $50cm \leq L_n = 60cm \leq 80cm$

Donc on a : $A_{\perp} \geq 4 \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \left(\frac{60}{520} \right)$
 $\Rightarrow A_{\perp} \geq 0,461cm^2 / ml$

On prend $5\phi 6/ml \Rightarrow A_{\perp} = 1,41cm^2 / ml$ alors $e = 20cm$.

- Armatures parallèles aux nervures :

$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} \geq \frac{1,41}{2}$
 $\Rightarrow A_{\parallel} = 0,705cm^2 / ml$

On prend $5\phi 6/ml \Rightarrow A_{\perp} = 1,41cm^2 / ml$ donc $e = 20cm$

On adopte un treillis soudé $\phi 6(200 \times 200)mm^2 (ST15C)$ avec un recouvrement de deux mailles (40cm) pour chaque direction.

III-2-1-2) ETUDE DES POUTRELLES :

➤ PREDIMENSIONNEMENT :

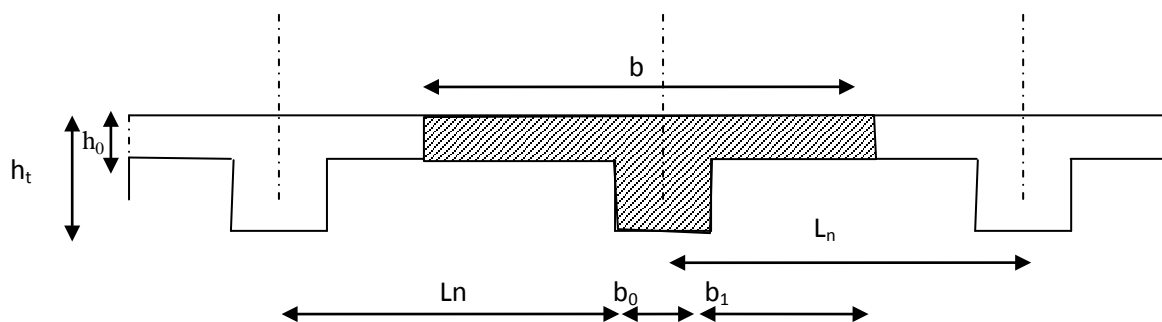


Figure III-1 schéma des poutrelles

$h_t = 20cm \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 16cm \text{ Épaisseur } (h) \text{ de corps creux.} \\ 4cm \text{ Épaisseur } (h_0) \text{ de la dalle de compression.} \end{array} \right.$

La fissuration est peu préjudiciable ; donc il faut que $b_0.d^2 \geq \frac{M_u}{\mu_{lu}.f_{bu}}$ selon le

BAEL91 avec b_0 : La largeur de la nervure.

d : La hauteur utile $d = 0,9h_t$.

M_u : Le moment ultime ($f_{c28} \leq 30MPa$)

μ_{lu} : Le moment réduit ultime limite $\left(10^4 \mu_{lu} = 3440\theta\gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050\right)$.

γ : Le rapport du moment ultime au moment de service $\gamma = M_u / M_{ser}$.

f_{bu} : Résistance de calcul ($f_{bu} = 14,2MPa$).

$$M_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot \frac{L^2}{8} \cdot 0,6 \Rightarrow M_u = (1,35 \times 5,2 + 1,5 \times 1,5) \times \frac{(4,00)^2}{8} \times 0,6$$

$$\Rightarrow M_u = 11,12KN.m$$

$$\gamma = \frac{1,35G + 1,5Q}{G + Q} \Rightarrow \gamma = 1,38 ; \theta = 1 \text{ Les charges appliquées après 24h.}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1 \times 1,38 + 25 \times 49 - 3050) \Rightarrow \mu_{lu} = 0,300$$

$$b_0 \geq \frac{11,12}{(0,18)^2 \times 0,300 \times 14,2 \times 10^3} \Rightarrow b_0 \geq 8,05cm$$

On prend $b_0 = 12cm$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24cm \\ b_1 \leq \frac{4,00}{10} = 0,40m = 40cm \\ 24cm \leq b_1 \leq 40cm \end{array} \right.$$

$$L_n = 60cm \text{ et } L = 4,00m$$

L_n : La distance entre axes des nervures.

L : La distance maximale entre nus d'appuis de la travée considérée

$b_1 = \min(24,40,32)$ On prendra donc $b_1 = 24cm$.

$$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 60cm.$$

On a un plancher (16+4).

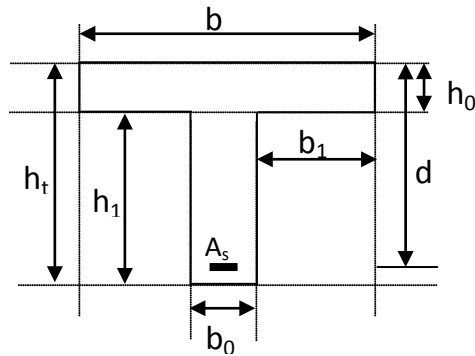


Figure III-2 dimensions des poutrelles

- $h_t=20\text{cm}$
- $h_0=4\text{cm}$
- $b=60\text{cm}$
- $b_0=12\text{cm}$
- $b_1=24\text{cm}$
- $d=0,9h=18\text{cm}$

➤ **EVALUATION DE LA CHARGE :**

- **ELU :** $P_u = (1,35G + 1,5Q).b$
- **ELS :** $P_{ser} = (G + Q).b$

Tableau III-1 évaluation des charges.

Type du plancher	$b(m)$	$G(KN / m^2)$	$Q(KN / m^2)$	$P_u (KN / m)$	$P_{ser} (KN / m)$
Etage courant	0,6	5,20	1,50	5,56	4,02
Terrasse	0,6	6,78	1,00	6,40	4,67

➤ **LES TYPES DES POUTRELLES :**

Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée, donc on trouve les types indiqués sur la figure (III-3).

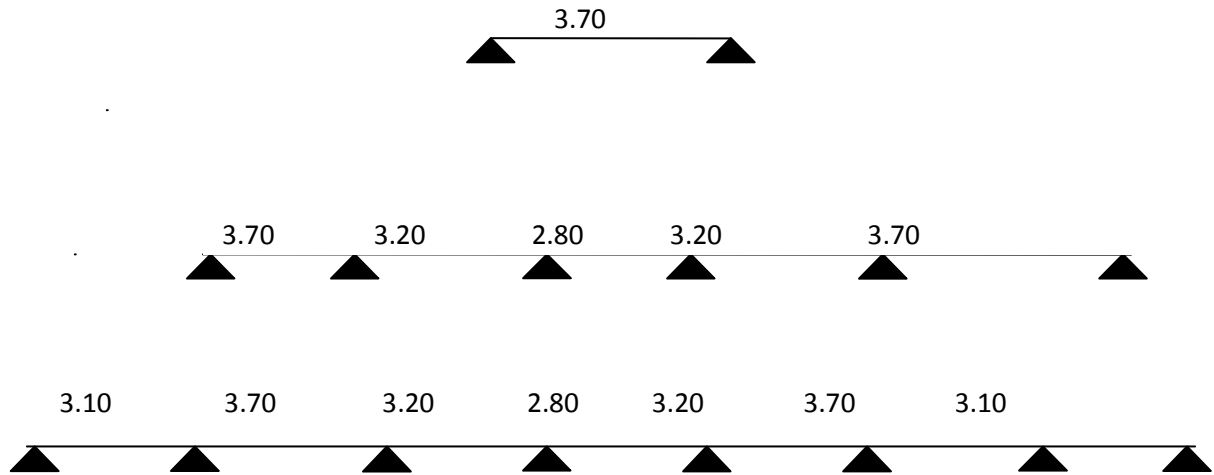


Figure III-3 Type de poutre a calculé

III-2-2) METHODE DE CALCUL :

• **PRINCIPE :**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximales du moment M_0 dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes chargements que la travée.

• **LES CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE :**

- Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire :
 $Q \leq \max(2G; 5) KN / m^2$.

Avec :

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation.

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées.
- Les portés vérifient : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

• **VERIFICATION DES CONDITIONS DE LA METHODE FORFAITAIRE POUR NOTRE PROJET :**

a) $Q = 1,00 KN / m^2$; $Q = 1,50 KN / m^2$; Pour chaque étage.

- Donc : $Q = 1,50 \text{ KN} / \text{m}^2 < 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$
- b) la fissuration est peu préjudiciable $\dots\dots\dots \text{CV}$
- c) Les moments d'inerties sont constante $\dots\dots\dots \text{CV}$
- d) les portés de tous les travées sont vérifiées que $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{CV}$

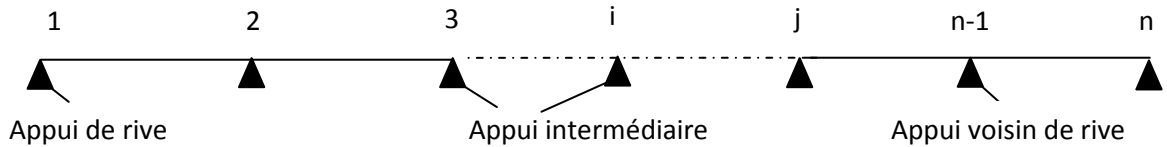


Figure III-4 : type d'une poutrelle continue.

Moment sur appuis :

- Appuis de rive : $M_a = 0,2M_{0j}^i = M_{a1} = M_{an}$
- Appuis voisins de rive : $M_a = 0,5M_{0j}^i = M_{a2} \Rightarrow M_{a(n-1)}$
 Si plus à deux (2) travées
- Appuis intermédiaires : $M_a = 0,4M_{0j}^i = M_{a3} \dots = M_{a(n-2)}$
- Appuis intermédiaires : $M_a = 0,6M_{0j}^i = M_{a2} \dots \dots \dots$ Si à (2) travées.

➤ **Moment en travées :**

Le moment en travée est au moins égale à :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ 1,05.M_0 \end{array} \right.$
 $\Rightarrow \dots\dots\dots$ pour tous les cas.
- $M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{0i}$ $\Rightarrow \dots\dots\dots$ travée de rive.
- $M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{0i}$ $\Rightarrow \dots\dots\dots$ travée intermédiaire.

Avec :

M_{0i} : Moment maximal dans la travée de référence (isostatique).

M_t : Moment maximal dans la travée continue.

M_a : Moment sur appuis.

M_{0j}^i : Moment maximal de gauche ou droite de l'appui considéré.

α : Coefficient $\left(\alpha = \frac{Q}{G + Q} \right)$.

• **LE PRINCIPE GENERALE DU CALCUL DES SOLLICITATIONS DES ETAGES :**

Tableau III-2 Valeur des charges et coefficient α .

		Terrasse	Etage habitation
ELU	Q_u (KN/m)	6,40	5,56
ELS	Q_{ser} (KN/m)	4,67	4,02
α		0,128	0,224

Application de la méthode forfaitaire :

On prend les 03 types comme exemple de calcul

Poutrelle 03 : tous les planchers courant.

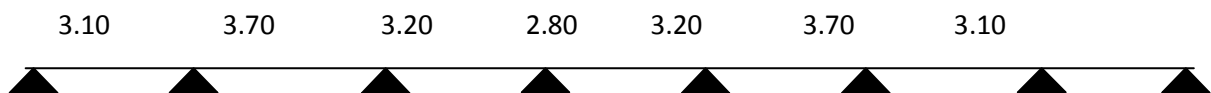


Figure III-5 Poutrelle Type 03

* Calcul les moments fléchissant

* moment flichissant en appuis

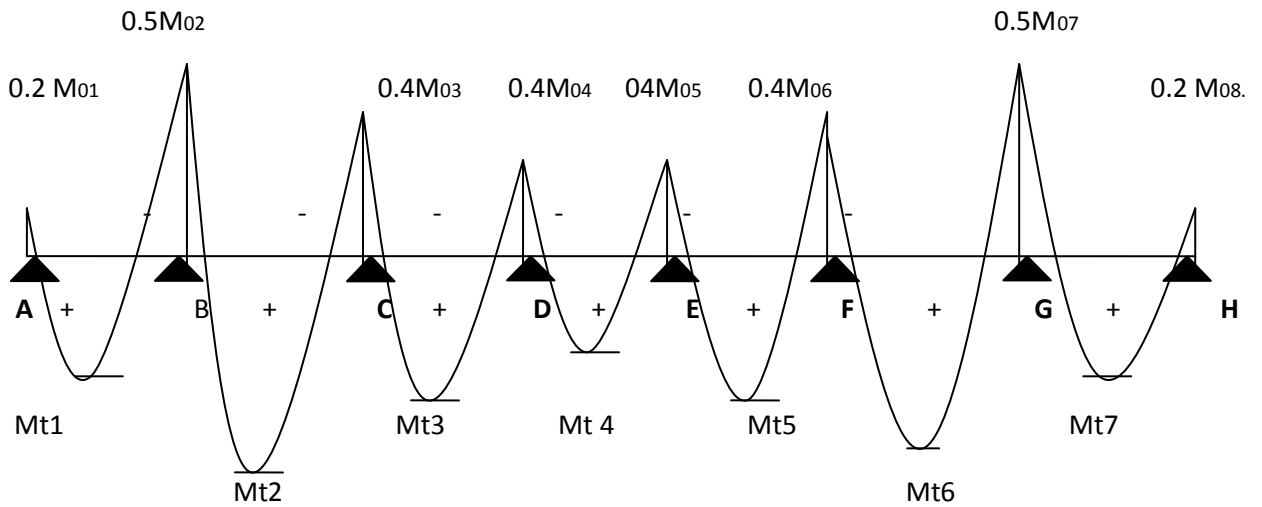


Figure III-6 moment fléchissant en appuis

Moment isostatique

$$Mo1 = \frac{QU * L^2}{8} = \frac{5.56 * (3.10)^2}{8} = 6.68KN * M$$

$$Mo2 = \frac{QU * L^2}{8} = \frac{5.56 * (3.70)^2}{8} = 9.51KN * M$$

$$Mo3 = \frac{QU * L^2}{8} = \frac{5.56 * (3.20)^2}{8} = 7.12KN * M$$

$$Mo4 = \frac{QU * L^2}{8} = \frac{5.56 * (2.80)^2}{8} = 5.45KN * M$$

$$Mo1 = Mo7 = 6.68KN * M$$

$$Mo3 = Mo5 = 7.12KN * M$$

$$Mo6 = Mo2 = 9.51KN * M$$

Calcule le moment en appuis

- $Mo = 0.2 Mo1 = Mow = Moe = 0.2 * 6.88 = 1.34 KN.m$
- $M7 = Mo = 1.34 KN * m$
- $M1 = 0.5 Mo_1^2 = 0.5 * 9.51 = 4.75KN * M$
- $M1 = M6 = 0.5 * 9.51 = 4.75KN * M$
- $M2 = 0.4 Mo_2^3 = 0.4 * 9.51 = 3.80KN * M$
- $M2 = M5 = 3.80KN * M$
- $M3 = 0.4 Mo_3^4 = 0.4 * 7.12 = 2.85KN * M$
- $M3 = M4 = 2.85KN * M$

CALCULE LE MOMENT DE POUTRELLE

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \text{Max} \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) * M_o \\ 1.05 M_o \end{cases}$$

Les travées de rive

$$M_{t1} + \frac{1.34 + 4.75}{2} \geq \text{Max} \begin{cases} (1 + 0.3 * 0.224) 6.68 \\ 1.05 * 6.68 \end{cases}$$

$$M_{t1} = 3.04 > \text{Max} \begin{cases} 7.13 \\ 7.01 \end{cases}$$

$$M_{t1} = 7.13 - 3.04 = 4.09 \text{ KN} * \text{M}$$

Verification:

$$M_{t1} = \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{o1} = 4.23 \text{ KN} * \text{M}$$

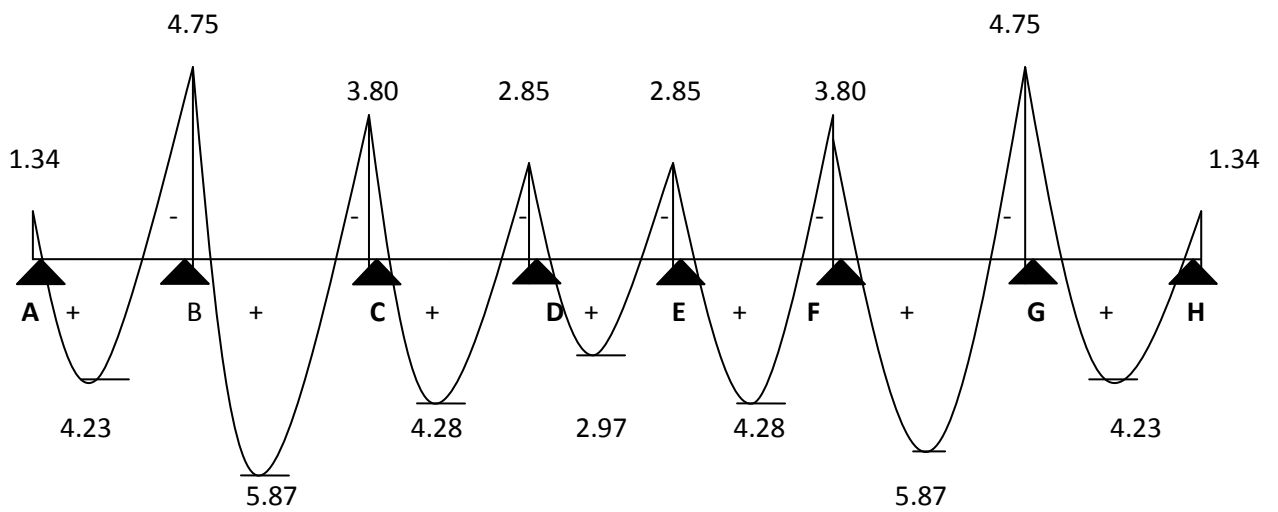
$$M_{t1} = \text{Max} \{ 4.09, 4.23 \text{ KN.M} \}$$

On prend

$$M_{t1} = 4.23 \text{ KN} * \text{M}$$

Tableau III-3 sollicitations de plancher de étage courant à ELU.

SOLICITATION ELU					
Étage courant	Appui	Moment en appuis	Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
	0	1.34	4.23	7.52	-
	1	4.75	5.87	10.54	- 7.52
	2	3.80		9.20	- 10.54
	3	2.85	4.28	7.78	- 9.20
	4	2.85	2.97	8.60	- 7.78
	5	3.80	4.28	10.54	- 8.60
	6	4.75	5.87	7.52	- 10.54
	7	1.34	4.23	-	- 7.52



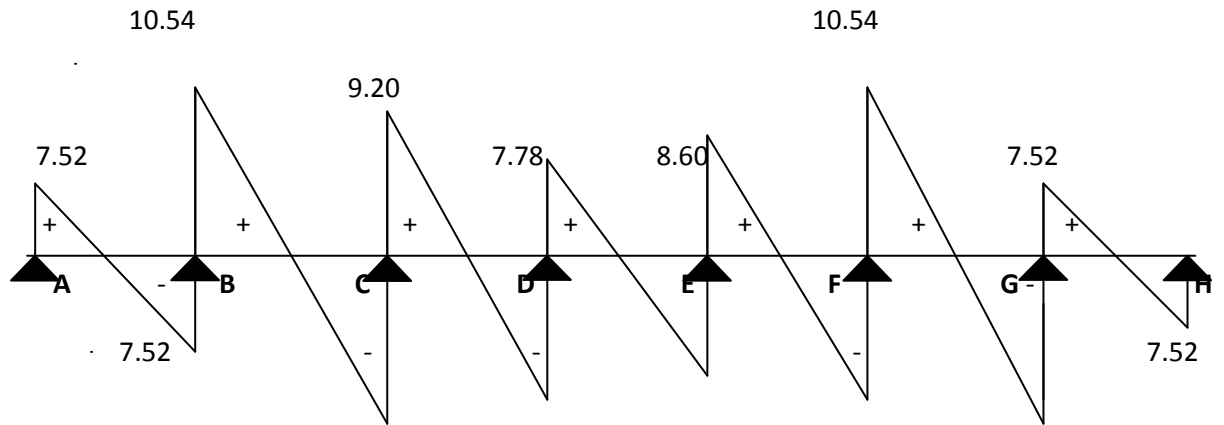


Figure III-7 diagramme des moments et effort tranchant de l'étage courant à ELU

Moment isostatique

$$Mo1 = \frac{QU * L^2}{8} = \frac{4.02 * (3.10)^2}{8} = 4.83 KN * M$$

$$Mo2 = \frac{QU * L^2}{8} = \frac{4.02 * (3.70)^2}{8} = 6.88 KN * M$$

$$Mo3 = \frac{QU * L^2}{8} = \frac{4.02 * (3.20)^2}{8} = 5.14 KN * M$$

$$Mo4 = \frac{QU * L^2}{8} = \frac{4.02 * (2.80)^2}{8} = 3.94 KN * M$$

Mo1 = =Mo7= 4.83 KN*M

Mo3=Mo5=5.14 KN*M

Mo6=Mo2=6.88 KN* M

Calcule le moment en appuis

- Mo= 0.2 Mo1 = Mow = Moe = 0.2 x 4.83 = 0.97 KN.m
- M7= Mo= 0.97 KN x m
- M1= 0.5Mo₁² = 0.5 * 6.88 = 3.44KN * M
- M1 = M6 = 0.5 * 6.88 = 3.44KN * M
- M2 = 0.4Mo₂³ = 0.4 * 6.88 = 2.75KN * M
- M2 = M5 = 2.75KN * M
- M3 = 0.4Mo₃⁴ = 0.4 * 5.14 = 2.06KN * M
- M3 = M4 = 2.06KN * M

CALCULE LE MOMENT DE POUTRELLE

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq \text{Max} \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) * M_o \\ 1.05 M_o \end{cases}$$

les travées de rive

$$M_{t1} + \frac{0.97 + 3.44}{2} \geq \text{Max} \begin{cases} (1 + 0.3 * 0.224) 4.83 \\ 1.05 * 4.83 \end{cases}$$

$$M_{t1} = 2.20 > \text{Max} \begin{cases} 5.15 \\ 5.07 \end{cases}$$

$$M_{t1} = 5.15 - 2.20 = 2.95 \text{ KN} * \text{M}$$

Verification

$$M_{t1} = \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{o1} = 3.05 \text{ KN} * \text{M}$$

$$M_{t1} = \text{Max} \{ 2.95, 3.05 \text{ KN.M} \}$$

On prend

$$M_{t1} = 3.05 \text{ KN} * \text{M}$$

Tableau III-4 sollicitations de plancher de étage courant à ELS

<u>SOLICITATION ELS</u>					
<u>Etage courant</u>	Appui	Moment en appuis	Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
	0	0.97	3.05	5.41	-
	1	3.44	<u>4.23</u>	<u>7.59</u>	- 5.41
	2	2.75		6.62	- 7.59
	3	2.06	3.08	5.60	- 6.62
	4	2.06	2.14	6.19	- 5.60
	5	2.75	3.08	7.59	- 6.19
	6	3.44	4.23	5.41	- 7.59
	7	0.97	3.05	-	- 5.41

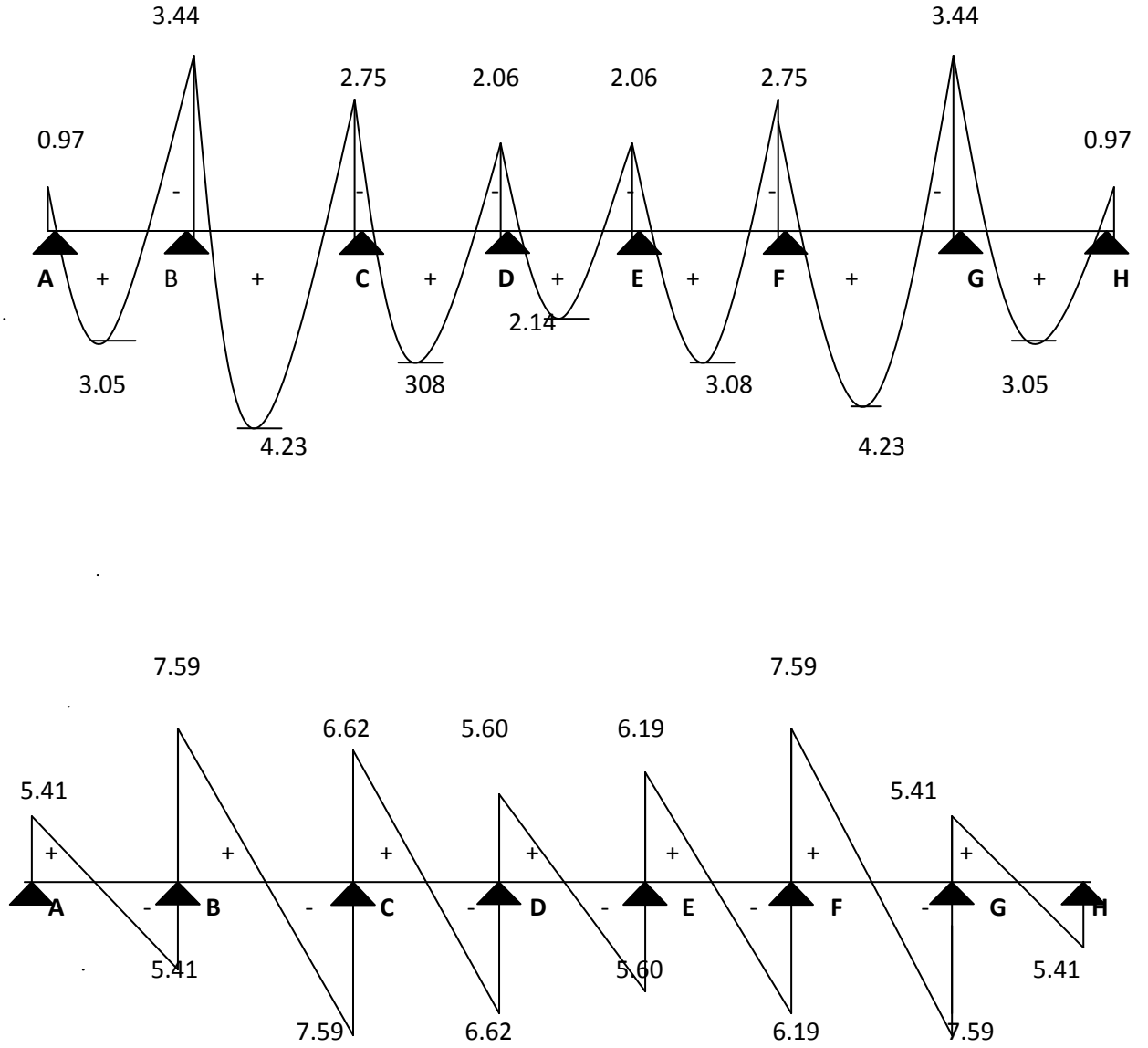
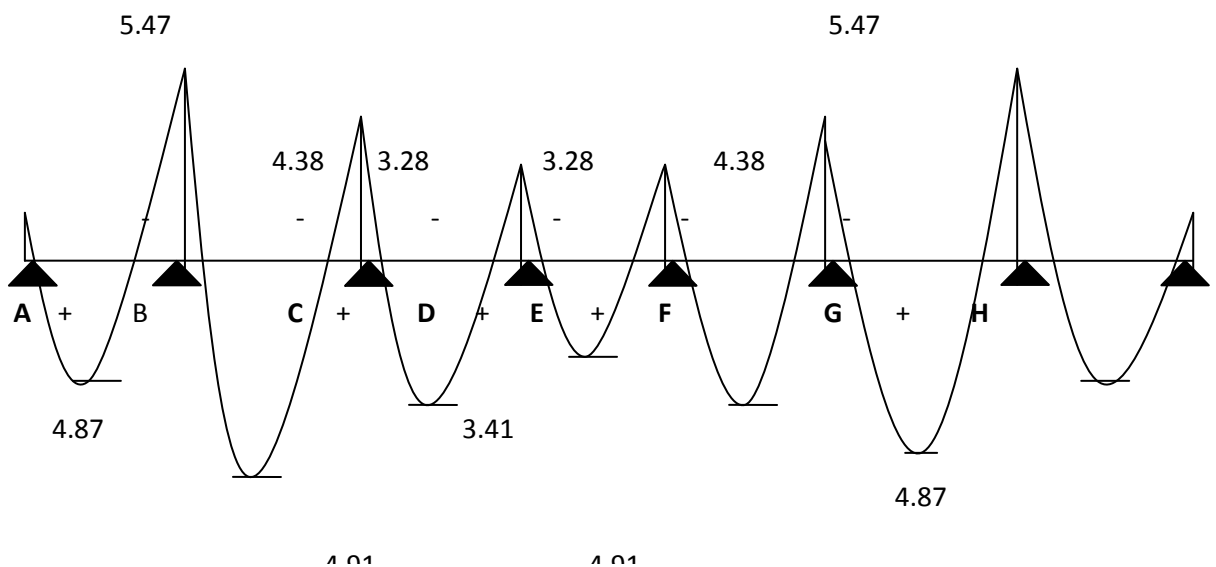


Figure III-8 diagramme des moments et effort tranchant de l'étage courant a ELS

Tableau III-5 : sollicitation de plancher de terrasse à ELS

SOLICITATION ELU					
Terrasse	Appui	Moment en appuis	Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
	0	1.54	4.87	8.65	-
	1	5.47		6.76	12.13
	2	4.38	10.58		- 12.13
	3	3.28	4.91	8.96	- 10.58
	4	3.28	3.41	10.58	- 8.96
	5	4.38	4.91	12.13	- 10.58
	6	5.47	6.76	8.65	- 12.13
	7	1.54	4.87	-	- 8.65



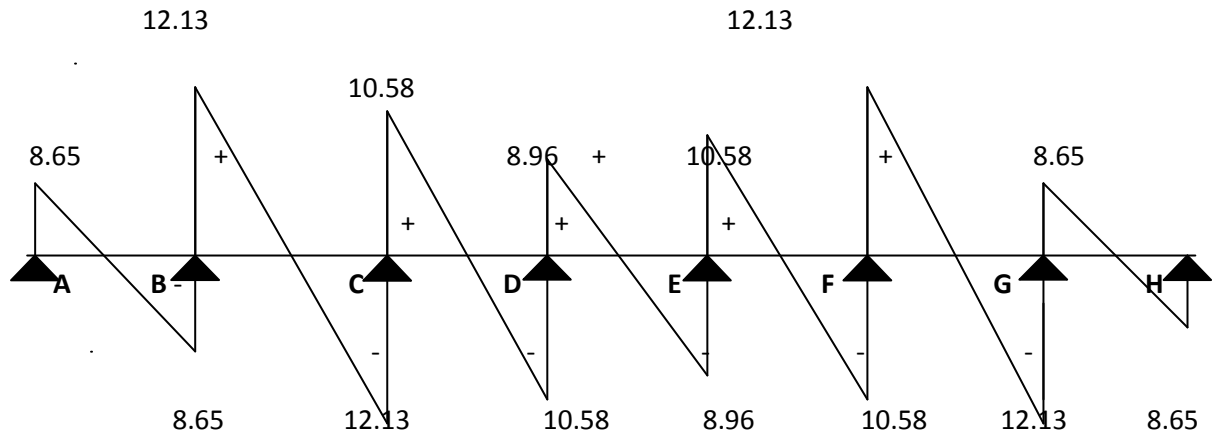


Figure III-9 diagramme des moments et effort tranchant de terrasse à ELU

Tableau III-6 sollicitations de plancher de terrasse à ELS

SOLICITATION ELS					
Terrasse	Appui	Moment en appuis	Moment en travée	Effort tranchant (KN)	
	0	1.11	3.51	6.23	-
	1	3.94	4.87	8.73	- 6.23
	2	3.15	3.53	7.62	- 8.73
	3	2.36	2.45	6.45	- 7.62
	4	2.36	3.53	7.62	- 6.45
	5	3.15	4.87	8.73	- 7.62
	6	3.94	3.51	6.23	- 8.73
	7	1.11		-	- 6.23

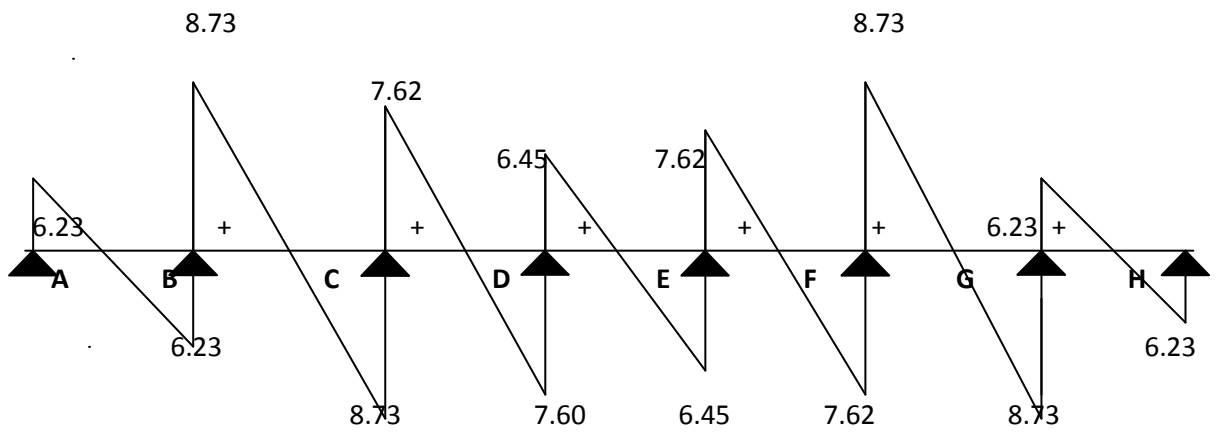
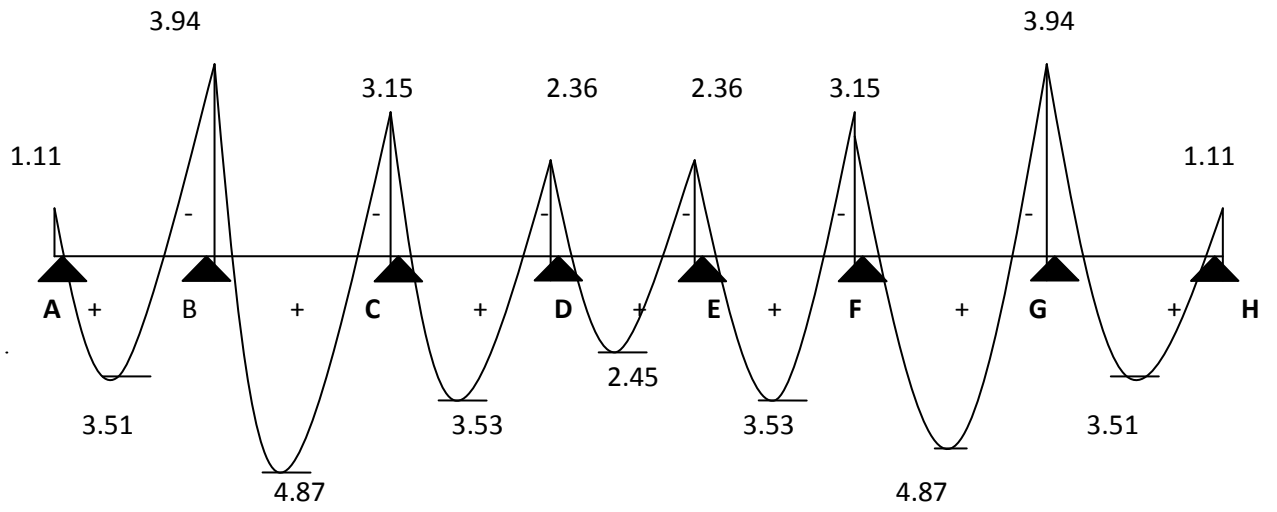


Figure III-10 diagramme des moments et effort tranchant de terrasse a ELS

III-2-3) LES SOLLICITATIONS MAXIMALES DES ETAGES :

Tableau III-7 les sollicitations maximales

Sollicitations	ELU	ELS
$M_{t \max}$ (KN.m)	6,76	4,87
$M_{a \max}$ (KN.m)	5,47	3,94
T_{\max} (KN)	12.13	8.73

III-2-4) CALCUL DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES :

Le béton résiste bien à la compression et l’acier à la traction, pour cela on ajoute les aciers au béton pour obtenir une section efficace.

- **Dimensions des poutrelles :**

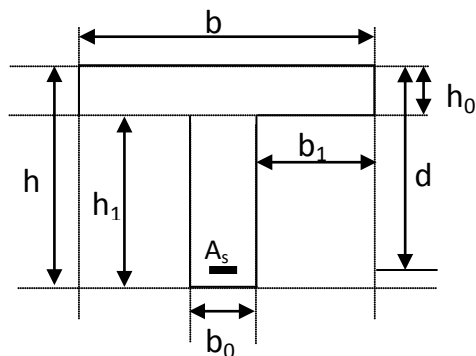


Figure III-11 : dimensions des poutrelles

- | | |
|---|----------------------|
| { | h=20cm |
| | h ₀ =4cm |
| | b=60cm |
| | b ₀ =12cm |
| | b ₁ =24cm |
| | d=0,9h=18cm |

- **Caractéristiques des matériaux :**

Tableau III-8 Caractéristiques des matériaux

γ_b	γ_s	f_e	f_{c28}	f_{t28}	σ_{bc}	σ_s
1,5	1,15	400MPa	25MPa	2,1MPa	14,2MPa	348MPa

- **Calcul de moment de la table :**

$$M_{tu} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_{bc}$$

$$M_{tu} = 0,6 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M_{tu} = 54,52 \text{KN.m}$$

$$M_t < M_{tu} \Rightarrow M_{t_{\max}} = 6,76 \text{KN.m} < 54,52 \text{KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression on calcule la section comme section rectangulaire (b×h) ;(60×20) cm².

- **Condition de non fragilité :**

La condition de non fragilité est une vérification assurée un minimum d'acier proportionnel à la section du béton avec :

$$A \geq A_{\min} \begin{cases} A : \text{étant la section total d'acier dans le béton.} \\ A_{\min} : \text{La section minimale d'acier.} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{I \cdot f_{t28}}{0,81 \cdot h \cdot v \cdot f_e} ;$$

I : Moment d'inertie de la section totale du béton (supposé non fissurer).

v : Distance entre le centre de gravité (CDG) et la fibre tendue.

- **Cas particulier :** section rectangulaire

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Pour notre cas :

- En travée : $A_{\min} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,30 \text{cm}^2$

- En appuis : $A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,26 \text{cm}^2$

- **Exemple de calcul de ferrailage :**

On prend le cas de travée.

$$M_t = 6,76 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{6,76 \times 10^{-3}}{0,6 \times (0,18)^2 \times 14,2} \quad (\text{Moment réduite})$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,079$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,103$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{6,76 \times 10}{0,960 \times 0,18 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{\min}) \Rightarrow A_s = 1,30 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures s'effectué a respectée quelque conditions comme la condition de non fragilité et les dispositions constructives.

Pour notre cas, on a choisis : **3T12=3,39cm²**.

Pour le calcul des armatures d'appuis, on suivre les mêmes démarches, les résultats sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III-9 calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis.

	$M(KN.m)$	μ	α	β	$A_s(cm^2)$	$A_{\min}(cm^2)$	choix	$A_s(cm^2)$
Travée	6.76	0,079	0,103	0,96	1,12	1,30	3T12	3.39
Appuis	5,47	0,020	0,025	0,99	0,88	0,26	2T12	2,26

• **Schéma de ferrailage :**

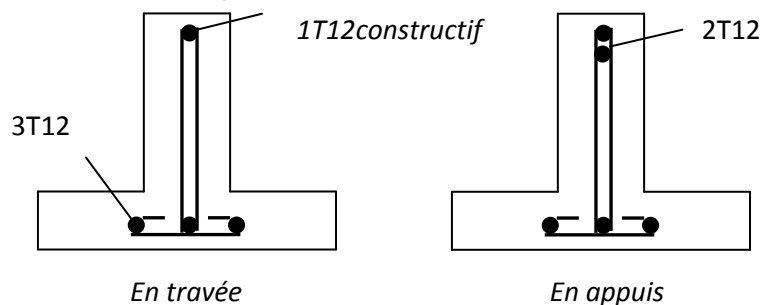


Figure III-12 : ferrailage des poutrelles

➤ **VERIFICATION A L'ELS :**

La vérification consiste à limitée les contraintes dans le béton et dans les aciers tendue.

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

- Pour le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28}$
- Ou bien $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$
- Pour l'acier aucune limitation des contraintes, lorsque les fissurations considérants comme peu préjudiciable.
- **Vérification de la contrainte du béton :**

En travée et en appuis on a vérifié la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III-10 : vérification de la contrainte de service limite pour le

béton

	$M_u (KN.m)$	$M_{ser} (KN.m)$	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
<i>Travée</i>	6.76	4,87	1,39	0,103	0,445	<i>CV</i>
<i>Appuis</i>	5.47	3.94	1,39	0,025	0,445	<i>CV</i>

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

La condition ($\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$) est vérifié donc : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

- **VERIFICATION D'EFFORT TRANCHANT :**

Pour la fissuration peu préjudiciable :

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\text{Contrainte tangente limite : } \tau_{lim} = \min[0,2f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa] \Rightarrow \tau_{lim} = 3,33MPa = \overline{\tau}$$

Tableau III-11 : vérification d'effort tranchant.

$T_{max} (KN)$	$\tau_u (MPa)$	$\tau_{lim} (MPa)$	Observation de $\tau_u \leq \tau_{lim}$
11,73	0,561	3,33	Condition vérifié

III-2-5) VERIFICATION DE LA FLECHE :

La vérification de la flèche consiste à limite les déformations à une certaine limite, il faut donc que les conditions suivantes soient vérifiées :

Tableau III-12 : vérification de la flèche

Condition	Vérification	Observation
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{20}{370} = 0,054 \geq 0,0625$	C.N.V
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{20}{370} = 0,054 \geq \frac{4,87}{10 \times 7.88} = 0,061$	C.N.V
$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	$\frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$	C.N.V

Les conditions ci-dessus ne sont pas vérifiées ; on procède au calcul des flèches, donc il est nécessaire de procéder à une justification des déformations, par l'application des principes de l'article **A.4.6, 1** du **BAEL 91**, on calcule :

- Les flèches instantanée et différée F_{gi} , F_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes.
- La flèche instantanée F_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- La flèche instantanée F_{pi} dus à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La part de la flèche totale à comparer aux valeurs admissibles a pour valeur :

$$\Delta F_t = F_{gv} - F_{ji} + F_{pi} - F_{gi} .$$

La flèche admissible est : $\Delta F_t \leq \frac{L}{500}$ (lorsque $L < 5m$)

On doit vérifier : $\Delta F_t \leq \frac{L}{500} = F_{admi}$.

Pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$F_i = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} \quad \text{Avec} \quad I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad \text{Et} \quad \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} ;$$

$$\mu = \max \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 1 - (1,75 f_{t28}) / (4\rho\sigma_s + f_{t28}) \end{array} \right. \quad \text{Et} \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot b}$$

Pour les flèches dues aux charges de longues durées :

$$F_v = \frac{ML^2}{10E_v I_{fv}} \quad \text{Avec} \quad I_{fv} = \frac{I_0}{(1 + 0,4\lambda_i\mu)}$$

Avec :

I_0 : Moment de l'inertie de la section totale rendue homogène.

$E_i; E_v$: Les déformations du béton successivement instantané et différée.

ρ : Rapport de la section d'armature tendue à celle de béton, pourcentage d'armature $\rho = \frac{A}{b_0 b}$.

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction.

$b_0; b$: Largeur de la table de compression et de la nervure.

$I_{fi}; I_{fv}$: Moment de l'inertie fictive évaluée empiriquement.

A) Charge apprendre en compte :

Charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons (j) :

$$j = (\text{Plancher de corps creux (16+4)} + \text{cloison}) \times b$$

Étage courant : $j = (2,8 + 0,75) \times 0,6 \Rightarrow j = 2,130 \text{KN} / m$

Terrasse : $j = (2,8 + 0) \times 0,6 \Rightarrow j = 1,680 \text{KN} / m$.

L'ensemble des charges permanentes (g) :

$$g = (G_{\text{Total}}) \times b$$

Étage courant : $g = 5,2 \times 0,6 \Rightarrow g = 3,120 \text{KN} / m$.

Terrasse : $g = 6,78 \times 0,6 \Rightarrow g = 4,070 \text{KN} / m$.

L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (P) :

$$P = (G + Q) \times b$$

Étage courant : $P = (5,2 + 1,5) \times 0,60 \Rightarrow P = 4,02 \text{KN} / m$

Terrasse : $P = (6,78 + 1) \times 0,60 \Rightarrow P = 4,67 \text{KN} / m$

➤ **Coefficient :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 b} \Rightarrow \rho = \frac{2,36}{12 \times 18} \Rightarrow \rho = 0,0109$$

$$\mu = \max \begin{cases} 0 \\ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0 \\ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times \sigma_s + 2,1} \end{cases}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0109 \left(2 + \frac{3 \times 12}{60} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 3,705$$

➤ **Moment de service maximal dans la travée :**

$$M = 0,85 \frac{QL^2}{8}$$

➤ **Centre de graviter :**

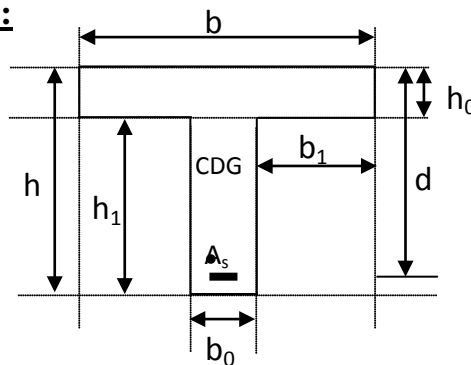


Figure III-13 Centre de graviter

$$V_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \Rightarrow V_1 = \frac{\left[(b \cdot h_0) \times \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \right] + \left[(h - h_0) b_0 \times \left(\frac{h - h_0}{2} \right) \right] + [(n \cdot A_s) \times (h - d)]}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + (n \cdot A_s)}$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{[(60 \times 4)(20 - 2)] + [(16 \times 12)8] + [(15 \times 2,36)2]}{(60 \times 4) + (16 \times 12) + (15 \times 2,36)}$$

$$\Rightarrow V_1 = 12,68 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 \Rightarrow V_2 = 7,32 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $n = 15$:**

$$I_0 = I_{GX} = \frac{b \cdot V_2^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \cdot (V_2 - h_0)^3}{3} + 15 A_s \cdot (d - V_2)^2$$

$$I_0 = I_{GX} = \frac{60 \times (7,32)^3}{3} + \frac{12 \times (12,68)^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7,32 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 7,32)^2$$

$$I_0 = I_{GX} = 19451,6457 \text{ cm}^4$$

➤ **Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M.n}{W} \Rightarrow \sigma_s = \frac{M.n}{I_0} y$$

y : La distance entre l'armature tendue et l'axe neutre.

$$y = d - V_2 \Rightarrow y = 18 - 7,32 \Rightarrow y = 10,68 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-13 : Vérification de la flèche après de calcul

Etage		Etage courant	Terrasse
L max (m)		3,70	3,70
Charges KN.m	j	2,13	1,68
	g	3,12	4,07
	p	4,02	4,67
M moment fléchissant KN.m	M_j	3.10	2.44
	M_g	4.54	5.92
	M_p	5.85	6.79
Contrainte De l'acier MPa	σ_{sj}	23.90	20.09
	σ_{sg}	37.39	48.75
	σ_{sp}	48.18	55.66
coefficient	μ_j	0.7164	0.6616
	μ_g	0.8003	0.8426
	μ_p	0.8409	0.8606
λ_i		3,705	
Moment d'inertie fictif cm ⁴	I_{fi}^j	5855.30	7052.34
	I_{fi}^g	5396.42	5192.14
	I_{fi}^p	5199.71	5109.08
	I_{fv}^g	19451.646	19451.646
La flèche Cm	f_i^j	0.0255	0.014
	f_i^g	0.0358	0.048
	f_i^p	0.047	0.056
	f_v^g	0.190	0.190
$\Delta F_t (cm)$		0.295	0.308
$F_{adm} (cm)$		0,740	0.74
Vérification $\Delta F_t \leq F_{adm}$		C.V	C.V

A partir les résultats de tableau la condition de la flèche est vérifié.

III-2-6) LES ARMATURES TRANSVERSALES :

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} \\ \frac{b_0}{10} \\ \phi_L \end{cases} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{200}{35} \text{ mm} \\ \frac{120}{10} \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 5,57 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

- **Les espacements des armatures :**

Selon le **BAEL 91** et pour le cas de la flexion simple on a :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}}{\left(\frac{0,9f_e}{\gamma_s}\right)(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{Avec } \alpha = 90^\circ \text{ (Article A.5.1,22 BAEL 91).}$$

α : L'angle qui fait les armatures transversales avec l'horizontal.

$$\text{Donc } S_t \leq \frac{A_t \cdot 0,9f_e}{\gamma_s \cdot b_0 \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})} \quad \text{Voir le tableau.}$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Tableau III-14 : calcul d'espacement S_t

$\tau_u \text{ (MPa)}$	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_t \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b_0 \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})} \text{ (cm)}$
0,54	0,57	100,46

$A_t = 0,57 \text{ cm}^2$. On prend deux $2\phi_t 6 \text{ mm}$.

$f_e = 235 \text{ MPa}$ (FeE235).

A partir des résultats de tableau et l'espacement minimal, on a choisit :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{Pour toute la structure.}$$

III-3) PLANCHER EN DALLE PLEINE (SUOS-SOL) :

$$\text{Plancher de sous-sol} \begin{cases} G = 6,30 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

➤ EVALUATION DES CHARGES :

Le calcul se fait pour une bande de **1 ml**.

• à **ELU** :

$$p_u = (1,35G + 1,5Q)b \Rightarrow p_u = (1,35 \times 6,30 + 1,5 \times 5) \times 1 \Rightarrow p_u = 16,01 \text{KN} / \text{ml}$$

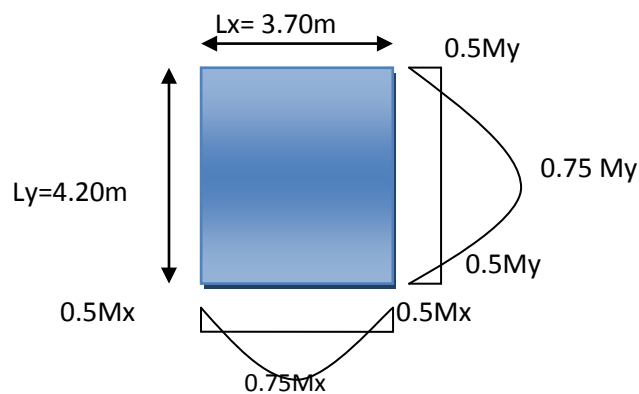
• à **ELS** :

$$p_u = (G + Q)b \Rightarrow p_u = (6,30 + 5,00) \times 1 \Rightarrow p_u = 11,30 \text{KN} / \text{ml}$$

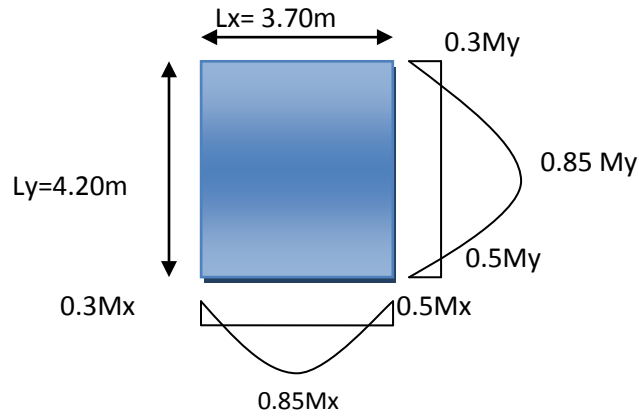
➤ DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

$$\text{ELU} \Rightarrow \begin{cases} M_{ux} = \mu_{ux} \cdot P_u \cdot L_x^2 \\ M_{uy} = \mu_{uy} \cdot M_{ux} \end{cases} ; \quad \text{ELS} \Rightarrow \begin{cases} M_{sx} = \mu_{sx} \cdot P_{ser} \cdot L_x^2 \\ M_{sy} = \mu_{sy} \cdot M_{sx} \end{cases}$$

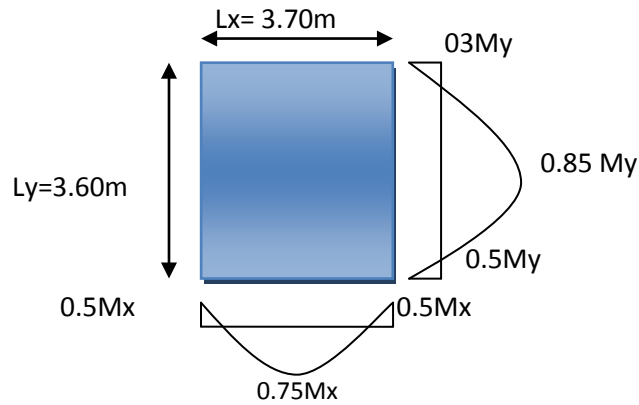
➤ LES DIFFERENTS TYPES DES PANNEAUX EST:



Type I : Panneau de centre



Type II : Panneau d'angle



Type III : Panneau de rive

Figure III-14 Les types de panneau.

❖ calcul les sollicitations :

➤ Exemple de calcul: type I

➤ Combinaisons fondamentales :

❖ Etat limite ultime (E L U) :

$$L_x = 3.70\text{m}$$

$$L_y = 4.20$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.88$$

$\alpha = 0.88 > 0.40$ Donc la dalle porte suivant deux direction.

- ➤ Calcul de M_{0x} et M_{0y}
Moment en appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} = 0.040 \\ \mu_y = \alpha^3 * (1.9 - 0.9\alpha) = 0.755. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x * qu * l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y * M_{0x}. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 0.040 * 16.01 * 3.70^2 \quad \blacktriangleright \quad M_{0x} = 8.77 \text{ Kn.m} \\ M_{0y} = 8.77 * 0.755 = 6.62 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

Moment en appuis

$$M_a = \max \left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0.5 M_{0x} \quad \blackrightarrow \quad M_{ax} = 4.38 \text{ Kn.m} \\ M_{ay} = 0.5 M_{0y} \quad \blackrightarrow \quad M_{ay} = 3.31 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

$$M_a = 4.38 \text{ Kn.m.}$$

Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.75 M_{0x} \quad \blackrightarrow \quad M_{tx} = 6.58 \text{ Kn.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_{0y} \quad \blackrightarrow \quad M_{ty} = 4.96 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

Vérification

$$M_{ty} = \frac{M_{tx}}{4} = 1.645 \quad \text{Donc} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 6.58 \text{ Kn.m.} \\ M_{ty} = 4.96 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

Etat limite de service (ELS) :

$L_x = 3.70\text{m}$

$L_y = 4.20$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.88$

$\alpha = 0.88 > 0.40$ Donc la dalle porte suivants deux direction.

- **Calcul de M_{0x} et M_{0y}**
- **Moment en appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} = 0.040 \\ \mu_y = \alpha^3 * (1.9 - 0.9\alpha) = 0.755. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x * q_u * l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y * M_{0x}. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 0.040 * 11.30 * 3.70^2 \quad \blacktriangleright \quad M_{0x} = 6.19 \text{ Kn.m} \\ M_{0y} = 6.19 * 0.755 = 4.67 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

Moment en appuis :

$$M_a = \max \left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = 0.5 M_{0x} \quad \blackrightarrow \quad M_{ax} = 3.09 \text{ Kn.m} \\ M_{ay} = 0.5 M_{0y} \quad \blackrightarrow \quad M_{ay} = 2.34 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

$M_a = 3.09 \text{Kn.m.}$

Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.75 M_{0x} \quad \blackrightarrow \quad M_{tx} = 4.64 \text{ Kn.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_{0y} \quad \blackrightarrow \quad M_{ty} = 3.50 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

Vérification

$$M_{ty} = \frac{M_{ty}}{4} = 1.16 \quad \text{Donc} \quad \begin{cases} M_{tx} = 4.64 \text{ Kn.m.} \\ M_{ty} = 3.50 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant (T)

$$\begin{cases} T_x = q \frac{l_x \cdot l_y}{(2l_x + l_y)} \\ T_y = q \cdot \frac{l_x}{3} \end{cases}$$

Les résultats de calcul pour tous les panneaux sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.15: Tableau récapitulatif des sollicitations de panneau plus sollicitée à ELU

	<i>moments fléchissant [KN.m]</i>				Efforts tranchants [KN]	
	SENS X-X		SENS Y-Y		SENS X-X	SENS Y-Y
	E.L.U		E.L.U		E.L.U	
	M appuis	M travée	M appuis	M travée	T _x	T _y
Type 1	4.38	6.58	5.65	8.47	21.45	19.54
Type 2	4.38	7.45	5.65	9.60	21.45	19.54
Type 3	3.22	5.46	3.04	4.57	19.38	19.74

Tableau.III.16: Tableau récapitulatif des sollicitations de panneau plus sollicité à ELS

	<i>moments fléchissant</i>				Efforts tranchants	
	SENS X-X		SENS Y-Y		SENS X-X	SENS Y-Y
	E.L.S		E.L.S		E.L.S	
	M appuis	M travée	M appuis	M travée	T _x	T _y
Type 1	3.09	6.64	4.07	4.36	15.44	14.07
Type 2	3.09	5.36	4.07	4.36	15.44	14.07
Type 3	2.32	3.93	4.06	<u>2.19</u>	13.95	14.21

Tableau.III.17: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a [KN.m]	4.38	3.09	5.65	4,07
M_t [KN.m]	7.45	5.36	9.60	6.91
T [KN]	21.45	15.44	19.74	14.21

❖ Calcul du ferrailage de la dalle pleine

a) Sens X-X :

a.1) En travée :

❖ Etat limite ultime (E L U) : $M_{tx}^u = 7.45 \text{KN.m}$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.45 \cdot 10^{-3}}{14,2 \times 0,135^2} = 0.0289$$

$$\mu_\ell = 0,392 \quad \mu_{bu} < \mu_\ell$$

Donc :

Il n ya pas d'armatures dans la zone comprimée

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,037$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0,133 \text{ m}$$

➤ Détermination des armatures:

$$A_s = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{7.45 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0,133} \cdot 10^4 = 1.61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

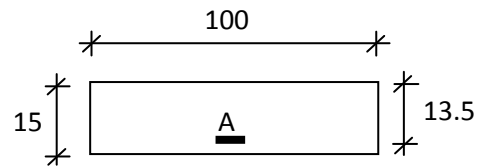


Figure-III-15 **Section de calcul en**

Calcul des armatures minimales

- condition de non fragilité:

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{Rond Lisses (215; 235)} \\ 0,0008 & \text{Fe 400} \\ 0,0006 & \text{Fe 500} \end{cases} \quad [\text{B.A.E.L 91r99 /art B.7.4.}]$$

$$\rho_m = \frac{A}{b \cdot h_0}$$

$$A_y = 0,0008 \cdot h_0 \cdot b \Rightarrow A = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$Ax_{\min} = \frac{3 - \alpha}{2}; Ay_{\min} \Rightarrow Ax_{\min} = \left(\frac{3 - 0.88}{8} \right) * 1.20$$

$$Ax_{\min} = 1.27 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A = \max(A_{\text{calcul}}, Ax_{\min}) = 1.61 \text{ cm}^2 \text{ ml}$$

Espacement maximal des armatures: [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures : $S_t \leq \min(3h_0; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Choix des armatures:

T12 \longrightarrow e = 33cm.

4T12 \longrightarrow A = 4.52cm²/ml

Avec: disposition de première barre $e_1 = e/2 = 16,5 \text{ cm}$

Vérification de la contrainte du béton :

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{7.45}{5.36} = 1,39$$

$$\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,446 > \alpha = 0,037 \quad \text{C.V}$$

Conclusion :

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 Fissuration peu nuisible
 (Aucune vérification pour σ_s)

$$\Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

a.2) En appuis :

❖ Etat limite ultime (E L U) : $M_{tx}^u = 4.38 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4.38 \cdot 10^{-3}}{14,2 \times 0,135^2} = 0.017$$

$$\mu_\ell = 0,392 \quad \mu_{bu} < \mu_\ell$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée

$$A' = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0,134 \text{ m}$$

➤ Détermination des armatures:

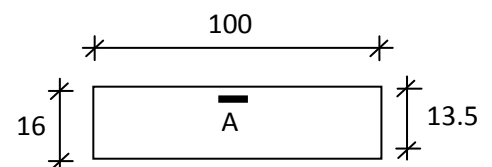


Figure-III-16 Section de calcul en

$$A_a = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{4.38 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0,134} \cdot 10^4 = 0.94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_y = 0,0008 \cdot h_0 \cdot b \Rightarrow A = 1.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x_{\min}} = \frac{3 - \alpha}{2}; A_{y_{\min}} \Rightarrow A_{x_{\min}} = \left(\frac{3 - 0.88}{8} \right) * 1.20$$

$$A_{x_{\min}} = 1.27 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A = \max(A_{\text{calcul}}, A_{x_{\min}}) = 1.27 \text{ cm}^2 \text{ ml}$$

Espacement maximal des armatures:

L'écartement des armatures : $S_t \leq \min(3h_0; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Choix des armatures:

$$T12 \longrightarrow e = 33\text{cm.}$$

$$4T12 \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec: disposition de première barre $e_1 = e/2 = 10 \text{ cm}$

• Vérification de la contrainte du béton :

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{4.38}{3.09} = 1,41$$

$$\frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,458 > \alpha = 0,021 \quad \text{C.V}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s) } \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues

➤ **Ferraillage sur le sens XX :**

Tableau III-18 Ferraillage sur le sens XX

Sens XX	M_u (KN.m)	μ	α	Z_b	A_s (cm^2 / ml)	A_{\min} (cm^2 / ml)	Choix / ml	A_s (cm^2 / ml)
Travé e	7.45	0,02 8	0,03 7	0,13 3	1.61	1,27	4T12	4.52

Appuis	4.38	0,01 7	0,02 1	0,13 4	0.94	1,27	4T12	4.52
---------------	------	-----------	-----------	-----------	------	------	------	------

➤ **Ferraillage sur le sens YY :**

Tableau III-19 Ferraillage sur le sens YY

Sens YY	M_u (KN.m)	μ	α	Z_b	A_s ($cm^2 / m\ell$)	A_{min} ($cm^2 / m\ell$)	Choix / mℓ	A_s ($cm^2 / m\ell$)
Travée	9.60	0,044	0,057	0,120	2.30	1,27	4T12	4.52
Appuis	5,65	0,026	0,033	0,121	1,34	1,27	4T12	4.52

A) VERIFICATION D'EFFORT TRANCHANT :

La fissuration peu préjudiciable donc :

- Contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$
- Contrainte tangente limite : $\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau III-20 vérification d'effort tranchant

	Sens	L(m)	d(m)	T_{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)
Type I	XX	3,70	13.5	21.45	0,159	1,167	CV
	YY	4.20	13.50	19.74	0.146	1,167	CV

B) VERIFICATION DE POINÇONNEMENT :

$$\tau_u = \frac{P_u}{2.h.(u+v)} \quad ; \quad 2.(u+v) \rightarrow \text{Périmètre}$$

$$\tau_u \leq 0,045 f_{cj}$$

Donc on prend **type (I)** :

$$0,045 f_{cj} = 0,045 \times 25 \Rightarrow 0,045 f_{cj} = 1,125 MPa$$

$$\tau_u = \frac{16,01 \times 10^{-3}}{2 \times (0,16) \times (3,7 + 4,2)} \Rightarrow \tau_u = 0,007 MPa < 0,045 f_{cj} = 1,125 MPa \Rightarrow \text{CV}$$

C) VERIFICATION DE LA FLECHE :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{txser}}{20 M_{axser}} \Rightarrow \frac{0,15}{3,70} = 0,0405 \geq \frac{5,36}{20 \times 3,09} = 0,038 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{400} = 0,0113 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{CV}$$

CHAPITRE IV

**Etude des éléments
non structuraux**

IV-1) INTRODUCTION :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

IV-2) ETUDE DE L'ACROTÈRE :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, il a pour rôle de protéger le revêtement de terrasse contre les eaux pluviales grâce à son casse goûte.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre W_P et un moment de flexion de l'application de la charge F_P .

à partir de l'article (6.2.3) de RPA99 version 2003 impose l'application de la force horizontale F_P pour le calcul secondaire.

$$F_P = 4AC_P W_P.$$

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone, zone II-a groupe d'usage 2 donc $A=0,10$
- C_P : facteur de force horizontale $C_P = 0,8$.
- W_P : poids de l'élément considéré.

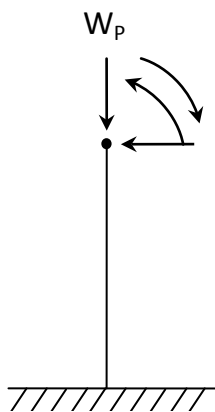


Figure (IV-2) : Schéma statique de l'acrotère

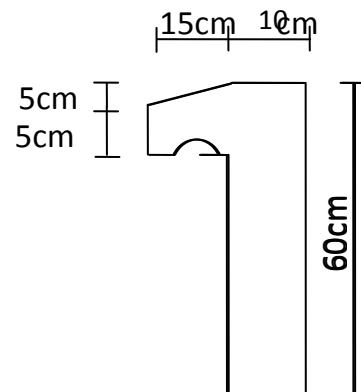


Figure (IV-1) : Coupe verticale de l'acrotère

Le calcul sera fait pour une bande de 1m et d'une épaisseur de 10cm.

Les surcharges sont estimées de $Q=1\text{KN/ml}$.

IV-2-1) CALCUL DE L'ACROTÈRE :**• POIDS PROPRE :**

$$W_p = \left[(0,6 \times 0,10) + \frac{(0,10 + 0,05)}{2} \times 0,15 \right] \times 25$$

$$W_p = 1,78 \text{ KN/ml.}$$

• FORCE HORIZONTALE :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,78$$

$$F_p = 0,57 \text{ KN/ml.}$$

• CALCUL A ELU :

$$M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot h$$

$$M_u = 1,5 \times 0,57 \times 0,6 \quad \Rightarrow \quad M_u = 0,51 \text{ KN.m/ml.}$$

$$N_u = 1,35 \times W_p \quad \Rightarrow \quad N_u = 2,40 \text{ KN/ml.}$$

• CALCUL À ELS:

$$M_s = F_p \cdot h$$

$$M_s = 0,57 \times 0,6 \quad \Rightarrow \quad M_s = 0,34 \text{ KN.m/ml.}$$

$$N_s = W_p = 1,78 \text{ KN/ml.}$$

• CALCUL DE L'EXCENTRICITÉ:**1) Excentricité de premier ordre:**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,51}{2,40} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 0,21 \text{ m}$$

2) Excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right] \quad \Rightarrow \quad e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}$$

3) Excentricité due aux effets de second ordre liés à déformation de la structure :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

α : Le rapport du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, ce moment étant pris avant application des coefficients γ .

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right), \quad \alpha = 0,5 \text{ si } N_i = 0$$

L_f : Longueur de flambement

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$L_f = 2L_0 \quad \Rightarrow \quad L_f = 2 \times 0,6$$

$$\Rightarrow \quad L_f = 1,20m$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{0,51}{1,5 \times 0,34} \right) \Rightarrow \alpha = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times (1,2)^2}{10000 \times 0,10} \times 2 \Rightarrow e_2 = 0,00864m$$

$$e = e_1 + e_2 + e_3 \quad \Rightarrow \quad e = 0,21 + 0,02 + 0,00864$$

$$\Rightarrow \quad e = 0,24m = 24cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 2 = 0,3cm$$

$e > \frac{h}{2} - c$ donc la section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera

fait en flexion simple par un moment fictif.

$$M_f = N_u \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow M_f = 2,40 \times (0,24 - 0,03)$$

$$\Rightarrow M_f = 0,504KN.m / ml$$

• CALCUL DE FERRAILLAGE :

♦ Les armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} \quad \Rightarrow \quad \mu_u = \frac{0,504 \times 10^{-3}}{1 \times (0,08)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \quad \mu_u = 0,0055$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,0069$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,997$$

$$A_s = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{0,504 \times 10^{-3}}{0,997 \times 0,08 \times 348} \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_s = 0,18cm^2$$

◆ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b.d.\frac{f_{ij}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23b.d.\frac{f_{ij}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,966cm^2$$

$$A_{\max} = \frac{0,2b}{100} \Rightarrow A_{\max} = \frac{0,2 \times 1 \times 0,1}{100} \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_{\max} = 2cm^2$$

◆ Le choix d'armature :

$$A_s = 2cm^2 \Rightarrow 4T8 = 2,01cm^2$$

◆ Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_t = \frac{2,01}{4}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,50cm^2$$

◆ Le choix d'armature :

$$A_t = 0,50cm^2 \Rightarrow 4\phi6 = 0,85cm^2$$

• VERIFICATION D'EFFORT TRANCHANT :

$$T_{\max} = 1,5F_p \Rightarrow T_{\max} = 1,5 \times 0,57$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 0,855KN / m\ell$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b.d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{0,855 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08}$$

$$\Rightarrow \tau_{\max} = 1,07 \times 10^{-2}MPa$$

$$\tau_{adm} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] \Rightarrow \tau_{adm} = 3,33MPa$$

$$\tau_{\max} < \tau_{adm} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **VERIFICATION AU SEISME :**

$$F_p \leq 1,5Q$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow 1,5Q = 1,5 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,57 < 1,5 \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Schéma de ferrailage :**

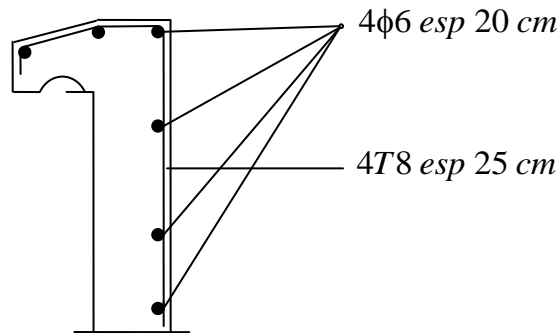


Figure IV-3 Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV-3) ETUDE DES BALCONS :

Le balcon est assimilé à une console encastree au plancher, réalisé en dalle pleine.

Le calcul se fait pour une bonde de 1m de largeur.

- **DIMENSIONS :**

L'épaisseur du balcon est donné par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{130}{30} \leq e \leq \frac{130}{10}$$

$$\Rightarrow 4,33 \leq e \leq 13 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la dalle de balcon est : $e = 12 \text{ cm}$

IV-3-1) DESCENT DES CHARGES :

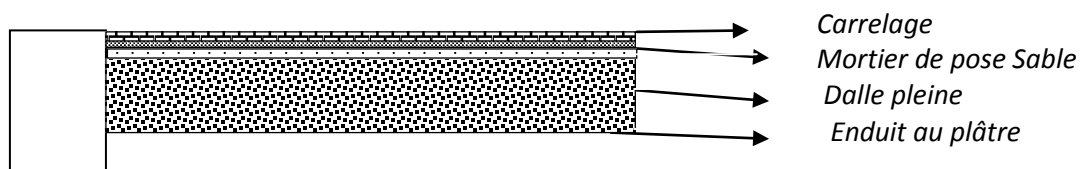


Figure IV-4 Coupe sur balcon

- Charge permanente G :

Tableau IV-1 Charge permanente (G) de balcon

CHARGEMENTS		Charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage (2cm)	0,44
2	Mortier de ciment (2cm)	0,40
3	Lit de sable (2cm)	0,34
4	Dalle pleine (12cm)	3,00
5	Enduit en plâtre (2cm)	0,20
ΣG_i		4,38

- Charge d'exploitation Q : Loggias $\Rightarrow Q=6,00\text{KN/m}^2$

IV-3-2) EVALUATION DES CHARGES :

a) à **ELU** :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \Rightarrow \quad Q_u = 14,913\text{KN} / \text{m}\ell$$

$$M_u = \frac{Q_u L^2}{2} \quad \Rightarrow \quad M_u = \frac{14,913 \times (1,30)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_u = 12.60\text{KN.m}$$

♦ Calcul de ferrailage :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d.f_{bu}} \quad \Rightarrow \quad \mu_u = \frac{12.60 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,110$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,145$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,942$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_s = 4,27\text{cm}^2$$

♦ Choix des barres :

$$4\text{T12} \quad \Rightarrow \quad A_s = 4,52\text{cm}^2$$

♦ Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} \quad \Rightarrow \quad A_t = \frac{4,52}{4}$$

$$\Rightarrow A_t = 1,13\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \mathbf{4T10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

b) à ELS :

$$Q_{ser} = Q + G \Rightarrow Q_{ser} = 10,38 \text{ KN} / \text{m}\ell$$

$$M_{ser} = \frac{Q_{ser} L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = 8,77 \text{ KN.m}$$

IV-3-3) VERIFICATION DES CONTRAINTES :

- Contrainte de béton comprimé : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\text{Donc : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Ou bien : } \alpha \leq \frac{(\gamma - 1)}{2} + 0,01 f_{cj} ;$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\left(\frac{M_u}{M_{ser}} - 1 \right)}{2} + 0,01 f_{cj}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,145 < 0,468 \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

- Contrainte des aciers :

Fissuration peu préjudiciable aucune vérification n'est nécessaire σ_s .

IV-3-4) VERIFICATION D'EFFORT TRANCHANT :

$$T_u = Q_u \cdot L \Rightarrow T_u = 14,913 \times 1,30$$

$$\Rightarrow T_u = 19,39 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{19,39 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09}$$

$$\Rightarrow \tau_{\max} = 0,215 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\lim} = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \tau_{\lim} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_{\max} = 0,215 < \tau_{\lim} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

IV-3-5) VERIFICATION DE LE FLECHE :

$$f_i = \frac{Q_s \cdot L^4}{8EI} ; E_i = 32164,195 \text{ MPa}$$

- Centre de graviter :

$$Y_G = \frac{\Sigma A_i Y_i}{\Sigma Y_i} = \frac{100 \times 12 \times 6 + 15 \times 4,52 \times 10}{100 \times 12 + 4,52}$$

Donc : $V_1 = 6,54cm \Rightarrow V_2 = 5,46cm$

- Moment de l'inertie :

- $I = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A_s(d - V_1)^2 \Rightarrow I = 15561,594cm^4$

$$f_i = \frac{10,38 \times (1,3)^4 \times 10^7}{8 \times (32164,195) \times 15561,594} \Rightarrow f_i = 0,074cm$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow f_{adm} = \frac{130}{250} \Rightarrow f_{adm} = 0,52cm$$

$$f_i = 0,074cm < f_{adm} = 0,52cm \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

Remarque :

Pratiquement ; on prolonge le ferrailage du balcon jusqu'au plancher pour avoir un contre poids.

IV-3-6) LE CONTRE POIDS :

- CALCUL LONGUEUR DE CONTRE POIDS :

♦ Poids du balcon ($e_p=12cm$) :

$$G_1 = 0,12 \times 1,3 \times 1 \times 25 \Rightarrow G_1 = 3.90KN$$

♦ Poids de contre balancement ($e_p=20cm$) :

$$G_1 = 0,20 \times (X) \times 1 \times 25 \Rightarrow G_1 = 5X$$

$$60\% \times G_1 = G_2 \Rightarrow 0,60 \times 3.90 = 5X$$

$$\Rightarrow X = 0,47m \text{ On prend } X = 0.50m$$

- Schéma de ferrailage :

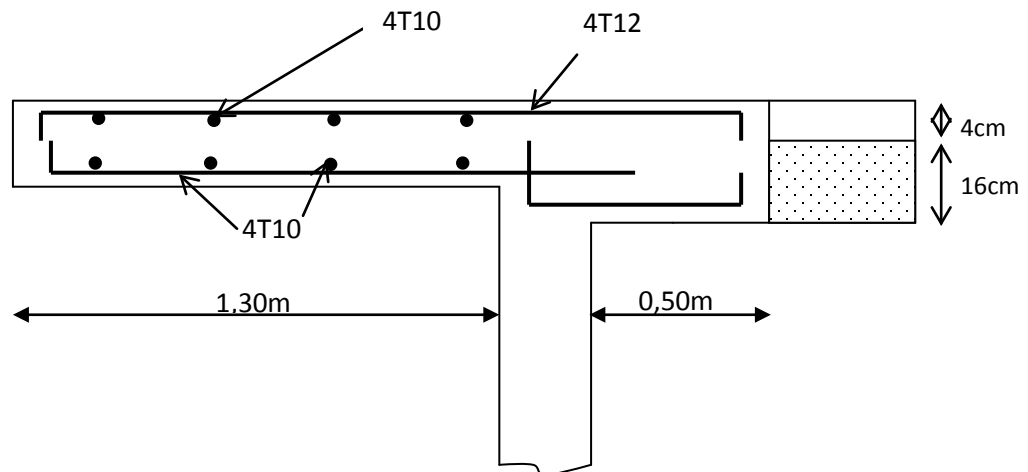


Figure IV-5 schéma de ferrailage du balcon.

IV-4) ETUDE D'ESCALIER :

Les escaliers sont des éléments non structuraux constitués d'une succession des gradins et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

IV-4-1) DESCRIPTION:

L'escalier se compose généralement de:

La paillasse : une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contres marches.

Palier de repos : L'escalier est équipé d'une petite dalle dite palier de repos, permettant aux usagers de se reposer.

L'emmarchement : la longueur d'une marche.

Le giron (g) : la largeur d'une marche.

Contre marche (h) : la hauteur de marche.

Garde de corps : à pour rôle d'éviter les risques de chute.

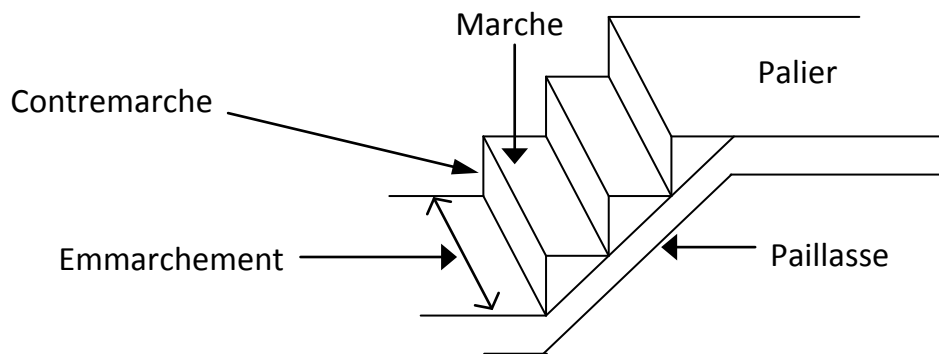


Figure IV-6 Schéma d'un escalier

IV-4-2) LES TYPES D'ESCALIER :

Dans notre projet on a deux types d'escalier :

- **Type 1** : escalier à deux volées parallèles et palier de repos pour les étages courants.
- **Type 3** : escalier à deux volées et palier pour le RDC.
- **Type 3** : escalier à deux volées et palier d'angle pour le sous-sol.

IV-4-2-1) ESCALIER TYPE 1 : (étages courants).

➤ Pré dimensionnement :

Pour un escalier à accès facile il faut que :

La hauteur de la contremarche h est : $14cm \leq h \leq 18cm$

La largeur de la marche g est : $25cm \leq g \leq 32cm$

La formule très empirique qui les liés est :

La formule de **BLONDEL** : $0,60m \leq 2h + g \leq 0,65m$.

On prend $h = 17cm \Rightarrow h = 0,17m$

$0,60m \leq 2h + g \leq 0,65m \Rightarrow 60cm \leq 2 \times 17 + g \leq 65cm$

$\Rightarrow 26cm \leq g \leq 31cm$

$\Rightarrow g = 30cm$

On choisissant $g = 30cm$.

$2h + g = 2 \times 17 + 31 \Rightarrow 2h + g = 64cm$

$g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow n-1 = \frac{L}{0,3}$

$$\Rightarrow n - 1 = \frac{2,40}{0,3}$$

$$\Rightarrow n - 1 = 8$$

$$\Rightarrow n = 9$$

Donc nous adoptons 9 contremarches de 17cm et 8 marche de 30cm.

- L'angle de l'inclinaison α :

$$tg \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow tg \alpha = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$\Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

- L'épaisseur de la volée de paillasse ou palier :

$$\frac{L_{pal}}{30} \leq e_{pal} \leq \frac{L_{pal}}{20} \Rightarrow \frac{120}{30} \leq e_{pal} \leq \frac{120}{20}$$

$$\Rightarrow 4,00cm \leq e_{pal} \leq 6,00cm$$

On prend $e_{pal} = 15cm$ pour des raisons constructives.

$$L_v = \frac{2,4}{\cos \alpha} \Rightarrow L_v = \frac{2,4}{0,87} \Rightarrow L_v = 2,76m$$

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{276}{30} \leq e_v \leq \frac{276}{20}$$

$$\Rightarrow 9,2cm \leq e_v \leq 13,8cm$$

On prend $e_v = 15cm$ pour des raisons constructives.

➤ **Descente des charges :**

- **Volée :**

Carrelage horizontal (2cm) : $22 \times 0,02 \dots\dots\dots$
 $= 0,44 KN / m^2$

Mortier de pose horizontal (2cm) : $20 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,40 KN / m^2$

Carrelage vertical (2cm) : $22 \times 0,02 \times \frac{17}{30} \dots\dots\dots = 0,25 KN / m^2$

Mortier de pose vertical (2cm) : $20 \times 0,02 \times \frac{17}{30} \dots\dots\dots = 0,22 KN / m^2$

Paillasse (dalle en béton $e = 15cm$) : $25 \times \frac{0,15}{\cos \alpha} \dots\dots\dots = 4,31 KN / m^2$

Marche $\frac{0,17}{2} \times 25 \dots\dots\dots = 2,13 \text{KN} / \text{m}^2$

Enduit en plâtre sous volée (2cm) : $10 \times \frac{0,02}{\cos \alpha} \dots\dots\dots = 0,23 \text{KN} / \text{m}^2$

Garde corps : $\dots\dots\dots = 1 \text{KN} / \text{m}^2$

$G_{total} = 8,98 \text{KN} / \text{m}^2$

$Q_{total} = 2,5 \text{KN} / \text{m}^2$

• **Palier :**

Carrelage (2cm) : $22 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,44 \text{KN} / \text{m}^2$

Mortier de pose (2cm) : $20 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,40 \text{KN} / \text{m}^2$

Enduit en plâtre (2cm) : $10 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,20 \text{KN} / \text{m}^2$

Dalle du palier (15cm) : $25 \times 0,15 \dots\dots\dots = 3,75 \text{KN} / \text{m}^2$

$G_{total} = 4,80 \text{KN} / \text{m}^2$

$Q_{total} = 2,5 \text{KN} / \text{m}^2$

➤ **Combinaison d'action :**

Tableau IV-2 : combinaison d'action

		Palier (KN / m^2)	Volée (KN / m^2)
ELU	$1,35G + 1,5Q$	$1,35 \times 4,80 + 1,5 \times 2,5 = 10,23$	$1,35 \times 8,98 + 1,5 \times 2,5 = 15,87$
ELS	$G + Q$	$4,80 + 2,50 = 7,30$	$8,98 + 2,50 = 11,48$

Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait par une bande de 1 m.

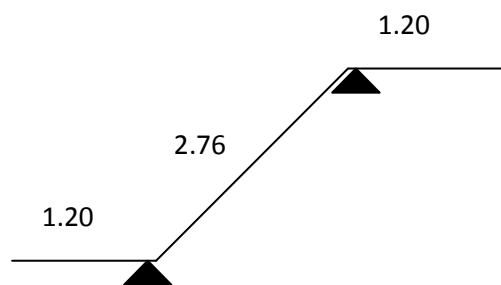


Figure IV-7: schéma statique d'escalier

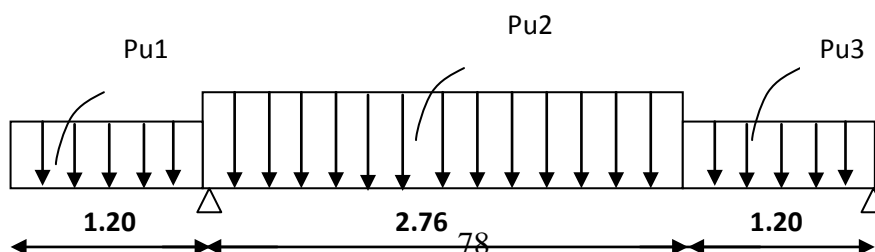


Figure IV-8: Schéma de chargement de l'escalier

Calcul RDM

Réaction d'appuis :

$$\sum F / x = 0 \rightarrow Ray + Rby - [(10.23 * 1.20) * 2] - [(15.87 * 2.76)]$$

$$\Rightarrow Ray + Rby = 68.34KN$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow -Ray * 3.96 + [(10.23 * 1.20) * 3.36] + [(15.87 * 2.76) * 1.38] - [(10.23 * 1.20) * 0.60]$$

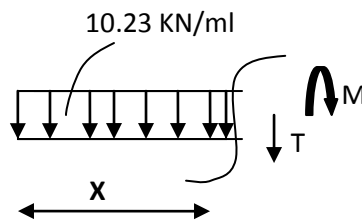
$$Rby = 23.81KN$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow Ray * 3.96 - [(15.87 * 2.76) * 3.36] + [(10.23 * 1.20) * 0.60] + [(10.23 * 1.20) * 4.56]$$

$$Ray = 44.53KN$$

Les coupes

Section I-I $0 < x < 1.20$



$$T(x) = -10.23x$$

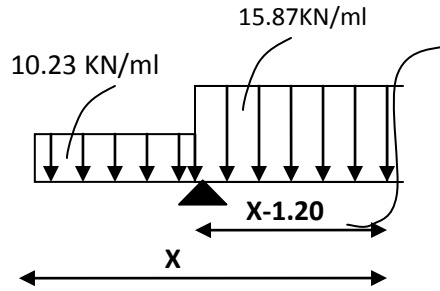
$$x = 0 \Rightarrow T(0) = 0$$

$$x = 1.20 \Rightarrow T(1.20) = 12.276KN$$

$$M(x) = -10.23 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -5.11x^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ x = 1.20 \Rightarrow M(1.20) = -7.36KN * M \end{array} \right.$$

Section II-II : $1.20 < X < 3.96.$



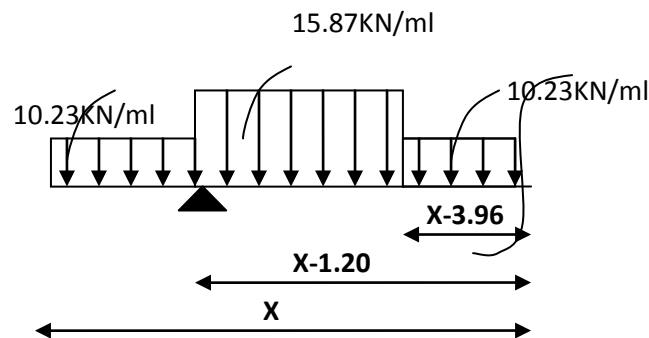
$$T(x) = -(10.23 * 1.20) + 44.53 - 15.87(x - 1.20)$$

$$T(x) = -15.87x + 51.30 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 1.20 \Rightarrow T(1.20) = 32.25 \text{ KN} \\ x = 3.96 \Rightarrow T(3.96) = -11.54 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = Ra(x - 1.20) - (10.23 * 1.20)(x - 0.60) - \frac{15.87}{2}(x - 1.20)^2$$

$$M(x) = -7.935x^2 + 51.30x - 57.5 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 1.20 \Rightarrow M(1.20) = -7.36 \text{ KN.M} \\ x = 3.96 \Rightarrow M(3.96) = 21.21 \text{ KN.M} \end{array} \right.$$

Section III-III : $3.96 < X < 5.16$



$$T(x) = -10.23x + 44.53 - 15.87 * 2.76 - 10.23(x - 3.96)$$

$$T(x) = -10.23x + 28.96 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 3.96 \Rightarrow T(3.96) = -11.54 \text{ KN} \\ x = 5.16 \Rightarrow T(5.16) = -23.82 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = 44.53(x - 1.20) - (10.23 * 1.20)(x - 0.60) - (15.87 * 2.76)(x - 2.58) - \frac{10.23}{2}(x - 3.96)^2$$

$$M(x) = 5.11x^2 + 28.92x - 13.19 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 3.96 \Rightarrow M(3.96) = 21.21 \text{ KN.M} \\ x = 5.16 \Rightarrow M(5.16) = 0 \text{ KN.M} \end{array} \right.$$

Calcul de M_{max} :

$$T(x) = -15.87x + 51.30 = 0$$

$$x = \frac{51.30}{15.87} = 3.23m$$

$$M(x) = -7.935x^2 + 51.30x - 57.5$$

$$M(3.23) = 25.41KN.M$$

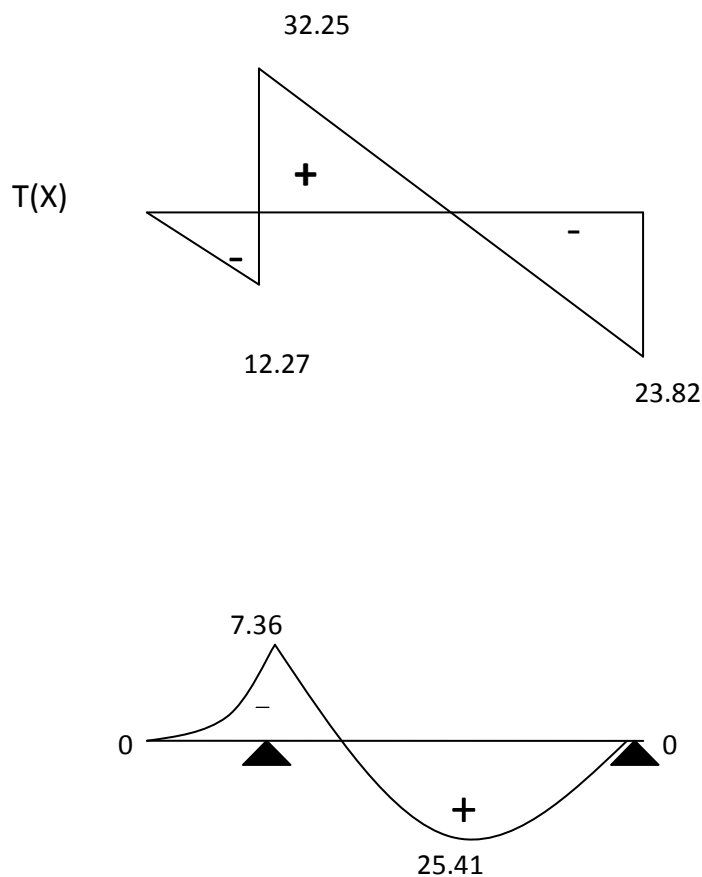


Figure IV-9 diagramme effort tranchant et le moment

➤ **Calcul de ferrailage :**

• **En travée :**

$$M_t = 25.41KN.m$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \times 1,39 \times 1 + 49 \times \frac{25}{1} - 3050 \right) 10^{-4} \Rightarrow \mu_{lu} = 0,296$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{25.41 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,098 < \mu_{lu} \text{ Donc pas d'armature comprimé } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,129$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,948$$

$$A = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A = \frac{25.41 \times 10^{-3}}{0,948 \times 0,135 \times 348} * 10^4 \Rightarrow A = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 135 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons constructives on adopte **6T12/ml** $\Rightarrow A_t = 6.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $S_t = 17 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} \Rightarrow A_r = \frac{6.78}{4}$$

$$\Rightarrow A_r = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Donc } A_r = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **4T10/ml** $\Rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec espacement $\delta_t = 20 \text{ cm}$.

• **En appuis :**

$$M_a = 7.36 \text{ KN.m} ; \mu_{lu} = 0,296$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{7.36 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,028 < \mu_{lu} \text{ Donc pas d'armature comprimé } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A = \frac{7.36 \times 10^{-3}}{0,985 \times 0,135 \times 348} * 10^4 \Rightarrow A = 1,59 \text{ cm}^2$$

On prend **4T12/ml** $\Rightarrow A_a = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} \Rightarrow A_r = \frac{4,52}{4}$$

$$\Rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Donc $A_r = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On prend **4T10/ml** $\Rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

$T_{\max} = 32.25 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{32.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,238 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{CV}$

➤ **Vérification des contraintes à ELS :**

En vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

On a $\gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} \Rightarrow \gamma = 1,39$

$$\Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445$$

- **En travée :** $\alpha = 0,129 < 0,445 \dots \dots \text{CV}$

- **En appuis :** $\alpha = 0,036 < 0,445 \dots \dots \text{CV}$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \text{CV}$

Aucune vérification n'est nécessaire pour (σ_s) lorsque la fissuration peu préjudiciable

❖ **CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :**

La poutre palier est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau est encastree à deux extrémités.

➤ **Pré dimensionnement :**

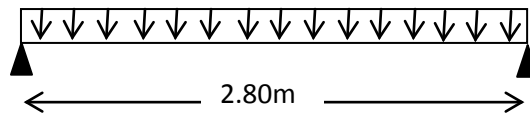


Figure IV-10 Schéma statique de la poutre palier.

La hauteur h de la poutre doit satisfaire la condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18.66cm \leq h \leq 28cm.$$

On prend $h = 30cm$.

La largeur b : $0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 12cm \leq b \leq 24cm$

On prend $b = 30cm$.

• **Vérification selon RPA 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots CV \\ 30cm = 30cm \dots\dots\dots CV \\ 1 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des charges :**

- Le poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,30 \times 25 = 1,87 KN / m\ell$.

- La réaction du palier : $\left\{ \begin{array}{l} R_{BU} = 44.53KN / m\ell \\ \\ \\ \end{array} \right.$

$$R_{Bser} = 38.30 \text{ KN} / \text{ml}$$

• **à ELU :**

$$P_u = 1,35G + R_{BU} \Rightarrow P_u = 1,35 \times 2.25 + 44.53 \Rightarrow P_u = 47.57 \text{ KN} / \text{ml}.$$

• **à ELS :**

$$P_s = G + R_{Bser} \Rightarrow P_s = 2.25 + 38.30 \Rightarrow P_s = 40.55 \text{ KN} / \text{ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **Moment en travée :**

$$M_t = 0,85M_{0u} \Rightarrow M_t = 0,85 \cdot \frac{P_u L^2}{8} \Rightarrow M_t = 39.62 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appuis :**

$$M_a = 0,40M_{0u} \Rightarrow M_a = 0,40 \cdot \frac{P_u L^2}{8} \Rightarrow M_a = 18.65 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

• **Condition de non fragilité :** $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

Tableau IV-3 : le ferrailage de poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_s	A_{\min}	choix	A_s (cm ²)
Travée	39.62	0,127	0,171	0,931	4,52	0,978	2T12;2T14	5,34
Appuis	18.65	0,06	0,077	0,969	2,05	0,978	2T12	2,26

➤ **Vérification à ELS :**

$$M_{ts} = 0,85 \cdot \frac{P_s \cdot L^2}{8} \Rightarrow M_{ts} = 33.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = 0,40 \cdot \frac{P_s \cdot L^2}{8} \Rightarrow M_{as} = 15,90 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de la contrainte du béton :**

En travée et en appuis on a vérifié la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau IV-4 Vérification de la contrainte de service limite pour le béton (poutre palière).

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	39.62	33.77	1,17	0,171	0,336	C.V
Appuis	18.65	15.90	1,17	0,077	0,336	C.V

• **Vérification de la contrainte d'acier :**

Pour l'acier aucune vérification n'est nécessaire (σ_s) lorsque les fissurations peu préjudiciable.

• **Vérification d'effort tranchant :**

$$T_{\max} = \frac{P_u \cdot L}{2} \Rightarrow T_{\max} = \frac{47,57 \times 2,8}{2} \Rightarrow T_{\max} = 66,59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{66,59 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,822 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{CV}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_c \right] \Rightarrow \phi_t = \min [8,75; 30; 12]$$

$$\Rightarrow \phi_t = \phi 8$$

Si on prend un cadre $A_t = 1,00 \text{ cm}^2$ ($2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$)

• **Espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,40 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max (0,41; 0,40 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,46 \text{MPa}$$

$$S_t \leq \frac{1 \times 235}{0,46 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 17,02 \text{cm}$$

Avec $S_t \leq \max(0,9d; 4 \text{cm}) = 24 \text{cm}$

Donc on adopte $S_t = 15 \text{cm}$

• **Vérification selon RPA 2003 :**

○ Zone nodale : $\min(h/4; 12\phi) \Rightarrow S_t = 7,5 \text{cm}$

○ En d'hors de la zone nodale : $S_t = h/2 \Rightarrow S_t = 15 \text{cm}$

Donc $S_t = 5 \text{cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{cm}$ en d'hors de la zone nodale.

➤ **VERIFICATION DE LA FLECHE :**

$$F_i = \frac{5 \cdot P_{ser} \cdot L^4}{384EI}$$

• **Centre de graviter :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum Y_i} = \frac{30 \times 30 \times 15 + 15 \times 5,34 \times 27}{30 \times 30 + 15 \times 5,34}$$

Donc : $V_1 = 15,98 \text{cm} \Rightarrow V_2 = 14,02 \text{cm}$

• **Moment de l'inertie :**

$$I = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A_s(d - V_1)^2 \Rightarrow I = 106302,88 \text{cm}^4$$

$$E_i = 32164,195 \text{MPa}$$

$$F_i = \frac{5 \cdot 40,55 \cdot 10^3 \cdot (2,8)^4 \cdot 10^7}{384 \cdot 32164,19 \cdot 106302,88} \Rightarrow F_i = 0,19 \text{cm}$$

$$F_{admi} = \frac{L}{500} \Rightarrow F_{admi} = \frac{280}{500} \Rightarrow F_{admi} = 0,56 \text{cm}$$

$F_i = 0,19 \text{cm} < F_{admi} = 0,56 \text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$

IV-4-2-2) ESCALIER TYPE 2 : (RDC).

➤ **Pré dimensionnement :**

Pour un escalier à accès facile il faut que :

La hauteur de la contremarche h est : $14 \text{cm} \leq h \leq 18 \text{cm}$

La largeur de la marche g est : $25 \text{cm} \leq g \leq 32 \text{cm}$

La formule très empirique qui les liés est :

La formule de **BLONDEL** : $0,60m \leq 2h + g \leq 0,65m$.

On prend $h = 17cm \Rightarrow h = 0,17m$

$0,60m \leq 2h + g \leq 0,65m \Rightarrow 60cm \leq 2 \times 17 + g \leq 65cm$

$\Rightarrow 26cm \leq g \leq 31cm$

$\Rightarrow g = 30cm$

On choisissant $g = 30cm$.

$2h + g = 2 \times 17 + 31 \Rightarrow 2h + g = 64cm$

$g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow n-1 = \frac{L}{0,3}$

$\Rightarrow n-1 = \frac{0,90}{0,3}$

$\Rightarrow n-1 = 3$

$\Rightarrow n = 4$

Donc nous adoptons 4 contremarches de 17cm et 3 marche de 30cm.

- L'angle de l'inclinaison α :

$tg \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow tg \alpha = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$

$\Rightarrow \cos \alpha = 0,87$

- L'épaisseur de la paillasse ou volée de palier :

$L = L_v + L_{pal}, e = e_v = e_{pal}$ avec : $\frac{0,90}{\cos \alpha}, L_v = 1,03m, L_{pal1} = 1,20m$

$L_{pal} = 1,10m \quad L = 1,03 + 1,20 + 1,10 = 3,33m$

$\frac{L_{pal}}{30} \leq e_{pal} \leq \frac{L_{pal}}{20} \Rightarrow \frac{333}{30} \leq e_{pal} \leq \frac{333}{20}$

$\Rightarrow 11,10cm \leq e_{pal} \leq 16,65cm$

On prend $e = e_v = e_{pal} = 15cm$ pour des raisons constructives.

➤ Descente des charges :

- Volée :

Carrelage horizontal (2cm) : $22 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,44KN / m^2$

Mortier de pose horizontal (2cm) : $20 \times 0,02 \dots \dots \dots = 0,40 \text{KN} / \text{m}^2$

Carrelage vertical (2cm) : $22 \times 0,02 \times \frac{17}{30} \dots \dots \dots = 0,25 \text{KN} / \text{m}^2$

Mortier de pose vertical (2cm) : $20 \times 0,02 \times \frac{17}{30} \dots \dots \dots = 0,22 \text{KN} / \text{m}^2$

Paillasse (dalle en béton $e = 15 \text{cm}$) : $25 \times \frac{0,15}{\cos \alpha} \dots \dots \dots = 4,31 \text{KN} / \text{m}^2$

Marche $\frac{0,17}{2} \times 25 \dots \dots \dots = 2,13 \text{KN} / \text{m}^2$

Enduit en plâtre sous volée (2cm) : $10 \times \frac{0,02}{\cos \alpha} \dots \dots \dots = 0,23 \text{KN} / \text{m}^2$

Garde corps : $\dots \dots \dots = 1 \text{KN} / \text{m}^2$

$$G_{total} = 8,98 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{total} = 2,5 \text{KN} / \text{m}^2$$

• **Palier :**

Carrelage (2cm) :

$22 \times 0,02 \dots \dots \dots = 0,44 \text{KN} / \text{m}^2$

Mortier de pose (2cm) : $20 \times 0,02 \dots \dots \dots = 0,40 \text{KN} / \text{m}^2$

Enduit en plâtre (2cm) : $10 \times 0,02 \dots \dots \dots = 0,20 \text{KN} / \text{m}^2$

Dalle du palier (15cm) : $25 \times 0,15 \dots \dots \dots = 3,75 \text{KN} / \text{m}^2$

$$G_{total} = 4,80 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{total} = 2,5 \text{KN} / \text{m}^2$$

➤ **Combinaison d'action :**

Tableau IV-5 : combinaison d'action

		Palier (KN / m^2)	Volée (KN / m^2)
ELU	$1,35G + 1,5Q$	$1,35 \times 4,80 + 1,5 \times 2,5 = 10,23$	$1,35 \times 8,98 + 1,5 \times 2,5 = 15,87$
ELS	$G + Q$	$4,80 + 2,50 = 7,30$	$8,98 + 2,50 = 11,78$

➤ **Calcul des sollicitations :**

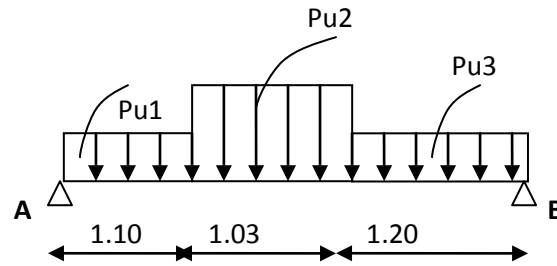


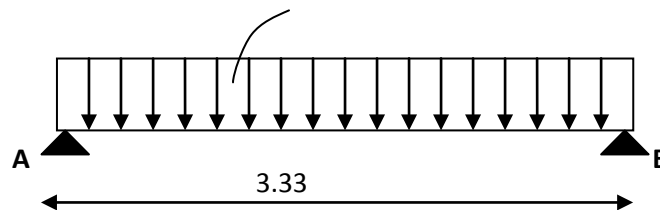
Figure IV-11 : schéma statique d'escalier type 2

$$Qu_{eo} = \frac{(1.20 * 10.23) + (15.87 * 1.03) + (10.23 * 1.10)}{1.20 + 1.03 + 1.10}$$

$$Qu_{eq} = 11.97 \text{ KN / ml}$$

$$Qs_{eq} = \frac{(1.20 * 7.30) + (11.43 * 1.03) + (7.30 * 1.10)}{1.20 + 1.03 + 1.10}$$

$$Qs_{eq} = 9.56 \text{ KN / ml}$$



Calcul la réaction d'appuis :

$$\sum F / y = Ra + Rb - 11.97 * 3.33 = 0$$

$$Ra + Rb = 39.86 \text{ KN / ml}$$

$$\sum M / a = 0 \Rightarrow (- Rb * 3.33) + \left(11.97 * 3.33 * \frac{3.33}{2} \right)$$

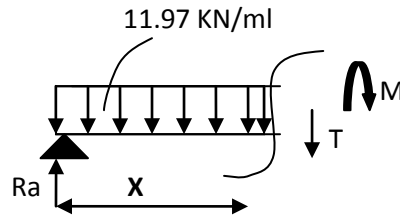
$$\Rightarrow Rb = 19.93 \text{ KN.m}$$

$$Ra + Rb = 39.86 \Rightarrow Ra = 39.86 - 19.93$$

$$Ra = 19.39 \text{ KN.m}$$

Calcul les moments fléchissent et l'effort tranchant :

Section I-I : $0 < x < 3.33$



$$T(x) = Ra - Qu_{eq} * x$$

$$T(x) = 19.93 - 11.97x \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 19.93 \text{ KN} \\ x = 3.33 \Rightarrow T(3.33) = -19.93 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = Rax - Qu_{eq} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 19.93x - 5.98x^2 \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ x = 3.33 \Rightarrow M(3.33) = 0 \end{cases}$$

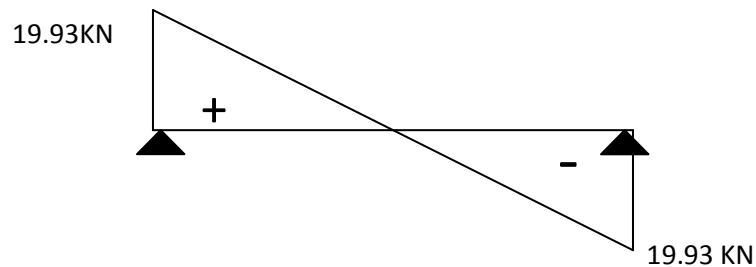


Figure IV-12 : diagramme d'effort

Calcul M_{max} :

$$T(x) = 19.93 - 11.97x$$

$$X = 1.66 \text{ m}$$

$$M(1.66) = 19.93(1.66) - 5.98(1.66)^2$$

$$M_{max} = 16.60 \text{ KN} * m$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

$$M = 16.60 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \times 1,39 \times 1 + 49 \times \frac{25}{1} - 3050 \right) 10^{-4} \Rightarrow \mu_{lu} = 0,296$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{16.60 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,064 < \mu_{lu} \text{ Donc pas d'armature comprimé } A' = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A = \frac{16.60 \times 10}{0,968 \times 0,135 \times 348} * 10^4 \Rightarrow A = 3.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 135 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Pour les raisons constructives on adopte **5T12/ml** $\Rightarrow A_t = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} \Rightarrow A_r = \frac{5,65}{4}$$

$$\Rightarrow A_r = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Donc } A_r = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **4T10/ml** $\Rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 19.93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{19.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,147 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{CV.}$$

➤ **Vérification des contraintes à ELS :**

En vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

On a $\gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} \Rightarrow \gamma = 1,39$

$$\Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445$$

$\alpha = 0,08 < 0,445 \dots \dots \dots \mathbf{CV}$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \mathbf{CV}$

Aucune vérification n'est nécessaire pour (σ_s) lorsque la fissuration peu préjudiciable.

IV-4-2-3) ESCALIER TYPE 3 (sous sol) :

➤ **Pré dimensionnement :**

Pour un escalier à accès facile il faut que :

La hauteur de la contremarche h est : $14cm \leq h \leq 18cm$

La largeur de la marche g est : $25cm \leq g \leq 32cm$

La formule très empirique qui les liés est :

La formule de **BLONDEL** : $0,60m \leq 2h + g \leq 0,65m$.

On prend $h = 17cm \Rightarrow h = 0,17m$

$0,60m \leq 2h + g \leq 0,65m \Rightarrow 60cm \leq 2 \times 17 + g \leq 65cm$

$\Rightarrow 26cm \leq g \leq 31cm$

$\Rightarrow g = 30cm$

On choisissant $g = 30cm$.

$2h + g = 2 \times 17 + 31 \Rightarrow 2h + g = 64cm$

$g = \frac{L}{n-1} \Rightarrow n-1 = \frac{L}{0,3}$

$\Rightarrow n-1 = \frac{300}{0,3}$

$\Rightarrow n-1 = 10$

$\Rightarrow n = 11$

Donc nous adoptons 11 contremarches de 17cm et 10 marche de 30cm.

- L'angle de l'inclinaison α :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} \quad \Rightarrow \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{17}{30} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 29,54^\circ \quad \Rightarrow \quad \cos \alpha = 0,87$$

- L'épaisseur de la paillasse ou volée de palier :

$$L = L_v + L_{pal}, e = e_v = e_{pal} \quad \text{avec : } \frac{300}{\cos \alpha}, L_v = 3.45m, L_{pal1} = 0.90m$$

$$L = 3.45 + 0.90 = 4.35m$$

$$\frac{L_{pal}}{30} \leq e_{pal} \leq \frac{L_{pal}}{20} \quad \Rightarrow \quad \frac{435}{30} \leq e_{pal} \leq \frac{435}{20}$$

$$\Rightarrow \quad 14.50cm \leq e_{pal} \leq 21.74cm$$

On prend $e = e_v = e_{pal} = 15cm$ pour des raisons constructives.

➤ Descente des charges :

- Volée :

Carrelage horizontal (2cm) : $22 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,44KN / m^2$

Mortier de pose horizontal (2cm) : $20 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,40KN / m^2$

Carrelage vertical (2cm) : $22 \times 0,02 \times \frac{17}{30} \dots\dots\dots = 0,25KN / m^2$

Mortier de pose vertical (2cm) : $20 \times 0,02 \times \frac{17}{30} \dots\dots\dots = 0,22KN / m^2$

Paillasse (dalle en béton $e = 15cm$) : $25 \times \frac{0,15}{\cos \alpha} \dots\dots\dots = 4,31KN / m^2$

Marche $\frac{0,17}{2} \times 25 \dots\dots\dots = 2,13KN / m^2$

Enduit en plâtre sous volée (2cm) : $10 \times \frac{0,02}{\cos \alpha} \dots\dots\dots = 0,23KN / m^2$

Garde corps : $\dots\dots\dots = 1KN / m^2$

$$G_{total} = 8,98KN / m^2$$

$$Q_{total} = 2,5KN / m^2$$

- Palier :

Carrelage (2cm) : $22 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,44KN / m^2$

Mortier de pose (2cm) : $20 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,40KN / m^2$

Enduit en plâtre (2cm) : $10 \times 0,02 \dots\dots\dots = 0,20KN / m^2$

Dalle du palier (15cm) : $25 \times 0,15 \dots \dots \dots = 3,75 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$G_{total} = 4,80 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{total} = 2,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ **Combinaison d'action :**

Tableau IV-6: combinaison d'action

		Palier (KN / m^2)	Volée (KN / m^2)
ELU	$1,35G + 1,5Q$	$1,35 \times 4,80 + 1,5 \times 2,5 = 10,23$	$1,35 \times 8,98 + 1,5 \times 2,5 = 15,87$
ELS	$G + Q$	$4,80 + 2,50 = 7,30$	$8,98 + 2,50 = 11,48$

➤ **Calcul des sollicitations :**

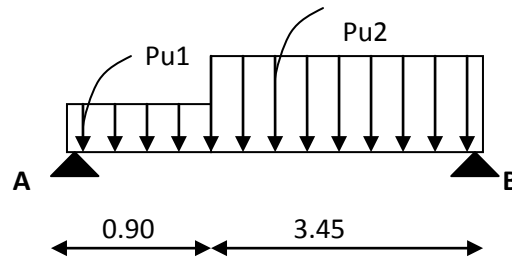


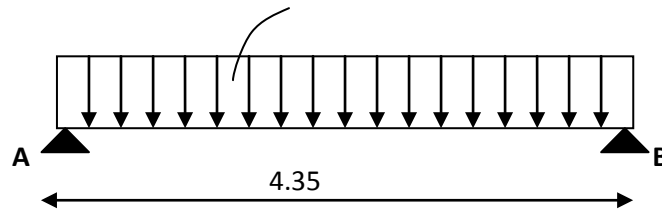
Figure IV-13 : schéma statique de l'escalier type

$$Qu_{eo} = \frac{(0,90 * 10,23) + (15,87 * 3,45)}{3,45 + 0,90}$$

$$Qu_{eq} = 14,70 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$Qs_{eq} = \frac{(0,90 * 7,30) + (11,48 * 3,45)}{0,90 + 3,45}$$

$$Qs_{eq} = 10,61 \text{ KN} / \text{ml}$$



Calcul la réaction d'appuis :

$$\sum F / y = Ra + Rb - 14.70 * 4.35 = 0$$

$$Ra + Rb = 63.94 \text{ KN / ml}$$

$$\sum M / a = 0 \Rightarrow (- Ra * 4.35) + \left(14.70 * 4.35 * \frac{4.35}{2} \right)$$

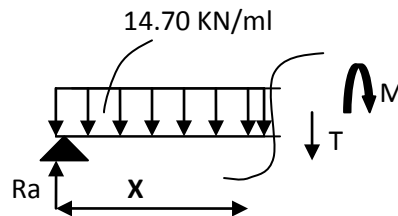
$$\Rightarrow Ra = 31.97 \text{ KN.m}$$

$$Ra + Rb = 63.94 \Rightarrow Ra = 63.94 - 31.97$$

$$Ra = 31.97 \text{ KN.m}$$

Calcul les moments fléchissent et l'effort tranchant :

Section I-I : 0 < x < 4.35



$$T(x) = Ra - Qu_{eq} * x$$

$$T(x) = 31.97 - 14.70x \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T(0) = 31.97 \text{ KN} \\ x = 4.35 \Rightarrow T(4.35) = -31.97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = Rax - Qu_{eq} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 31.97x - 7.35x^2 \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ x = 4.35 \Rightarrow M(4.35) = 0 \end{cases}$$

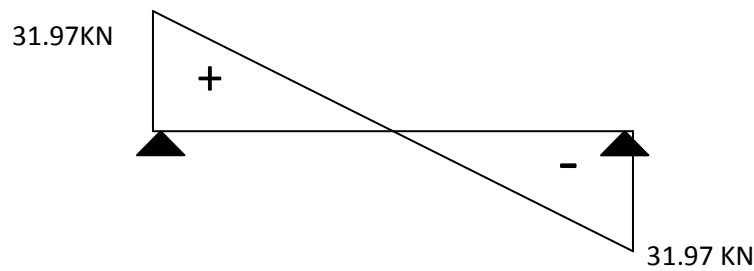


Figure IV-14 : diagramme d'effort

Calcul M_{\max} :

$$T(x) = 31.97 - 14.70x$$

$$X = 2.17\text{m}$$

$$M(2.17) = 31.97(2.17) - 7.35(2.17)^2$$

$$M_{\max} = 34.76\text{KN} \cdot \text{m}$$

➤ Calcul de ferrailage :

$$M = 34.76\text{KN.m}$$

$$\mu_{lu} = \left(3440 \times 1,39 \times 1 + 49 \times \frac{25}{1} - 3050 \right) 10^{-4} \Rightarrow \mu_{lu} = 0,296$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{34.76 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,134 < \mu_{lu} \text{ Donc pas d'armature comprimé } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,181$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,928$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{34.76 \times 10^3}{0,928 \times 0,135 \times 348} * 10^4 \Rightarrow A = 7,97\text{cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 135 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63\text{cm}^2$$

Pour les raisons constructives on adopte **6T12/ml** $\Rightarrow A_t = 8,13\text{cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $S_t = 16\text{cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} \Rightarrow A_r = \frac{8.13}{4}$$

$$\Rightarrow A_r = 2.03cm^2$$

$$A_{\min} = 1,63cm^2 / ml \text{ Donc } A_r = 2.03cm^2 / ml$$

On prend **4T10/ml** $\Rightarrow A_r = 3,14cm^2 / ml$ avec espacement $S_t = 20cm$.

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 30.97KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{30.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,229MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{CV.}$$

➤ **Vérification des contraintes à ELS :**

$$\text{En vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{On a } \gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} \Rightarrow \gamma = 1,39$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445$$

$$\alpha = 0.181 < 0,445 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Aucune vérification n'est nécessaire pour (σ_s) lorsque la fissuration peu préjudiciable.

ETUDE DE L'ASCENSEUR

IV-6 Introduction :

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation verticale qui permet d'assurer le transport des personnes, ou des marchandises en toute sécurité.

La cage d'ascenseur est généralement conçue à côté de celle d'escalier composé de trois constituants principaux :

Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;

Treuil de levage de la poulie et le contre poids.

IV-6-1- Principe de fonctionnement :

La cabine est fixée à un câble entraîné par un treuil accouplé à un moteur électrique et équilibré par un contre poids avec une machine supérieur.

IV-6- 2- Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française NF-P82-209 qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte charge P58/59).

C'est ainsi que la norme NF-P82-208 a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 KN, donc les dimensions sont :

- Largeur de la cabine : $L_c = 1.14m$
- Profondeur de la cabine : $P_c = 1.27m$
- Largeur de la gaine : $L_G = 1.27m$
- Profondeur de la gaine : $P_G = 1.25m$
- Hauteur de la cabine : $H_c = 2.20m$
- Largeur du passage libre : $L_p = 1.00m$
- Hauteur du passage libre : $H_p = 2,00m$
- Epaisseur de voile : $e = 20cm$

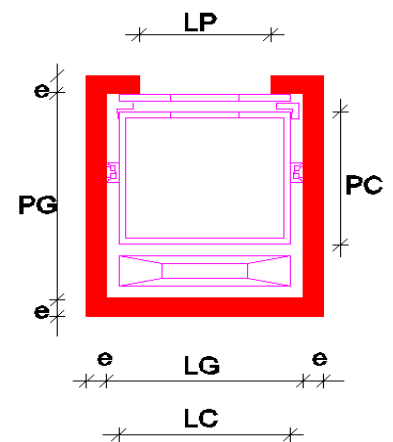


Figure IV-18 dimensions de l'ascenseur

Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

➤ Descente de charge :

a) Charge d'exploitation:

$$q = 6,00 \text{ KN} \rightarrow (8 \text{ Personnes})$$

b) Charge permanente : (NEP 82-209)

1. Masse de la cabine M_1 :

$$\text{Surface latérale } S_1 : S_1 = (L_C + 2 \times P_C) \times H_C = (2 \times 1.14 + 1.27) \times 2.20 = 8.77 \text{ m}^2$$

$$M_1 = 1,08 \text{ KN}$$

2. Masse du plancher M_2 :

$$S_2 = L_C \times P_C$$

$$S_2 = 1.14 \times 1.27 = 1.45 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 0,70 \text{ KN/m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1.45 = 1,01 \text{ KN}$$

3. Masse du toit M_3 :

$$S_3 = L_C \times P_C$$

$$S_3 = 1.14 \times 1.27 = 1.45 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 0,20 \text{ KN/m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.45 = 0,29 \text{ KN}$$

4. Masse de l'arcade M_4 :

$$M_4 = 0,60 \text{ KN} + (0,60 \text{ KN/m} \times L_C \text{ (m)})$$

$$M_4 = 0,60 + (0,60 \times 1.14) = 1,28 \text{ KN}$$

5. Masse du parachute M_5 :

$$M_5 = 1,00 \text{ KN} \text{ (à prise amortie)} ; (V > 1 \text{ m/s})$$

6. Masse des accessoires M_6 :

$$M_6 = 0,80 \text{ KN}$$

7. Masse de la porte M_7 :

$$M_7 = 0,80 + 0,25 \times (0,8 \times 2) = 1,20 \text{ daN}$$

8. Masse des poulies de moulages M_8 :

$$M_8 = 0,03 \times n = 0,03 \times 2 = 0,06 \text{ KN} \quad (n = 2 \text{ poulies})$$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_m = \sum_{i=1}^8 M_i$$

$$P_m = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7 + M_8 = 6.72 \text{ KN}$$

c) Masse du contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{q}{2} \quad ; \text{ avec } P_p : \text{Contre poids}$$

P_m : Poids mort

q : Charge en cabine

$$P_p = 6.72 + \frac{6,00}{2} = 9.72 \text{ KN}$$

Remarque :

Dans un ascenseur moderne, le contre poids (P_p) équilibre la demi-charge en cabine tandis que, la demi-charge restante et le poids mort (P_m) seront soulevés par le moteur.

Calcul de la charge de rupture C_r :

$$C_r = C_{r1} \times n \times m \dots \dots \dots (1)$$

Tel que : C_r : Charge de rupture totale

C_{r1} : Charge de rupture d'un seul câble

n : Nombre de câbles

m : Nombre de moulages

On sait que : $C_s = \frac{C_r}{M} \dots \dots \dots (2)$ où : C_s : Coefficient de sécurité

$$M = q + P_m + P_{\text{câble}} \dots \dots \dots (3)$$

$P_{\text{câble}}$ est négligeable par rapport aux poids mort P_m et charge de la cabine q donc :

$$M = q + P_m$$

Généralement : $C_s \geq 12$
 $\frac{D}{d} \geq 40$

On prend $\frac{D}{d} = 40 \text{ mm}$

Avec :

D : Diamètre de poulies de moulages = 500 mm

d : Diamètre de câble

$$d = \frac{D}{45} = \frac{500}{45} = 12,5 \text{ mm} \rightarrow \text{Tableau p99 du ascenseur et monte charge}$$

$$d = 12,5 \text{ mm}$$

➤ **Caractéristiques du câble :**

La charge admissible totale : 81,52 KN

Masse linéaire : 0,005 KN/m

Coefficient de sécurité de câblage=0.85.

$$C_r = C_s \times M \times \frac{1}{0.85} = C_s (q + P_m) \times \frac{1}{0.85}$$

$$C_r = \frac{13 (6,00 + 6.72)}{0.85} = 194.54 \text{KN}$$

$$n = \frac{C_r}{C_{r1} \times m} = \frac{19454}{8152 \times 2} = 1.19$$

Soit n = 2 câbles.

d).Détermination des poids des câbles M_c :

$$M_c = 0,005 \times 252,02 = 0,53 \text{ KN}$$

e).Masse du treuil :

$$M_g = 12,00 \text{ KN}$$

Résumé :

- ✓ Poids mort = 6.72KN
- ✓ Masse du câble = 0,53KN
- ✓ Masse du contre poids = 9.72KN
- ✓ Treuil en haut + moteur = 12,00 KN
- ✓ G = 28.97 KN

f) Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU : } Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 28.97 + 1.5 \times 6,00) = 48.11 \text{KN}$$

$$\text{ELS : } Q_s = G + Q = 28.97 + 6,00 = 34.97 \text{ KN}$$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

Nombre d'appuis : 04

⇒ Pour chacun des quatre appuis :

$$q_u = Q_u / 4 = 12.03 \text{ KN}$$

$$q_{\text{ser}} = Q_s / 4 = 8.74 \text{ KN}$$

D'après l'article A 5. 2. 4. du CBA93

Si $q_u < \overline{Q_u} = 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas

nécessaires, avec :

q_u : Charge utile pour chaque appui ;

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen défini par l'article A3.25 du BAEL91;

h : Epaisseur totale de la dalle=16cm ;

u : Dimension parallèle à L_x ;

v : Dimension parallèle à L_y .

Surface d'impact : $a \times b = (0.10 \times 0.10) \text{ m}^2$

$$u = v = \left[a + 2 \frac{h}{2} \right] = 10 + 2 \frac{16}{2} = 26 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des moments dus aux charges concentrées :**

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour figure (IV-4) une dalle de dimensions ($L_x \times L_y$) soumise à une charge oncentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

4 rectangles symétriques A, 2 rectangles symétriques B, 2 rectangles symétriques C et 1 rectangle au centre D.

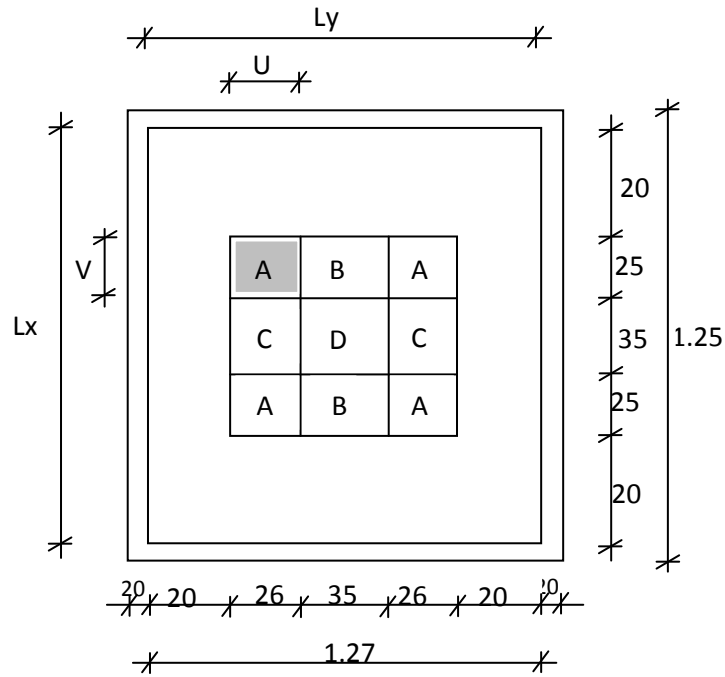


Figure IV -19 Schéma de la dalle pleine d'ascenseur

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

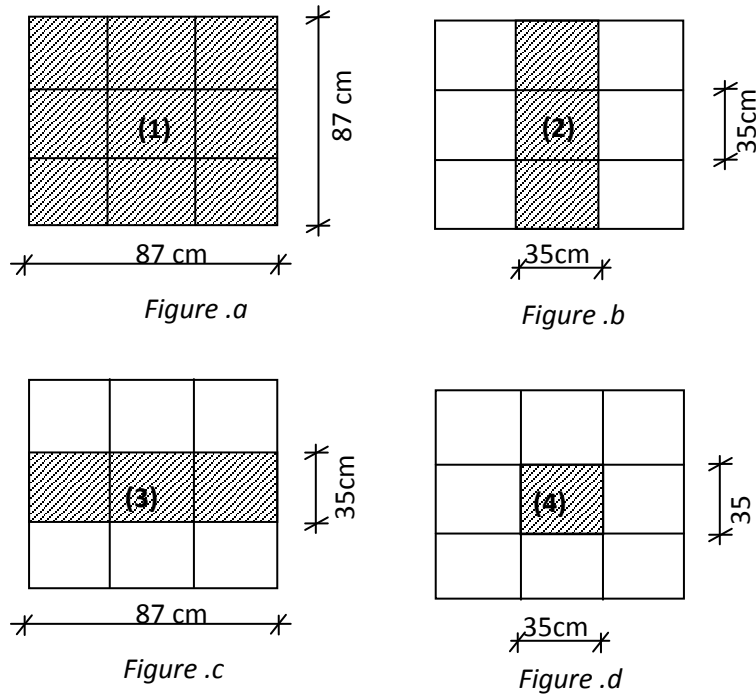


Figure IV -20 Chargement de panneau

On cherche les moments produits par les rectangles :

- 1=4A+2B+2C+D (fig a)
- 2=2B+D (fig b)
- 3=2C+D (fig c)
- 4=D (fig d)

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\zeta = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.27}{1.25} = 1.02 > 0,4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

Donc : $M_{x_C} = (M_{x_I} - M_{x_{II}} - M_{x_{III}} + M_{x_{IV}})$

$$M_{y_C} = (M_{y_I} - M_{y_{II}} - M_{y_{III}} + M_{y_{IV}})$$

Avec : $M_x = M_1 \times Q_u$ et

$$M_x = M_1 \times Q_u$$

$$Q_u = P_u \times S \quad S = U \times V \quad P_u = \frac{Q_u}{u * v}$$

Tableau IV. 11 Tableau récapitulatif des résultats

	I	II	III	IV
U(m)	0,87	0,35	0,87	0,35
V(m)	0,87	0,87	0,35	0,35
S(m ²)	0,76	0,30	0,30	0,122
U/Lx	0,68	0,28	0,68	0,28
V/Ly	0,70	0,70	0,28	0,28
M ₁	0,115	0,139	0,144	0,176
M ₂	0,043	0,044	0,078	0,082
$Q_u = P_u \times S$ [KN]	644,99	286,66	286,66	127,40
$Q_s = P_s \times S$ [KN]	469,13	208,50	208,5	926,6
M_x^U [KN.m]	74,17	39,84	41,27	22,42
M_y^U [KN.m]	27,73	12,61	22,35	10,44
M_x^S [KN.m]	57,98	30,81	33,27	17,82
M_y^S [KN.m]	30,96	14,97	22,26	10,86
$M_{x_C}^U$ [KN.m]	15,47			
$M_{y_C}^U$ [KN.m]	32,09			
$M_{x_C}^S$ [KN.m]	11,72			
$M_{y_C}^S$ [KN.m]	4,58			

c) Descente des charges :

Dalle machine : ($e_p = 15 \text{ cm}$) $\Rightarrow G = 0,15 \cdot 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $P = 1,00 \text{ KN/m}^2$

Combinaison fondamentale :

*Etat limite ultime

$$Q_{RU} = 1,35G + 1,5P$$

$$Q_{RU} = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1,00 = 6,56 \text{ KN/m}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_{RU} = Q_{RU} \times 1,00 = 6,56 \text{ KN/ml}$$

* Etat limite de service

$$Q_{Rs} = G + P$$

$$Q_{Rs} = 3,75 + 1,00 = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$Q_{Rs} = Q_{Rs} \times 1,00 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations

* Etat limite ultime:

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times Q_{RS} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{yr} = \mu_{yu} \times M_{xr} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

* Etat limite de service:

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

✓ Calcul des moments dus aux charges réparties :

* Etat limite ultime :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,25}{1,27} = 0,98 \quad \mu_x = 0,0359 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1,02$$

$$M_{xu}^u = 0,0359 \times 5,56 \times 1,27^2 = 0,380 \text{ KN.m}$$

$$M_{xr}^u = 1,02 \times 0,380 = 0,456 \text{ KN.m}$$

* Etat limite de service:

$$M_{xr}^s = 0,0359 \times 4,75 \times 1,27^2 = 0,270 \text{ KN.m}$$

$$M_{xr}^s = 1,02 \times 0,270 = 0,280 \text{ KN.m}$$

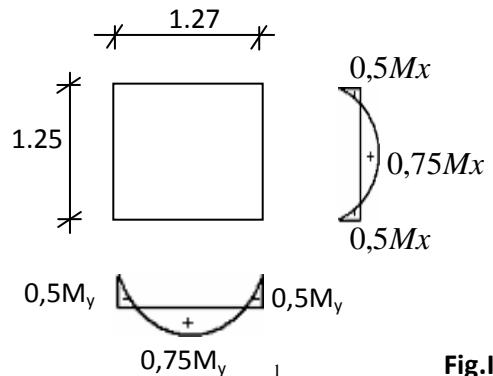


Fig.IV-21

dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

Les moments de la dalle machine :

Les moments appliqués au centre de la plaque seront donc :

$$M = M_c + M_r$$

Avec :

M_c : Moment concentrés

M_r : Moments réparties

* Etat limite ultime :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{cx}^u + M_{xr}^u = 15,47 + 0,380 = 15,87 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{cy}^u + M_{xy}^u = 32,09 + 0,456 = 32,55 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

* Etat limite de service :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{cx}^s + M_{xr}^s = 11,72 + 0,270 = 11,99 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{cy}^s + M_{xy}^s = 4,58 + 0,280 = 4,86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les moments en appuis et en travée valent alors :

Tableau. IV.12: Tableau récapitulatif des moments en appui et en travée

	E.L.U	E.L.S
M_{tx} [KN.m]	11.88	8.99
M_{ax} [KN.m]	7.92	5.99
M_{ty} [KN.m]	24.41	3.64
M_{ay} [KN.m]	16.27	2.43

Calcul du ferrailage de la dalle

➤ Ferrailage sur le sens XX :

Tableau IV -13 : ferrailage sur le sens XX

Sens XX	M_u (KN.m)	μ	α	Z_b	A_s (cm^2 / ml)	A_{min} (cm^2 / ml)	Choix / ml	A_s (cm^2 / ml)
Travée	11.88	0,04 5	0,05 8	0,13 1	2,61	1,63	4T12	4,52
Appuis	7.92	0,03 0	0,03 9	0,13 3	1.71	1,63	4T12	4,52

➤ **Ferraillage sur le sens YY :**

Tableau IV -14 : ferraillage sur le sens YY

Sens YY	M_u (KN.m)	μ	α	Z_b	A_s (cm^2 / ml)	A_{min} (cm^2 / ml)	Choix / ml	A_s (cm^2 / ml)
Travée	24.41	0,09 4	0,12 3	0,12 8	5.48	1,63	5T12	5.65
Appuis	16.27	0,06 2	0,08 1	0,13 1	3.57	1,63	4T12	4,52

❖ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

• **Vérification de la contrainte du béton :**

En travée et en appuis on a vérifié la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Sens XX :

Tableau IV-15 vérification de la contrainte de service limite pour le béton sur sens XX

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	11.58	8.99	1,32	0.045	0.41	C.V
Appuis	7.92	5.99	1,32	0.030	0,41	C.V

Sens YY :

Tableau IV-16: vérification de la contrainte de service limite pour le béton sur sens YY

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	24.41	3.64	6.70	0.123	3.10	C.V
Appuis	16.27	2.43	6.70	0.081	3.10	C.V

CHAPITRE V

Etude sismique

V-INTRODUCTION :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'importance des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué suivant le règlement parasismique algérien [RPA99 version2003]

V.1 Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA99 Version 2003, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente ;
- ✓ Méthode dynamique modale spectrale.

V.1.1 Méthode statique équivalente :

a) Principe de la méthode : [RPA99version2003/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99/version2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure

b) Conditions d'application : [RPA 99 version 2003/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Régularité en plan : [RPA99 version 2003/3.5.1.a]

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

- Régularité en élévation [RPA99 version2003/3.5.1.b]

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

b3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

c) Vérification des conditions d'application :

1- Régularité en plan : [RPA99 version2003/3.5.1. a3].

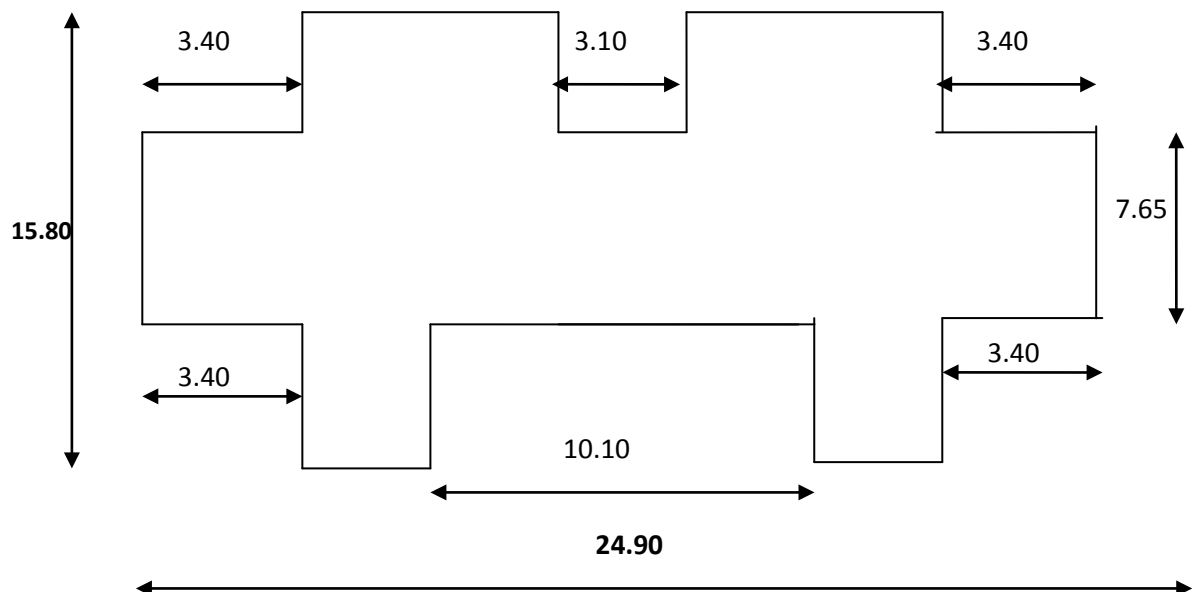


Figure V-1 : Dimension du bâtiment

$$\frac{\sum lx}{Lx} = \frac{(3.40 + 3.10 + 3.40) + (3.40 + 10.10 + 3.40)}{24.90} = 1.08 > 0.25(C.N.V)$$

Donc

Le bâtiment est classé irrégulier en plan, donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Robot Structure 2018»**)

V.1.2 Méthode dynamique :

a) Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés 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 structure.

b) Modélisation :

c) Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastéré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

d) Présentation du logiciel :

Le programme Robot 2018

est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par la méthode des éléments finis. Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

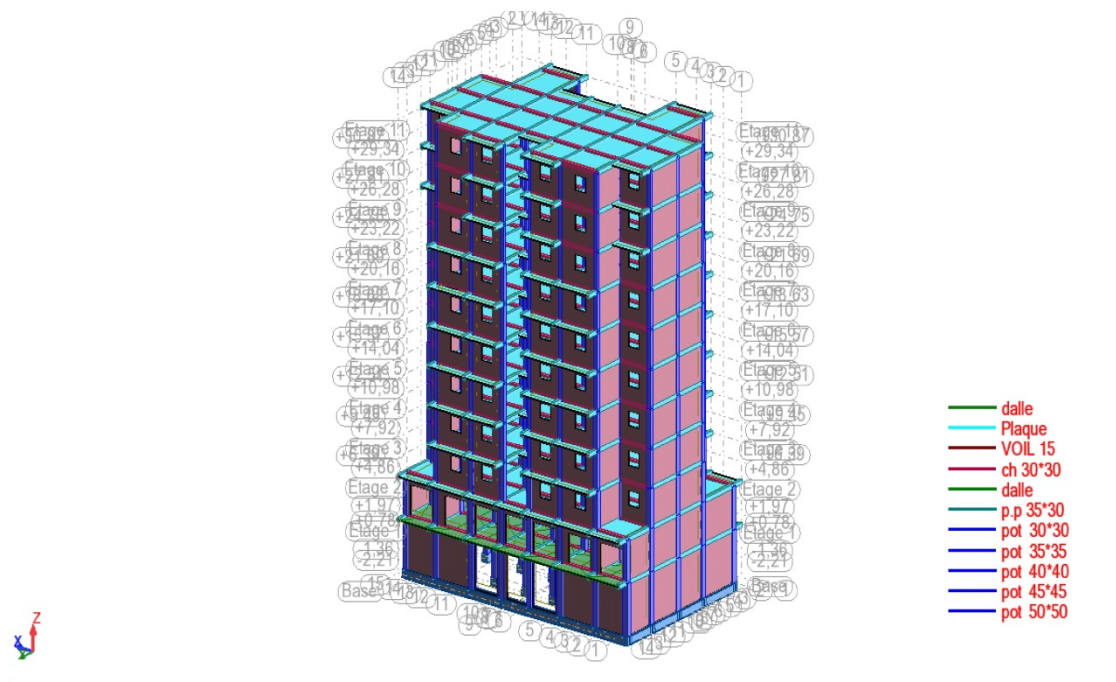
d) Étapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

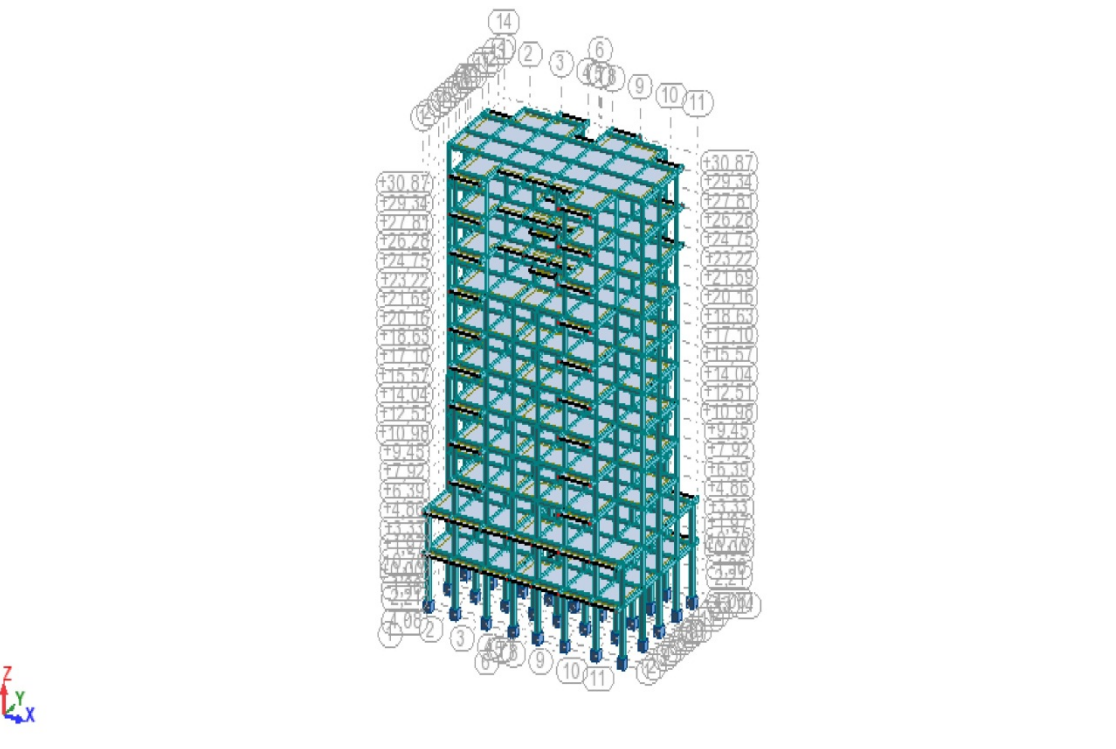
- ✓ Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- ✓ Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- ✓ Création graphique du modèle en utilisant l'interface. Robot 2018 (figure V.2)

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments Barre sections et les voiles, dalle pleine et balcon par Area sections Panneaux.

- ✓ Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (chapitre I)
- ✓ Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- ✓ Détermination des charges : pour notre cas, on a trois type :
 - Charge permanente G: la charge permanente distribuée par les poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les poutres.
 - Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les deux sens(X, Y)
- ✓ Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) $1.35G + 1.5Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $0,8G \pm E$
 - 5) $G + Q + E$
 - 6) $G + Q + 1,2E$
- ✓ Lancement de l'analyse ;
- ✓ Interprétation des résultats.



***Contreventement par portique autoostable :**



FigureV.2 : Vue de la structure

FigureV.3 : Vue de la structure (voil)

***Pour deuxième étude (contreventement par voiles en B.A)**

e) Préparation des données de Robot 2018 :

Coefficient d'accélération A :

Coefficient d'accélération de la zone (donné par le tableau 4-1 ,RPA 99V 2003)

$$\text{On a } \begin{cases} \text{zone II - a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow \mathbf{A=0.15}$$

Facteur de qualité Q :

Q : facteur de qualité donnée par l'expression $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$ 4 - 4

Pq : pénalité retenir selon le critère de qualité q

Tableau V .1: valeurs des pénalités P_q

Critère q	observé	N/observé	Sens X-X	Sens Y-Y
Condition minimale sur les files de Contreventement	0	0,05	obs	obs
Redondance en plan	0	0,05	obs	obs
Régularité en plan	0	0,05	N-obs	N-obs
Régularité en élévation	0	0,05	obs	obs
Control de la qualité de matériau	0	0,05	N-obs	N-obs
Control de la qualité d'exécution	0	0,10	N-obs	N-obs
	$Q = 1 +$		0,2	0,2

Donc

Q_x=1,2 et Q_y=1,2

R : coefficient de comportement global de la structure,

D'après le RPA 99V 2003 tableaux 4 - 3 on a

*** Contreventement par portique autoostable :**

$R_X = 3.5$ Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide

$R_Y = 3.5$ Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide

*** Contreventement par voiles en B.A**

$R_X = 5$ Portiques mixte portique / voiles avec interaction

$R_Y = 5$ Portiques mixte portique / voiles avec interaction

Estimation de la période fondamentale de la structure

T : période fondamentale de la structure est donné par la formule suivante :

$$T = c_T \times H^{3/4} \quad (4.6)$$

H_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du system de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 RPA 99

$$\begin{cases} C_{TX} = 0,050 \\ C_{TY} = 0,050 \end{cases}$$

Dans les cas n° 4 on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 hN / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T_x = \min \begin{cases} C_{Tx} \times H^{3/4} = 0,05 \times 34,95^{3/4} = 0,72s \\ 0,09 \times H_N / \sqrt{D} = \frac{0,09 \times 34,95}{\sqrt{25,35}} = 0,62s \end{cases} \Rightarrow T_x = 0,62s$$

$$T_y = \min \begin{cases} C_{Ty} \times H^{3/4} = 0,05 \times 34,95^{3/4} = 0,72s \\ 0,09 \times H_N / \sqrt{D} = \frac{0,09 \times 34,95}{\sqrt{15,80}} = 0,790s \end{cases} \Rightarrow T_y = 0,720s$$

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2)

Portique en béton armé, remplissage Dense $\Rightarrow \xi = 7\%$ (pour portique autostables)

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0,882 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Voile ou mur en béton armé. $\Rightarrow \xi = 10\%$ (pour étude en voile)

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 10)} = 0,763 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S_3) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$ (Tableau 4.7)

*** contreventement par portique autoostable :**

$$\begin{cases} T_2 = 0,5s \leq T_x = 0,62s \leq 3s \\ T_2 = 0,5s \leq T_y = 0,72s \leq 3s \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \\ D_y = 2,5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \cdot 0,882 \cdot (0,5/0,62)^{2/3} \\ D_y = 2,5 \cdot 0,882 \cdot (0,5/0,720)^{2/3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,91 \\ D_y = 1,73 \end{cases}$$

*** contreventement par voiles en B.A**

$$\begin{cases} T_2 = 0,5s \leq T_x = 0,62s \leq 3s \\ T_2 = 0,5s \leq T_y = 0,72s \leq 3s \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \\ D_y = 2,5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \cdot 0,763 \cdot (0,5/0,62)^{2/3} \\ D_y = 2,5 \cdot 0,763 \cdot (0,5/0,720)^{2/3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,65 \\ D_y = 1,50 \end{cases}$$

a) Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad \text{RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

Tableau V .2: Poids de la structure

POIDS ETAGES	Plancher	poutre principale	poutre secondaire	Poteaux	Murs de façade	Murs voile	Éléments non structuraux	$\beta \times Q \times s_{plancher}$	W (t)
TERRASSE	2089.19	239.13	233.33	117.05	84.22	0	160.64	61.68	298.52
9^{ième} étage	1602.33	239.13	233.33	234.09	133.61	0	222.31	92.44	275.72
8^{ième} étage	1602.33	239.13	233.33	234.09	133.61	0	222.31	92.44	276.42
7^{ième} étage	1638.67	293.20	263.03	292.23	98.96	0	433.82	106.07	312.60
6^{ième} étage	1838.67	293.20	263.03	337.36	98.96	0	433.82	106.07	337.11
5^{ième} étage	1838.67	293.20	263.03	337.36	98.96	0	433.82	106.07	337.11
4^{ième} étage	1838.67	293.20	263.03	384.68	98.96	0	433.82	106.07	341.84
3^{ième} étage	1838.67	293.20	263.03	440.64	98.96	0	433.82	106.07	347.44
2^{ième} étage	1838.67	293.20	263.03	498.44	114.51	0	433.82	106.07	354.72
1^{ier} étage	2118.02	338.10	293.63	614.98	151.73	0	477.67	122.19	411.61
RDC	2566.06	338.10	293.63	926.25	86.70	3684.75	171.12	407.31	847.39

4) INTERPRETATION DES RESULTATS :

V-4-1) Vérification la résultante des forces sismiques : [RPA99version 2003/4.3.6]

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

b) Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Donc :

***Structure contreventer par portique autostable :**

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,91 \times 1,2}{3,5} \times 41404,80 = 3930,79 \text{ KN}$$

$$80\% V_x = 3253,70 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,73 \times 1,2}{3,5} \times 41404,80 = 3683,84 \text{ KN}$$

$$80\% V_y = 2947,07 \text{ KN}$$

*** Structure contreventer par voiles en B.A**

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,65 \times 1,2}{5} \times 42961,43 = 2551,91 \text{ KN}$$

$$80\% V_x = 2041,52 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,50 \times 1,2}{5} \times 42961,43 = 2319,92 \text{ KN}$$

$$80\% V_y = 1855,93 \text{ KN}$$

c) **La résultante des forces sismiques :**

Après l'interprétation des résultats du fichier ROBOT 2018 , la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

* **Structure contreventé par portique auto stable**

Sens xx+

$$V_x = 3308.85 \text{ KN} > 80\% V = 3253.70 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy

$$V_y = 3002.22 \text{ KN} > 80\% V = 2947.07 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

* **Structure contreventer par voiles en B.A**

Sens xx

$$V_x = 3915.45 \text{ KN} > 80\% V = 2041.52 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy

$$V_y = 3547.81 \text{ KN} > 80\% V = 1855.93 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.4.2 Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec : N : le nombre de niveaux au dessus du sol (N = 10 niveaux)

=> $K \geq 3\sqrt{10} \Rightarrow K \geq 10 \text{ modes}$ ET $T_{K} \leq 0.20 \text{ sec}$

** structure contreventé par portique autostable :

Tableau V-3: Tableau récapitulatif pour la vérification de la somme des masses modales

Mode	Période [Sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,72	58.89	0.00	58.89	0.00
2	0,61	0.00	58.25	58.89	58.25
3	0,52	2.15	0.01	61.04	58.26
4	0,22	16.38	0.00	77.41	58.26
5	0,16	0.00	20.85	77.41	79.11
6	0,13	1.02	0,000	78.43	79.11
7	0,11	9.14	0.00	87.57	79.11
8	0,08	0.00	11.49	87.57	90.60
9	0,07	0.00	0.01	87.57	90.61
10	0,07	6.33	0.00	93.90	90.61

LE nombre de modes **10 = 10** Condition vérifiée.

T₁₀=0,07 < 0.20 sec Condition vérifiée.

*** structure contreventé par voiles en B.A**

Tableau V-4: Tableau récapitulatif pour la vérification de la somme des masses modales

Mode	Période [Sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0.33	36.98	0.00	63.98	0.00
2	0.31	0.00	66.66	63.98	66.66
3	0.16	6.49	0.00	70.47	66.66
4	0.11	15.50	18.37	85.98	66.66
5	0.10	0.00	0.00	85.98	85.02
6	0.06	1.66	0.00	87.64	58.02
7	0.05	2.35	6.71	89.99	85.02
8	0.04	0.00	0.00	91.05	93.98
9	0.04	0.05	0.00	91.10	93.98
10	0.04	0.00	0.18	91.10	94.17

LE nombre de modes **10 = 10** **Condition vérifiée.**

T₁₀=0,04 < 0.20 sec **Condition vérifiée.**

V-4-3) Vérification de la période : [RPA99version 2003/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

**** Structure contreventé par portique auto stable :**

$$\begin{cases} T_{X \text{ dyn}} = 0,72 < T_{X \text{ amp}} = 0,62 \times 1,3 = 0,81s \\ T_{Y \text{ dyn}} = 0,61s < T_{Y \text{ amp}} = 0,72 \times 1,3 = 0,94s \end{cases} \text{Condition vérifiée.}$$

**** Structure contreventé par voiles en B.A**

$$\begin{cases} T_{X \text{ dyn}} = 0,33 < T_{X \text{ amp}} = 0,62 \times 1,3 = 0,81s \\ T_{Y \text{ dyn}} = 0,31s < T_{Y \text{ amp}} = 0,72 \times 1,3 = 0,94s \end{cases} \text{Condition vérifiée.}$$

V-4-4) Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 version 2003 [art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé $\delta_K = R \times \delta_{eK}$ comme suit :

Avec :

δ_k : déplacement horizontal au niveau k.

δ_{ek} : déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par robot2018 ;

R : coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

h_e : hauteur d'étage

✓ **Exemple de calcul** : (Niveau : 34,68m – 31,62m)

Suivant X-X : $R_X = 5$

$$\delta_{ek} = 2,80\text{cm} \quad \Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = 1,00\text{cm}$$

$$\delta_{e(k-1)} = 1,60\text{ cm}$$

Suivant Y-Y : $R_Y = 5$

$$\delta_{ek} = 2.00\text{cm} \quad \Rightarrow \Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)} = 1,00\text{cm}$$

$$\delta_{e(k-1)} = 1.80\text{cm}$$

Vérification : $\Delta_{radm} = 1\%h_e = \frac{306}{100} = 3,06cm$
 $\Delta K_x = 1,00cm < \Delta_{radm}$

$\Delta K_y = 1,00cm < \Delta_{radm}$

Remarque :

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur le tableau suivant :

Structure contreventer par portique autostable :

Tableau V-5: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher

h_k (cm)	δ_K (ROBOT2018)		Δ_K = R(δ_K - δ_(K-1))		Δ_{radm} = 1%h_e	vérification
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y		
3,06	2,80	2,00	1	1,00	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	2.60	1.80	1,50	1,00	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	2.30	1.60	1,50	1,00	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	2.00	1.40	1,00	1,00	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	1.80	1.20	1,00	1,00	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	1.50	1.00	1.50	1.50	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	1.20	0.70	1.50	1,00	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	0.90	0.50	1.50	0.50	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	0.60	0.40	1.50	1,00	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
333	0.30	0.20	1,00	0,50	< Δ _{radm} =3.33cm	C.V
408	0.10	0.10	0.50	0,50	< Δ _{radm} =4.08cm	C.V

***Structure contreventé par voiles en B.A**

Tableau V-6: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher

h_k (cm)	δ_k (ROBOT2018)		Δ_k = R(δ_k - δ_(k-1))		Δ_{radm} = 1%h_e	vérification
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y		
3,06	0.8	0.6	0.50	0.50	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	0.7	0.5	0.50	0	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	0.6	0.5	0.50	0.50	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	0.5	0.4	0	0.50	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	0.5	0.3	0.50	0.50	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	0.4	0.3	0.50	0	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	0.3	0.2	0.5	0.50	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	0.2	0.2	0.5	0	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
306	0.2	0.1	0	0.50	< Δ _{radm} =3.06cm	C.V
333	0.1	0.1	0.50	0	< Δ _{radm} =3.33cm	C.V
408	0.0	0.0	0.50	0.50	< Δ _{radm} =4.08cm	C.V

V-4-5) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RPA99 version 2003/5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du

niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : hauteur de l'étage k

$$V_i = \frac{V \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^{n-1} W_j h_j}$$

*** Structure contreventé par portique auto stable :**

Tableau V-7: Tableau récapitulatif de Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	H(m)	W(KN)	V _{KX} (KN)	θ _x	V _{KY} (KN)	θ _Y
+30.87	3,06	2985.20	693.06	0,054	627.75	0,086
+27.81	3,06	2757.20	576.68	0,052	522.33	0,082
+24.75	3,06	2764.20	514.53	0,048	466.03	0,075
+21.69	3,06	3126.00	509.93	0,046	461.88	0,065
+18.63	3,06	3371.10	472.33	0,040	427.82	0,055
+15.57	3,06	3371.10	394.75	0,034	357.55	0,043
+12.51	3,06	3418.40	321.62	0,028	291.31	0,035
+9.45	3,06	3474.40	246.93	0,023	223.66	0,023
+6.39	3,06	3547.20	170.47	0,010	154.41	0,016
+3.33	3.33	4116.10	103.08	0,004	93.37	0,005
0,00	4.08	8473.90	63.73	0,000	57.72	0,000

Remarque

Puisque tous les coefficients θ_x sont inférieurs à 0,10 , donc l'effet P-Δ peut être négligé.

*** structure contreventer par voiles en B.A****Tableau V-8:** Tableau récapitulatif de Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	H (m)	W (KN)	V _{KX} (KN)	θ _x	V _{KY} (KN)	θ _Y
+30.87	3,06	3822.31	755.16	0,068	684.37	0,046
+27.81	3,06	3253.30	579.03	0,029	524.75	0,015
+24.75	3,06	3253.30	515.32	0,017	467.01	0,018
+21.69	3,06	3638.74	505.11	0,013	457.76	0,013
+18.63	3,06	3638.74	433.85	0,010	393.18	0,010
+15.57	3,06	3638.74	362.59	0,008	328.60	0,008
+12.51	3,06	3638.74	291.33	0,007	264.02	0,007
+9.45	3,06	3638.74	220.07	0,006	199.44	0,006
+6.39	3,06	3742.07	153.04	0,005	138.69	0,005
+3.33	3.33	4690.14	99.95	0,0025	90.59	0,005
0,00	4.08	6006.56	0	0.000	0	0,000

Remarque

Puisque tous les coefficients θ_x sont inférieurs à 0,10 , donc l'effet P-Δ peut être négligé.

V-4-6) Vérification de la stabilité au renversement (4.4.1DE RPA2003) :

Le moment de renversement causé par l'action sismique est au plus égale à 2/3 le moment stabilisant, qui sera calculé en prenant le poids totale de la structure.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 = \alpha$$

Tel que :

$$M_s = \sum_{i=1}^n W_i d_i.$$

$$M_r = \sum_{i=1}^n F_i h_i.$$

W_i : le poids d'étage i.

d_i : Bra de levier.

F_i : force sismique au niveau i.

h_i : hauteur compté de sous-sol jusqu'au niveau i :

*** Structure contreventé par portique auto stable :**

Tableau V-9: vérification de renversement.

	R.P.A 99 (Version 2003)	
	Sens-X	Sens-Y
$M_s = \sum_{i=1}^n W_i d_i$ (KN)	1030979.52	654195.84
$M_r = \sum_{i=1}^n F_i h_i$ (KN)	125381.9	114465.6
α	8.22	5.72
Observation ($\alpha \geq 1,50$).	C.V	C.V

*** Structure contreventé par voiles en B.A**

Tableau V-10: Vérification de renversement.

	R.P.A 99 (Version 2003)	
	Sens-X	Sens-Y
$M_s = \sum_{i=1}^n W_i d_i$ (KN)	1069739.60	678790.95
$M_r = \sum_{i=1}^n F_i h_i$ (KN)	12008.24	10882.57
A	89.08	62.37

Observation ($\alpha \geq 1,50$).	C.V	C.V
-------------------------------------	-----	-----

CONCLUSION :

Après l'étude sismique, l'interprétation des résultats de logiciel (robot2018) et la vérification des conditions des RPA2003, pour étude portique auto stables

On peut accepter le Pré dimensionnement de la structure et on ajoute voile contreventement, pour assurer le bon comportement aux cas accidentels.

Et Pour étude en voiles on peut réduire les section de la structure et on modifie les sections de poteaux de sous-sol et RDC ET premier étage par (40*40)cm² et de deuxième étage a 6eme étage par (35*35)cm² ,et (7.8.9) étage par (30*30)cm²

Donc pour les charges horizontales on ne tient compte que les forces sismiques et on prend en considération dans les combinaisons de calcul des éléments de la structure.

CHAPITRE VI

Etude des portiques

VI-1) Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres).

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VI-2) Définition :

VI-2-1) Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicités à la flexion composée.

VI-2-2) Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux

Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI-3) Ferraillage des portiques :

VI-3-1) Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

G : Charges permanentes;

P : Charges d'exploitations et

E : Efforts sismiques.

➤ Les combinaisons prises en compte sont :

BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1,35.G+1,5.P \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G+P \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

RPA99.V2003 : Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} 0,8G \mp E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \text{ POUTRE}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8G \mp E \\ G + Q + 1,2E \end{array} \right\} \text{ POTEAUX}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **Robot 2018**

VI-3-2) Ferraillage des poutres :

On distingue deux types des poutres pour le deux étude :

✓ Poutres principales: (30×35).

✓ Poutres secondaires : (30×30).

a) Ferraillage réglementaire :

➤ Recommandation du RPA99/V2003 [ART 7.5.2.1] :

1) Armatures longitudinales :

✓ Armatures minimales : $0,5\% \times B$ en zone II.

✓ Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section de la poutre

Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone II (RPA /V2003)

2) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S \cdot b \quad \text{RPA99/V2003 [ART 7.5.2.1]} :$$

Avec :

-b : Largeur de la section.

-S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

***Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right)$$

* En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

Règlement BAEL.91 : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues (BAEL91)}$$

b) Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ROBOT2018", on obtient les résultats suivants :

*Structure contreventé par portique auto stable :

Tableau.VI. 1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant en (KN.m) et efforts tranchants

TYPE	Etat limite ultime [E L U]		Etat limite de service [E L S]		Situation accidentelle		Effort tranchant
	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	
Moment	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	T [KN]
Poutre Principale	40.47	72.98	28.06	53.38	37.83	25.80	88.88
Poutre secondaire	59.06	45.71	42.94	33.18	13.09	21.17	58.21

* Structure contreventé par voiles en B.A

Tableau VI-2:Tableau récapitulatif des moments fléchissant en (KN.m) et efforts tranchants

TYPE	Etat limite ultime [E L U]		Etat limite de service [E L S]		Situation accidentelle		Effort tranchant
	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	
Moment	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	M _t [KN.m]	M _a [KN.m]	T [KN]
Poutre Principale	19.26	15.66	14.09	11.46	29.38	0.26	99.91
Poutre secondaire	1.24	2.68	0.90	1.95	2.33	0.18	18.87

1) Armatures longitudinales :

✓ Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25cm^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 * 30 * 30 = 4.50cm^2$

✓ Conditions imposées par le BAEL.91 :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 32 = 1,16 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 27 = 0,98 \text{ cm}^2$

✓ Exemple de calcul :

Poutres principales (30x35) cm²

b.1) En travée :

-Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 40.47 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

✓ Moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{40.47 \cdot 10^{-3}}{14.2 \times 0,3 \times 0,32^2} = 0,092$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,121$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,304 \text{ m}$$

✓ Détermination des armatures:

$$A_t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{40.47 \cdot 10^3}{348 \times 0,304} \cdot 10^4 = 3.82 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^s = 28.06 \text{ KN.m}$$

<ul style="list-style-type: none"> - Flexion simple - Section rectangulaire sa - Acier FeE400 	}	$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
--	---	---

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{40.47}{28.06} = 1,44$

$$\frac{1,44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,471 > \alpha = 0,121 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12MPa$
 - Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues

❖ **Situation accidentelle :**

$$M_t^{acc} = 37.83KN.m$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{37.83 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times 32^2} = 0,066$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,086$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,309 \text{ m}$$

Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{37.83 \cdot 10}{348 \cdot 0,309} = 3.51cm^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 3.82cm^2$$

➤ **Choix des armatures:**

$$3T14+212 \longrightarrow A = 6.88cm^2$$

b.2) En appuis :

-Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = 72.98KN.m$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

✓ **Moment réduit**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{72.98 \cdot 10^3}{14.2 \times 0,3 \times 0,32^2} = 0.167$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,230$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,290 \text{ m}$$

✓ **Détermination des armatures:**

$$A_t = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{72.98 \cdot 10^3}{348 \times 0,290} \cdot 10^4 = 7.23cm^2$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^s = 53.38 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{72.98}{53.38} = 1,38$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,440 > \alpha = 0,230 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s)
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues}$$

❖ Situation accidentelle :

$$M_a^{acc} = 25.80 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{25.80 \times 10^3}{18,48 \times 0,030 \times 0,32^2} = 0,045$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,058$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,312 \text{ m}$$

Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{25.80 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,312} * 10^4 = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 7.23 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures:

$$5T14 \longrightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2$$

- a) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\text{Contrainte tangente } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{88,88 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,32} = 0,93 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,1}]$$

Fissuration peut nuisible :

$$\text{Contrainte tangente limite } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL91r99 /art-}$$

A.5.1,21]

$$\tau_u = 0,93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- b) Section et écartement des armatures transversales A_t :

- ✓ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) = 10 \text{ mm} \quad [\text{BAEL91r99 /art-}$$

A.5.1,22]

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

-L'espacement des armatures transversales :

Pour le cas de la flexion simple et $\alpha = 90^\circ$ on a :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot k}{(0,8 \cdot f_e) \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,311}]$$

$$A_t = 2 \cdot 0,5 = 1,01 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{1,01 \cdot 0,8 \cdot 235}{30 \cdot (0,93 - 0,3 \cdot 2,1)} = 21,10 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm};) \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,22}]$$

$$S_t \leq \min(29 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 29 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$

Selon (R.P.A.99version2003) :

➤ Zone nodale :

$$S_{t3} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4\right) \Rightarrow S_{t3} = 10 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$S_{t4} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \Rightarrow S_t = 17.5cm \cong 15cm$$

Donc :

$$S_t = 10cm \text{ en zone courante}$$

$$S_t = 10cm \text{ en zone nodale}$$

c)-Vérification des armatures transversales:

➤ Zone nodale :

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9cm^2$$

➤ zone courante :

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9cm^2$$

b.4) Longueur de recouvrement :

Selon le B.A.E.L 99

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{tj} \quad \Psi = 1,5 \dots \dots \dots HA$$

$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_s} \Rightarrow L_s = \frac{14 * 400}{4 * 2.835} = 49.38cm \cong 50cm$$

Selon le R.P.A 99:

$$L_r = 40\phi \text{ en zone II}$$

$$L_r = 40 \times 1,4 = 64 cm \Rightarrow L_r = 56cm$$

Remarque :

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-dessus; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

*Structure contreventé par portique auto stable :

Tableau VI- 3: Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.

Type des poutres		$A_{min} [cm^2]$		$A_{cal} [cm^2]$	Barres choisie	$A_{cor} [cm^2]$	Longueur de recouvrement [cm]
		RPA	BAEL				
Poutre Principale	Travée	5.25	1.16	3.82	3T14+2T12	6.88	60
	Appui	5.25	1,16	7.23	5T14	7.70	60
Poutre secondaire	Travée	4.50	0.98	7.04	5T14	7.70	60
	Appui	4.50	0.98	5.29	3T14+2T12	6.88	60

* Structure contreventé par voiles en B.A

Tableau.VI. 4: Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.

Type des poutres		$A_{min} [cm^2]$		$A_{cal} [cm^2]$	Barres choisie	$A_{cor} [cm^2]$	Longueur de recouvrement [cm]
		RPA	BAEL				
Poutre Principale	Travée	5.25	1.16	1.73	3T14+2T12	6.88	60
	Appui	5.25	1,16	0.14	5T14	7.70	60
Poutre secondaire	Travée	4.50	0.98	0.02	5T14	7.70	60
	Appui	4.50	0.98	0.24	3T14+2T12	6.88	60

❖ Disposition des armatures :

Pour une meilleure disposition et répartition des armatures dans la poutre, on doit respecter les conditions suivantes :

✓ Pour les armatures longitudinales :

La hauteur d'un paquet de barres doit être au plus égale au double de sa largeur.

[BAEL91/A.7.2,1]

⇒ Les dispositions des barres autorisées sont donc :

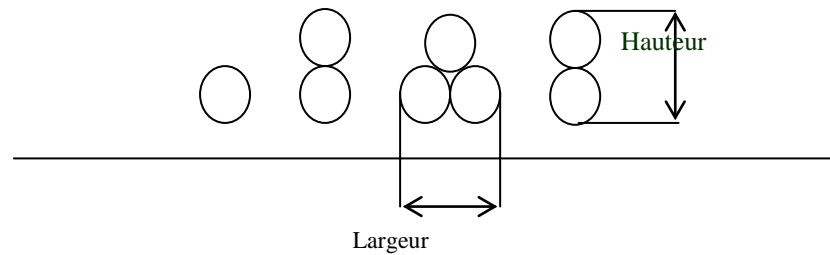
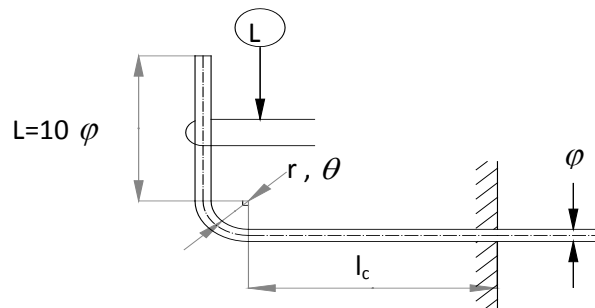


Figure VI-1 Les groupements de barres autorisés pour le ferrailage

Remarque :

1. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

[RPA99/A.7.5.2.1]



$$r = 5.5\varphi$$

$$\theta = 90^\circ$$

Figure. VI.2 : Ancrage courbe avec un crochet à 90°.

Ⓛ : Une ligature égale à $\frac{\varphi}{4}$ relie le retour de la barre à la masse du béton

[BAEL91/A.7.4,3]

2. l'ancrage de l'ensemble d'un paquet de barres n'est pas admis. Une barre est toujours ancrée individuellement.

Il en résulte que dans un paquet de trois barres au plus, les longueurs d'ancrage de chacune des barres ne doivent pas se chevaucher. **[BAEL91/A.6.1,21]**

3. Arrêt des barres dans une poutre :

Règles pratiques pour l'arrêt des chapeaux et des aciers situés à la partie inférieure de la poutre.

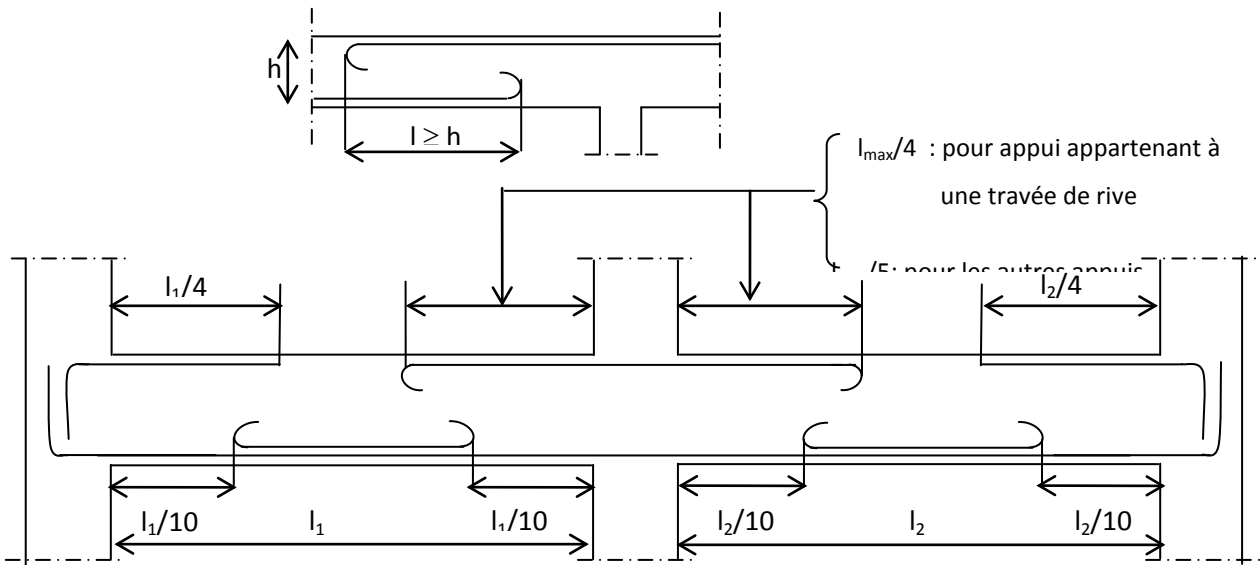


Figure VI.3 : Règles pratiques pour l'arrêt des chapeaux et des aciers situés à la partie inférieure de la poutre.

❖ Pour les armatures transversales :

. Ancrage des cadres ; épingles et étriers : [BAEL91/A.6.1,255]

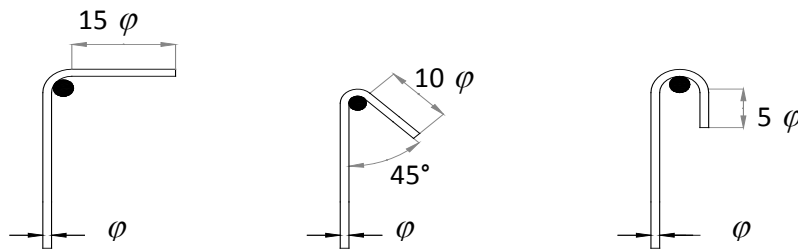
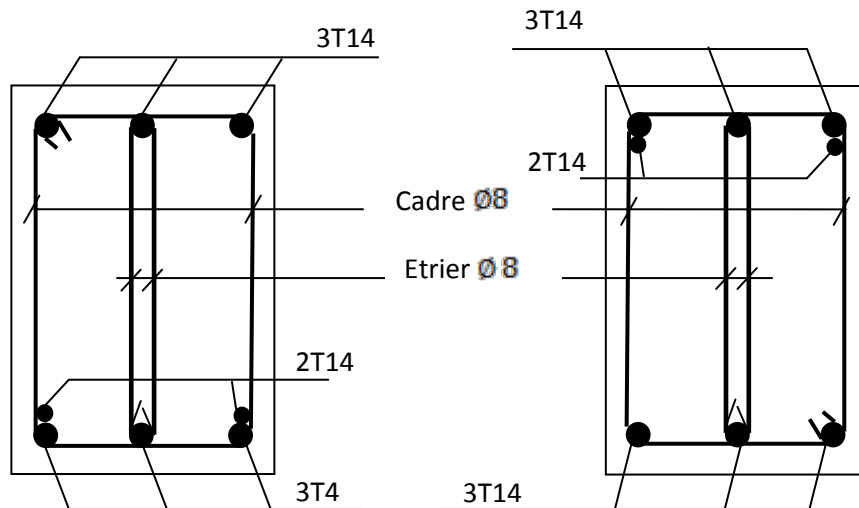


Figure. VI.4 : Façonnage des cadres, étriers et épingles.

- Le rayon de cintrage $r = 3\phi$

Pour notre poutre on admet la disposition des armatures suivantes :

***Structure contreventé par portique auto stable :**

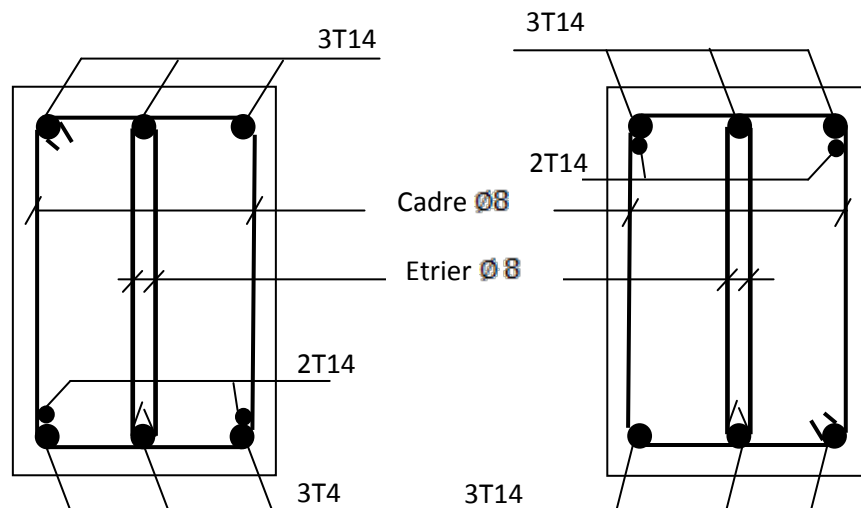


Ferrailage en travée de la

Ferrailage en appuis de la

FigureVI-5 : Ferrailage de la poutre principale

*** Structure contreventé par voiles en B.A**



Ferrailage en travée de la
poutre

Ferrailage en appuis de la
poutre

FigureVI-6 : Ferrailage de la poutre principale

VI-3-3) Ferrailage des poteaux :

➤ Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés.

➤ Leurs rôles :

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température;
- Effet des efforts sismiques ;

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel **ROBOT 2018** sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q+1,2E$) et ($0.8G\pm E$) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

➤ Le ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

➤ Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

a) Conditions de RPA99(V2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,7 % en zone II.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ✓ 4% en zone courante.

- ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ✓ 40ϕ en zone II
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - ✓ 25cm en zone II
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

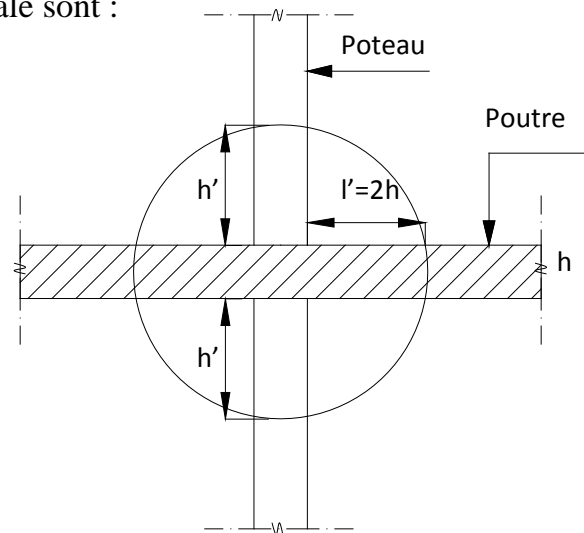


Fig.VI. 7: La zone nodale

Avec :

- h: la hauteur de la poutre;
- b et a : section d'un poteau;
- h_e : la hauteur libre entre deux étages.

b- Conditions de BALE 91 :

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$[B.A.E.L91/A.8.1,21]$$

- $A_l \geq 4\% \times \text{périmètre par mètre de}$
 - $0.2\% B \leq A_l \leq 5\% B$
- } Pour une section entièrement comprimée.

Avec B : la section totale du poteau.

- $A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} B$ pour une section entièrement tendue.

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale c de deux barres voisines doit

- Respecter la condition suivante

- $c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$

- b étant la petite côté du rectangle.

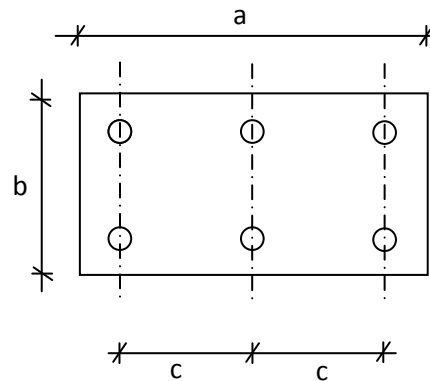


Figure.VI. 8: **Espacement entre les armatures longitudinales.**

➤ Les armatures transversales :

a) Conditions de RPA99 version 2003 :

- Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

- T_u : Effort tranchant;
- a : Hauteur totale de la section brute;
- f_e : Limite élastique des armatures transversales et
- ρ_a : Coefficient correcteur dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2,5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3,5 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right. \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

- t : Espacement entre les armatures transversales;

Dans la zone nodale :

$$t \leq \min (10\varnothing_1 ; 15\text{cm}) \quad (\text{zone II})$$

Dans la zone courante :

$$t \leq 15\varnothing_1 \quad (\text{zone II})$$

- Section minimale des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{t \times b} \text{ en \% est donné comme suit:}$$

Si:

$$\checkmark \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$$

$$\checkmark \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$$

$$\checkmark 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes avec:}$$

- λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

a et b: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et :

L_f : Longueur du flambement.

b) Conditions de BAEL91 : [BAEL91/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{l \max}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$S_t = \min(15\varphi_{l \min}, 40\text{cm}, b + 10\text{cm})$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\varphi_{l \min}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

- Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

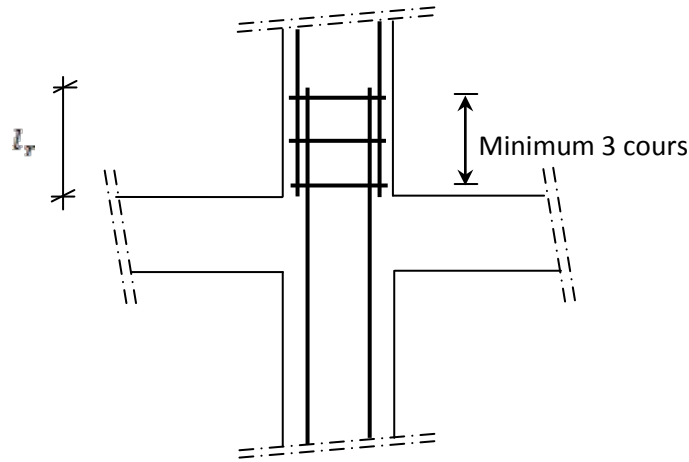


Figure VI- 9: Les armatures transversales dans la zone de

➤ **Sollicitations de calcul :**

***Structure contreventé par portique auto stable :**

Tableau VI-5: Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaisons			Poteau 30×30	Poteau 35×35	Poteau 40×40	Poteau 45×45	Poteau 50×50
ELU	Cas 1	N^{\max} [KN]	489.54	999.47	1367.10	1812.55	2134.69
		M^{corr} [KN.m]	19.99	2.76	25.24	25.95	25.26
G+Q+1,2E 0.8G±E	Cas 2	N^{\min} [KN]	434.02	906.41	1315.28	1792.79	2047.84
		M_x^{corr} [KN.m]	20.93	29.82	22.38	22.92	19.08
G+Q+1,2E 0.8G±E	Cas 3	M_x^{\max} [KN.m]	47.28	49.14	45.59	79.54	62.34
		N_{corr} [KN]	91.84	292.14	555.13	771.83	21.48

* Structure contreventé par voiles en B.A :

Tableau VI- 6: Tableau récapitulatif des sollicitations

Combinaisons			Poteau 30×30	Poteau 35×35	poteau 40×40
ELU	Cas 1	N^{\max} [KN]	482.91	1258.19	1856.92
		M^{corr} [KN.m]	2.16	3.68	3.25
G+Q+1,2E 0.8G±E	Cas 2	N^{\min} [KN]	353.19	917.94	1350
		M_x^{corr} [KN.m]	6.36	7.11	3.24
G+Q+1,2E 0.8G±E	Cas 3	M_x^{\max} [KN.m]	32.06	35.28	28.55
		N_{corr} [KN]	101.86	42.57	690.45

❖ Exemple de calcul : poteau (50×50) cm²

➤ Les armatures longitudinales :

b=50 cm a= 50 cm d= 47 cm L=408 cm

✓ Cas 1 :

$$\begin{cases} N^{\max} = 2134.69 \text{ KN} \\ M_{corr} = 25.26 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

➤ Position du point d'application de l'effort normal (N) :

✓ Calcul l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{25.26}{2134.69} = 0,011m = 0,11cm$$

$e < \frac{h}{12} = 4,16 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve dans le noyau central.

\Rightarrow La section sera calculée en compression simple.

❖ Etat limite ultime de résistance E.L.U.R :

$$A'_1 = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{2134.69 \times 10^{-3} - (0,50 \times 0,50) \times 14,2}{348} \times 10^4$$

$A'_1 = -0,0041 \text{ cm}^2 \quad A'_1 = 0,00 \text{ cm}^2$

❖ **Etat limite de stabilité de forme E.L.U.S.F :**

$$\lambda = 19.86 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,80$$

Selon le B.A.E.L [BAEL 91 r99/art B.4,1]:

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = 2304 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^2} \left(\frac{2134.69 \cdot 10^3}{0,84} - \frac{2304 \times 25 \cdot 10^2}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -45.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0$$

▪ **2^{ième} Cas :** Combinaison accidentelle ($G + P + 1,2 E ; 0,8 G \mp E$)

$$\begin{cases} N_{\min} = 2047.84 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 19.08 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases} \quad \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

✓ Calcul l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{19.08}{2047.84} = 0,009 \text{ m} = 0,93 \text{ cm}$$

$e < \frac{h}{12} = 4,16 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve dans le noyau central.

\Rightarrow La section sera calculée en compression simple

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A'_2 \geq \frac{1}{400 \cdot 10^2} \left(\frac{2047.84 \cdot 10^3}{0,80} - \frac{2304 \times 25 \cdot 10^2}{0,9 \times 1,15} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -75.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

▪ **3^{ième} Cas :** Combinaison accidentelle ($G + P + 1,2 E ; 0,8 G \mp E$)

$$\begin{cases} M_{\max} = 62.34 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 21.48 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

✓ Calcul l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{62.34}{21.48} = 2.90m = 290cm$$

$e > \frac{h}{12} = 4,16 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve dans l'extérieur de noyau central. \Rightarrow La

section sera calculée en flexion composé.

✓ Excentricité additionnelle: [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5]

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{408}{250}\right) = 2cm$$

Onc: $e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = 2.90 + 0,02 = 2.92m = 292cm$

L'élancement $\lambda = \frac{l_f}{h} \Rightarrow \lambda = 5,72 \Rightarrow$ on doit vérifie que

$$\lambda \leq \max\left\{\begin{array}{l} 15 \\ \frac{20 \cdot e_1}{h} \end{array}\right. \Rightarrow 5,72 < 15 \quad \text{C.V Le calcul sera même en flexion composé (F.C)}$$

en prenant compte de l'excentricité « e_2 »

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + C \cdot \Phi) \quad [\text{BAEL 91 r99/art A.4.3,5}]$$

Φ Le rapport de la déformation finale due au fluage, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$C = \frac{N_G \cdot e}{N_G \cdot e + N_Q \cdot e} \Rightarrow C = 0,80$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2,86^2}{10^4 \cdot 0,6} \cdot (2 + 0,80 \cdot 2) \Rightarrow e_2 = 0,014m = 1.47cm$$

Donc :

$$e = e_1 + e_2 \Rightarrow e = 292 + 1.47 = 293.47cm > \frac{h}{2} = 25cm$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'extérieure de la section; alors:

\Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_1 = 62.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{62.94 \cdot 10^{-3}}{18,47 \times 0,5 \times 0,47^2} = 0.0119$$

$$\mu_\ell = 0,392 \quad \mu_{bu} < \mu_\ell \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0,462 \text{ m}$$

➤ Détermination des armatures:

$$A_s = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{62.94 \cdot 10^{-3}}{400 \times 0,462} \cdot 10^4 = 3,40 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 20,49 - \frac{21,48 \cdot 10}{400} \Rightarrow A_{FC1} = 5,56 \text{ cm}^2$$

a) Armatures minimales :

✓ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0,7\% \cdot (b \cdot h) = 0,007 \cdot 50 \cdot 50 = 17,5 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{\max} = 4\% b \cdot h = 100,70 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 150 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

✓ Condition imposée par le B.A.E.L 99:

Amin= 4 cm²* Périmètre de la section

$$A_{\min} = (4 * 0.50) \Rightarrow A_{\min} = 8 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : $A_{\min} = 17,5 \text{ cm}^2$

$$4\text{T}20 + 4\text{T}16 \longrightarrow A = 20,61 \text{ cm}^2$$

❖ E.L.S :

$$N_{\max} = 1546.35 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 18.27 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{18.27}{1546.36} = 0,0118 \text{ m} < \frac{h}{12} = 4.16 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression centrée,}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

b) Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats **ROBOT 2018**

$$T_{\max} = 26.98 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{26.98 \cdot 10^{-3}}{0.5 \times 0.47} = 0.11 \text{ MPa}$$

[BAEL91r99 /art-A.5.1,1]

Contrainte tangente limite $\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$ [BAEL91r99 /art-

A.5.1,21]

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

✓ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{t\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Espacement des armatures transversales :

Suivant les règles BAEL 91 :

$$S_t \leq \min(15\phi_t^{\min}; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I I)

Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_L^{\min} = 24 \text{ cm}$$

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

Armatures transversales minimales :

$$A_t = \frac{\varphi_a \cdot S_t \cdot T_{\max}}{h \cdot f_e} \quad \varphi_a : \text{ est en fonction de } \lambda :$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{286,00}{50} = 5,712$$

$$\lambda_g = 5,712 > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,03\% \cdot b \cdot S_t = 0,003 \cdot 50 \cdot 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

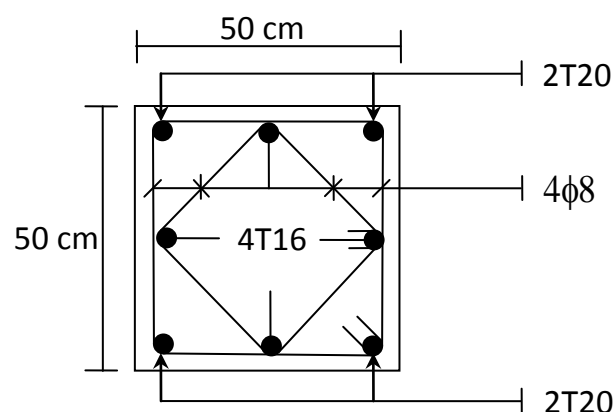


Figure VI- 10 : ferrailage d'un poteau

✓ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{408}{6}; 50; 50; 60\right) = 68 \text{ cm}$$

✓ Longueur de recouvrement :

Selon le B.A.E.L 99

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_S}$$

$$\tau_S = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{tj} \quad \Psi = 1,5 \dots \dots \dots HA$$

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_S} \Rightarrow L_S = \frac{2,0 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 70,55 \text{ cm}$$

Selon le R.P.A 99:

$$L_S = 40\phi \text{ en zone II}$$

$$L_S = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

Alors $L_S = 80 \text{ cm}$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que

Précédemment; et le ferrailage sera résumé dans les tableaux suivant :

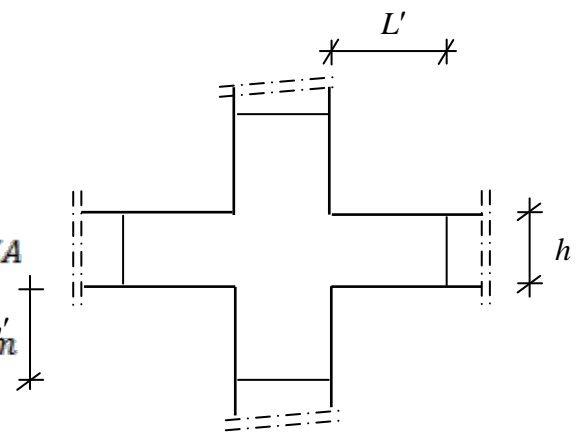


Figure VI- 11: **Zone nodale**

Pour étude auto stable

Tableau VI- 7: Tableau récapitulatif des ferrillages des poteaux

Section [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min RPA} [cm ²]	Choix	A _{adopté}	Longueur de Recouvrement [cm ²]	A _{trans} (cm ²)	Section corresp (cm ²)	S _t (cm)	S' _t (cm)
50x50	3.40	17,5	4T20+4T16	20,61	80	4φ8	2,01	10	15
45x45	4.45	14,17	4T20+4T16	20,61	80	4φ8	2,01	10	15
40x40	4.09	11,2	4T16+4T14	14,20	65	4φ8	2,01	10	15
35x35	3.90	8,58	4T14+4T12	10,68	60	4φ8	2,01	10	15
30x30	3.20	6,3	8T12	9,05	50	4φ8	2,01	10	15

Tableau VI-8: Tableau récapitulatif des ferrillages des poteaux

Section [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min RPA} [cm ²]	Choix	A _{adopté}	Longueur de Recouvrement [cm ²]	A _{trans} (cm ²)	Section corresp (cm ²)	S _t (cm)	S' _t (cm)
40x40	4.09	11,2	4T16+4T14	14,20	65	4φ8	2,01	10	15
35x35	3.90	8,58	4T14+4T12	10,68	60	4φ8	2,01	10	15
30x30	3.20	6,3	8T12	9,05	50	4φ8	2,01	10	15

VI-4) ETUDE DE VOILES

VI-4-1) Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les séismes continueront surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est

La construction parasismique. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en oeuvre qui permettent, quelle que soit la région de construire parasismique, c'est à dire de limiter les conséquences d'un séisme. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

VI-4-2) CARACTERISTIQUES ESSENTIELLES DU COMPORTEMENT DES VOILES EN BETON ARME

Beaucoup d'immeubles privés ou de bureaux dans le monde sont construits en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Tout en étant conscient de la grande variété des constructions à murs porteurs, nous ne pouvons fournir qu'une classification assez générale. À cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées:

- 1) structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques,
- 2) structures à noyau central,
- 3) structures uniquement à murs porteurs.

Dans le cas 1), le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales. Un

exemple de ce système constructif est présenté dans la Figure I.1.

Dans le cas 2), un noyau central formé de deux murs couplés à chaque étage par des poutres assure majoritairement la résistance aux forces horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs, comme le montre la Figure I.2.

Dans les cas 3), les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales. L'exemple montré dans la Figure I.3 fait apparaître ce système constructif.

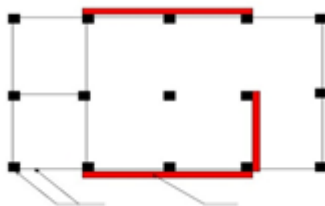


Figure I.1: Structures « mixtes » avec des murs porteurs couplés à des portiques

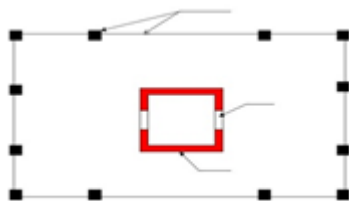


Figure I.2: Structures à noyau central

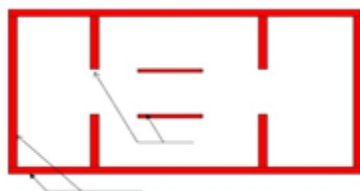


Figure I-3 : Structure uniquement à murs porteurs

Figure VI-12 : Schéma de disposition des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base.

La Figure I.4 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire ou en I, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constants sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du

voile ou dans les ailes d'armatures verticales uniformément réparties (pourcentage et d'armatures horizontales elles aussi uniformément réparties.

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Le terme de voile regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers. Cependant, on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants : l'élancement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile, h / l , la disposition et le pourcentage des armatures, l'intensité de l'effort normal.

Du point de vue de leur fonctionnement il convient de faire la distinction entre les voiles élancés ($h / l > 2$) et les voiles courts ($h / l < 2$). Ceci, permet de mettre en évidence deux grandes familles de modes de ruptures : modes de rupture des voiles élancés et modes de ruptures des voiles courts, nous présentons, en fonction de l'élancement du voile, les modes de ruine les plus souvent rencontrés. Les modes de ruptures des voiles élancés

Modes de rupture des voiles élancés

1) Ruptures en flexion

Mode f1 : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.

Mode f2 : rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode **f2** est moins ductile que le mode **f1**, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.

Mode f3 : rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures

verticales aux extrémités.

2) Ruptures en flexion-effort tranchant

Mode f/t : rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures

- transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

3) Ruptures par effort tranchant

Mode t : rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.

Mode g : rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.

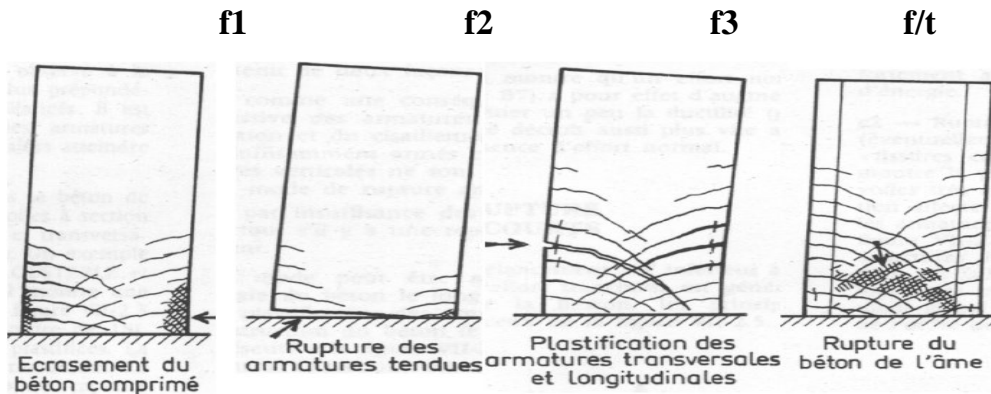


Figure VI-13.: Modes de rupture des voiles élancés

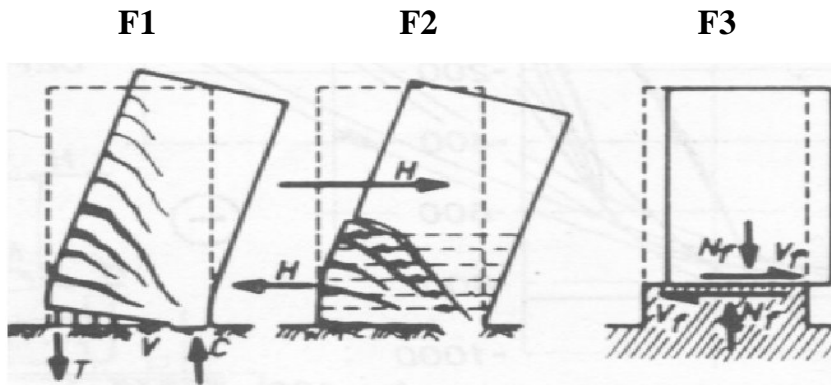


Figure VI-14.: Modes de rupture des voiles élancés

Modes de rupture des voiles courtes

Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. Les principaux modes de ruptures sont ceux de la Figure suivant On distingue trois cas :

Mode T1 : rupture par glissement (« sliding shear ») à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation hystérétique. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.

Mode T2 : rupture diagonale (« diagonal tension failure ») avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.

Mode T3 : rupture par écrasement (« diagonal compression failure ») du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

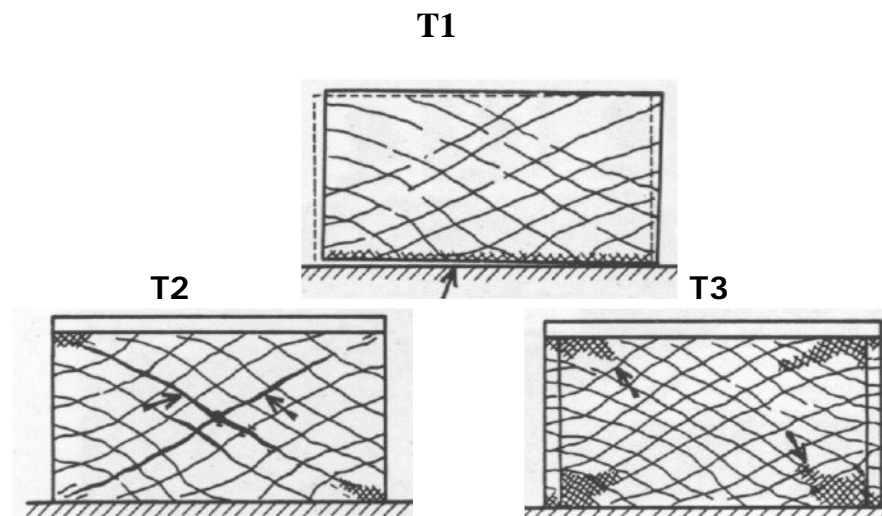


Figure VI-15.: Modes de rupture des voiles courts

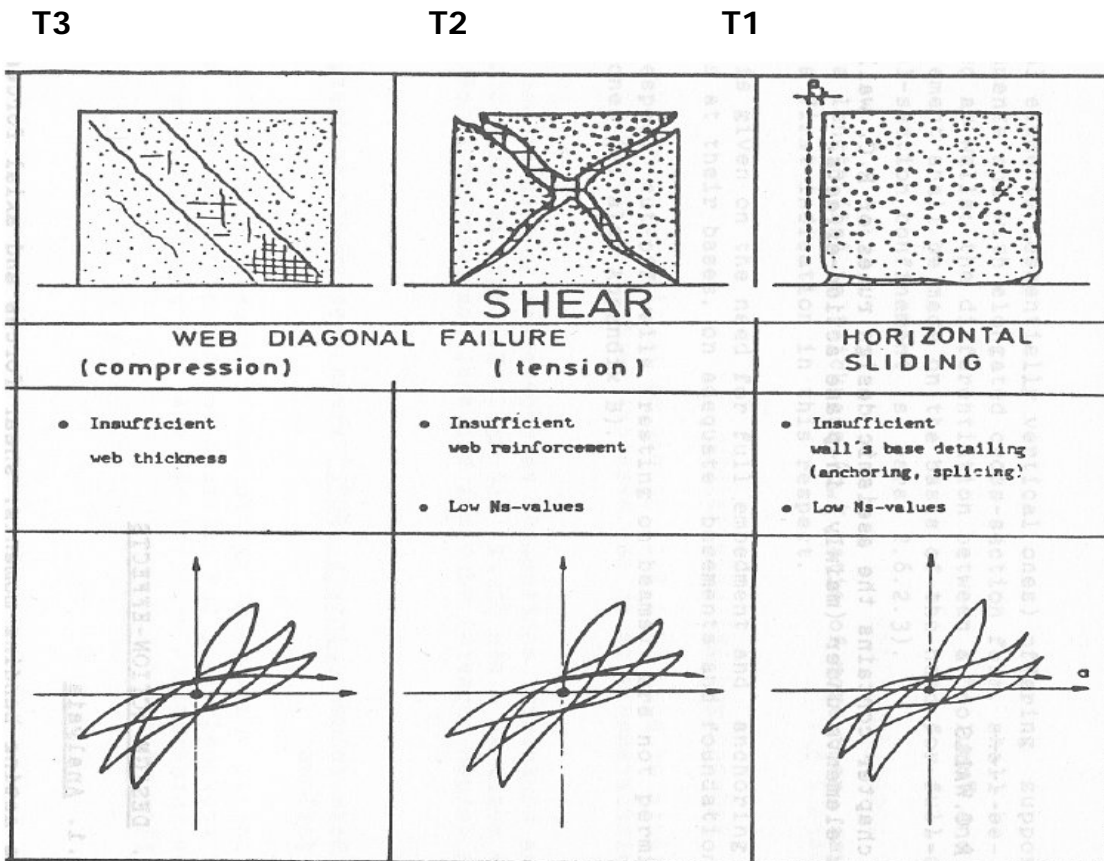


Figure VI-16: Modes de rupture des voiles courts

Depuis plusieurs décennies, de nombreuses études expérimentales sur le comportement des voiles en béton armé ont été effectuées dans le monde. Des essais sur des éléments de structures ainsi que sur des structures complètes de géométries différentes ont été ainsi réalisés. Concernant les études expérimentales sur des éléments isolés, citons la synthèse assez complète effectuée par FOURE. Rappelons les principaux paramètres considérés dans ces études :

l'élanement h / l : compris entre 0.25 et 3.4, la géométrie du voile: pour la plupart des essais la section est rectangulaire ; certains voiles comportent raidisseurs, la disposition et le pourcentage du ferrailage: le pourcentage des armatures verticales et horizontales réparties est généralement compris entre 0 et 3%, tandis que le pourcentage des aciers concentrés est supérieur à 1%, les sollicitations: un effort horizontal variable est généralement appliqué en tête du voile; dans un certain nombre d'essai le voile est sollicité aussi par un effort normal constant, le type de chargement : tous les essais concernant les voiles isolés ont été réalisés sous chargement cyclique alterné (72%) ou

monotone (25%).

En raison de leur coûts et de la difficulté de leur réalisation, les essais sur des structures complètes représentatives d'un bâtiment à plusieurs étages sont plus rares. Ils sont toutefois très utiles puisqu'ils permettent d'une part, d'intégrer le comportement d'un élément isolé dans le comportement de l'ensemble structurel et d'autre part de valider la conception dans des conditions plus proches de la réalité. Il existe deux grandes familles d'essais pour l'analyse des structures sous chargement dynamique: les essais sur table vibrante et les essais pseudo dynamiques. Les essais sur table vibrante permettent de solliciter des modèles réduits de structure par une excitation sismique. Les essais pseudo dynamiques peuvent s'appliquer à des structures de taille plus importante, mais l'effet de vitesse sur le comportement des matériaux n'est pas pris en compte. Des maquettes de tailles importantes ont été testés sur les tables vibrantes de Berkeley (USA) et du CEA de Saclay (France) et sur les murs de réaction de Tsukuba (Japon) et d'Ispra (Italie).

Dans le cadre du programme de coopération entre les Etats-Unis et le Japon un nombre important de modèles à différentes échelles ont été testés sous chargement statique, cyclique pseudo dynamique et sur table vibrante. Des éléments isolés d'une structure de 7 étages comportant un voile raidis à ces extrémités (« barbell wall ») et 2 portiques formés de poutres et poteaux en béton armé ont été testés dans les laboratoires japonais et américains. De plus, un spécimen à l'échelle 1 a été testé sur le mur de réaction de Tsukuba (Japon) et des essais dynamiques sur la table vibrante de Berkeley (USA) ont eu lieu sur une maquette à l'échelle 1/5. Le mode de comportement observé lors de ces deux essais est similaire: le mur se fissure sur les trois premiers étages, mais une fissure prononcée se forme à la base du mur est le mode de fonctionnement du voile est par la suite celui d'un bloc rigide qui bascule. Toutefois, l'ouverture de la fissure inférieure et le basculement du voile sont limités par la présence des portiques. Ces essais ont donc mis en évidence le comportement global du voile ainsi que l'interaction portique-voile dans le cas des structures « mixtes ».

Une maquette simplement posée sur la table et formée de deux voiles porteurs faiblement armée à été testée sur la table vibrante du CEA lors du projet CASSBA (Conception et

Analyse Sismique des Structures en Béton Armé). Le but du projet était d'améliorer la

compréhension du comportement des bâtiments à murs porteurs, pour mettre en question les dispositions constructives sévères imposées par les codes de constructions, et notamment par le projet de norme européenne EC8, qui réduisent les possibilités d'exploitation de ce type de structure. Le comportement a été nettement influencé par les conditions d'appui et a été proche de celui d'un bloc rigide basculant sur la table.

Toutes ces études expérimentaux ont été effectués pour valider la conception, comprendre le fonctionnement et faire progresser les connaissances. Toutefois, malgré le grand nombre d'essais réalisés dans le monde, essais qui, par ailleurs, ont constitué la base du développement des codes de constructions, il nous semble que certaines classes de problèmes nécessitent des investigations supplémentaires. Les domaines et les besoins de recherche que nous avons pu identifier à travers cette brève étude bibliographique (qui ne pouvait en aucun cas être exhaustive) sont les suivants : le cas des **voiles en béton faiblement armé** a été pratiquement très peu abordé.

Cependant, les bâtiments à murs porteurs faiblement armés, représentent un type de thermiques et d'étanchéité à la pluie font que ce type de bâtiment est constitués de nombreux murs, souvent surabondants dans une même direction. Les contraintes restent très peu d'essai ont été réalisés sur **les voiles en béton armé ayants une section non rectangulaire** (en U, L, T, etc.) . Ces voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, doivent résister et être stables sous l'action des forces sismiques dans tous les deux axes principaux du bâtiment. A cela, il faut ajouter que les règles actuelles, en particulier l'Eurocode 8, bien adaptées aux murs de section rectangulaire, sont dans une moindre mesure applicables dans le cas des sections non rectangulaires. Il convient donc, compte tenu des incertitudes qui subsistent encore, d'étudier les différentes caractéristiques du comportement de ce type de structures en terme de capacité d'absorption d'énergie, de déformation ductile, de mode de ruine. Un des objectifs du programme européen ICONS [12] (Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures) a été aussi celui d'étudier le comportement cyclique des murs en U et de proposer des règles de dimensionnement pour répondre aux lacunes de l'Eurocode 8 actuel. malgré la grande variété des essais réalisés, on ne maîtrise pas encore les effets dynamiques qui se produisent lorsque des voiles en béton armé semblables à ceux qui sont utilisés dans le domaine de la construction nucléaire (faiblement **élancés et assez fortement ferrailés**), sont soumis à des efforts

dynamiques de cisaillement dus à un séisme. Ces besoins ainsi que la nécessité de préciser les marges inhérentes à la pratique de dimensionnement sismique des voiles de contreventement ont été à l'origine du programme de recherche SAFE, [13] (Structures armées faiblement élancées) entrepris par EDF-France en collaboration avec COGEMA.

Nous pouvons maintenant préciser clairement les trois sujets de notre recherche en terme de typologie structurelle:

- 1) Les murs élancés faiblement armés.
- 2) Les murs de section non rectangulaire en U.
- 3) Les murs fortement armés faiblement élancés.

***QUELQUES PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT**

La plupart des codes de constructions essaient de dimensionner des bâtiments au séisme de façon que l'énergie sismique apportée puisse être absorbée et dissipée par des déformations inélastiques de la structures. Ces déformations sont bien supérieures à celles qui sont généralement admises sous d'autres chargements, mais en contrepartie les efforts sismiques sont plus faibles que ceux qui seraient calculés en supposant un comportement parfaitement élastique.

Le concept en vigueur dans la plupart des codes dont l'**Eurocode 8** et celui de « capacity design » qui prévoit la formation d'un mode de rupture par création d'une rotule plastique à la partie inférieure d'un voile supposé encastré à sa base. Une grande capacité de déformation ductile est organisée dans cette région (zone critique) tout en assurant un comportement élastique au-dessus de la zone critique. Pour atteindre une grande capacité d'absorption et de dissipation d'énergie, les sources potentielles de rupture fragile par effort tranchant doivent être éliminées en s'assurant que la plastification de la zone critique intervient en premier.

L'augmentation de la ductilité dans une section passe par la présence des cadres disposés autour des armatures verticales dans les zones confinées.

S'agissant des structures de type voiles, les **règles françaises PS 92** adoptent un principe de conception différent : le fonctionnement d'un voile doit permettre de mobiliser à la fois une dissipation d'énergie par endommagement du béton et plastification des aciers et une transformation d'énergie par soulèvement des masses. On admet ainsi que la fissuration et la plastification de l'acier peuvent se produire sur une hauteur plus grande que la zone critique.

Dans la zone critique le béton n'est pas confiné, mais en contrepartie les contraintes dans le béton doivent rester limitées. Des dispositions sont également prises pour éviter une rupture fragile par effort tranchant. Cette méthode alternative permet alors de concevoir des voiles faiblement armés. Sous l'action sismique, ces voiles devraient avoir un fonctionnement

VI-4-3) FERRAILLAGE DES VOILES :

Les voiles sont calculés dans deux directions horizontales et verticales à la flexion composée en général, sous effort de compression **N** et un moment de flexion **M**.

Tiré à partir des fichiers résultats de **ROBOT 2018** sous les combinaisons suivant

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,50Q \\ G + Q \\ G + Q + 1,2E \\ G + Q + E \\ 0,8G + E \end{array} \right. \Rightarrow \text{Selon le RPA2003}$$

Le calcul se fait selon la combinaison la plus défavorable et convenable aux conditions suivantes :

- Pourcentage des armatures horizontales et verticales :
 - ✓ 0,15% de la zone globale des voiles.
 - ✓ 0,10% en zone courante.
- Espacements des aciers verticaux et horizontaux $S_t \leq \min(1,5a; 30cm)$.
- Longueur de recouvrement :
 - ✓ **40Ø** pour les barres situées dans les zones. Où le renversement de signe des efforts est possible.
 - ✓ **20Ø** les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- Les deux nappes d'armature doivent être reliées avec au moins **4** épingle au **m²**.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales ne doit pas dépasser **1/10** de l'épaisseur de voile.
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

VI-4-4) LES SOLLICITATIONS :

Sens vertical

Sens horizontal

$$\begin{cases} N_{11} = 873.87 \text{ KN} \\ M_{11} = 23.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{22} = 552.71 \text{ KN} \\ M_{22} = 17.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a) Ferrailage de sens vertical :

$$\begin{cases} N_{11} = 873.87 \text{ KN} \\ M_{11} = 23.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul de l'excentricité :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_{11}}{N_{11}} \Rightarrow e_1 = \frac{23.66}{873.87} \Rightarrow e_1 = 0,027 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left[2; \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_1 = 2 \text{ cm} \quad \text{Avec } L = 3.73 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3.L_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) ; \phi = 2 ; L_f = 0,7L = 2,61 \text{ m}$$

$$M_{ser} = 17.23$$

$$\alpha = \frac{M_{per}}{M_{per} + M_{ser}} \Rightarrow \alpha = 0,56$$

$$\text{Donc } e_2 = 3.82 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } e_T = 3.82 + 2 + 2 \Rightarrow e_T = 7.82 \text{ cm}$$

$$M_u = e_T \times N \Rightarrow M_u = 68.34 \text{ KN.m}$$

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b.h.f_{bc}} \Rightarrow \psi_1 = 0,24 < 0,81$$

$$\xi = f(\psi_1) = 0,1561$$

$$e_{NC} = \xi \times h \Rightarrow e_{NC} = 3,12 \text{ cm} < e_T = 7.82 \text{ cm} \quad \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$M_{ufict} = N_u \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ufict} = 138.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ufict}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{0,1382}{18,5 \times 1 \times (0,18)^2}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,230 < \mu_{lim} = 0,392$$

$$\Rightarrow A' = 0 \quad \text{Pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,332$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,867$$

$$A_{\text{fict}} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{\text{fict}} = \frac{0,1382}{0,867 \times 0,18 \times 400} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 22,13 \text{ cm}^2$$

Les armatures tendues réelles valent : $A_s = A_{\text{sfict}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

$$A_s = 22,13 - \frac{0,87387}{400} \Rightarrow A_s = -9 \times 10^{-5} \text{ cm}^2 \text{ Valeur rejeté car elle est négative.}$$

Donc on adopte par les conditions minimales de **BAEL99** et **RPA2003** :

$$A_s = \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,15\% \cdot b \cdot h \right] \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = \max [2,55; 3,08; 5,10] \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$A_s = 5,10 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

On prend **5T12** $\Rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **L'espacement : selon le BAEL99 et le RPA2003**

Dans la zone courante : $S_t \leq \min [1,50h; 30 \text{ cm}] \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Dans la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

b) Ferrailage de sens vertical :

$$\begin{cases} N_{22} = 552,71 \text{ KN} \\ M_{22} = 17,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_{22}}{N_{22}} \Rightarrow e_1 = \frac{17,61}{552,71} \Rightarrow e_1 = 0,031 \text{ m} = 3,10 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left[2; \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_1 = 2 \text{ cm} \quad \text{Avec } L = 3,73 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) ; \phi = 2 ; L_f = 0,7L = 2,61 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{M_{\text{per}}}{M_{\text{per}} + M_{\text{ser}}} \Rightarrow \alpha = 0,58$$

Donc $e_2 = 3,87 \text{ cm}$

$$\text{Alors } e_T = 3,1 + 3,87 + 2 \Rightarrow e_T = 8,97 \text{ cm}$$

$$M_u = e_T \times N \Rightarrow M_u = 49,58 \text{ KN.m}$$

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} \Rightarrow \psi_1 = 0,011 < 0,81$$

$$\xi = f(\psi_1) = 0,1576$$

$$e_{NC} = \xi \times h \Rightarrow e_{NC} = 3,15 \text{ cm} < e_T = 8,97 \text{ cm} \text{ Section partiellement comprimée.}$$

$$M_{ufict} = N_u \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ufict} = 92,80 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ufict}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{0,9280}{18,5 \times 1 \times (0,18)^2}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,155 < \mu_{lim} = 0,392$$

$$\Rightarrow A' = 0 \text{ Pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \Rightarrow \alpha = 0,22$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,91 \text{ m}$$

$$A_{ufict} = \frac{M_{ufict}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{ufict} = \frac{0,9280}{0,910 \times 0,18 \times 400} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 14,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Les armatures tendues réelles vont : } A_s = A_{ufict} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = 14,16 - 13,81 \Rightarrow A_s = 1,06 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des sections minimales selon BAEL99 et RPA2003 :**

$$A_s = \max \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,15\% \cdot b \cdot h \right] \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = \max [2; 55; 3,08; 5,10] \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,10 \text{ cm}^2$$

• **Choix d'armature :**

$$\text{On prend } \mathbf{5T12} \Rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **L'espacement : selon BAEL99 et RPA2003**

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq \min [1,50h; 30 \text{ cm}] \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

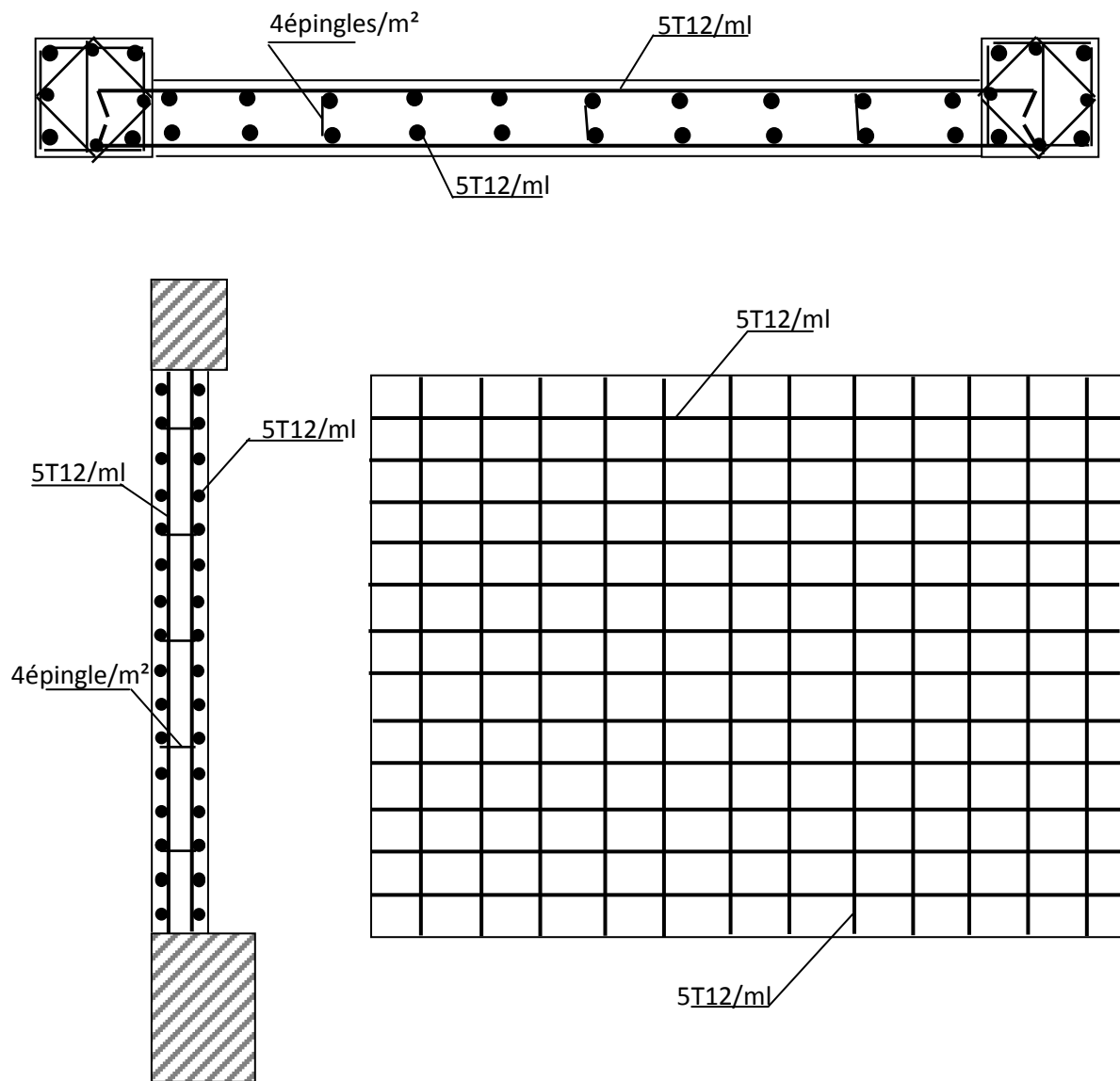


Figure VI-17 : schéma de ferrailage de voile.

VI 4-5) Ferrailage du linteau :

- **Les armatures longitudinales A_L :**

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d}$$

$$si \begin{cases} \tau_b \leq 0,06 f_{c28} \xrightarrow{\text{flexion simple}} A_L = \frac{M}{(h - 2d) \cdot f_e} \\ \tau_b > 0,06 f_{c28} \longrightarrow \text{On adoptera le ferrailage minimal } A_{L_{\min}} = 0,15\% \cdot b_0 \cdot h \end{cases}$$

Avec : M : Moment dû à l'effort tranchant

b_0 : L'épaisseur du voile.

h : Hauteur totale du linteau.

d : Hauteur utile = $0,9 h$.

d' : Distance d'enrobage.

$$h = 120 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9 h = 118 \text{ cm}, \quad ; \quad b_0 = 15 \text{ cm}.$$

- **Situation durable :**

Pour $T_u = 223.43 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{223.43 \times 10^3}{15 \times 118 \times 10^2} = 1,26 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal $A_{L_{\min}} = 0,15\% \cdot b_0 \cdot h = 2.70 \text{ cm}^2$

- **Situation accidentelle :**

Pour $T_{acci} = 415.76 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{415.76 \times 10^3}{15 \times 118 \times 10^2} = 2.35 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$A_{L_{\min}} = 0,15\% \cdot b_0 \cdot h = 2.70 \text{ cm}^2$$

Choix : On prend : 3T12 $\longrightarrow A_L = 3.39 \text{ cm}^2$

b. Les armatures diagonales A_d :

On a : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$ donc les armatures diagonales sont obligatoires.

$$A_d = \frac{T_u}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha} \quad \text{avec} \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{L} = 0,51 \Rightarrow \alpha = 27.38^\circ$$

$$A_d = \frac{223.43 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times \sin(27.38)} = 6.07 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T12 $\longrightarrow A_d = 6,79 \text{ cm}^2$

c. Les armatures en partie courant A_c :

$$A_c \geq 0,20\% \cdot b_o \cdot h$$

$$A_c \geq 0,002 \times 15 \times 120 = 3.60 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T12 $\longrightarrow A_c = 4,52 \text{ cm}^2$

d. Les armatures transversales et espacement des cadres :

$$\text{si } \begin{cases} \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \longrightarrow A_t \geq 0,15\% \cdot b_o \cdot h \\ \tau_b > 0,025 f_{c28} \longrightarrow A_t \geq 0,25\% \cdot b_o \cdot h \end{cases}$$

$$\delta \leq \frac{h}{4} = \frac{120}{4} = 30 \longrightarrow \text{On choisi } e = 15 \text{ cm}$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t = 0,25\% \cdot b_o \cdot e = 0,56 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T8 $\longrightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

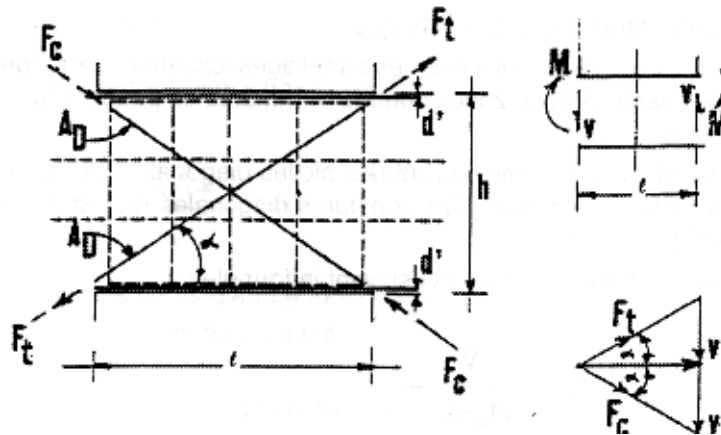


Figure VI-18: Disposition des armatures dans linteau

CHAPITRE VII

Etude De L'infrastructure

INTRODUCTION :

- Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.
- ✓ La profondeur du bon sol.

VII-1) Choix de type de fondation:

**Structure contreventé par portique auto stable :

➤ Pré dimensionnement:

Le pré dimensionnement des semelles est basé sur la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$On a = \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{0,50}{0,50} = 1$$

Avec : (a, b) : les dimensions du poteau

(A, B) : les dimensions de la semelle isolées

N : effort normale a la semelle considérée

$$\bar{\sigma}_{sol} : \text{Contrainte du sol } \bar{\sigma} = 2.1bar = 210 \frac{KN}{m^2}$$

Il faut vérifier :

Semelle isolée de centre : Nu = 2134.69 KN

$$B = \sqrt{\frac{Nu}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2134.69}{210}} = 10.165m$$

Donc : A=B= 11m

Notre bâtiment a une structure de grande hauteur avec une rigidité importante, elle applique sur le sol d'assise des charges élevées, les semelles isolées ou continues deviennent très larges donc elles se chevauchent. On doit donc, fonder le bâtiment sur une semelle unique constituant un radier général. Pour le radier il faut que rapport entre le charge totale et la surface totale satisfaisse

a la condition suivant :
$$\frac{N_t}{S_t} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_t \geq \frac{N_t}{\sigma_{sol}}$$

VII-2-1) SOLLICITATIONS :

Les sollicitations sont obtenues par les fichiers résultats de **ROBOT 2018** :

Tableau VII-1 : les sollicitations des fondations.

Sens	Sens XX			Sens YY			
	Combi naison	N_x (KN)	M_{Ry} (KN. m)	T_x (KN)	N_y (KN)	M_{Rx} (KN. m)	T_y (KN)
ELU		60834.16	-40.56	0.00	60834.16	-21.67	0.00
ELS		44211.04	-28.70	0.00	44211.04	-15.71	0.00
G + Q + E		58936.08	247.81	1395.19	57032.72	196.15	1490.75
G ± Q		43964.47	263.24	1395.19	42061.10	201.80	1490.75

Donc
$$\Rightarrow S_t \geq \frac{60834.16}{210}$$

$$\Rightarrow S_t \geq 289.68m^2$$

VII-2-2) PREDIMENSIONNEMENT :

$L = 4.50m$

L : La plus grande longueur entre les poteaux.

❖ Radier (Dalle) :

$$h \geq \frac{L}{20} \Rightarrow h \geq \frac{450}{20} \Rightarrow h \geq 22.5cm$$

On prend : $h_e = 45cm$

❖ **Poutre de libage (nervure) :**

$$h \geq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad h \geq \frac{450}{10} \quad \Rightarrow \quad h \geq 45cm$$

On prend : $h = 80cm$ et $b = 50cm$

Il faut vérifier que :

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{sol} = 210KN / m^2$$

N : Effort normale de la structure à l'état limite de service $N = N_{ser} + P_s + P_p + P_r$.

P_s : Poids de la semelle (radier).

P_p : Poids de la poutre de libage.

P_r : Poids du remblai.

A : La section de bâtiment $A = 400.53m^2$

On prend un débord de 1m de chaque côte et dans les deux directions qui nous donnent une surface d'assise $A_{radier} = 442.68m^2$.

$$P_s = A.h.\rho_b \quad \Rightarrow \quad P_s = 442.68 \times 0,45 \times 25$$

$$\Rightarrow \quad P_s = 4980.15KN$$

$$P_p = b.h.L.\rho_b \quad \Rightarrow \quad P_p = 0,50 \times 0,80 \times 450 \times 25$$

$$\Rightarrow \quad P_p = 4500KN$$

$$P_r = \gamma.A_{rad} .b \quad \Rightarrow \quad P_r = 17 \times 442.68 \times 0,50$$

$$\Rightarrow \quad P_r = 3762.78KN$$

$$N_{ser} = 44211.04KN$$

$$\text{Donc : } N = 44211.04 + 4980.15 + 4500 + 3762.78 \quad \Rightarrow \quad N = 57453.97KN$$

$$\text{Alors : } \sigma = \frac{N}{A} \quad \Rightarrow \quad \sigma = \frac{57453.97}{442.68} \quad \Rightarrow \quad \sigma = 129.79KPa$$

$$\sigma = 129.79KPa \leq \sigma_{sol} = 210KPa..... \mathbf{C.V}$$

VII-2-3) CONDITION DE RIGIDITE :

$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Tel que L_e : La longueur élastique de la poutre est donnée

par $L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$.

K : Coefficient de raideur donnée par le rapport de sol $K = 3 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

I : Inertie de la poutre.

E : Module d'élasticité du béton $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa}$.

b : La largeur de la poutre.

L : La longueur maximale entre les poteaux.

$$I = \frac{b.h^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0,50 \times (0,80)^3}{12} \Rightarrow I = 21.33 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \Rightarrow L_e = 3.68 \text{ m}$$

$$L = 4.50 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.77 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII-2-4) VERIFICATION AU POINCONNEMENT :

Il faut vérifier que : $P_u \leq \bar{P}_u = 0,045.U_c.h.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$P_u = 2134.69 \text{ KN}$$

$$h = 0,45 \text{ m}$$

$$U_c = 2.(U + V)$$

$$U = V = a + h_0 \Rightarrow U = V = 50 + 1,30 \Rightarrow U = V = 180 \text{ cm} = 1,80 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } U_c = 2 \times (1,80 + 1,80) \Rightarrow U_c = 7,20 \text{ m}$$

$$\bar{P}_u = 0,045 \times 7,20 \times 0,45 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \Rightarrow \bar{P}_u = 2430 \text{ KN}$$

$$P_u = 2134.69 \text{ KN} < \bar{P}_u = 2430 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII-2-5) VERIFICATION DE LA STABILITE :

A) Vérification des contraintes :

$$\sigma_{1,2} \leq 1,50 \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m \leq 1,33\sigma_{sol}$$

Avec $\sigma_{1,2} = \frac{N_t}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot y$; $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$

- Centre de graviter (CDG) :

$$X = 13.18m$$

$$Y = 8.40m$$

I : Moment d'inertie de radier.

$$I_x = 21474.52m^4$$

$$I_y = 8335.64m^4$$

N_t : Effort total.

$$N_t = N + N_r$$

Avec $N_r = A \cdot h \cdot \rho_b \Rightarrow N_r = 442.68 \times 0,45 \times 25 \Rightarrow N_r = 4980.15KN$

N : Effort extrait des résultats de logiciel **ROBOT 2018**.

$$M = M_r + V \cdot h_a$$

M_r : Moment résultant. V : Effort tranchant.

h : Hauteur de sous-sol plus la hauteur d'encrage.

$$h_a = 4.08 + 1,00 \Rightarrow h_a = 5.08m$$

Les sollicitations et les vérifications des contraintes sont données sous les tableaux (VIII-2) et (VIII-3) suivants :

- Sens XX :

Tableau VII-2 : vérification des contraintes suivant XX.

Combinaison	N_x (KN)	M_y (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)
ELU	74077.09	-40.56	161.40	161.40	161.40
ELS	57453.97	-28.70	114.69	114.69	114.69
G + Q + E	72179.01	247.81	97.85	97.85	97.85
0,8G ± E	57207.40	263.24	103.80	103.80	103.80
Vérification des contraintes			C.V	C.V	C.V

• **Sens YY :**

Tableau VII-3 : vérification des contraintes suivant YY.

Combinaison	N_y (KN)	M_x (KN.m)	σ₁ (KN/m²)	σ₂ (KN/m²)	σ_m (KN/m²)
ELU	74077.09	-21.67	87.01	87.01	87.01
ELS	57453.97	-15.71	63.17	63.17	63.17
G + Q + E	70275.65	196.15	77.51	77.51	77.51
0,8G ± E	55304.03	201.80	79.60	79.60	79.60
Vérification des contraintes			C.V	C.V	C.V

B) Vérification d'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de sous pression hydrostatique on doit vérifier.

$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$ Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,50$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10KN / m^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 5.08m$)

S : La surface de radier ($S = 442.68m^2$)

$W = 164914.77KN$

$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1,50 \times 10 \times 5.08 \times 442.68 \Rightarrow \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 33732.22KN$

$W = 164914.77KN \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 33732.22KN \dots\dots\dots \mathbf{C.}$

V

VII-2-6) CALCUL DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :

Le radier est assimilé à un plancher renversé sollicité par la réaction du sol qui résulte de l'action du projet sur ce dernier et appuyer sur les poteaux qu'ils supportent.

A) Calcul du radier :

Le radier sera calculer pour une bonde de (1ml).

• **Evaluation des sollicitations :**

$$q = \frac{N}{S} \cdot 1$$

N : L'effort total de la structure pour la combinaison la plus défavorable.

$$\text{Donc : } q_u = \frac{74077.09 \times 1}{442.68} \quad \Rightarrow \quad q_u = 167.33 \text{KN} / \text{ml}$$

$$q_{ser} = \frac{57453.97}{442.68} \quad \Rightarrow \quad q_{ser} = 129.79 \text{KN} / \text{ml}$$

$$0,40 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{Le panneau porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Avec μ_x et μ_y coefficient dépend de ν (coefficient de poisson) et $\alpha \left(\alpha = \frac{L_x}{L_y} \right)$.

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau VII-4 : les sollicitations des panneaux

Panneau	α	Sens XX				Sens YY			
		ELU		ELS		ELU		ELS	
		μ_u	M_u (KN.m)	μ_s	M_{ser} (KN.m)	μ_u	M_u (KN.m)	μ_s	M_{ser} (KN.m)
(I) m ² (3,70×4.20)	0,88	0,047	107.66	0.047	83.51	0.76	81.82	0.76	63.47
(II) m ² (3,70×4.20)	0,88	0,047	107.66	0.047	83.51	0.76	81.82	0.76	63.47
(III) m ²	0,97	0,039	84.57	0.039	65.60	0.94	79.49	0.94	61.66

(3,70×3.60)									
-------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

• **Ferraillage du radier :**

On prend le cas du panneau I :

✓ **Sens XX :**

$$M_u = 107.66KN.m$$

$$M_{tu} = 0,75M_u \Rightarrow M_{tu} = 80.74KN.m$$

$$M_{au} = 0,50M_u \Rightarrow M_{au} = 53.83KN.m$$

$$h = 45cm ; d = 40cm$$

○ **En travée :**

$$M_{tu} = 80.74KN.m$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b.d^2.f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.035 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,045$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_s = 5.91cm^2$$

○ **En appuis :**

$$M_{au} = 53.83KN.m$$

$$\mu = 0,024 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,030$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_s = 3.91cm^2$$

Sens YY :

$$M_u = 81.82KN.m ; M_{tu} = 61.36KN.m ; M_{au} = 40.91KN.m$$

○ **En travée :**

$$M_{tu} = 61.36KN.m$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b.d^2.f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,027 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_s = 4,47\text{cm}^2$$

○ **En appuis**

$$M_{au} = 40,91\text{KN.m}$$

$$\mu = 0,018 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_s = 2,97\text{cm}^2$$

• **Les sections minimales :**

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 4,83\text{cm}^2$$

Les résultats des autres panneaux sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-5 : section des aciers pour les panneaux

Les panneaux			I	II	III
Sens XX	Appuis	M _a (KN.m)	53.83	53.83	42.28
		A _a (cm ²)	3.91	3.91	3.07
	Travées	M _t (KN.m)	80.74	91.51	71.88
		A _t (cm ²)	5.91	6.72	5.25
Sens YY	Appuis	M _a (KN.m)	40.91	40.91	39.74
		A _a (cm ²)	2.97	2.97	2.88
	Travées	M _t (KN.m)	61.36	69.55	59.62
		A _t (cm ²)	4.47	5.08	4.34

A_{\min}	4.83	4.83	4.83
------------	------	------	------

Remarque :

Pour assurer la continuité de radier on prend le grand ferrailage pour les deux directions et en tous les panneaux.

• **Choix d'armature :**

5T16 $\Rightarrow A_s = 10,05\text{cm}^2$ (en appuis et en travée pour les deux nappes).

• **Calcul d'espacement selon le BAEL.99 :**

$$S_t \leq \min(3h; 33)\text{cm} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 33\text{cm}$$

On prend $S_t = 20\text{cm}$ pour les deux nappes et suivant les deux directions.

• **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

La section étant soumise à un moment M_{ser} la contrainte à une distance (x) de l'axe neutre est :

$$\sigma(x) = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot x$$

On pose $K = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$ et on a :

✓ La contrainte maximale dans le béton comprimé ($x = y$) : $\sigma_{bc} = K \cdot y$

On vérifie $\sigma_{bc} = K \cdot y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,60 f_{c28} = 15\text{MPa}$

✓ Position de l'axe neutre :

$$y = 15 \cdot \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad \text{Avec } A'_s = 0.$$

$$y = 15 \times \frac{(10,05)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(40 \times 10,05)}{7,5 \times (10,05)^2}} - 1 \right] \quad \Rightarrow \quad y = 9,57\text{cm}$$

✓ Inertie (I) :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times \left[A_s \times (d - y)^2 + A'_s (d - d')^2 \right] \quad \text{Avec } A'_s = 0$$

$$I = \frac{100 \times (9,57)^3}{3} + 15 \times [10,05 \times (40 - 9,57)^2] \Rightarrow I = 168807,80 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = 83.51 \text{ KN.m (Cas plus défavorable).}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{83.51 \times 10^{-3}}{168807,80 \times 10^{-8}} \times 0,0957 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.

• **Vérification d'effort tranchant :**

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d}$$

$$\text{Contrainte limite : } \overline{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Tableau VII-6 : vérification d'effort tranchant

Sens	d(cm)	T _{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	τ _u ≤ τ̄ _u
XX	40	207.46	0.52	3,33	C.V
YY	40	174.62	0.44	3,33	C.V

REMARQUE :

Pour des raisons constructives il faut ajouter des chaises entre les deux nappes, dans le but de supporter la nappe supérieure par rapport à la nappe inférieure. Les chaises sont des armatures sous forme bateau.

B) calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encadrée, d'une longueur d = 1m et d'épaisseur h = 45cm

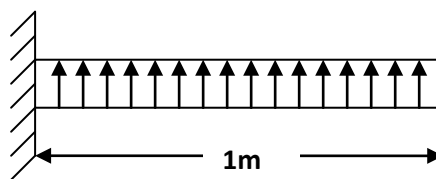


Figure VII-1 : schéma statique de débord

• **Sollicitation maximale :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_u = 83,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = 64,89 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de ferrailage :**

$$\mu_u = 0,037 < \mu_{lim} = 0,392$$

$$\alpha = 0,047 \quad ; \quad \beta = 0,981$$

$$A_s = 6,13 \text{ cm}^2$$

• **Armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{6,13}{4} \Rightarrow A_r = 1,53 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 4,83 \text{ cm}^2$$

• **Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : **5T16** $\Rightarrow A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ Pour les armatures longitudinales et de répartitions.

• **Vérification à ELS :**

✓ Calcul des contraintes : (fissuration peu préjudiciable).

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x$$

$$\text{On prend : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = 9,57 \text{ cm} \quad ; \quad I = 168807,80 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,68 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

• **Vérification d'effort tranchant :**

Contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d}$

Contrainte limite : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$

$T_{\max} = q_u . L \Rightarrow T_{\max} = 167.33 \times 1 \Rightarrow T_{\max} = 167.33KN$

$\tau_u = \frac{167.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0,40} \Rightarrow \tau_u = 0,42MPa$

$\tau_u = 0,42MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{C.V}$

C) Calcul de la poutre de libage (nervure) :

➤ **Sollicitation de la nervure :**

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles sont supportées une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée). Pour notre cas on prend la poutre la plus sollicité.

$M_{0u} = \frac{P_u . L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3} \right) \Rightarrow M_{0u} = \frac{167.33 \times (4.2)^2}{8} \times \left(1 - \frac{(0,880)^2}{3} \right)$

$\Rightarrow M_{0u} = 273.72KN.m$

$M_{0ser} = \frac{P_{ser} . L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3} \right) \Rightarrow M_{0ser} = \frac{129.79 \times (4.2)^2}{8} \times \left(1 - \frac{(0,88)^2}{3} \right)$

$\Rightarrow M_{0ser} = 212.31KN.m$

• **En travées :**

$M_{tu} = 0,75M_{0u} \Rightarrow M_{tu} = 205.97KN.m$

$M_{sert} = 0,75M_{0ser} \Rightarrow M_{sert} = 159.23KN.m$

• **En appuis :**

$M_{au} = 0,50M_{0u} \Rightarrow M_{au} = 136.86KN.m$

$M_{sera} = 0,50M_{0ser} \Rightarrow M_{sera} = 106.15KN.m$

➤ **Ferraillage de la poutre :**

• **En travées :**

$M_{tu} = 205.97KN.m \quad ; \quad h = 0,80m \quad ; \quad b = 0,50m$

$d = 0,9.h \Rightarrow d = 0,72m$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{205.97 \times 10^{-3}}{0,50 \times (0,72)^2 \times 14,20}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,056 < \mu_{lim} = 0,392 \quad (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,072$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 8,47 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$M_{au} = 136.86 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,037 < \mu_{lim} = 0,392 \quad (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 5,57 \text{ cm}^2$$

➤ **La section minimale :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} > A_{min} \text{ Donc on prend } A_a = A_{sa} = 5,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{min} \text{ Donc on prend } A_t = A_{st} = 8,47 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix d'armatures :**

- **En travées :** **4T16 + 4T14** $\Rightarrow A_t = 8,04 + 6,16$
 $\Rightarrow A_t = 14,20 \text{ cm}^2$
- **En appuis :** **4T16 + 4T14** $\Rightarrow A_a = 8,04 \text{ cm}^2 + 6,16 \text{ cm}^2$
 $\Rightarrow A_a = 14,20 \text{ cm}^2$

REMARQUE : dans le cas où la hauteur de la poutre $h_a \geq 2(80 - 0,1 \times f_e) \Rightarrow 90 \geq 80 \text{ cm}$ il faut ajouter les armatures de **peau** parallèle à l'axe neutre, leur section d'au moins de **3cm²/m** de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction. Donc on prend **2T14**.

➤ **Vérification à ELS :**

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x \quad ; \quad \frac{M_{ser}}{I} = K \quad ; \quad \sigma_{bc} = K \cdot y$$

$$y = x = 15 \cdot \frac{(A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s)}{7,5 \cdot (A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2]$$

Vu que la fissuration est peu préjudiciable on à :

- ✓ Aucune limitation des contraintes pour l'acier.
- ✓ La contrainte du béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

Tableau VII-7 : vérification des contraintes à l'ELS.

Cas	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN / m ³)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq 15MP$
través	205.9 7	14. 20	24. 75	72922 4.8	28245. 06	6.99	C.V
appuis	136.8 6	14. 20	24. 75	72922 4.8	28245. 06	6.99	C.V

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

Contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$

Contrainte limite : $\overline{\tau_u} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right] \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33MPa$

$T_{max} = V_u = 205.97 KN$

$\tau_u = \frac{205.97 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,72} \Rightarrow \tau_u = 0.57MPa$

$\tau_u = 0.57MPa < \overline{\tau_u} = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{C.V}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

• **Diamètre des armatures transversales selon le BAEL.99 :**

$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{t \min} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(22.85; 14; 50)mm .$

On prend : $\phi_t = 10mm$

• **L'espaceur :**

$$S_t \leq \min(0,9d;40cm) \quad \Rightarrow \quad S_t \leq \min(64,9;40)cm$$

On prend : $S_t = 15cm$

Selon BAEL.99 : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4};12\phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{80}{4};12 \times 1,4\right) = 16,8cm$

On prend : $S_t = 15cm$

On a : $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,30.f_{tj}}{0,9.\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,3.f_{tj})}{0,9.\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \times b_0.S_t$

$$\Rightarrow A_t \geq 2,69cm^2$$

On prend : **4T10** $\Rightarrow A_t = 3,14cm^2$

Selon RPA.2003 : $A_{\min} = 0,003.S_t.b \Rightarrow A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 50$

$$\Rightarrow A_{\min} = 2,25cm^2$$

Donc la section $A_t = 3,14cm^2$ (**4T10**) intervient.

• **Recouvrement des barres longitudinales :**

$$L_r = 40\phi \quad \Rightarrow \quad L_r = 40 \times 1,40$$

$$\Rightarrow L_r = 56cm$$

• **Ancrage des armatures tendues :**

$$\overline{\tau}_s = 0,60.\psi_s^2.f_{tj} \quad (\psi_s = 1,50 \text{ Barre à haute adhérence courante}).$$

$$\overline{\tau}_s = 0,60 \times (1,50)^2 \times 2,1 \quad \Rightarrow \quad \overline{\tau}_s = 2,84MPa$$

• **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi.f_e}{4.\overline{\tau}_s} \quad \Rightarrow \quad L_s = \frac{1,40 \times 400}{4 \times 2,84}$$

$$\Rightarrow L_s = 49,30cm.$$

**** Structure contreventer par voiles en B.A**

➤ **Pré dimensionnement:**

Le pré dimensionnement des semelles est basé sur la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Avec :

(A, B) : les dimensions de la semelle isolées

N : effort normale a la semelle considérée

$$\bar{\sigma}_{sol} : \text{Contrainte du sol } \bar{\sigma} = 2.1bar = 210 \frac{KN}{m^2}$$

Il faut vérifier :

Semelle isolée de centre : Nu = 1856.92KN

$$B = \sqrt{\frac{Nu}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1856.92}{210}} = 8.84m$$

Donc : A=B= 9.00m

Notre bâtiment a une structure de grande hauteur avec une rigidité importante, elle applique sur le sol d'assise des charges élevées, les semelles isolées ou continues deviennent très larges donc elles se chevauchent. On doit donc, fonder le bâtiment sur une semelle unique constituant un radier général. Pour le radier il faut que rapport entre le charge totale et la surface totale satisfaisse

a la condition suivant :

$$\frac{N_t}{S_t} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_t \geq \frac{N_t}{\sigma_{sol}}$$

VII-2-7) SOLLICITATIONS :

Les sollicitations sont obtenues par les fichiers résultats de **ROBOT 2018** :

Tableau VIII-8 : les sollicitations des fondations.

Sens	Sens XX			Sens YY		
	N _x (KN)	M _{Ry} (KN. m)	T _x (KN)	N _y (KN)	M _{Rx} (KN. m)	T _y (KN)
ELU	65718. 26	2.48	0.00	65718. 26	-0.19	0.00
ELS	47881. 48	2.12	0.00	47881. 48	-0.11	0.00
G + Q + E	66540. 69	192.9 2	4633. 01	64690. 64	114.4 2	4753. 35
0.8G ± E	51213.	194.5	4633.	49363.	114.3	4753.

	68	0	01	63	7	35
--	----	---	----	----	---	----

$$\text{Donc } \Rightarrow S_t \geq \frac{65718.26}{210}$$

$$\Rightarrow S_t \geq 312.94m^2$$

VII-2-8) PREDIMENSIONNEMENT :

$$L = 4.50m$$

L : La plus grande longueur entre les poteaux.

❖ Radier (Dalle) :

$$h \geq \frac{L}{20} \Rightarrow h \geq \frac{450}{20} \Rightarrow h \geq 22.5cm$$

On prend : $h_e = 45cm$

❖ Poutre de libage (nervure) :

$$h \geq \frac{L}{10} \Rightarrow h \geq \frac{450}{10} \Rightarrow h \geq 45cm$$

On prend : $h = 80cm$ et $b = 50cm$

Il faut vérifier que :

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{sol} = 210KN / m^2$$

N : Effort normale de la structure à l'état limite de service $N = N_{ser} + P_s + P_p + P_r$.

P_s : Poids de la semelle (radier).

P_p : Poids de la poutre de libage.

P_r : Poids du remblai.

A : La section de bâtiment $A = 400.53m^2$

On prend un débord de 1m de chaque côté et dans les deux directions qui nous donnent une surface d'assise $A_{radier} = 442.68m^2$.

$$P_s = A.h.\rho_b \Rightarrow P_s = 442.68 \times 0,45 \times 25$$

$$\Rightarrow P_s = 4980.15KN$$

$$P_p = b.h.L.\rho_b \Rightarrow P_p = 0,50 \times 0,80 \times 450 \times 25$$

$$\Rightarrow P_p = 4500KN$$

$$P_r = \gamma \cdot A_{rad} \cdot b \quad \Rightarrow \quad P_p = 17 \times 442.68 \times 0,50$$

$$\Rightarrow \quad P_p = 3762.78KN$$

$$N_{ser} = 47881.48KN$$

$$\text{Donc : } N = 47881.48 + 4980.15 + 4500 + 3762.78 \quad \Rightarrow \quad N = 61124.41KN$$

$$\text{Alors : } \sigma = \frac{N}{A} \quad \Rightarrow \quad \sigma = \frac{61124.41}{442.68} \quad \Rightarrow \quad \sigma = 138.07KPa$$

$$\sigma = 138.08KPa \leq \sigma_{sol} = 210KPa \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

VII-2-9) CONDITION DE RIGIDITE :

$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Tel que L_e : La longueur élastique de la poutre est donnée

par $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$.

K : Coefficient de raideur donnée par le rapport de sol $K = 3 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

I : Inertie de la poutre.

E : Module d'élasticité du béton $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20MPa$.

b : La largeur de la poutre.

L : La longueur maximale entre les poteaux.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad \Rightarrow \quad I = \frac{0,50 \times (0,80)^3}{12} \quad \Rightarrow \quad I = 21.33 \times 10^{-3} m^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \quad \Rightarrow \quad L_e = 3.68m$$

$$L = 4.50m \leq \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.77m \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

VII-2-10) VERIFICATION AU POINÇONNEMENT :

Il faut vérifier que : $P_u \leq \bar{P}_u = 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$P_u = 1856.92KN$$

$$h = 0,45m$$

$$U_c = 2 \cdot (U + V)$$

$$U = V = a + h_0 \quad \Rightarrow \quad U = V = 50 + 1,30 \quad \Rightarrow \quad U = V = 180cm = 1,80m$$

$$\text{Donc : } U_c = 2 \times (1,80 + 1,80) \quad \Rightarrow \quad U_c = 7,20m$$

$$\overline{P}_u = 0,045 \times 7,20 \times 0,45 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \Rightarrow \overline{P}_u = 2430KN$$

$$P_u = 1856.92KN < \overline{P}_u = 2430KN \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII-2-11) VERIFICATION DE LA STABILITE :

A) Vérification des contraintes :

$$\sigma_{1,2} \leq 1,50\sigma_{sol}$$

$$\sigma_m \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\text{Avec } \sigma_{1,2} = \frac{N_t}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot y \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

• **Centre de graviter (CDG) :**

$$X = 13.18m$$

$$Y = 8.40m$$

I : Moment d'inertie de radier.

$$I_x = 21474.52m^4$$

$$I_y = 8335.64m^4$$

N_t : Effort total.

$$N_t = N + N_r$$

$$\text{Avec } N_r = A \cdot h \cdot \rho_b \Rightarrow N_r = 442.68 \times 0,45 \times 25 \Rightarrow N_r = 4980.15KN$$

N : Effort extrait des résultats de logiciel **ROBOT 2018**.

$$M = M_r + V \cdot h_a$$

M_r : Moment résultant.

V : Effort tranchant.

h : Hauteur de sous-sol plus la hauteur d'encrage.

$$h_a = 4.08 + 1,00 \Rightarrow h_a = 5.08m$$

Les sollicitations et les vérifications des contraintes sont données sous les tableaux **(VIII-2)** et **(VIII-3)** suivants :

• **Sens XX :**

Tableau VII-9 : vérification des contraintes suivant XX.

Combinaison	N_x (KN)	M_y (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)
ELU	78961.19	2.48	178.36	178.36	178.36
ELS	61124.41	2.12	138.08	138.08	138.08
G + Q + E	79783.64	192.92	180.15	180.15	180.15
0,8G ± E	64456.63	194.50	145.53	145.53	145.53
Vérification des contraintes			C.V	C.V	C.V

• **Sens YY :**

Tableau VII-10 : vérification des contraintes suivant YY.

Combinaison	N_y (KN)	M_x (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)
ELU	78961.19	-0.19	178.37	178.37	178.37
ELS	61124.41	-0.11	138.08	138.08	138.08
G + Q + E	77933.59	114.42	175.86	175.86	175.86
0,8G ± E	62606.58	114.37	141.24	141.24	141.24
Vérification des contraintes			C.V	C.V	C.V

B) Vérification d'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de sous pression hydrostatique on doit vérifier.

$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$ Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,50$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10KN / m^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 5.08m$)

S : La surface de radier ($S = 442.68m^2$)

$$W = 47941.58KN$$

$$\alpha.\gamma.h.S = 1,50 \times 10 \times 5.08 \times 442.68 \quad \Rightarrow \quad \alpha.\gamma.h.S = 33732.22KN$$

$$W = 47941.58KN \geq \alpha.\gamma.h.S = 33732.22KN \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII-2-12) CALCUL DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE :

Le radier est assimilé à un plancher renversé sollicité par la réaction du sol qui résulte de l'action du projet sur ce dernier et appuyer sur les poteaux qu'ils supportent.

D) Calcul du radier :

Le radier sera calculer pour une bonde de (1ml).

• **Evaluation des sollicitations :**

$$q = \frac{N}{S} . 1$$

N : L'effort total de la structure pour la combinaison la plus défavorable.

$$\text{Donc : } q_u = \frac{78961.19 \times 1}{442.68} \quad \Rightarrow \quad q_u = 178.37KN / ml$$

$$q_{ser} = \frac{61124.41}{442.68} \quad \Rightarrow \quad q_{ser} = 138.08KN / ml$$

$$0,40 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{Le panneau porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x . q . L_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y . M_x$$

Avec μ_x et μ_y coefficient dépend de ν (coefficient de poisson) et $\alpha \left(\alpha = \frac{L_x}{L_y} \right)$.

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau VII-11 : les sollicitations des panneaux

Panneau	α	Sens XX				Sens YY			
		ELU		ELS		ELU		ELS	
		μ_u	M_u (KN.m)	μ_s	M_{ser} (KN.m)	μ_u	M_u (KN.m)	μ_s	M_{ser} (KN.m)
(I) m ² (3,70×4.20)	0.88	0.047	114.76	0.047	88.84	0.76	87.21	0.76	67.52
(II) m ² (3.70×4.20)	0.88	0.047	114.76	0.047	88.84	0.76	87.21	0.76	67.52
(III) m ² (3,70×3.60)	0.88	0.039	90.15	0.039	69.79	0.94	84.74	0.94	65.60

• **Ferrailage du radier :**

On prend le cas du panneau I :

✓ **Sens XX :**

$$M_u = 114.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0,75M_u \Rightarrow M_{tu} = 86.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 0,50M_u \Rightarrow M_{au} = 57.38 \text{ KN.m}$$

$$h = 45 \text{ cm} ; d = 40 \text{ cm}$$

○ **En travée :**

$$M_{tu} = 86.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0.084 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,11$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,96$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 6.44 \text{ cm}^2$$

○ **En appuis :**

$$M_{au} = 57.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,056 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,072$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.971$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{\beta.d.\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_s = 4.25cm^2$$

Sens YY :

$$M_u = 87..21KN.m \quad ; \quad M_{tu} = 65.40KN.m \quad ; \quad M_{au} = 43.60KN.m$$

○ **En travée :**

$$M_{tu} = 65.40KN.m$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b.d^2.f_{bu}} \quad \Rightarrow \quad \mu = 0,063 < \mu_{lim} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,083$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,966$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_s = 4.86cm^2$$

○ **En appuis**

$$M_{au} = 43.60KN.m$$

$$\mu = 0,043 < \mu_{lim} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,054$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{\beta.d.\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_s = 3.16cm^2$$

• **Les sections minimales :**

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{min} = 4,83cm^2$$

Les résultats des autres panneaux sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-12 : section des aciers pour les panneaux

Les panneaux			I	II	III
Sens XX	Appuis	M_a (KN.m)	57.38	57.38	45.07
		A_a (cm ²)	4.25	4.25	3.30
	Travées	M_t (KN.m)	86.07	97.54	76.62
		A_t (cm ²)	6.44	7.38	5.73
Sens YY	Appuis	M_a (KN.m)	43.60	43.60	42.37
		A_a (cm ²)	3.16	3.16	3.11
	Travées	M_t (KN.m)	65.40	74.13	72.03
		A_t (cm ²)	4.86	5.55	5.69
A_{min}			4.83	4.83	4.83

Remarque :

Pour assurer la continuité de radier on prend le grand ferrailage pour les deux directions et en tous les panneaux.

• **Choix d'armature :**

5T16 $\Rightarrow A_s = 10,05\text{cm}^2$ (en appuis et en travée pour les deux nappes).

• **Calcul d'espacement selon le BAEL.99 :**

$$S_t \leq \min(3h; 33)\text{cm} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 33\text{cm}$$

On prend $S_t = 20\text{cm}$ pour les deux nappes et suivant les deux directions.

• **Vérification à ELS :** (fissuration peu préjudiciable)

La section étant soumise à un moment M_{ser} la contrainte à une distance (x) de l'axe neutre est :

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x$$

On pose $K = \frac{M_{ser}}{I}$ et on a :

✓ La contrainte maximale dans le béton comprimé ($x = y$) : $\sigma_{bc} = K.y$

On vérifie $\sigma_{bc} = K.y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,60 f_{c28} = 15MPa$

✓ Position de l'axe neutre :

$$y = 15 \cdot \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \quad \text{Avec } A'_s = 0.$$

$$y = 15 \times \frac{(10,05)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(40 \times 10,05)}{7,5 \times (10,05)^2}} - 1 \right] \quad \Rightarrow \quad y = 9,57cm$$

✓ Inertie (I) :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (d - d')^2] \quad \text{Avec } A'_s = 0$$

$$I = \frac{100 \times (9,57)^3}{3} + 15 \times [10,05 \times (40 - 9,57)^2] \quad \Rightarrow \quad I = 168807,80cm^4$$

$M_{ser} = 88.84KN.m$ (Cas plus défavorable).

$$\sigma_{bc} = \frac{88.84 \times 10^{-3}}{168807,80 \times 10^{-8}} \times 0,0957 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 5.03MPa$$

$\sigma_{bc} = 5.03MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$**C.V**

✓ Pour l'acier aucune limitation car fissuration est peu préjudiciable.

• **Vérification d'effort tranchant :**

Contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d}$

Contrainte limite : $\overline{\tau_u} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33MPa$

Tableau VII-13 : vérification d'effort tranchant

Sens	$d(cm)$	$T_{max}(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
XX	40	207,46	0,52	3.33	C.V
YY	40	174,62	0,44	3.33	C.V

REMARQUE :

Pour des raisons constructives il faut ajouter des chaises entre les deux nappes, dans le but de supporter la nappe supérieure par rapport à la nappe inférieure. Les chaises sont des armatures sous forme bateau.

E) calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur $d = 1m$ et d'épaisseur $h = 45cm$

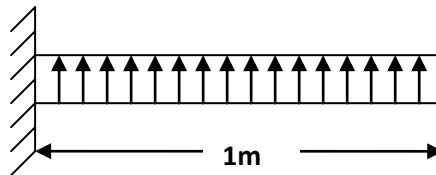


Figure VII-2 : schéma statique de débord

• **Sollicitation maximale :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \quad \Rightarrow \quad M_u = 89.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \quad \Rightarrow \quad M_{ser} = 69.04 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de ferrailage :**

$$\mu_u = 0,087 < \mu_{lim} = 0,392$$

$$\alpha = 0,114 \quad ; \quad \beta = 0,954$$

$$A_s = 6,74 \text{ cm}^2$$

• **Armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad \Rightarrow \quad A_r = \frac{6,74}{4} \quad \Rightarrow \quad A_r = 1,69 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{min} = 4,83 \text{ cm}^2$$

• **Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : **5T16** $\Rightarrow A_s = 10,05cm^2$ Pour les armatures longitudinales et de répartition.

• **Vérification à ELS :**

✓ Calcul des contraintes : (fissuration peu préjudiciable).

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x$$

On prend : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

$\sigma_{bc} = K \cdot y$ Il faut que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

$y = 9,57cm$; $I = 168807,80cm^4$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,91MPa$

$\sigma_{bc} = 3,91MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ **C.V**

• **Vérification d'effort tranchant :**

Contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$

Contrainte limite : $\overline{\tau_u} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33MPa$

$T_{max} = q_u \cdot L \Rightarrow T_{max} = 178.37 \times 1 \Rightarrow T_{max} = 178.37KN$

$\tau_u = \frac{178.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0,40} \Rightarrow \tau_u = 0,445MPa$

$\tau_u = 0,445MPa < \overline{\tau_u} = 3,33MPa$ **C.**

V

F) Calcul de la poutre de libage (nervure) :

➤ **Sollicitation de la nervure :**

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles sont supportées une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée). Pour notre cas on prend la poutre la plus sollicité.

$$M_{0u} = \frac{P_u \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3} \right) \Rightarrow M_{0u} = \frac{178.38 \times (4.2)^2}{8} \times \left(1 - \frac{(0,880)^2}{3} \right)$$

$$\Rightarrow M_{0u} = 291.79KN.m$$

$$M_{0ser} = \frac{P_{ser} \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \Rightarrow M_{0ser} = \frac{138.08 \times (4.2)^2}{8} \times \left(1 - \frac{(0.88)^2}{3}\right)$$

$$\Rightarrow M_{0ser} = 225.87KN.m$$

En travées :

$$M_{tu} = 0,75M_{0u} \Rightarrow M_{tu} = 218.84KN.m$$

$$M_{sert} = 0,75M_{0ser} \Rightarrow M_{sert} = 169.40KN.m$$

• **En appuis :**

$$M_{au} = 0,50M_{0u} \Rightarrow M_{au} = 145.90KN.m$$

$$M_{sera} = 0,50M_{0ser} \Rightarrow M_{sera} = 112.93KN.m$$

➤ **Ferraillage de la poutre :**

• **En travées :**

$$M_{tu} = 218.84KN.m \quad ; \quad h = 0,80m \quad ; \quad b = 0,50m$$

$$d = 0,9.h \Rightarrow d = 0,72m$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{218.84 \times 10^{-3}}{0,50 \times (0,72)^2 \times 14,20}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,059 < \mu_{lim} = 0,392 \quad (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,076$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 9.01cm^2$$

• **En appuis :**

$$M_{au} = 145.90KN.m$$

$$\mu = 0,039 < \mu_{lim} = 0,392 \quad (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,050$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 5.95cm^2$$

➤ **La section minimale :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{c28}}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{\min} = 4,35cm^2$$

$$A_{sa} > A_{\min} \quad \text{Donc on prend } A_a = A_{sa} = 5,95cm^2$$

$$A_{st} > A_{\min} \quad \text{Donc on prend } A_t = A_{st} = 9,01cm^2$$

➤ **Choix d'armatures :**

○ **En travées :** **4T16 + 4T14** \Rightarrow $A_t = 8,04 + 6,16$

$$\Rightarrow \quad A_t = 14,20cm^2$$

○ **En appuis :** **4T16 + 4T14** \Rightarrow $A_a = 8,04cm^2 + 6,16cm^2$

$$\Rightarrow \quad A_a = 14,20cm^2$$

REMARQUE : dans le cas où la hauteur de la poutre $h_a \geq 2(80 - 0,1 \times f_e) \Rightarrow 90 \geq 80cm$ il faut ajouter les armatures de **peau** parallèle à l'axe neutre, leur section d'au moins de **3cm²/m** de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction. Donc on prend **2T14**.

➤ **Vérification à ELS :**

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} . x \quad ; \quad \frac{M_{ser}}{I} = K \quad ; \quad \sigma_{bc} = K . y$$

$$y = x = 15 . \frac{(A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s)}{7,5.(A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2]$$

Vu que la fissuration est peu préjudiciable on à :

✓ Aucune limitation des contraintes pour l'acier.

✓ La contrainte du béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

Tableau VII-14 : vérification des contraintes à l'ELS.

Cas	M_u (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN / m ³)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq 15MPa$
travé	218.8	14.2	24.7	729224	30009.	6.99	C.V
es	4	0	5	.8	9		
appui	145.9	14.2	24.7	729224	20007.	6.99	C.V
s	0	0	5	.8	5		

➤ **Vérification d'effort tranchant :**

Contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d}$

Contrainte limite : $\bar{\tau}_u = \min\left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$

$T_{max} = V_u = 218.84KN$

$\tau_u = \frac{218.84 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,72} \Rightarrow \tau_u = 0.60MPa$

$\tau_u = 0.60MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{C.V}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

• **Diamètre des armatures transversales selon le BAEL.99 :**

$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{t\min}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(22.85; 14; 50)mm .$

On prend : $\phi_t = 10mm$

• **L'espacement :**

$S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(64,9; 40)cm$

On prend : $S_t = 15cm$

Selon BAEL.99 : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{80}{4}; 12 \times 1,4\right) = 16,8cm$

On prend : $S_t = 15cm$

$$\text{On a : } \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,30 f_{tj}}{0,9 \cdot \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,30 f_{tj})}{0,9 \cdot \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \times b_0 \cdot S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq 2,69 \text{ cm}^2$$

On prend : **4T10** $\Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

Selon RPA.2003 : $A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b \Rightarrow A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 50$

$$\Rightarrow A_{\min} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Donc la section $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ (**4T10**) intervient.

• **Recouvrement des barres longitudinales :**

$$L_r = 40\phi \Rightarrow L_r = 40 \times 1,40$$

$$\Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

• **Ancrage des armatures tendues :**

$$\bar{\tau}_s = 0,60 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} \quad (\psi_s = 1,50 \text{ Barre à haute adhérence courante}).$$

$$\bar{\tau}_s = 0,60 \times (1,50)^2 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_s = 2,84 \text{ MPa}$$

• **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} \Rightarrow L_s = \frac{1,40 \times 400}{4 \times 2,84}$$

$$\Rightarrow L_s = 49,30 \text{ cm}.$$

VII-3) ETUDE DES VOILES PERIPHERIQUE :

Il sera prévu un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau du plancher de sous sol à fin d'assurer un bon chaînage du bâtiment.

VII-3-1) CARACTERISTIQUES DU VOILE :

Ce voile doit avoir les caractéristiques géométriques suivantes :

- Les armatures sont constituées des deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est **0,1%** dans les deux sens horizontal et vertical.
- Le poids spécifique apparent du sol est ($\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$)
- L'angle du frottement du sol ($\phi = 35^\circ$)

- La hauteur d'ancrage est ($h_0 = 3,73m$)
- Le coefficient de poussée de terre est $K_p = \frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} \Rightarrow K_p = 0,27$

VII-3-2) CALCUL DE LA FORCE DE POUSSEE SUR LE MUR :

Le voile périphérique est sollicité par la poussée des terres. Le calcul du voile périphérique se ramène au calcul d'un panneau de la dalle encastré à ses quatre cotés (les poutres, les poteaux et la longrine) soumise à la poussée des terres

$$h_0 = H - h_{pp} \Rightarrow h_0 = 4.08 - 0,35 \Rightarrow h_0 = 3.73m$$

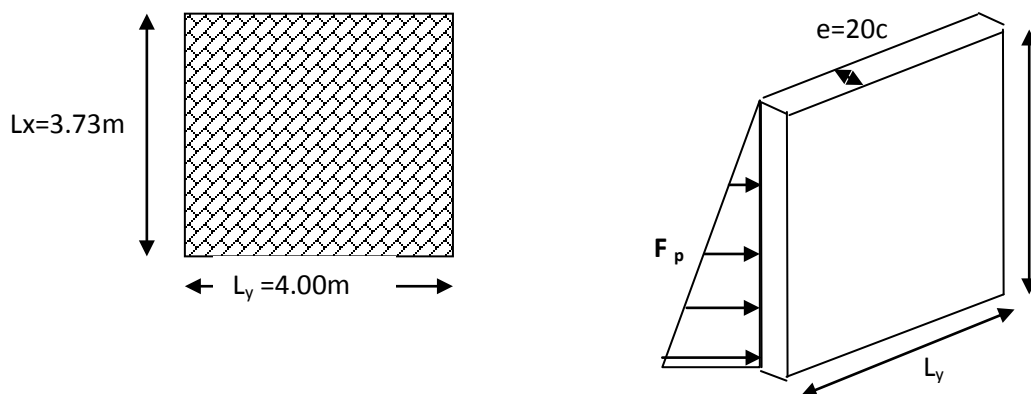


Figure VII-3 schéma du voile périphérique.

➤ **Calcul la force de la poussée de terre :**

$$F_p = \frac{1}{2} \times (K_p \times \gamma \times h_0^2) \Rightarrow F_p = \frac{1}{2} \times (0,27 \times 17 \times 3,73^2) \Rightarrow$$

$$F_p = 31.93KN / ml$$

A) EVALUATION DES CHARGES :

- **ELU :** $Q_u = 1,35 \times F_p \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 31.93 \Rightarrow Q_u = 43.10KN / ml$
- **ELS :** $Q_s = F_p \Rightarrow Q_s = 31.93KN / ml$

B) DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

➤ **Moment statique :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{3.73}{4.00}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,932 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans deux sens.}$$

• **ELU :**

$$\alpha = 0,985 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,042 \\ \mu_y = 0,859 \end{cases}$$

$$M_{ux} = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 \Rightarrow M_{ux} = 0,042 \times 43.10 \times (3.73)^2$$

$$\Rightarrow M_{ux} = 25.18 \text{KN.m}$$

$$M_{uy} = \mu_y \cdot M_{ux} \Rightarrow M_{uy} = 21.63 \text{KN.m}$$

• **ELS :**

$$M_{sx} = \mu_x \cdot Q_s \cdot L_x^2 \Rightarrow M_{sx} = 0,042 \times 31.93 \times (3,73)^2$$

$$\Rightarrow M_{sx} = 18.66 \text{KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_y \cdot M_{sx} \Rightarrow M_{sy} = 16.03 \text{KN.m}$$

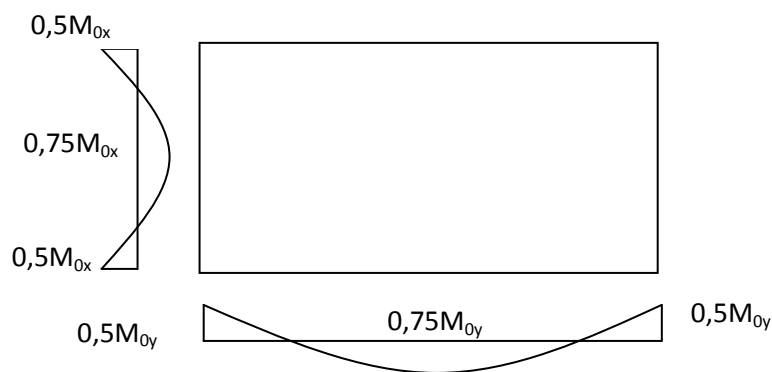


Figure VII-4 schéma statique du voile périphérique.

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VII-15 : sollicitations maximales des moments

Sens		XX		YY	
		Travée	Appuis	Travée	Appuis
Moment (KNm)	ELU	21.40	12.59	18.39	10.82
	ELS	15.86	9.33	13.63	8.01

C) CALCUL DE FERRAILLAGE :

➤ **Section minimale des armatures :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 2,17\text{cm}^2$$

- **Selon le RPA.99 modifie 2003 :**

$$A_{RPA} = 0,1\%(b \times e) \Rightarrow A_{RPA} = 0,001(100 \times 20)$$

$$\Rightarrow A_{RPA} = 2,00\text{cm}^2$$

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau VII-16 : calcul de ferrailage du voile.

Sens	XX		YY	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
$M_u (KN.m)$	21.40	12.59	18.39	10.82
μ	0.046	0,027	0,040	0,023
α	0,059	0,034	0,051	0,029
β	0,976	0,986	0,98	0,99
$A_s (cm^2)$	3.50	2.04	3.00	1.74
$A_{\min} (cm^2)$	2,17	2,17	2,17	2,17
$A_{RPA} (cm^2)$	2,00	2,00	2,00	2,00
Choix	5T12	5T12	5T12	5T12
Espacement(cm)	20	20	20	20
$A_s (cm^2)$	5,65	5.65	5,65	5.65

C) VERIFICATION A L'ELS :

La vérification consiste à limitée les contraintes dans le béton et dans les aciers tendue.

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

- Pour le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28}$

Ou bien $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

- Pour l'acier aucune limitation des contraintes, lorsque les fissurations considérants comme peu préjudiciable.

Vérification de contrainte du béton :

En travée et en appuis on a vérifié la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau VII-17 : Vérifications de la contrainte de voile périphérique pour le béton à l'ELS

		$M_u (KN.m)$	$M_{ser} (KN.m)$	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens XX	Travées	21.40	15.86	1,35	0,059	0,425	CV
	Appuis	12.59	9.33	1,35	0,034	0,425	CV
Sens YY	Travées	18.39	13.63	1,35	0,051	0,425	CV
	Appuis	10.82	8.01	1,35	0,029	0,425	CV

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

La condition ($\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$) est vérifié donc : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

D) VERIFICATION D'EFFORT TRANCHANT :

La fissuration peu préjudiciable donc :

- Contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$
- Contrainte tangente limite : $\overline{\tau_u} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$
- Effort tranchant :

$$T_x = \frac{Q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow T_x = \frac{43.10 \times 3,73}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,932}{2}} \dots\dots\dots(IV-1)$$

(IV-1) $\Rightarrow T_x = 54.68KN$

$$T_y = \frac{Q_u L_x}{3} \Rightarrow T_y = 57.46KN$$

Tableau VII-18 : vérification d'effort tranchant

Sens	$L(m)$	$d(cm)$	$T_{max}(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u(MPa)$
XX	3,73	18,00	54.68	0,303	1,167	CV
YY	4.00	18,00	57.56	0,319	1,167	CV

Schéma de ferrailage :

Sens XX et YY

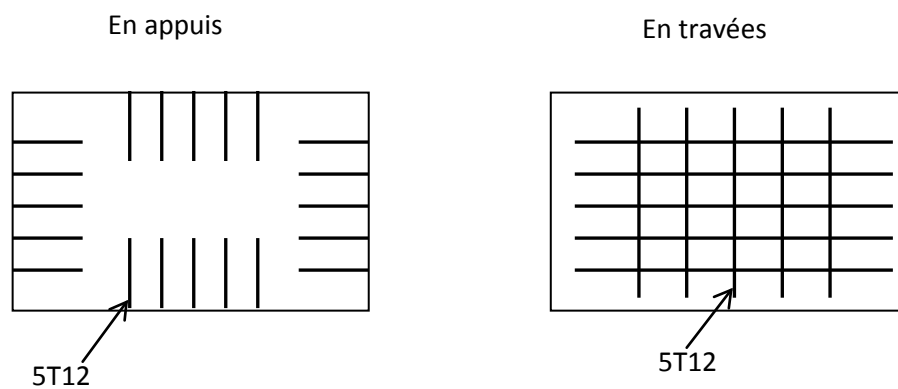


Figure VII-5 le ferrailage du voile périphérique.

CONCLUSION

conclusion

Nous avons choisis le projet dénommé « étude d'un Bâtiment a usage d'habitation en R+09 (Zone II-A). » comme projet de fin d'études dans le but d'améliorer et de développer nos connaissances dans le domaine technique. L'étude est basé sur les règles de calcul et de conception comme le règlement parasismique algérienne (RPA99 version 2003), le béton armé aux états limites (BAEL91 modifier 99), et le règlement neige et vent algérienne (RNVA99) ces dernières qui donnent de bonnes idées tel que; la réflexion de conception sur le plan théorique et pratique ; l'utilisation d'outil d'informatique à l'aide des logiciels de modélisation ROBOT, et l'Auto CAD pour dessiner les plans architecturales et de génie civil. L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il propose des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement: - la sécurité pour éviter carrément les dégâts humains et matériels, sans oublier l'économie et le temps d'exécution. Finalement nous espérons que ce mémoire soit le premier pas vers la vie professionnelle et un guide pour ce qui s'intéresse de près ou loin au métier de génie civil.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- **V.DAVIDOVICI**, La construction en zone sismique, Le Moniteur 1999.
- Réaliser par l' **ADETS 2005**, Le treillis soudé : Calcul et utilisation.
- **J.PERCHAT, J.ROUX**, Pratique de BAEL 91, Eyrolles 1999.
- **JEAN-PIERRE MOUGIN**, BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, Eyrolles 2000.
- **Y.CHERAIT**, Calcul des ouvrages en béton armé, O.P.U 2006.
- Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**.
- Règles Parasismiques Algérienne **RPA 99 versions 2003**.
- **DTR-BC.22** Charges permanentes et charge d`exploitation.