



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE ELECTRIQUE



N° d'ordre : M...../GC/2019

MEMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Option :STRUCTURE

Par

BENSABER Mounira

**Etude D'un Bâtiment en Béton Armé de (S-Sol +RDC+9 étages)
à usage d'habitation et commercial**

Soutenu le 07/07/2019 devant le jury composé de :

Président : Mr BELARIBI Omar

Université de Mostaganem

Examineur : Mr REZIGUA Ahmed

Université de Mostaganem

Encadreur : Mr ZALMAT Yacine

Université de Mostaganem

Invité : Mr CHAIBDRA Belkacem

Université de Mostaganem

Année Universitaire 2018/2019

Remerciment

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur Monsieur **ZALMAT YACINE** pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de cet ouvrage.

J'exprime aussi ma reconnaissance à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire, de présider et examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Mes vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur civil.

Je tiens aussi à remercier une personne qui m'a beaucoup aidé durant la réalisation de cette mémoire Mr **BELKACEM CHAIBDRA**.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

Mounira

Dédicace

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail modeste à :

trois personnes très chers a mes yeux Ma très chers maman

RIHANNA BELAYACHI , ma deuxième mère que j'aime

KHADIDJA ZAAF « TITA » ainsi ma grand-mère adoré CHACHA

BELAYACHI , les mots ne sauraient exprimer l'immense et

profonde gratitude que je leur témoigne ici pour leurs précieux

soutien, pour leurs patience, pour avoir crus en moi, pour leurs

sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis

d'atteindre cette étape dans ma vie et qu'ils m'ont jamais cessé de

consentir pour moi instruction et mon bien être dieu me les gardes

et les protèges.

Mon frère ABDALLAH et ma sœur YASMINE , pour leur patience,

d'avoir tendu chaleureusement leurs bras.

- Toute ma famille et surtout mes grands pères décédés BELAYACHI
MOHAMED SGUIR ET BENSABER ABDALLAH WELD MAKHLOUF.

- Mon père BENSABER MEJDOUB .

- Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce
travail et surtout mon très chers frère que je le respect

Mr BELKACEM CHAIBDRA .

- Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.

- Toute la promotion 2018/2019 génie civil.

BENSABER Mounira



SOMMAIRE

Remerciement
Dédicaces

Chapitre I

I.1. introduction	01
I.2. implantation de l'ouvrage	01
I.3. présentation du bâtiment	01
I.4. les caractéristiques géométriques du bâtiment.....	02
I.5. Conception de la structure	02
I.5.1. ossature de l'ouvrage.....	02
I.5.2. plancher.....	02
I.5.3. escalier.....	03
I.5.4. Gaine d'ascenseurs.....	03
I.5.5. Maçonnerie.....	03
I.5.6. Revêtement.....	03
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	03
I.6.1. le béton.....	03
I.6.2. Les armatures.....	05

Chapitre II

II.1. introduction.....	08
II.2. pré dimensionnement des poutres.....	08
II.3. pré dimensionnement des planchers.....	10
II.3.1. planchers à corps creux	10
II.3.2. plancher à dalle pleine	10
II.4. descente de charge	11
II.4.1. plancher terrasse inaccessible.	11
II.4.2. planchers étages courants	12
II.4.3. Dalle pleine du sous sol.....	13
II.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	13
II.5.1. Dégression des surcharges d'exploitation.....	16
II.5.2. Calcul de la section du poteau.....	16
II.5.2.1. Exemple de calcul.....	16
II.6. Pré dimensionnement des voiles.....	19
II.6.1. Voile de contreventement.....	19

Chapitre III

III.1. Introduction.....	20
III.2. plancher à corps creux.....	20
III.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles	21

III.2.2.ferraillage de la dalle de compression	22
III.2.3. Etude des poutrelles.....	23
III.2.3.1.Evaluation des charges.....	23
III.2.3.2.Type des poutrelles.....	24
III.2.3.3.Méthode de calcul.....	24
III.2.3.3.1.Méthode forfaitaire.....	24
III.3.Plancher à dalle pleine.....	43
III.3.1.Dalle pleine rectangulaire.....	43
III.3.2.calcul de ferraillage.....	48

Chapitre IV

IV.I. Les escaliers.....	54
IV.1.1.Terminologie.....	54
IV.1.2.Etude des escaliers à deux volées et palier de repos.....	55
IV.1.2.1. Calcul de nombre de marche	56
IV.1.2.2.épaisseur de la paillasse et de palier.....	57
IV.1.2.3.Descente de charge.....	57
IV.1.2.4.Détermination des sollicitations.....	58
IV.1.2.5.Calcul de ferraillage.....	60
IV.1.2.6.Etude de la poutre palière.....	62
IV.1.2.7.Calcul de ferraillage.....	65
IV.2.Acrotère.....	68
IV.2.1.Définition.....	68
IV.2.2.Ferraillage.....	68
IV.2.2.1.Sollicitation.....	68
IV.2.2.3.Calcul de l'excentricité.....	69
IV.2.2.4.Calcul de ferraillage.....	70
IV.3.Les balcons.....	74
IV.3.1.introduction.....	74
IV.3.1.1.Descente de charge.....	74
IV.3.1.2.Calcul du ferraillage.....	76
IV.4.l'ascenseur.....	76
IV.4.1.introduction.....	79
IV.4.2.Calcul de l'ascenseur.....	79
IV.4.3.Descente de charge.....	80
IV.4.4.calcul des sollicitations de la dalle machine.....	85
IV.4.5.calcul des moments dus aux charge concentré.....	86
IV.4.6.descente de charge.....	87
IV.4.7.Calcul des sollicitation.....	88
IV.4.8.Calcul de ferraillage de la dalle pleine.....	89

Chapitre V

V. Etude sismique	91
V.1.Introduction.....	91
V.2.Méthodes de calcul des forces sismiques.....	91
V.2.1.Méthode statique équivalente.....	91
V.2.2.Méthode dynamique modale spectrale.....	93

V.3.Etapes de modélisation.....	93
V.4.Calcul la force sismique par la méthode statique équivalente.....	94
V.5.Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale.....	97

Chapitre VI

VI.I. introduction.....	104
VI.2.combinaison d'actions	104
VI.2.1. ferrailage des poteaux	105
VI.2.1.1.calcul de ferrailage des poteaux.....	106
VI.2.1.3. exemple de calcul détaillé	109
VI.3. ferrailage des poutres.....	116
VI.3.1.le ferrailage.....	116
VI.4.Etude des voiles.....	122
VI.4.1.Introduction.....	122
VI.4.2.Ferrailage des voiles de contreventement.....	122
VI.4.2.1.les armatures verticales	122
VI.4.2.2.les armatures horizontales.....	124
VI.4.3.Exemple de calcul.....	125
VI.4.4.Etude des voile périphérique	132

Chapitre VII

VII.I. introduction.....	135
VII.2.Etude du radier	135
VII.2.1. Pré dimensionnement du radier	136
VII.2.2. Pré dimensionnement des poutres.....	139
VII.2.3. ferrailage du radier.....	144
VII.2.4. ferrailage du débordement.....	151
VII.2.5.ferrailage des poutres.....	153
VII.2.6.vérification de l'effort tranchants.....	155

Conclusion.

Bibliographie.

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I-1 : plancher à corps creux.....	02
Figure I-2 : brique creuse.....	03
Figure I-3 : Diagramme contraintes déformations à l'E.L.U.....	03
Figure I-4 : Diagramme contraintes déformations du calcul à l'E.L.S.....	05

Chapitre II :

Figure II-1 : Poutre principale.....	09
Figure II-2 : poutre secondaire.....	09
Figure II-3 : Coupe d'un plancher à corps creux.....	10
Figure II-4 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible	11
Figure II-5 : Détail des constituants du plancher d'étage courant	12
Figure II-6 : coupe verticale de plancher sous-sols en dalle pleine.....	12
Figure II-7 : hauteur libre de poteau.....	15
Figure II-8 : section afférente d'un poteau sollicité.....	16
Figure II-9 : coupée voile en élévation	19
Figure II-10 : vu en plan d'un voile	19

Chapitre III :

Figure III-1 : coupe transversal d'un plancher à corps creux.....	20
Figure III-2 : schéma des poutrelles.....	21
Figure III-3 : Dimension adopté des poutrelles.....	21
Figure III-4 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	23
Figure III-5 : poutre à deux travée	25

Figure III-6 : moment en appui de poutre de plus de trois travée.....	25
Figure III-7 : Diagramme des moments fléchissant à E.L.U Type 1.....	27
Figure III-8 : Diagramme des efforts tranchants type 1.....	27
Figure III-9 : Diagramme des moments fléchissant à E.L.S Type 1.....	27
Figure III-10 : Diagramme des effort tranchants à E.L.S Type 1	28
Figure III-11 : Diagramme des moments fléchissant à E.L.U Type 2.....	29
Figure III-12 : Diagramme des effort tranchants à E.L.U Type 2.....	29
Figure III-13 : Diagramme des moments fléchissant à E.L.S type 2.....	30
Figure III-14 : Diagramme des effort tranchants à E.L.S Type 2.....	30
Figure III-15 : Diagramme des moments fléchissant à E.L.U type 3	31
Figure III-16 : Diagramme des effort tranchants à E.L.U Type 3	31
Figure III-17 : Diagramme des moments fléchissant à E.L.S Type 3.....	32
Figure III-18 : Diagramme des effort tranchants à E.L.S Type 3.....	32
Figure III-19 : Diagramme des moments fléchissant à E.L.U type 4.....	33
Figure III-20 : Diagramme des effort tranchants à E.L.U Type 4.....	34
Figure III-21 : Diagramme des moments fléchissant à E.L.S type 4	35
Figure III-22 : Diagramme des effort tranchants à E.L.S Type 4.....	35
Figure III-23 : ferrailage de poutrelle.....	40
Figure III-24 : disposition des armatures de la nappe inferieure.....	43

Chapitre IV :

Figure IV-1 : schéma d'un escalier.....	54
Figure IV-2 : Vu en plan des escaliers.....	55
Figure IV-3 : schéma statique.....	55
Figure IV-4 : schéma statique de l'escalier.....	58
Figure IV-5 : coupe de poutre palière	67
Figure IV-6 : coupe de l'acrotère	68

Figure IV-7 : schéma statique.....	69
Figure IV-8 : section de calcul.....	70
Figure IV-9 : coupe de l'acrotère	73
Figure IV-10 : schéma statique du balcon.....	74
Figure IV-11 : diagramme de sollicitations	75
Figure IV-12 : schéma de ferrailage de balcon	78
Figure IV-13 : schéma d'un ascenseur mécanique	79
Figure IV-14 : schéma descriptif d'un ascenseur.....	79
Figure IV-15 : dimensions de l'ascenseur	80
Figure IV-16 : schéma de la surface d'impact..	84
Figure IV-17 : schéma de la dalle pleine de l'ascenseur	86
Figure IV-18 : la division des charges sur la dalle de l'ascenseur.....	86
Figure IV-19 : schéma de ferrailage	90

Chapitre V :

Figure V-1 : spectre de réponse en format Sa-T.....	98
Figure V-2 : model 3D du bâtiment.....	98

Chapitre VI :

Figure VI-1 : dimensions des moments et efforts sur un poteau.....	107
Figure VI-2 : représentation schématique des sollicitations de calcul.....	109
Figure VI-3 : section de calcul dans le sens y-y	112
Figure VI-4 : : représentation schématique des sollicitations de calcul.....	113
Figure VI-5 : section de calcul dans le sens z-z	114
Figure VI-6 : coupe de poteau	115
Figure VI-7 : poutre principale(30×40).....	116
Figure VI-8 : schéma de ferrailage de poutre principale.....	121
Figure VI-9 : schéma de ferrailage de poutre secondaire.....	121

Figure VI-10 : les sollicitations de calcul d'un voile.....	123
Figure VI-11 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	124
Figure VI-12 : voile le plus défavorable	125
Figure VI-13 : section de calcul	126
Figure VI-14 : position N_1 et M'_1 et M_1 sur la section transversale.....	127
Figure VI-15 : section de calcul	129
Figure VI-16 : position de N_1 et M'_1 et M_1 sur la section transversale.....	129

Chapitre VII :

Figure VII-1 :schéma du radier général.....	136
Figure VII-2 : Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité	136
Figure VII-3 : : dimensions du radier.....	139
Figure VII-4 : dimensions de la poutre	139
Figure VII-5 : schéma des contraintes du sol	141
Figure VII-6 : encrage de la structure.....	143
Figure VII-7 : enrobage.....	145
Figure VII-8 : schéma statique du débord.....	151
Figure VII-9 : section de calcul.....	152
Figure VII-10 : distribution des charge sur les poutres principale.....	154
Figure VII-11 : distribution des charge sur les poutre secondaire	154
Figure VII-12 : ferrailage de la poutre principale.....	156

Liste Des Tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : caractéristiques géométriques.....	02
Tableau I.2 : dosage et composition du béton.....	04

Chapitre II

Tableau II.1 : les sections des poutres résumées.....	10
Tableau II.2 : charge a la terrasse inaccessible due au plancher a corps creux.....	12
Tableau II.3 . charge permanente de plancher étage courant.....	12
Tableau II.4 . charge permanente de niveau sous sol.....	13
Tableau II.5 . tableau de vérification des poteaux au flambement.....	18
Tableau II.6 . tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.....	18

Chapitre III

Tableau III.1 : évaluation des charges.....	23
Tableau III.2 : récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux.....	35
Tableau III.3 : moment en travées et en appuis.....	45
Tableau III.4 : moment en travées et en appuis.....	46

Chapitre IV

Tableau IV.1 : évaluation des charges de la volée.....	57
Tableau IV.2 : évaluation des charges du palier.....	58
Tableau IV.3 : tableau de sollicitation.....	75
Tableau IV.4 : caractéristique des table d'ascenseur.....	83
Tableau IV.5 . récapitulatif sur le ferrailage suivant le sens X ;Y.....	89
Tableau IV.6 . vérification de la contrainte à l'ELS sur le sens XX ;YY.....	89

Chapitre V

Tableau V.1 : valeur des pénalité P_q	96
Tableau V.2 : tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente....	97
Tableau V.3 : valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.....	98
Tableau V.4 : résultat de l'analyse modale.....	99
Tableau V.5 . vérification de la période.....	101
Tableau V.6 . vérification de l'effort normal réduit.....	101
Tableau V.7 : valeur des déplacements inter – étages.....	102
Tableau V.8 : résultat vis-à-vis de l'effet P- Δ	103

Chapitre VI

Tableau VI.1 : les type de poteau à ferrailés.....	106
Tableau VI.2 : coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.....	107
Tableau VI.3 : les types de poteaux et leurs sollicitations.....	108
Tableau VI.4 : tableau récapitulatif des armatures.....	115
Tableau VI.5 . tableau récapitulatif des sollicitations.....	117
Tableau VI.6 . tableau de ferrailage	121
Tableau VI.7 : les sollicitations de calcul du voile.....	126

Chapitre VII

Tableau VII.1 : dimensions des poutres.....	139
Tableau VII.2 : tableau récapitulatif des moment fléchissant des panneaux en [KN.m].	145
Tableau VII.3 : tableau récapitulatif des moment maximales appuis et travées.....	145
Tableau VII.4 : tableau récapitulatif des sollicitations et des armatures.....	155

PRINCIPALES NOTATION UTILISEES

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

Au : Section d'aciers à l'ELU.

At : Section d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone

A_a : section d'armature en appui

A_l : section d'armatures longitudinale

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_r : section d'armature de répartition

A_x : section d'armature du sens X-X

A_y : section d'armature du sens Y-Y

A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite du béton .

B : La largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

C_r : Charge de rupture

C_p : facteur de force horizontale

C_S : coefficient de sécurité

D : coefficient d'amplification dynamique

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.

E_b : Module de déformation longitudinal de béton.

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

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

G: Action permanente.

H: La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_c: La profondeur critique (m).

I: Moment d'inertie (m⁴)

I_f: Moment d'inertie (m⁴) FICTIF

J : action permanente avent mise en place des cloisons .

L : Longueur ou portée.
L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
L_e : longueur en élévation
L_n : entre axe des nervures
L_p : longueur en plan
M : Moment en général.
M_a : Moment sur appui.
M_u : Moment de calcul ultime.
M_{ser} : Moment de calcul de service.
M_t : Moment en travée.
M_c : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
M_d : moment fléchissant de la droite
M_e : masse du câble ; moment au centre de la section
M_f : moment fléchissant totale
M_g : moment flechissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment du au garde corps
M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
M_i : masse linéaire
M_w : moment fléchissant de la gauche
M_x : moment flechissant du sens x-x
M_y : moment flechissant du sens y-y
M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
M₁ : moment par rapport aux armatures tendue ; coefficient de pigeaud
M₂ : coefficient de pigeaud
M₂₂ : moment suivant le sens 2-2
M₃₃ : moment suivant le sens 3-3
N : effort normal
N_e : effort normal au centre de la section
N_{pp} : effort normal du au poids des poutres principales
N_{ps} : effort normal du au poids des poutres secondaire
N_{c max} , N_{q max} : Termes de portance pour les fondations profondes.
N_s : Effort normal de service.
N_u : Effort normal ultime
N_r : Poids du radier (KN).
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
P_{radier} : Poids du radier (KN).
Q_p : Résistance de pointe d'un pieu.
Q_s : Frottement latéral.
Q_l : Charge limite d'un pieu
R : Coefficient de comportement global.
S : Section.
S_r : Surface du radier (m²).
S_t : Surface totale du bâtiment (m²).
T : Effort tranchant.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
T_x : période fondamentale dans le sens x-x
T_y : période fondamentale dans le sens y-y

U_c : périmètre du contour
 V : Effort tranchant. ; action sismique
 V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
 V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
 V_t : effort sismique à la base de la structure.
 W_p : poids de l'élément en considération .
 W : Poids total de la structure ..
 Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier
 Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).
 a : Une dimension (en général longitudinale) longueur ; distance ; dimension .
 b : largeur
 b_0 : largeur de la nervure .
 b_1 : largeur de poteau .
 c : *enrobage* .
 d : hauteur utile .
 e : Excentricité, épaisseur.
 f : Flèche
 f_e : Limite d'élasticité .
 f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression .
 f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction .
 h_t : Hauteur total du radier (m).
 h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
 h_c : hauteur du corps creux .
 h_d : hauteur de a dalle .
 h_e : hauteur libre .
 h_{moy} : hauteur moyenne .
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau .
 σ_b : Contrainte de compression du béton.
 σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
 σ : Coefficient de poison
 σ : Contrainte normale.
 γ_h : Poids volumique humide (t/m^3).
 γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).
 α : Angle de frottement interne du sol (degrés).
 σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
 $q_{s\ max}$: Frottement latéral unitaire limite
 q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).
 q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).
 q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).
 k_c : Coefficient de portance.
 σ : Contrainte de béton ou d'acier i.
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement .

q_{ref} : Contrainte de référence appliquée par la semelle au sol
 q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.
 Ψ : Coefficient de pondération.
 ε : coefficient de réponse .
 δ : coefficient de réduction , espacement des armatures transversales , déplacement .
 Σ : sommation .
 \emptyset : diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.
 ρ : rapport de deux dimensions .
 ν : coefficient de poisson .
 μ : moment réduit .
 λ : élancement mécanique d'un élément comprimé , coefficient sans dimensions .
 ϑ : déviation angulaire , coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction .
 η : coefficient de fissuration relatif , facteur de correction d'amortissement.
 ξ : pourcentage d'amortissement critique .
 β : coefficient sans dimension , coefficient de pondération .
 γ : coefficient partiel de sécurité , rapport des moments .
 α : angle , coefficient sans dimension .
 y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène .
 Y : ordonnée .
 X : abscisse .
 t : espacement ; période .
 s : espacement .
 q_p : charge linéaire du palier.
 q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service .
 q_l : charge linéaire .
 q_{eq} : charge linéaire équivalente .
 q_b : charge linéaire induite par les marches .
 l_0 : longueur libre .
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle .
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle .
 l_0 : longueur de flambement .
 l : longueur ; distance .
 j : nombre des jours .
 i : rayon de giration .

I.1.Introduction :

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

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA93, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Implantation de l'ouvrage :

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 60/ 100 logements L.P.A ; L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Mostaganem précisément Daira de Kheir Eddine, commune kheir Eddine ; (qui est classée d'après la carte de zonage en **Zone IIa** (zone moyenne sismicité) RPA2003.

La conception architecturale est prévue pour la projection de certains nombres de blocs de R+4, R+6, R+6+terrasse et 1 bloc de R+9+S/Sols.

I.3. Présentation du bâtiment :

Nous sommes chargés d'étudier le bloc barre « A » de R+9+S/Sols.

- Notre bâtiment est de forme irrégulière en élévation, il comporte :
- Un sous-sol destiné à être comme parking sous-terrain.
- Un rez-de-chaussée commercial. .
- Neuf étages avec quatre logements F3.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant (groupe d'usage 3).
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- D'après le rapport du laboratoire Mécanique de sol, La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma} = 2,5$ bars.

I.4.les Caractéristiques géométriques du bâtiment :**Tableau. I.1** : caractéristiques géométriques

La hauteur de chaque niveau d'habitation	3,40 m
La hauteur de RDC	4,00 m
La hauteur de niveau sous-sol	3,00 m
La longueur totale du bâtiment	30m
La largeur totale du bâtiment	17,20 m
La hauteur totale du bâtiment	34,60 m

I.5. Conception de la structure :**I.5.1. Ossature de l'ouvrage :**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.5.2. Plancher :

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

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

a. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux et d'une table de compression en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

**Figure I-1** : Plancher à corps creux.**b. Planchers dalle pleine :**

Nous avons utilisés Planchers dalle pleine pour les niveaux de parking et pour certaines zones, à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.5.3. Escaliers :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

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

- Escalier à deux volées avec un palier de repos .

I.5.4. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.5.5. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses de (15cm, 10 cm) avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.



Figure I.2 : Brique creuse.

I.5.6. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé *CBA 93*, ainsi que le règlement parasismique Algérien *RPA 99/2003*.

I.6.1. Le Béton :

On appelle béton, le matériau constitué par mélange dans les proportions convenable de ciment, de granulats et d'eau, le béton armé obtenu en enrobant dans de béton et des aciers.

Pour notre projet le béton utilisé est béton courant.

a. Dosage et composition du béton :

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement de la qualité par lesquelles l'étude est orienté, la composition moyenne pour 1m^3 de béton est la suivante :

Tableau I.2 : Dosage et composition du béton.

Composants	Gravies 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800L	400L	8sac	180L
Poids (Kg)	1200	600	400	180

b. Résistance caractéristique :

La résistance à la compression est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm^2 de section.

- Compression : $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$ « pour $j = 28\text{ jours}$ ».
- Traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1\text{ Mpa}$.

C. Module de déformation longitudinale du béton :

- Module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195\text{ Mpa}$.
- Module différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9\text{ Mpa}$.

- **Contrainte de calcul de béton comprimé :**

- a. **Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R » :**

ϵ_{bc} : La déformation du béton à la compression. σ_{bc} [MPa]

Si :

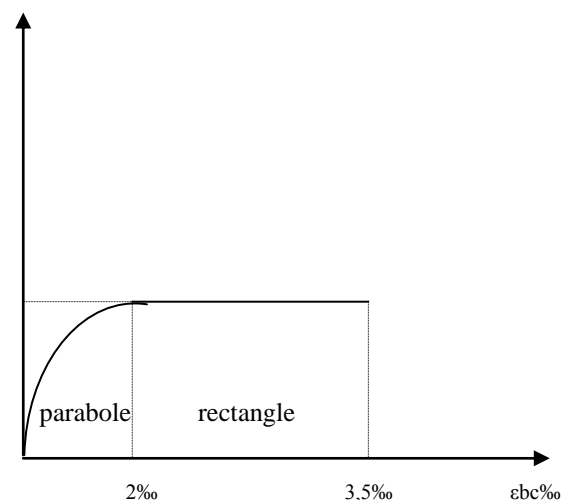
$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \left[1 - \left(2 - \frac{\epsilon_{bc}}{2} \right) \right]}$$

⇒ La courbe est sous forme d'une parabole.

Si $\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

⇒ La courbe est sous forme d'un rectangle

**Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations à l'ELU**

Avec :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$

b. Etat Limite Service « E.L.S » :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

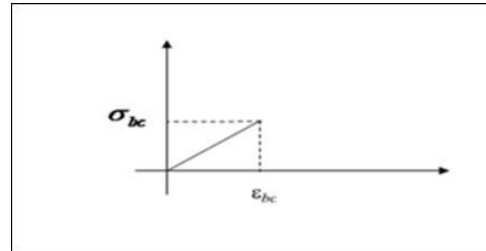


Figure 1.4: Diagramme contraintes-déformations du calcul à l'ELS.

I.6.2. Les Armatures :

Les armatures en acier à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués dans le tableau ci-dessous :

Acier	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètre nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	8-10	Armatures transversales (cadres, épingle, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	8-10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (TS)	TLE520 $\phi < 6\text{mm}$	520	$\phi < 6\text{mm}$	Emploi courant pour radier, et dalles.

- **Contrainte de calcul d'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ .

a. Etat Limite Ultime « E.L.U » :

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : $F_e = 400 \text{ Mpa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

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

$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \text{ ‰}$$

Si $\zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s \times E_s$.

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ Mpa}$$

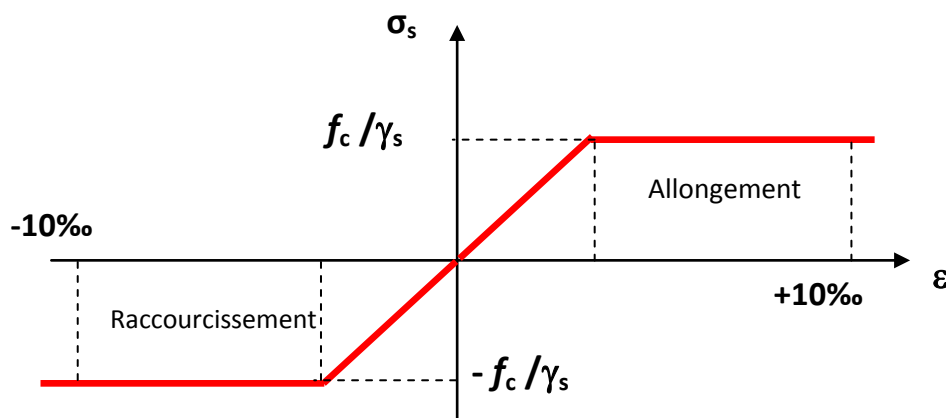


Figure I .5. Diagramme *contrainte-déformation d'acier à L'E.L.U.*

b. Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

-Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s .

-Fissuration préjudiciable. $\Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

-Fissuration très préjudiciable. $\Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_t j} \right)$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour Rond Lisse.} \\ 1,60 & \text{pour Haute Adhérence.} \end{cases}$$

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles CBA93 et R.P.A 99 V2003.

II .2. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des pièces fléchis généralement de section rectangulaire transmettent les charges verticales aux poteaux sous forme des réactions d'appuis.

Le calcul de leurs sections est basé essentiellement sur deux conditions :

Critère de rigidité :

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

Avec :

L : la portée de la poutre

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

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

a. Pré dimensionnement des poutres principales [p.p] :

a.1.Critère de rigidité :

$$\text{Pour } L=460\text{cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} 30.66\text{cm} \leq h \leq 46\text{cm} \rightarrow h=40\text{cm} \\ 16 \leq b \leq 32 \rightarrow b=30\text{cm} \end{array} \right.$$

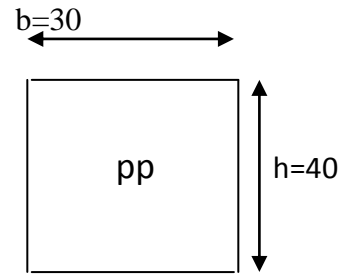


figure II.1.poutre principale

a.2.Condition du R.P.A99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h=40 \geq 30\text{cm} \\ b=30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \end{array} \right.$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est (30×40)cm²

b. Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S] :

b.1.Critère de rigidité :

$$\text{Pour } L=370\text{cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} 24.66\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm} \rightarrow h=30\text{cm} \\ 12 \leq b \leq 24 \rightarrow b=30\text{cm} \end{array} \right.$$

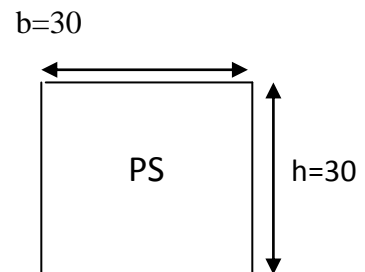


figure II.2.poutre secondaire

b.2.Condition du R.P.A99 :

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

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est(30×30)

Tableau II.1 :Les sections des poutres résumées.

Poutre Principales (cm ²)	Poutre Secondaire (cm ²)
(30x 40)	(30x30)

II.3. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires horizontales utilisés pour limiter les étages, ils sont une épaisseur « e » faible par rapport à leur dimension en plan leur fonction principale est résister et supporter les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

II.3.1. Planchers à corps creux :

Pour la détermination de l'épaisseur du plancher, On doit utiliser la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

h_t : épaisseur total du plancher

L_{\max} : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

Nous avons : $L_{\max}=460-30=430\text{cm}$

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow \frac{430}{25} \leq h_t \leq \frac{430}{20}$$

$$17,2\text{cm} \leq h_t \leq 21,5\text{cm}$$

Donc on a pris : $h_t=20\text{cm}=(16+4)\text{ cm}$

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

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

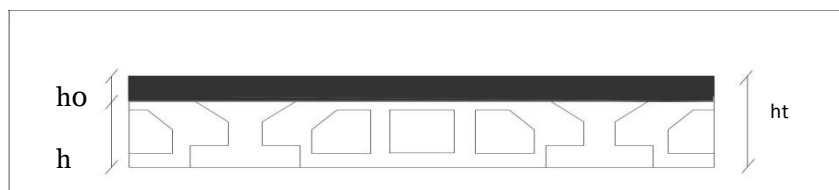


Figure II.3 : coupe d'un plancher à corps creux.

II.3.2. Plancher à dalle pleine :

On utilise des dalles pleines aux niveaux des planchers du sous-sol parce qu'elles résistent mieux aux effets des efforts horizontaux (séismes) alors que les planchers à corps creux.

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs.)

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

a) Résistance au feu :

- ❖ $h_d = 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- ❖ $h_d = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- ❖ $h_d = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

On admet : $h_d = 15$ cm.

b) Isolation phonique :

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : $h_d = 15$ cm.

c) Résistance à la flexion :

- ❖ Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < h_d < L_x / 30$.
- ❖ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 \leq h_d \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$\begin{cases} l_x = 3,30 \\ l_y = 4,20 \text{m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{3,30}{4,20} = 0,78 \Rightarrow 0,4 \leq \rho = 0,78 \leq 1$$

Donc la dalle porte dans les deux sens.

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x \quad 6,6 \text{cm} \leq h_d \leq 8,25 \Rightarrow h_d = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

Après le pré dimensionnement de plancher à dalle pleine, nous arrivons aux conclusions suivantes :

Une épaisseur $h_d = 15$ cm

Une dalle portante sur 2 directions et s'appuyant sur 3 ou 4 cotés.

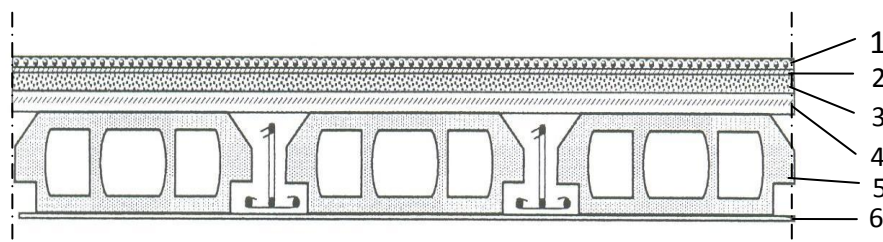
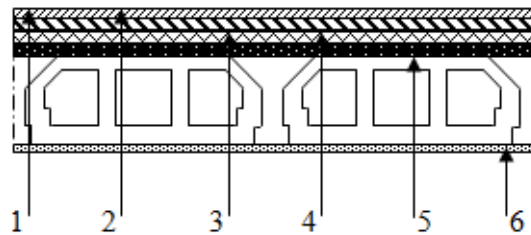
II.4. Descente de charges :**II.4.1. Plancher terrasse inaccessible (Toiture):**

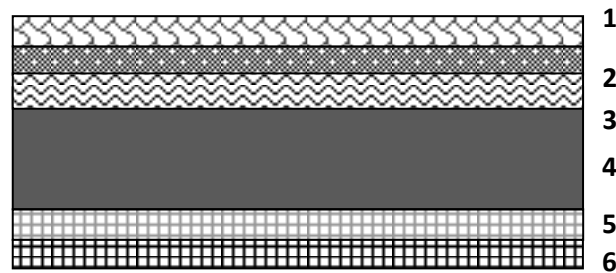
Figure II.4 : Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.2 : charge à la terrasse inaccessible due aux plancher à corps creux.

Désignation	e(m)	ρ (KN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Protection gravillon	0,05	20	1
2. Etanchéité multicouche	0,02	5	0,10
3. Forme de pente	0,12	22	2,64
4. Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5. Dalle en corps creux (16+4)	0.2	14.25	2,85
6. Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G_t	6,95 KN/m²		

II.4.2. Planchers étages courants :**Figure II.5** : Détail des constituants du plancher d'étage courant**Tableau II.3** : charge permanente de plancher étage courant

Couche	e(m)	Poids volumique(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Carrelage	0,02	22	0,44
2. Mortier de pose	0,02	20	0,4
3. Couche de sable	0,03	18	0,54
4. Planchers en corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
5. Enduit de plâtre	0,015	14	0,21
6. Cloisons légères	0,10	10	1,00
G			5,39

II.4.3. Dalle pleine du sous-sol :**Figure II.6:** Coupe verticale de plancher sous-sols en dalle pleine.**Tableau II.4 :** Charge permanente de plancher niveau sous-sol.

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Carrelage	0,02	22	0,44
2. Mortier de pose	0,02	20	0,4
3. Couche de sable	0,03	18	0,54
4. Dalle pleine	0,15	25	3,75
5. Enduit de plâtre	0,015	14	0,21
G			4,59

Surcharge d'exploitation (Q) :

- Plancher RDC (usage de commerce) : $Q = 500 \text{ kg/m}^2$.
- Plancher de sous-sols (parking) : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$.
- Planchers étages courants (usage habitation) : $Q=150\text{Kg/m}^2$ et
- Plancher terrasse inaccessible : $Q=100\text{kg/m}^2$.

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour pré-dimensionnement ; on suppose que le poteau est soumis à une compression centrée, puis on calcul la section du poteau le plus sollicité dans notre structure. Cette section sera généralisée pour les autres poteaux du même niveau.

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- a. Condition de résistance
- b. Condition de stabilité
- c. Condition imposée par le RPA99

a. Critère de résistance :

On sait que :

$$\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\theta \cdot \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \dots\dots\dots (*)$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA 99 Version 2003.

On prend $\frac{A}{Br} = 0,8\% = 0,008$ (Zone IIa)

Br : Section nette du béton ; [$Br = (a-0,02)(b-0,02)m^2$]

θ : facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$)

K : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges $K = 1$, les charges étant appliquée généralement après 90 jours .

σ_{bc} : résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

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

N_g : Effort normal du aux charges permanentes

N_q : Effort normal du aux charges d'exploitations.

Il se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations

β : coefficient qui dépend de l'élancement du poteaux.

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda / 35)^2 \quad \text{avec } \lambda \leq 35$$

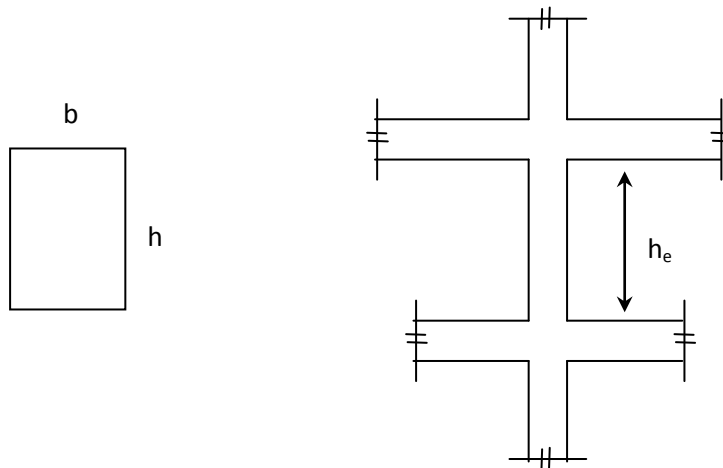
Pour toutes les armatures participe on prend $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{MPa} : \text{résistance de calcul des aciers à L'ELU .}$$

La formule (*) est simplifiée et devient :

$$\beta_r \geq (1,2 \cdot N_u) / \left[\left(\frac{14,20}{0,90} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot \left(\frac{348}{1,15} \right) \right]$$

Donc $Br \geq 0,66 \times Nu$

b. condition de stabilité de forme :**Figure II.5 :** hauteur libre de poteau.

On sait que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{I/B}$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : section du béton

λ : l'élanement $\frac{L_f}{bi}$

$$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b}, L_f = 0.7 \times L_0 \quad .$$

c. conditions imposées par le RPA99 :

Pour zone IIa : on a

- 1- $\min (h_1, b_1) \geq 25\text{cm}$
- 2- $\min (h_1, b_1) = h_e / 20$
- 3- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$ Avec h_e : la hauteur libre d'étage.

Loi de dégression :

Condition pour utiliser cette loi

Bâtiment à nombre d'étage strictement supérieur à 5.

a.1 Dégression des Surcharges d’Exploitation

- Haut terrasse..... Q_0 .
- Haut étage 9..... Q_0+Q_1 .
- Haut étage 8..... $Q_0 +0,95 (Q_1 + Q_2)$.
- Haut étage 7..... $Q_0 +0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Haut étage 6 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Haut étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1+Q_2+\dots +Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Les charges d’exploitations cumulées :

Niveau	Q (KN/m ²)
Haut terrasse	1
Haut 9 étage	2,5
Haut 8 étage	3,85
Haut 7 étage	5,05
Haut 6 étage	6,1
Haut 5 étage	7
Haut 4 étage	7,75
Haut 3 étage	8,5
Haut 2 étage	9,25
Haut 1 étage	10
Haut RDC	10.75

II.5.2 Calcul de la section du poteau :

II.5.2.1. Exemples de calcul :

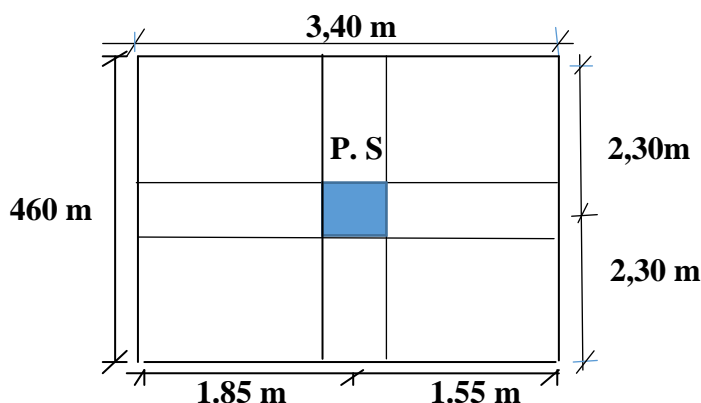


Figure II.6 : Section afférente d'un poteau sollicité.

- La section afférente de plancher : $S_{aff}(\text{plancher})=15.64\text{m}^2$

a. Calcul de la section du poteau : (Terrasse)

1. Effort normal ultime N_u :

$$N_u = N_1(\text{toiture}) \cdot S_{\text{aff}(\text{toiture})} + N_2(P.P) \cdot L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)}$$

$$\bullet \text{ toiture} \rightarrow \begin{cases} G = 6,95 \text{ KN/m}^2. \\ P = 1,00 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{toiture})} = 1.35 G + 1.5 P$$

$$\Rightarrow N_{1(\text{toiture})} = 10,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\bullet N_{2(P.P)} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,40) = 4,05 \text{ KN/ml}$$

$$\bullet N_{3(P.S)} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,30) = 3,04 \text{ KN/ml}$$

$$m = 1 \text{ Étages}$$

Donc :

$$N_u = 10,88 \times 15,64 + 4,05 \times 4,55 + 3,04 \times 3,4$$

$$N_u = 198,926 \text{ KN}$$

$$\text{On sait bien que : } B_r \geq 0,66 N_u \Rightarrow B_r \geq 131,098 \text{ cm}^2$$

$$A=b=\sqrt{B_r}=11,45 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on prend : } B = a \times b = (35 \times 35) \text{ cm}^2 .$$

2. Vérification suivant R.P.A.99 :

$$\begin{cases} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(35, 35) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(35, 35) \geq \frac{340}{20} = 17 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.5 :Tableau de vérification des poteaux au flambement.

Niveau	(a×b) cm ²	L ₀ (m)	b(m)	l _f =0,7.l ₀ (m)	λ	λ ≤ 35
RDC	(60×60)	4	0,60	2,8	16,14	C.V
1^e étage	(60×60)	3,4	0,60	2,38	13,72	C.V
2, 3^e étage	(55×55)	3,4	0,55	2,38	14,97	C.V
4,5^e étage	(50×50)	3,4	0,50	2,38	16,46	C.V
6,7^e étage	(45×45)	3,4	0,45	2,38	18,29	C.V
8,9^e étage	(40×40)	3,4	0,40	2,38	20,58	C.V
terrasse	(35× 35)	3.4	0,35	2,38	23,52	C.V

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.

Etage	plancher				Poutre principales				Poutres secondaires				N Plancher [kN]	Nu [kN]	Br [cm]	Section choisie [cm]
	G [KN/²]	P [Km²]	Saff [m²]	Nu pot [KN]	b [m²]	h [m²]	Laff [m²]	Npp [kN]	B [m²]	h [m²]	Laff [m²]	Nps [kN]				
terrasse	6,95	1	15,64	0	0,30	0,40	4,6	18,63	0,3	0,3	3,4	11,238	168,352	198,221	131,097	35
9	12,34	2,5	15,64	4,134	0,30	0,40	4,6	37,26	0,3	0,3	3,4	22,477	315,727	379,599	251,055	40
8	17,73	3,85	15,64	22,494	0,30	0,40	4,6	55,89	0,3	0,3	3,4	33,716	459,621	571,722	378,119	40
7	23,12	5,05	15,64	40,854	0,30	0,40	4,6	74,52	0,3	0,3	3,4	44,955	600,035	760,364	502,881	45
6	29,51	6,1	15,64	64,091	0,30	0,40	4,6	93,15	0,3	0,3	3,4	56,193	736,968	950,403	628,567	45
5	33,9	7	15,64	87,328	0,30	0,40	4,6	111,78	0,3	0,3	3,4	67,432	870,42	1136,96	751,95	50
4	39,29	7,75	15,64	116,01	0,30	0,40	4,6	130,41	0,3	0,3	3,4	78,671	1000,39	1325,49	876,636	50
3	44,68	8,5	15,64	144,70	0,30	0,40	4,6	149,04	0,3	0,3	3,4	89,91	1130,36	1514,02	1001,32	55
2	50,07	9,25	15,64	179,41	0,30	0,40	4,6	167,67	0,3	0,3	3,4	101,14	1260,33	1708,57	1129,99	55
1	55,46	10	15,64	214,12	0,30	0,40	4,6	186,3	0,3	0,3	3,4	112,38	1390,3	1903,12	1258,66	60
RDC	55,46	10,75	15,64	262,72	0,30	0,40	4,6	186,3	0,3	0,3	3,4	112,38	1407,71	2002,74	1324,55	60

II.6 pré dimensionnement des voiles :

II.6.1 voile de contreventement :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition

$$L \geq 4a$$

a : épaisseur du voile

L : la largeur du voile

L'épaisseur du voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99 :

$$a \geq \frac{he}{20}$$

1. voile périphériques :

$$a \geq \frac{he}{20} \implies a \geq \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$$

$$\implies a = 20 \text{ cm}$$

2. Etage courant :

$$a \geq \frac{he}{20} \implies a \geq \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$$

$$\implies a = 20 \text{ cm}$$

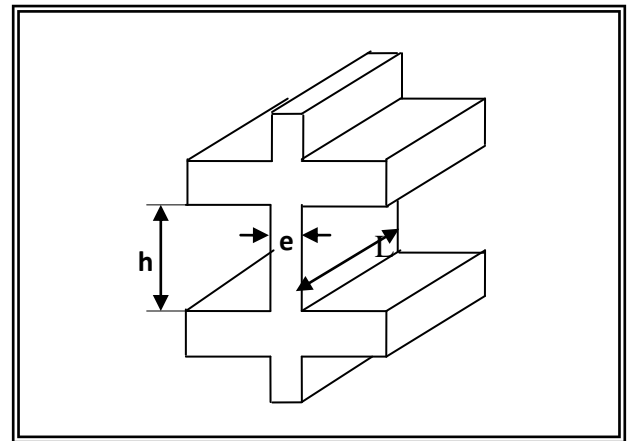


Figure (II.7) : Coupée voile en élévation.

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

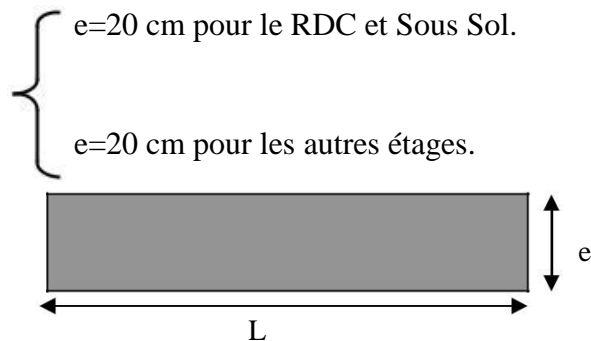
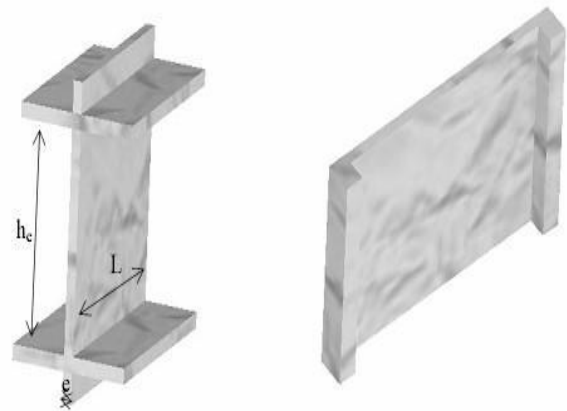


Figure II.8 Vue en plan d'un voile.



III.1) Introduction :

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont les largeurs sont nettement supérieures aux épaisseurs. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, porteurs...) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitation.
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphériques et transmettre ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique acoustique.
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

III.2) Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels une dalle de compression en béton est coulée, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig. III.1).

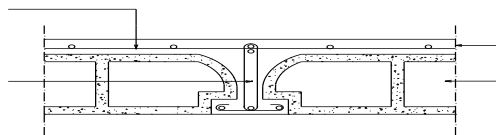


Figure.III.1. Coupe transversale du plancher à corps creux.

III.2.1) Pré-dimensionnement des poutrelles

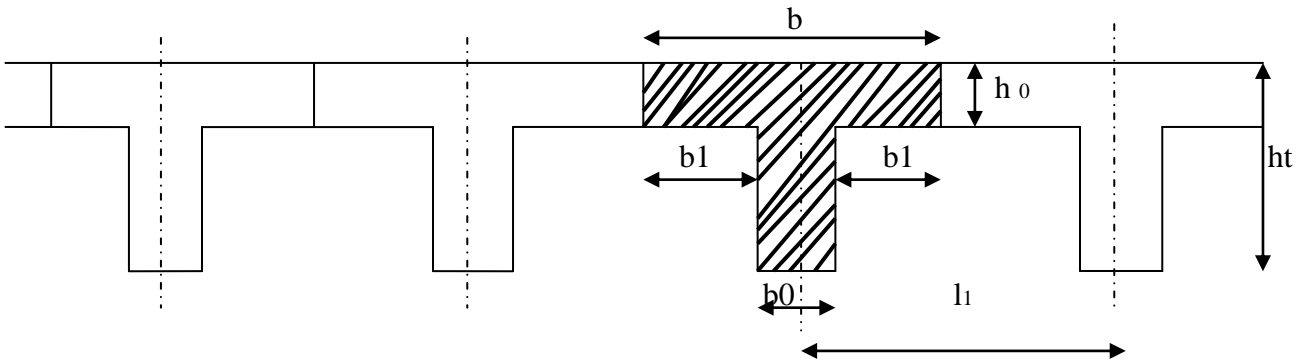
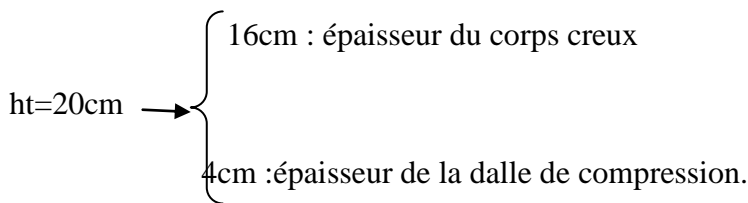


Figure.III.2.schéma des poutrelles



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

- $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$ **CBA93 (article A.4.1.3)**

Avec :

- **L_x** : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 52$ cm).
- **L_y** : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 330$ cm).
- **h₀**: Hauteur maximale de la dalle de compression.
- **b₀** : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).

selon CBA93 { $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$ on prend : $b_0 = 12 \text{ cm}$
 $b_1 = \frac{b-b_0}{2}$

$b_1 \leq \min(52/2 ; 330/10)$

$b_1 \leq \min(26 ; 33)$

$b_1 = 26 \text{ cm}$

$b = 2b_1 + b_0$

$b = (2 \times 26) + 12 = 64 \text{ cm}$

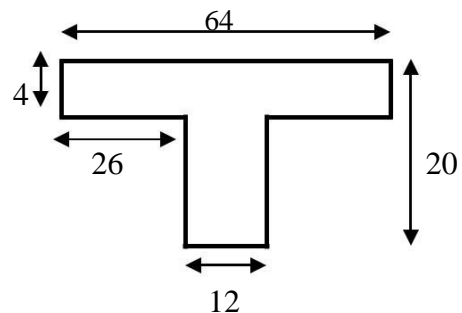


Figure III.3.dimension adopté des Poutrelles

III.2.2) Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8]

D'après les règles **BAEL91**,

L'épaisseur minimale de la dalle de compression est de : $h_{0min} = 4cm$.

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **20cm** : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- **33cm** : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$- \text{ Si : } L_n \leq 50cm \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$- \text{ Si : } 50 \leq L_n \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

L_n : Ecartement entre axes des nervures.

f_e : Limite d'élasticité en [MPa].

- **Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :**

- **Détermination des armatures :**

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 64cm \Rightarrow 50cm < L_n < 80cm$$

$$\text{On prendra } \emptyset \leq 6mm \Rightarrow f_e = 520MPa$$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 64}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0,49cm^2 / m_L$$

- **Choix des armatures :**

$$5 \text{ TS } \emptyset 5 \quad A = 0,98cm^2/ml$$

$$(T5 \quad e = 15cm).$$

- Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :

- Détermination des armatures :

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,49}{2} = 0,245 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$5\text{TS } \varnothing 5 \quad A = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T5} \quad e = 15 \text{ cm}).$$

Choix : Le treillis soudé adopté est : TS $\varnothing 5$ (150x150).

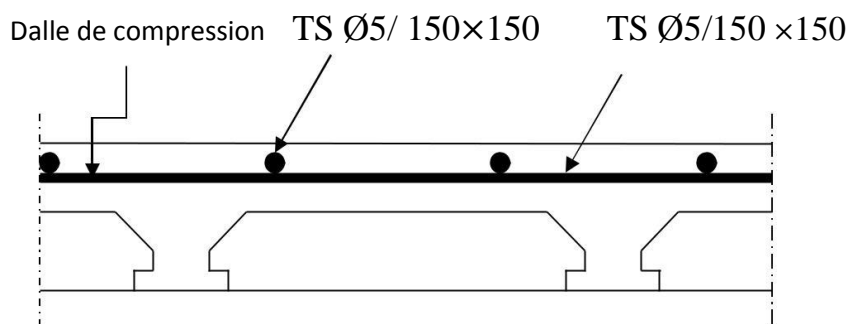


Figure. III.4 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.3) Etude des poutrelles :

III.2.3.1) Évaluation des charges

Combinaisons fondamentales :

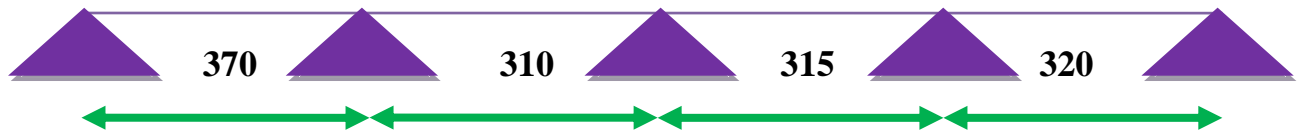
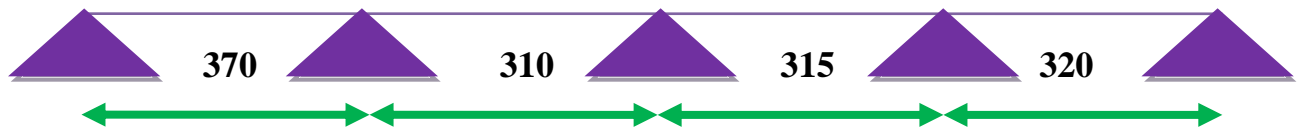
$$\text{ELU : } = (1.35G + 1.5Q) \times b \quad \text{ELS} := (G + Q) \times b$$

Type de plancher	b (m)	G (Kg/ml)	Q (Kg/ml)	ELU(kg/ml)	ELS(kg/ml)
Terrasse	0,64	695,00	100,00	696.48	508.8
1 ^{ème} au 9 ^{ème} étage	0,64	539,00	150,00	609.696	440.96

Tableau.III.1 : Evaluation des charges

III.2.3.2) Type de poutrelle :

On distingue les types de poutrelles suivants :

Type1 : étage courant**Type2 : étage courant****Type3 : terrasse****Type4 : terrasse****III.2.3.3) Méthode de calcul :****III.2.3.3.1 Méthode forfaitaire :**

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1-les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition $Q \leq \min(2G ; 5 \text{KN/m}^2)$.

- Plancher terrasse

$$Q=1\text{kN/m}^2 \leq \min \begin{cases} 2*6.95=13.9\text{kN/m}^2 \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \text{C.V}$$

- Plancher étage

$$Q=1.5\text{kN/m}^2 \leq \min \begin{cases} 2*5.39=10.78\text{kN/m}^2 \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \text{CV}$$

2-les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;

→ C.V

3-Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{3.2}{3.15} = 1.01 \leq 1.25 \quad \rightarrow \text{C.V}$$

4-la fissuration est considérée comme **non préjudiciable**. \rightarrow C.V

Conclusion : la méthode forfaitaire est applicable

Remarque :

La méthode forfaitaire est appliquée aussi pour poutrelle type 2 et 3 et 4.

Le principe de la méthode :

Soit :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) (voir figure III.4) ;

M_e : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée et

M_t : Moment maximum en travée.

• Moments en travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \}$$

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

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

• Moments sur appuis de rive : M_{ar}

$M_{ar} = 0$ pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0.2 M_0$ pour un encastrement partiel

$M_{ar} = -0.4 M_0$ pour un encastrement.

• Moments sur appuis intermédiaires :

$M_{ai} = -0.6 M_0$ cas d'une poutre à deux travées ;

$M_{ai} = -0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_{ai} = -0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires.

0 0.6M₀ 0 0 0.5M₀ 0.4M₀ 0.4 M₀ 0.5M₀ 0



figure III.5 : poutre a deux travée figure III.6 : moment en appuis de poutre de plus de trois travée

Remarque : Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

a-Application de la méthode forfaitaire :

Etude du 1^{er} type : plancher étage courant

$G = 539 \text{ kg/m}^2$

$P = 150 \text{ kg/m}^2$

- **Moments fléchissant (M) à L'ELU :**

Portée(m)	3.10	3.15	3.20
g=0.64G (kg/ml)	344.96	344.96	344.96
p=0.64P (kg/ml)	96	96	96
Qs(kg/ml)	440.96	440.96	440.96

qu (kg/m)	609.696	609.696	609,696
Calcul des moments à L'ELU			
M (iso) ELU	732,40	756,21	780.41
M APPUIS 156.08	-146,48	-378.11	-390.21 -
$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$	0.218	0.218	0.218
Mt(travée)en kg.m	463.36	402.80	493.73
1) $Mt+(Mw+Me)/2$	524,82	569,16	554,64

2) $\text{Max}[(1+0.3\alpha)M_0;1.05M_0]$	564.30	582.65	601.29
Condition $1 \geq 2$	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier
Mt (travée à prendre) en kg.m	374.60	304.81	403.74
T (iso) en kg.m	945.03	960.27	975.51
T(à prendre) en kg	945.03 1039.53	- 1056.3	- 1056.3
			-1073.06 -975.51

• Diagramme des moments fléchissant : (N.m)

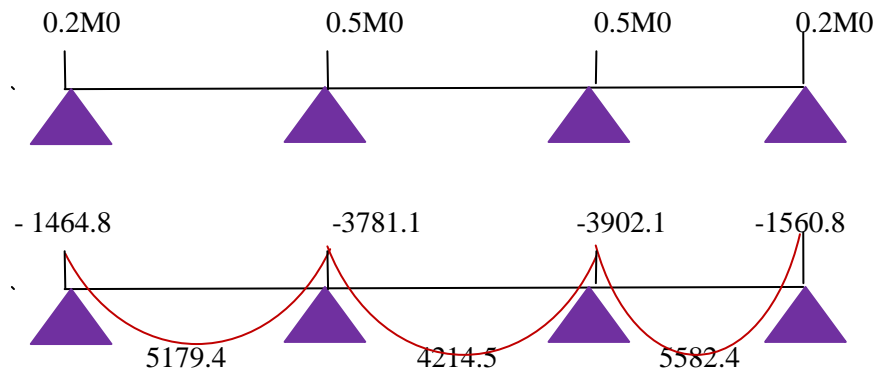


Figure.III.7.Diagramme des moments fléchissant à ELU type1.

• Diagramme des efforts tranchants : (N)

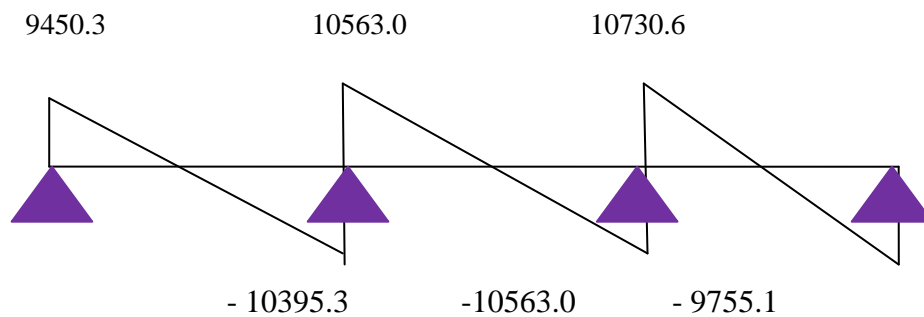


Figure.III.8.Diagramme des efforts tranchants type1.

• Moments fléchissant (M) à L'ELS :

qs (kg/m)	440.96	440.96	440,96
Calcul des moments à L'ELS			
M (iso) ELS	529,703	546,928	564.429
M APPUIS	-105,94	-273.46	-282.21
$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$	1.383	1.383	1.383
1) $M_t + (M_w + M_e)/2$	524,82	569,16	554,64
2) $\text{Max}[(1+0.3\alpha)M_o; 1.05M_o]$	564.30	582.65	601.29
Condition $1 \geq 2$	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier
Mt (travée à prendre) en kg.m	374.60	304.81	403.74

Diagramme des moments fléchissant : (N.m)

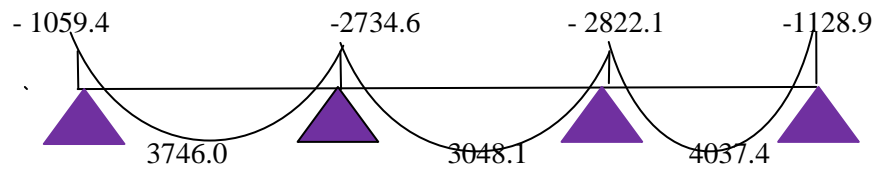


Figure.III.9.Diagramme des moments fléchissant à ELS type1.

• **Diagramme des efforts tranchants : (N)**

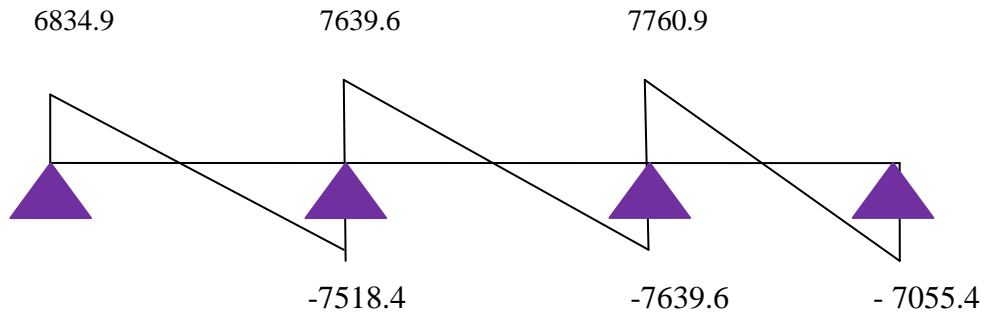


Figure.III.10.Diagramme des efforts tranchants ELS type1

• **Etude du 2^{ème} type : (étage courant)**

$G=539\text{kg/m}^2$

$Q=150\text{kg/m}^2$

• **Moments fléchissant (M) à L'ELU :**

Portée(m)	3.70	3.10	3.15	3.20	
$g=0.64G$ (Kg/ml)	344.96	344.96	344.96	344.96	
$p=0.64P$ (Kg/ml)	96	96	96	96	
Q_u (kg/m)	609.69	609.69	609.69	609.69	
Q_s (Kg/m)	463.80	463.80	463.80	463.80	
Calcul des moments à L'ELU					
M (iso) ELU	1043.34	732.40	756.21	780.41	
M appuis	-28.67	-521.67	-302.49	-390.21	-150.08

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$	0.218	0.218	0.218	0.218
Mt(travée)en kg.m	660.08	390.12	402.80	493.73
1) Mt+(Mw+Me)/2	1025.25	802.19	749.15	766.88
2) Max[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	1111.49	780.23	805.60	831.38
Condition 1 ≥ 2	Non vérifier	Non Vérifier	Non vérifier	Non vérifier
Mt (travée à prendre) en kg.m	746.32	390.12	459.26	558.24

- Diagramme des moments fléchissant : (N.m)

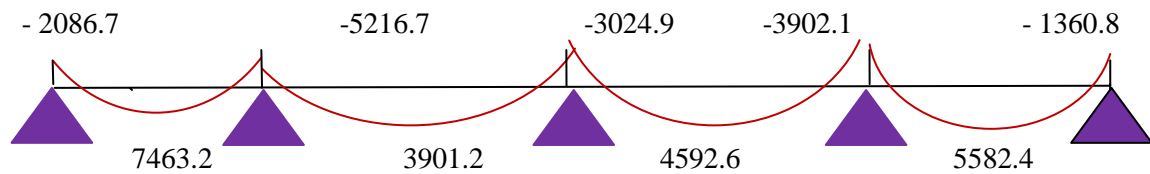


Figure.III.11.Diagramme des moments fléchissant à ELU type2.

- Diagramme des efforts tranchants : (N)

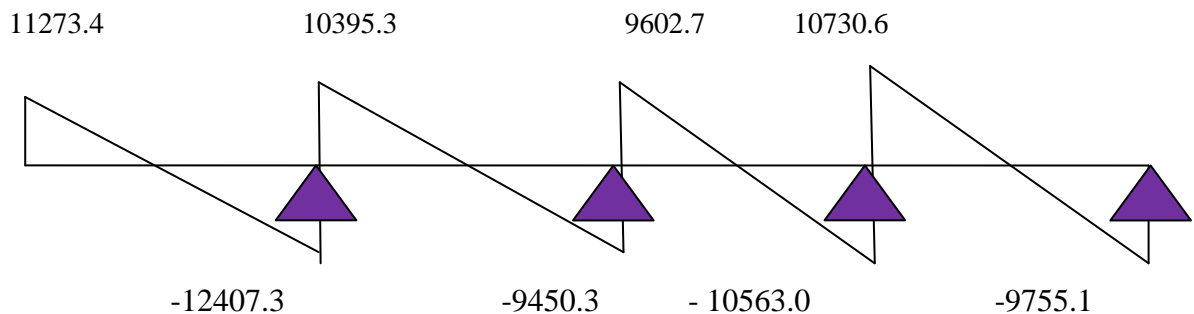


Figure.III.12.Diagramme des efforts tranchants type2

- Moments fléchissant (M) à L'ELS :

Qs (Kg/m)	440.96	440.96	440.96	440.96
Calcul des moments à L'ELS				
M (iso) ELS	754.593	529.703	546.928	564.429
M appuis	-150.92	-377.30	-218.77	-282.21
$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$	1.383	1.383	1.383	1.383

1) $Mt+(Mw+Me)/2$	741.51	580.18	541.82	554.64
2) $Max[(1+0.3\alpha)Mo;1.05Mo]$	803.88	664.30	582.65	601.29
Condition $1 \geq 2$	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier
Mt (travée à prendre) en kg.m	539.77	282.15	332.16	403.74

- **Diagramme des moments fléchissant : (N.m)**

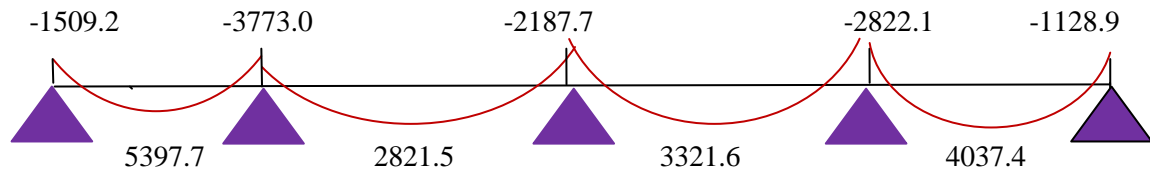


Figure.III.13.Diagramme des moments fléchissant à ELU type2.

- **diagramme des efforts tranchants[N]**

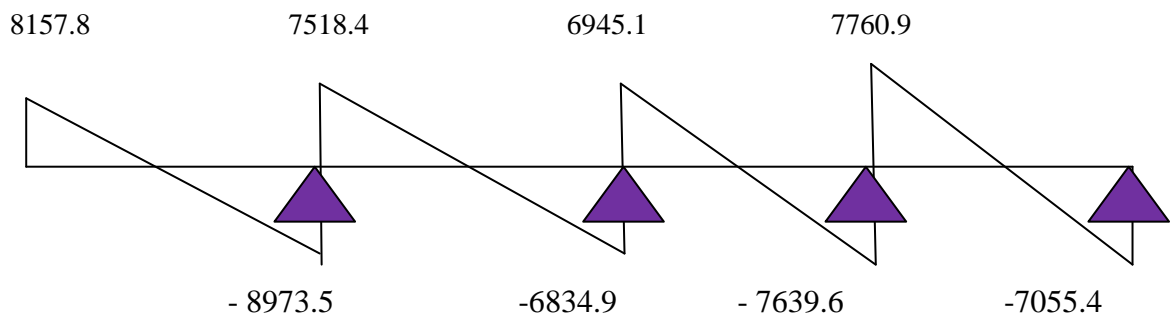


Figure.III.14.Diagramme des efforts tranchants type2.

type 3 : plancher terrasse

$G = 695 \text{ kg/m}^2$

$P = 100 \text{ kg/m}^2$

- **Moments fléchissant (M) à L'ELU :**

Portée(m)	3.10	3.15	3.20
$g=0.64G$ (kg/ml)	444.8	444.8	444.8
$p=0.64P$ (kg/ml)	64	64	64
Qs(kg/ml)	508.80	508.80	508.80

qu (kg/m)	696.48	696.48	696,48
-------------------------------	--------	--------	--------

Calcul des moments à L'ELU						
M (iso) ELU	836,65		863,85		891.49	
M APPUIS	-167,33		-431.93		-445.75	
$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$	0.126		0.126		0.126	
Mt(travée)en kg.m	517.77		448.23		551.72	
1) Mt+(Mw+Me)/2	817,40		887,06		863,74	
2) Max{[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]}	878.48		907.05		936.07	
Condition $1 \geq 2$	Non vérifier		Non vérifier		Non vérifier	
Mt (travée à prendre) en kg.m	578.85		468.21		624.05	
T (iso) en kg.m	1079.54		1096.96		1114.37	
T(à prendre) en kg	1079.54	-1187.5	1206.6	-1206.65	1225.80	-1114.37

• Diagramme des moments fléchissant : (N.m)

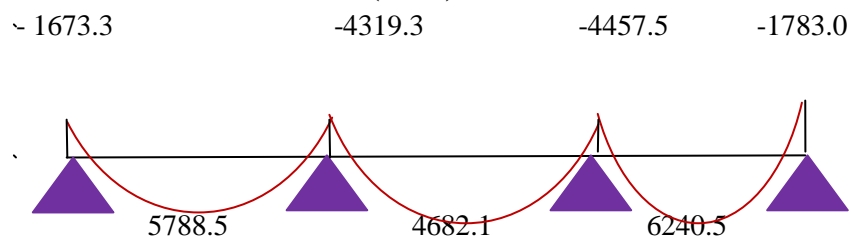


Figure.III.15.Diagramme des moments fléchissant à ELU type3.

• Diagramme des efforts tranchants : (N)

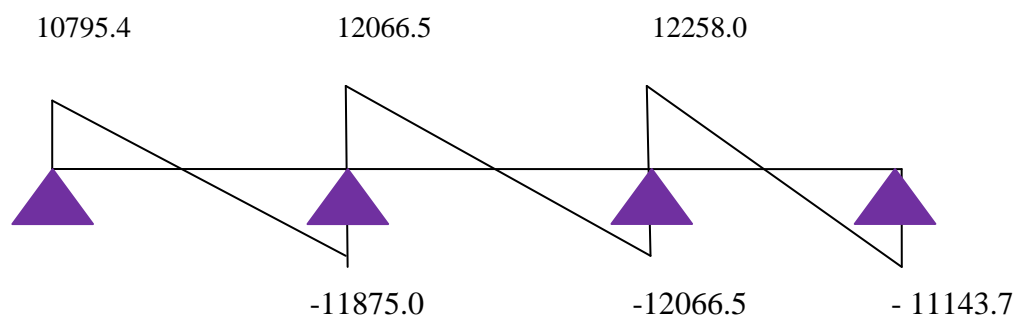


Figure.III.16.Diagramme des efforts tranchants ELU type3

• Moments fléchissant (M) à L'ELS :

qs (kg/m)	508.80	508.80	508,80
Calcul des moments à L'ELS			
M (iso) ELS	611,196	631,071	651.264
M APPUIS -122,24	-315.54	-325.63	-130.25
$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$	1.369	1.369	1.369
1) Mt+(Mw+Me)/2	597,14	648,03	630,99
2) Max[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	641.76	662.62	683.83
Condition 1 ≥ 2	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier
Mt (travée à prendre) en kg.m	422.87	342.04	455.88

• Diagramme des moments fléchissant : (N.m)

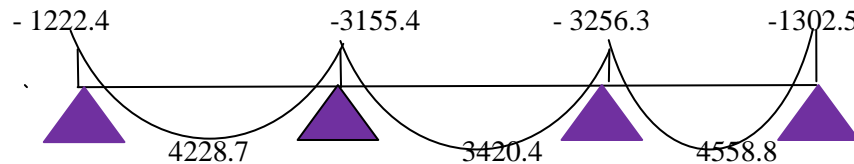


Figure.III.17.Diagramme des moments fléchissant à ELS type3.

• Diagramme des efforts tranchants : (N)

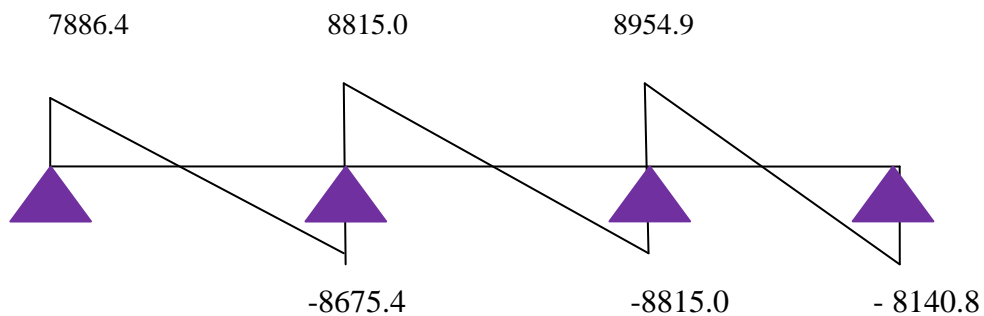


Figure.III.18.Diagramme des efforts tranchants ELS type 3.

• Etude du 4^{ème} type : (terrasse)

$G=695\text{kg/m}^2$

$Q=100\text{kg/m}^2$

• Moments fléchissant (M) à L'ELU :

Portée(m)	3.70	3.10	3.15	3.20	
$g=0.64G$ (Kg/ml)	444.80	444.80	444.80	444.80	
$p=0.64P$ (Kg/ml)	64	64	64	64	
Q_u (kg/m)	696.48	696.48	696.48	696.48	
Q_s (Kg/m)	508.80	508.80	508.80	508.80	
Calcul des moments à L'ELU					
M (iso) ELU	1191.85	836.65	863.85	891.49	
M appuis	-238.37	-595.93	-345.54	-445.75	-178.30
$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$	0.126	0.126	0.126	0.126	
Mt(travée)en kg.m	737.60	434.11	448.23	551.72	
1) $M_t+(M_w+M_e)/2$	1154.75	904.84	843.87	863.74	
2) $\text{Max}[(1+0.3\alpha)M_o;1.05M_o]$	1251.44	878.48	907.05	936.07	
Condition $1 \geq 2$	Non vérifier	Non Vérifier	Non vérifier	Non vérifier	
Mt (travée à prendre) en kg.m	834.30	434.11	511.40	624.05	

• Diagramme des moments fléchissant : (N.m)

ELU :

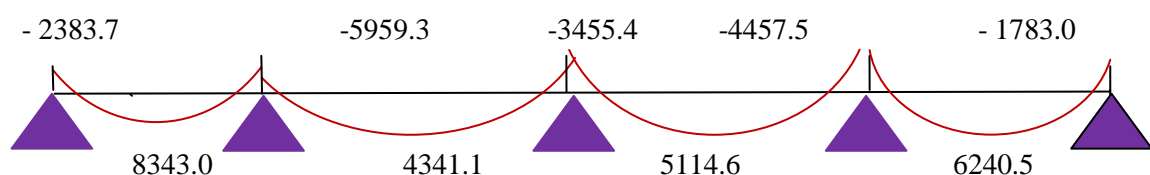


Figure.III.19.Diagramme des moments fléchissant à ELU type4.

- Diagramme des efforts tranchants : (N)

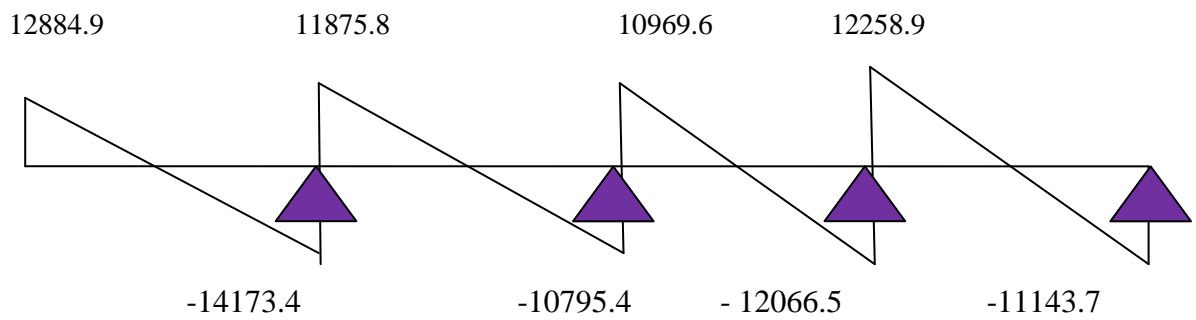


Figure.III.20.Diagramme des efforts tranchants type4.

- Moments fléchissant (M) à L'ELS :

Qs (Kg/m)	508.80	508.80	508.80	508.80
Calcul des moments à L'ELS				
M (iso) ELS	870.684	611.196	631.071	651.264
M appuis	-174.14	-435.34	-252.43	-325.63
$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$	1.369	1.369	1.369	1.369
1) $M_t + (M_w + M_e)/2$	843.58	661.02	616.47	630.99
2) $Max[(1+0.3\alpha)M_o; 1.05M_o]$	914.22	541.76	662.62	683.83
Condition $1 \geq 2$	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier
Mt (travée à prendre) en kg.m	609.48	317.13	373.59	455.88

Diagramme des moments fléchissant : (N.m) .

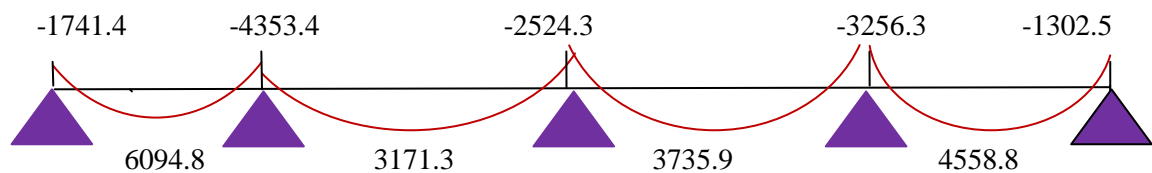


Figure.III.21.Diagramme des moments fléchissant à ELS type4.

• **diagramme des efforts tranchants[N]**

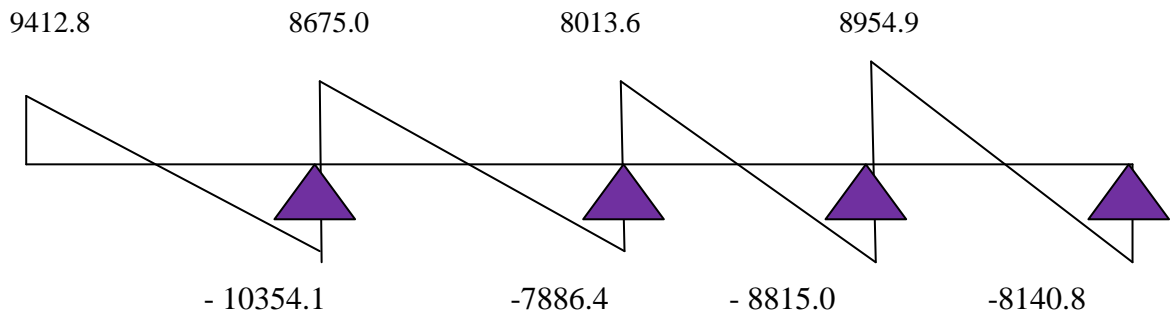


Figure.III.22.Diagramme des efforts tranchants type4.

Conclusion :

- Pour le ferrailage des poutrelles ; on choisira le cas plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximaux.
- D’après le tableau ci-dessus : ont obtenus les résultats maximaux suivants :

M_t : moments maximums en travées.

M_a : moments maximums sur appuis.

T max : efforts tranchants maximums:

Niveau	Type Poutrelle	Travée	Méthode utilisée	Moment en appuis [N.m]		Moment en travée [N.m]		Effort tranchant [N]
				ELU	ELS	ELU	ELS	
Etage	1	3	Forfaitaire	3902.1	2822.1	5582.4	4037.4	10730.6
	2	4		5216.7	3773.0	7463.2	5397.7	11273.4
terrasse	3	3	Forfaitaire	4457.5	3256.3	6240.5	4558.8	12258.0
	4	4		5959.3	4353.4	8343.0	6094.8	12884.9

Tableau.III.2.Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximums

ELU :

- $M_{au}^{max} = 5959.3 \text{ N.m}$
- $M_t^{max} = 8343.0 \text{ N.m}$
- $T_{max} = 12884.9 \text{ N}$

ELS :

- $M_{as}^{max} = 4353.4 \text{ N.m}$
- $M_t^{max} = 6094.8 \text{ N.m}$

III.2.5) Détermination des armatures :

Au niveau des travée :

a) E.L.U :

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$MT = \sigma b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$MT = 14.2 \cdot 64 \cdot 5 \cdot [18 - (5/2)] = 70432 \text{ N.m}$$

$MT = 70432 \text{ N.m} > MT_{max} = 8343.0 \text{ N.m} \rightarrow$ la zone de compression se trouve dans la table de compression .

Donc : La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions

$$(b \cdot h) = (64 \cdot 20) \text{ cm}^2$$

- vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = M_t \text{ max} / \sigma b \cdot b \cdot d^2 = 8343 / 14.2 \cdot 64 \cdot 18^2 = 0.028$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_e / \delta_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0355$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.985$$

$$A_t = M_t \text{ max} / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 8343.0 / 348 \cdot 18 \cdot 0.985 = 1.35 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilités :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d - f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 64 \cdot 18 - 2.1 / 400 = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{tadp} = \text{Max}(A_{min}; A_t) = 1.39 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 $A = 3.39 \text{ cm}^2$

b) L'E.L.S :

- Etat limite d'ouverture des fissures
- comme la fissuration est considérée comme peu nuisible
→ **Pas de vérification à effectuer pour σ_s**

-Etat limite de compression dans le béton :

On doit vérifier que $\overline{\sigma_b} \leq \sigma_b = 0.6f_{c28}$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{-section rectangulaire} \\ \text{-flexion simple} \\ \text{-acier } f_{eE}=400 \end{array} \right\} \alpha \leq (\gamma - 1/2) + f_{c28}/100$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_2 n'est pas nécessaire.

Avec : $\gamma = M_u / M_{ser}$

1-En travée :

$$\gamma = 8343.0/6094.8$$

$$\gamma = 1.36 ; \quad \alpha = 0.0355$$

$$\alpha = 0.0355 < 1.36 - 1/2 + 25/100$$

$$\alpha = 0.0355 < 0.43 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

⇒ les armatures calculées à E.L.U sont maintenues à ELS

au niveau des appuis :

a) ELU :

La table de compression se trouve dans la partie tendue (on néglige les ailettes)

La section de calcul est une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \cdot h) = (12 \cdot 20)$.

- **Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = M_a / \sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2$$

$$\mu = 5959.3 / 14.2 \cdot 12 \cdot 18^2 = 0.107 < \mu_l = 0.392$$

A' n'existe pas ; $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \\ \alpha = 0.141 \\ \beta = 0.943 \end{array} \right.$$

$$A_a = 5959.3 / 348 \cdot 0.943 \cdot 18 = 1.01 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2.1 / 400 = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_{atdp} = \text{Max}(A_{min}; A_{cal}) = 1.01 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T12 \longrightarrow $A=1.13\text{cm}^2$

b) L'E.L.S :

-Etat limite d'ouverture des fissures

-comme la fissuration est considérée comme peu nuisible

\longrightarrow **Pas de vérification à effectuer pour σ_s**

-Etat limite de compression dans le béton :

On doit vérifier que $\overline{\sigma_b} \leq \sigma_b = 0.6f_{c28}$

On a :

<p>-section rectangulaire -flexion simple -acier feE400</p>	}	<p>Si $\alpha \leq (\gamma - 1/2) + f_{c28}/100$</p>
---	---	---

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_2 n'est pas nécessaire.

Avec : $\gamma = M_u / M_{ser}$

2-en appuis :

$$\gamma = 5959.3/4353.4$$

$$\gamma = 1.36 ; \longrightarrow \alpha = 0.141$$

$$\alpha = 0.141 < 1.36 - 1/2 + 25/100$$

$$\alpha = 0.141 < 0.43 \longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

\implies les armatures calculées à E.L.U sont maintenues à ELS.

▪ **vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Lorsque les armatures d'âme sont des armatures droites (**perpendiculaires à la ligne Moyenne**) on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0.2 F_{c28}/\delta b . 5\text{Mpa}).$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(3.33\text{Mpa}; 5\text{Mpa}) = 3.33\text{Mpa}$$

$$T_u = T_{u \max}/b_0.e.d$$

$$T_{u \max} = 12884.9\text{N}$$

$$\tau_u = 12884.9/12.18.10^2 = 0.59\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.59\text{Mpa} < \overline{\tau_u} = 3.33\text{Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min(h/35, \phi_{bmin}, b_0/10)$$

ϕ_{bmin} : Diamètre de l'armature longitudinale

$$\phi \leq \min(0.57 ; 1 ; 1.2)\text{cm}$$

On prend $\phi = 6\text{mm}$; avec une nuance d'acier **feE24**

$$\text{Soit : } 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0.57\text{cm}^2$$

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant:**

- appuis de rive :**

$$Aa \geq Tu * \delta s / fe \quad Tu \text{ max} = 12884.9 \text{ N}$$

$$Tu * \delta s / fe = 12884.9 * 1.15 / 100.400 = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 1.54 \text{ cm}^2 > 0.37 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- appuis intermédiaires :**

$$Aa \geq \delta s / fe (Tu + Mu / 0.9d)$$

$$Tu \text{ max} = 12258.9 \text{ N}$$

$$Mu = -5959.3 \text{ N.m} \quad (\text{Mu est pris valeur absolue})$$

$$As = 1.54 \text{ cm}^2 > 0.363 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures longitudinales inférieures peuvent résister à l'effort de traction provoqué par l'effort tranchant

- **L'espaceur des armatures :**

$$At / b_0 \cdot St_1 \geq \tau u - 0.3 f_{ij} * k / (0.9 * fe / \delta s (\sin \alpha + \cos \alpha)]$$

$$K = 1 \quad \rightarrow (\text{flexion simple})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa} \quad \alpha = 90^\circ \longrightarrow \sin \alpha = 1 \quad \cos \alpha = 0$$

$$\longrightarrow St_1 \leq At \cdot 0.9 \cdot fe / b_0 \cdot \delta s (\tau u - 0.3 f_{t28}) = 0.57 * 0.9 * 235 / 12 * 1.15 * 0.59 - 0.3 * 2.1$$

$$St_1 \leq 16.04 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow St_1 \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$St_1 = 15 \text{ cm.}$$

$$\longrightarrow At * fe / b_0 * St_3 \geq \max(\tau u / 2, 0.4 \text{ Mpa})$$

$$At * fe / b_0 * St_3 \geq \max(0.59 / 2, 0.4 \text{ Ma}) = 0.4 \text{ Mpa}$$

$$St_3 \leq At * fe / b_0 * St_3 = 0.57 * 235 / 12 * 0.4 = 27.9 \text{ cm}$$

$$St_3 = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Alors: } St = \min(St_1, St_2, St_3) \longrightarrow St = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes :**

Fissuration peu nuisible \longrightarrow aucune vérification pour $\sigma_{\sigma b}$

$\sigma_b = ?$

Position de l'axe neutre

$$by^2 - 30 \cdot As(d - y) = 0$$

$$64y^2 - 30 \cdot 3.39(18 - y) = 0 \longrightarrow 64y^2 + 101.7y - 1830.6 = 0 \longrightarrow y = 4.61 \text{ cm}^2$$

- **Calcul du moments d'inertie I:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot 3.39(d-y)^2 = 11207.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6094.8}{11207.07} = 5.43 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{C.V}$

-En appuis intermédiaire : $M_{ser}^{\max} = 3735.9 \text{ KN.m}$ $A_S = 3.39 \text{ cm}^2$

$$y = 4.61 \text{ cm} ; \quad I = 11207.07 \text{ cm}^4 ; \quad \sigma_{bc} = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{C.V}$

- **coupe transversale d'une poutrelle :**

1T12

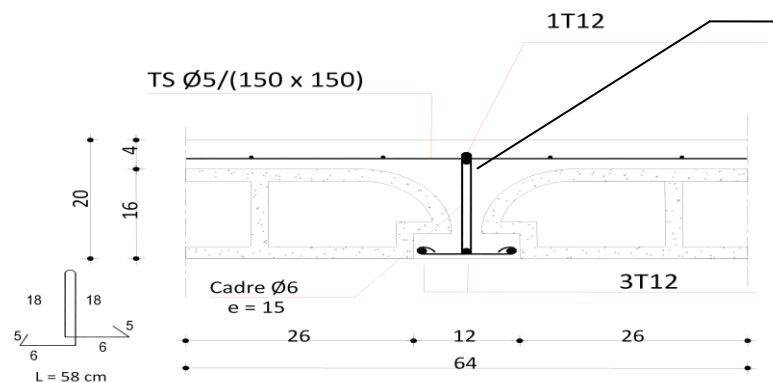


Figure III.23. Ferrailage de poutrelle

- **vérification de la flèche :**

D'après les règles du B.A.E.L91, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si celle-ci est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

1. $h/L \geq \frac{1}{16}$
2. $h/L \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_{tser}}{M_{oser}} \right)$
3. $A/b \cdot d \geq \frac{4.21}{f_e}$

- **Vérification des condition :**

1. $h/L = 0.2/3.70 = 0.0540 < \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$
2. $h/L = 0.0540 < \frac{1}{16} \cdot \frac{6094.8}{4353.4} = 0.400 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$
3. $A/b \cdot d = 1.39/12 \cdot 18 = 0.0064 < 4.2/400 = 0.0105 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées ; donc, le calcul de la flèche est nécessaire.

- **Calcul de la flèche :**

G : charge permanente après mise en place des cloisons .

P : charge total (P=G+charge d'exploitation)

J : charge permanente avant la mise en place des cloisons (J=G-75Kg/m²)

On a :

$$G=539\text{Kg/m}^2$$

$$P=539+150=689\text{kg/m}^2$$

$$J=539-75=464\text{kg/m}^2$$

-pour b=0.64m

$$G=539 \times 0.64 = 344.9\text{kg/ml}$$

$$P=689 \times 0.64 = 440.9\text{kg/ml}$$

$$J=464 \times 0.64 = 296.9\text{kg/ml}$$

- **Calcul des moment fléchissent:**

$$M_g = 0.85 \cdot M_{0g} = 0.85 \cdot \frac{g \cdot l^2}{8} = 0.85 \cdot \left(\frac{344.9 \times 3.70^2}{8} \right) = 501.67\text{kg.m}$$

$$M_p = 0.85 \cdot M_{0p} = 0.85 \cdot \frac{p \cdot l^2}{8} = 0.85 \cdot \left(\frac{440.9 \times 3.70^2}{8} \right) = 641.31\text{kg.m}$$

$$M_j = 0.85 \cdot M_{0j} = 0.85 \cdot \frac{j \cdot l^2}{8} = 0.85 \cdot \left(\frac{296.9 \times 3.70^2}{8} \right) = 431.85\text{kg.m}$$

- **Modules de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ Mpa.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa.}$$

- **Propriété de la section :**

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = b x h^3 / 12 + 15 A (h/2 - d')^2 \quad I_0 = 45921.06\text{cm}^4$$

$$A_s = 3.39\text{cm}^2 \quad Y = 4.61\text{cm}$$

- **Pourcentage des armatures :**

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{3.39}{12.18} = 0.0156$$

$$\rho_1 = \rho \cdot 100 = 1.56 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.848$$

- **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitation :**

$$\sigma_s = \frac{M}{A.d.\beta_1}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A.D.\beta_1} = \frac{5016.7}{3.39.0.848.18} = 96.950 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A.D.\beta_1} = \frac{6413.1}{3.39.0.848.18} = 123.936 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A.D.\beta_1} = \frac{4318.5}{3.39.0.848.18} = 83.457 \text{ Mpa}$$

- **Calcul de $\mu_g; \mu_p; \mu_j$:**

$$\mu = 1 - \frac{1.75.ft28}{4.\rho.s + ft28}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75.fc28}{4.\rho.s_{sg} + fc28} = 1 - \frac{1.75.2,1}{4 \times 0.0156 \times 96.950 + 2.1} = 0.549.$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75.fc28}{4.\rho.s_{sp} + fc28} = 1 - \frac{1.75.2,1}{4 \times 0.0156 \times 123.936 + 2.1} = 0.626.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75.ft28}{4.\rho.s_{sj} + ft28} = 1 - \frac{1.75.2,1}{4 \times 0.0156 \times 83.457 + 2.1} = 0.497.$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs (If) :**

$$I_f = \frac{1.1.I_0}{(1+\gamma.\mu)}$$

$$\gamma_i = \frac{0.05.ft28}{(2+3.\frac{b_0}{b}).\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3.\frac{12}{64}).0.0156} = 2.62 \rightarrow \gamma_i = 2.62$$

$$\gamma_v = \frac{0.02.fc28}{(2+3.\frac{b_0}{b}).\rho} = \frac{2}{5} \gamma_i = \frac{2 \times 2.62}{5} = 1.048 \rightarrow \gamma_v = 1.048$$

$$I_{fv}^g = \frac{1.1.I_0}{(1+\gamma_v.\mu_g)} = \frac{1.1 \times 45921.06}{(1+1.048 \times 0.549)} = 32064.68 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = \frac{1.1.I_0}{(1+\gamma_i.\mu)} = \frac{1.1 \times 45921.06}{(1+2.62 \times 0.549)} = 20715.87 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1.I_0}{(1+\gamma_i.\mu_j)} = \frac{1.1 \times 45921.06}{(1+2.62 \times 0.497)} = 21941.83 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1.I_0}{(1+\gamma_i.\mu_p)} = \frac{1.1 \times 45921.06}{(1+2.62 \times 0.626)} = 19132.90 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la flèche :**

$$-f_{gv} = \frac{M_g.P^2}{10.E.v.I_v^g} = \frac{5016.7 \times 370^2}{10 \times 10818.86 \times 32064.68} = 0.197 \text{ cm}$$

$$-f_{ji} = \frac{M_j.P^2}{10.E.i.I_{fi}^j} = \frac{4318.5 \times 370^2}{10 \times 32164.19 \times 21941.83} = 0.0837 \text{ cm}$$

$$-f_{pi} = \frac{M_p.P^2}{10.E.i.I_{fi}^p} = \frac{6413.1 \times 370^2}{10 \times 32164.19 \times 19132.90} = 0.142 \text{ cm}$$

$$-f_{gi} = \frac{M_g.P^2}{10.E.i.I_{fi}^g} = \frac{5016.7 \times 370^2}{10 \times 32164.19 \times 20715.87} = 0.103 \text{ cm}$$

$$\Delta f_i = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_i = (0.197 - 0.0837) + (0.142 - 0.103) \longrightarrow \Delta f_i = 0.1523 \text{ cm}$$

▪ **la flèche admissible :**

Si la portée L est au plus égale à 5 cm c-a-d : $L \leq 5 \text{ cm}$

$$\longrightarrow \Delta f_{i \max} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow \Delta f_i = 0.1523 \text{ cm} < \Delta f_{i \max} = 0.74 \text{ cm} \longrightarrow \text{flèche vérifiée.}$$

III.3. plancher à dalle pleine (RDC) :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \begin{cases} \text{Si : } \rho \leq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens.} \\ \text{Si : } \rho > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.} \end{cases}$$

III.3.1. dalle pleine rectangulaire :

La dalle n'étant pas exposée aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures de la nappe inférieure à 1 cm de la paroi. Le diamètre maximum des armatures utilisées dans une dalle de 15 cm est $\emptyset \leq \frac{hd}{10}$ nous prendrons :

$$\emptyset = 10 \text{ mm } d = 13.5 \text{ cm } (d: \text{ hauteur utile}).$$

1 -evaluation des charges :

D'après la descente de charge effectuée précédemment

On a : $G = 459 \text{ kg/m}^2$ (charge permanente)

$P = 500 \text{ kg/m}^2$ (charge d'exploitation)

2-combinaisons fondamentales :

$$q_u = 1.35G + 1.5P$$

$$q_u = 1.35 \times 459 + 1.5 \times 500$$

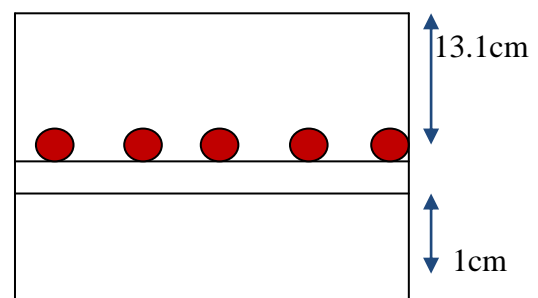


Fig III .24.: disposition des armatures de la nappe inférieure

$$q_u = 1369.65 \text{ kg/m}^2 \text{ pour une bande de } 1 \text{ m de largeur}$$

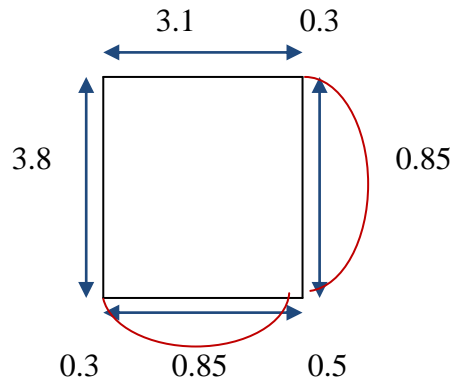
$q_u = q_{u.1} = 1369.65 \text{ kg/ml}$

$q_{ser} = G + Q = 959 \text{ kg/m}^2$

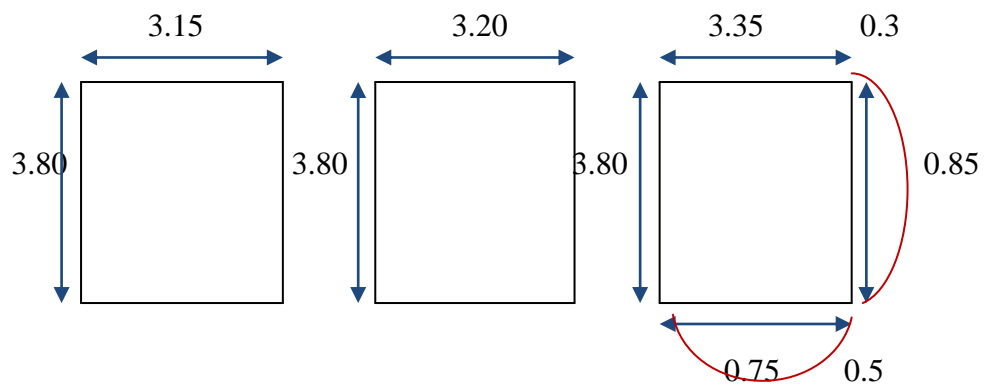
$q_{ser} = 959 \text{ kg/ml}$

3-schémas statiques des différents types de panneaux de dalle :

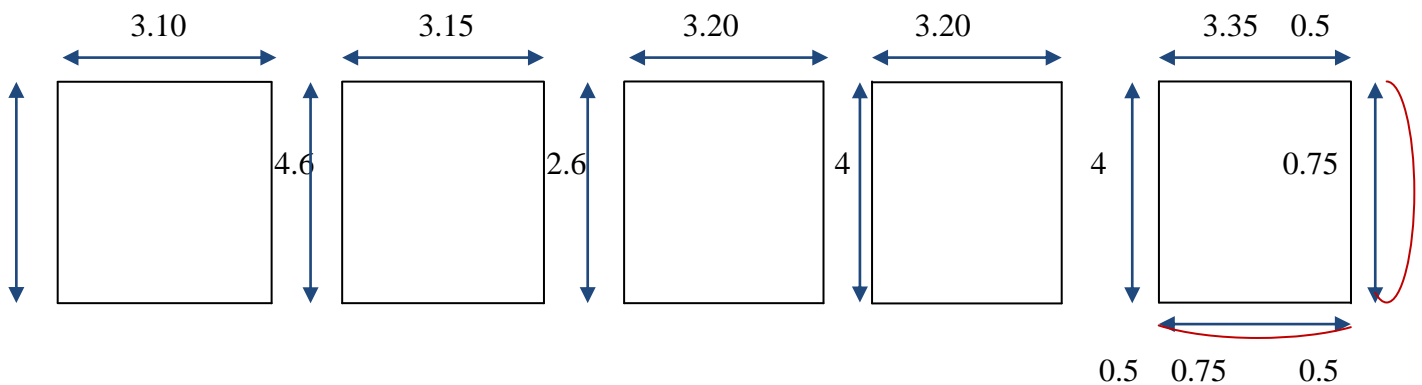
Type 1 : (panneaux de vive dont deux appuis assurent un encastrement partiel)



Type 2 : (panneaux de vive dont un seul appuis assure un encastrement partiel)



Type 3 : (panneaux continus au de la de leur appuis)



Type	lx	ly	$\rho = \frac{lx}{ly}$	μ_{ux}	μ_{uy}	μ_{serx}	μ_{sery}	ELU(kg.m)		ELS(kg.m)	
								Mux	Muy	Mserx	Msery
I	3.10	3.80	0.82	0.0538	0.4631	0.0602	0.7452	708.13	327.93	554.80	413.43
II	3.15	3.80	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518	717.57	465.98	567.13	426.36
	3.20	3.80	0.84	0.0515	0.5082	0.0602	0.7452	722.29	367.06	591.17	440.53
	3.35	3.80	0.88	0.0474	0.2138	0.0552	0.8148	728.58	443.26	594.08	484.05
III	3.10	4.60	0.67	0.0725	0.2262	0.0774	0.5526	954.26	204.02	713.31	394.17
	3.15	4.60	0.68	0.0712	1	0.0774	0.5526	967.63	218.87	736.51	406.99
	3.20	2.60	1	0.0368	0.59	0.0441	1	516.12	516.12	433.06	433.06
	3.20	4.00	0.80	0.0156	0.59	0.0628	0.7111	786.81	468.86	616.70	438.53
	3.35	4.00	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518	811.58	527.04	641.43	482.22

Tableau III.3 : moment en travées et en appuis

- $M_{ux} = \mu_{ux} \cdot q_u \cdot l_x^2$
- $M_{uy} = \mu_{uy} \cdot M_{ux}$
- $M_{serx} = \mu_{serx} \cdot q_{ser} \cdot l_x^2$
- $M_{sery} = \mu_{sery} \cdot M_{serx}$

Type	Mx (kg.m)						My(kg.m)					
	Mtx		May									
	Mtxu	Mtxer	ELU		ELS		Mty		ELU		ELS	
			E.P	E.T	E.P	E.T	Mtxu	Mtxser	E.P	E.T	E.P	E.T
I	601.91	471.58	212.43	354.06	166.44	277.4	278.74	351.41	98.379	163.96	124.02	206.71
II	609.93	482.06	215.27	358.78	170.13	283.56	278.74	362.40	139.79	232.99	127.90	213.18
	613.94	482.06	216.68	361.14	177.35	295.58	312.00	374.45	110.11	183.53	132.15	220.26
	546.43	445.56	218.57	364.29	178.22	297.04	376.77	411.44	132.97	221.63	145.21	242.02
III	715.69	534.98	286.27	477.13	213.99	356.65	153.01	295.62	64.20	102.01	118.25	197.08
	725.72	552.38	290.28	483.81	220.95	368.25	164.15	305.24	65.66	109.43	122.09	203.49
	387.09	324.79	154.83	258.06	129.91	216.53	387.09	324.79	154.83	258.06	129.91	216.53
	590.10	462.52	236.04	393.40	185.01	308.35	351.64	328.89	140.65	234.43	131.55	219.26
	608.68	481.07	243.47	405.79	192.42	320.71	395.30	361.66	158.12	263.53	144.66	241.11

Tableau III.4: moment en travées et en appuis

4. détermination des sollicitations maximales :

-sens x-x :

sens y-y :

$$M_{tu}^{max} = 725.72 \text{ kg.m}$$

$$M_{tu}^{max} = 395.30 \text{ kg.m}$$

$$M_{tser}^{max} = 552.38 \text{ kg.m}$$

$$M_{tser}^{max} = 411.44 \text{ kg.m}$$

$$M_{au}^{max} = 483.81 \text{ kg.m}$$

$$M_{au}^{max} = 263.53 \text{ kg.m}$$

$$M_{aser}^{max} = 368.25 \text{ kg.m}$$

$$M_{aser}^{max} = 242.02 \text{ kg.m}$$

III-3-2 Calcul de ferrailage :**a.ELU**

sens x-x :

$$M_t = 7257.2 \text{ N.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{7252.2}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,028$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0355$$

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

- **Détermination des armatures :**

$$A_t = M_{t \max} / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 7257.2 / 348 \cdot 13.5 \cdot 0.985 = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = \text{Max}(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T12 \quad A = 3.39 \text{ cm}^2$$

En appuis :

- **Vérification de l'existence de A' :**

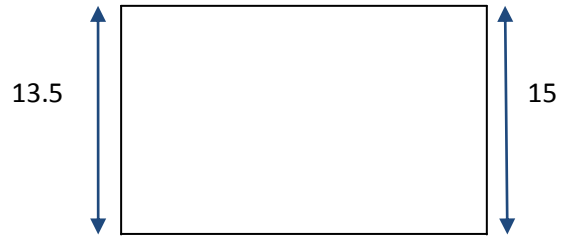
$$\mu = M_a / \sigma_b \cdot b \cdot d^2$$

$$\mu = 4838.1 / 14.2 \cdot 100 \cdot 13.5^2 = 0.018 < \mu_l = 0.392$$

$$A' \text{ n'existe pas ; } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \alpha = 0.022 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = 4838.1 / 348 \cdot 0.991 \cdot 13.5 = 1.039 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**



$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{tadp} = \text{Max}(A_{min}; A_{tcal}) = 1.63 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 = 3.39 cm²

$$S_t = 33 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm})$$

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\text{Au milieu de } l_y : T_y = q_u / 2 \cdot (l_y + l_x) = 1369.65 / 2 \cdot (3.8 + 3.1) = 99.25 \text{ kg}$$

$$\text{Au milieu de } l_x : T_x = q_u / 3 \cdot l_x = 1369.65 / 3 \cdot 3.1 = 147.27 \text{ kg}$$

$$\tau_u = T_u / b \cdot d = 1472.7 / 100 \cdot 13.5 \cdot 100 = 0.010 \text{ Mpa} < \tau_u = 1.25 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{3953}{14.2 \times 100 \times (12.5)^2} = 0.017$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0214$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.991$$

▪ **Détermination des armatures :**

$$A_t = M_{tmax} / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 3953 / 348 \cdot 12.5 \cdot 0.991 = 0.91 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

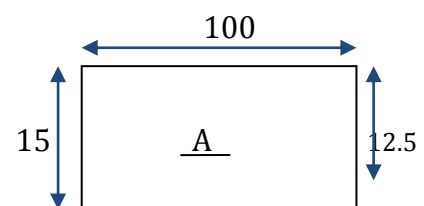
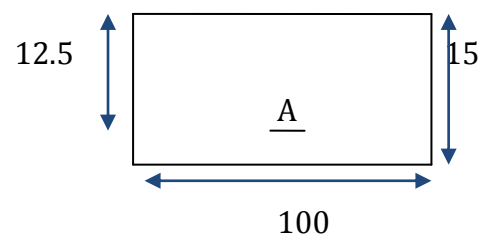
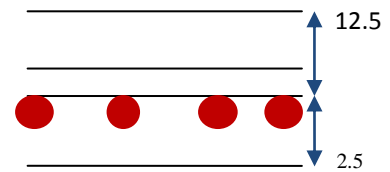
$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 12.5 \cdot 2.1 / 400 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{tadp} = \text{Max}(A_{min}; A_{tcal}) = 1.51 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 A = 3.39 cm²

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm})$$



▪ **Détermination des armatures :**

$$A_t = M_{tmax} / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 3953 / 348 \cdot 12.5 \cdot 0.991 = 0.91 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 12.5 \cdot 2.1 / 400 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{tadp} = \text{Max}(A_{min}; A_{tcal}) = 1.51 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 $A = 3.39 \text{ cm}^2$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm})$$

En appuis :

- **Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = M_a / \sigma_b \cdot b \cdot d^2$$

$$\mu = 4114.4 / 14.2 \cdot 100 \cdot 12.5^2 = 0.018 < \mu_l = 0.392$$

$$A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \alpha = 0.022 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = 4114.4 / 348 \cdot 0.991 \cdot 12.5 = 0.954 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 12.5 \cdot 2.1 / 400 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{tadp} = \text{Max}(A_{min}; A_{tcal}) = 1.51 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 = 3.39 cm²


$$S_t = 33 \text{ cm} \leq (4h; 45 \text{ cm})$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u = q_u / 3 \cdot l_y = 1369.65 / 3 \cdot 3.8 = 120.14 \text{ kg}$$

$$\tau_u = T_u / b \cdot d = 120.14 / 100 \cdot 12.5 \cdot 100 = 0.009 \text{ Mpa} < \tau_u = 1.25 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée.}$$


b-vérification a l'état limite de service :

fissuration peu nuisible  aucune vérification pour $\tau_s (\tau_s \leq \overline{\tau_s})$

flexion simples

acier feE400

section rectangulaire



$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Leftrightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser}$$

sens x-x :

$$\begin{array}{l} \text{En travée} \quad M_{tu}=7257.2 \text{ N.m} \\ \quad \quad \quad M_{tser}=5523.8 \text{ N.m} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} M_{tu} \\ M_{tser} \end{array}} \right\} \gamma = 1.31$$

$$\alpha=0.0355 \leq 0.41 \longrightarrow \text{condition vérifier .}$$

$$\text{Alors } \tau_b \leq \tau_b$$

Donc les armatures calculée à l'ELU conviennent ELS

$$\begin{array}{l} \text{En appui} \quad M_{au}=4838.1 \text{ N.m} \\ \quad \quad \quad M_{asr}=3682.5 \text{ N.m} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} M_{au} \\ M_{asr} \end{array}} \right\} \gamma = 1.31$$

$$\alpha=0.0355 < 0.41 \longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

Donc les armatures calculée à l'ELU conviennent ELS.

Sens y-y :

$$\text{En travée : } \alpha = 0.021 < 0.41 \longrightarrow \text{condition vérifier .}$$

$$\text{En travée : } \alpha = 0.022 < 0.41 \longrightarrow \text{condition vérifier .}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent ELS

c-vérification de la flèche :

l'article A.4.6 et l'article B.6.5 des règles BAEL91 , nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une dalle rectangulaire appuyées sur quatre cotés si les conditions suivantes sont vérifiées .

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x}$$

Avec : M_x : moment maximum en travée pour une bande de 1 m de largeur .

M_t : moment en travée pour une bane de 1 m de largeur

$$2. \frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e}$$

On vérifie le panneau le plus défavorable

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0.15}{3.1} = 0.048 < \frac{M_t}{20.M_x}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire .

Pour cela nous utilisant la méthode d'évaluation forfaitaire des flèches.

Pour que la flèche soit vérifiés il faut que : $\Delta f_r < \Delta f_{tmax}$

$$L=310 < 500 \text{ c m} \quad f_{t \max} = \frac{l}{500} = 0.62 \text{ cm}$$

$$\Delta f_i = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

- $G = 459 \text{ kg/m}^2$ charge permanente après mise en place des cloisons .
- $P = 959 \text{ kg/m}^2$ charge total ($P = G + \text{charge d'exploitation}$)
- $J = 384 \text{ kg/m}^2$ charge permanente avant la mise en place des cloisons .
($J = G - 75 \text{ Kg/m}^2$)

- **Moment fléchissant :**

$$M_x = \mu x \cdot q_u \cdot l^2_x$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$M_g = 0.85 \cdot 0.0538 \cdot 4590 \cdot 3 \cdot l^2 = 2017.1 \text{ N.m}$$

$$M_p = 4214.4 \text{ N.m}$$

$$M_j = 1687.5 \text{ N.m}$$

- **Modules de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ Mpa.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa.}$$

- **Propriété de la section :**

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

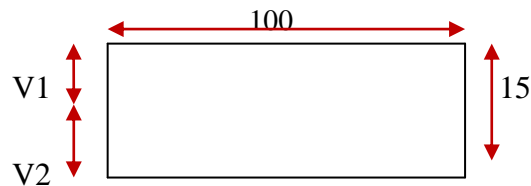
$$V_1 = \frac{e s_i \cdot x_i}{s_i}$$

$$V_1 = \frac{100 \cdot 15 \cdot 7.5 + 13.5 \cdot 3.93}{100 \cdot 15 + 13.5 \cdot 3.93} = 7.27 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - v_1 = 7.73 \text{ cm}$$

$$I_0 = I_1 + I_2 + n A (d - V_1)^2 = 100 \cdot \left(\frac{7.27^3}{3} + \frac{7.73^3}{3} \right) + 15 \cdot 3.93 (13.5 - 7.72)^2$$

$$I_0 = 30167 \text{ cm}^2$$



- **Pourcentage des armatures :**

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{3.39}{100 \cdot 13.5} = 0.003$$

$$\rho_1 = \rho \cdot 100 = 0.3 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.914$$

- **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitation :**

$$\sigma_s = \frac{M}{A \cdot d \cdot \beta_1}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot d \cdot \beta_1} = \frac{2017.1}{3.39 \cdot 0.914 \cdot 13.5} = 48.222 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot d \cdot \beta_1} = \frac{4214.4}{3.39 \cdot 0.914 \cdot 13.5} = 100.752 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \cdot d \cdot \beta_1} = \frac{1687.5}{3.39 \cdot 0.914 \cdot 13.5} = 40.342 \text{ Mpa.}$$

- **Calcul de μg ; μp ; μj :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75.ft28}{4.\rho.s + ft28}$$

$$\mu g = 1 - \frac{1.75.ft28}{4.\rho.\sigma s g + fc28} = 1 - \frac{1.75.2,1}{4 \times 0.003 \times 48.222 + 2.1} = -0.371 < 0 \rightarrow \mu g = 0$$

$$\mu p = 1 - \frac{1.75.ft28}{4.\rho.\sigma s p + fc28} = 1 - \frac{1.75.2,1}{4 \times 0.003 \times 100.752 + 2.1} = -0.110 < 0 \rightarrow \mu p = 0$$

$$\mu j = 1 - \frac{1.75.ft28}{4.\rho.\sigma s j + ft28} = 1 - \frac{1.75.2,1}{4 \times 0.003 \times 40.342 + 2.1} = -0.422 < 0 \rightarrow \mu j = 0$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs (If) :**

$$I_f = \frac{1.1.I_0}{(1+\gamma.\mu)}$$

$$\gamma i = \frac{0.05.ft28}{(2+3.\frac{b_0}{b}).\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5.0.003} = 7 \rightarrow \gamma i = 7$$

$$\gamma v = \frac{0.02.fc28}{(2+3.\frac{b_0}{b}).\rho} = \frac{2}{5} \cdot \gamma i = \frac{2 \times 7}{5} = 2.8 \rightarrow \gamma v = 2.8$$

$$I_{fv}^g = \frac{1.1.I_0}{(1+\gamma v.\mu g)} = \frac{1.1 \times 30167}{(1+2.8 \times 0)} = 33183.7 \text{ cm}$$

$$I_{fi}^g = \frac{1.1.I_0}{(1+\gamma i.\mu g)} = \frac{1.1 \times 30167}{(1+7 \times 0)} = 33183.7 \text{ cm}$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1.I_0}{(1+\gamma i.\mu j)} = \frac{1.1 \times 30167}{(1+7 \times 0)} = 33183.7 \text{ cm}$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1.I_0}{(1+\gamma i.\mu p)} = \frac{1.1 \times 30167}{(1+7 \times 0)} = 33183.7 \text{ cm}$$

- **Calcul de la flèche :**

$$-f_{gv} = \frac{Mg.P^2}{10.Ev.I_v^g} = \frac{2017.1 \times 310^2}{10 \times 10818.86 \times 33183.7} = 0.0539 \text{ cm}$$

$$-f_{ji} = \frac{Mj.P^2}{10.Ei.I_{fi}^j} = \frac{1687.5 \times 310^2}{10 \times 32164.19 \times 33183.7} = 0.0151 \text{ cm}$$

$$-f_{pi} = \frac{Mp.P^2}{10.Ei.I_{fi}^p} = \frac{4214.4 \times 310^2}{10 \times 32164.19 \times 33183.7} = 0.0379 \text{ cm}$$

$$-f_{gi} = \frac{Mg.P^2}{10.Ei.I_{fi}^g} = \frac{2017.1 \times 310^2}{10 \times 32164.19 \times 33183.7} = 0.0181 \text{ cm}$$

$$\Delta f_i = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_i = (0.0539 - 0.0151) + (0.0379 - 0.0181)$$

$$\Delta f_i = 0.0586 \text{ cm}$$

- **la flèche admissible :**

$$L < 5 \text{ cm}$$

La flèche admissible est égale à :

$$\Delta f_{imax} = \frac{L}{500} \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm}$$

$$\Delta f_i = 0.0586 \text{ cm} < \Delta f_{imax} = 0.62 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{flèche vérifiée.}$$

IV.1. Les escaliers:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

IV.1.1. Terminologie :

- **La volée:** c'est la partie d'escaliers comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une vole ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier:** c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse:** c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **La marche:** c'est la surface délimitée par la foulée et l'embranchement.
- **La contre marche :** c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **La foulée:** c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.
- **L'embranchement:** c'est la largeur utile d'une vole, elle est fonction de la destination de l'escalier

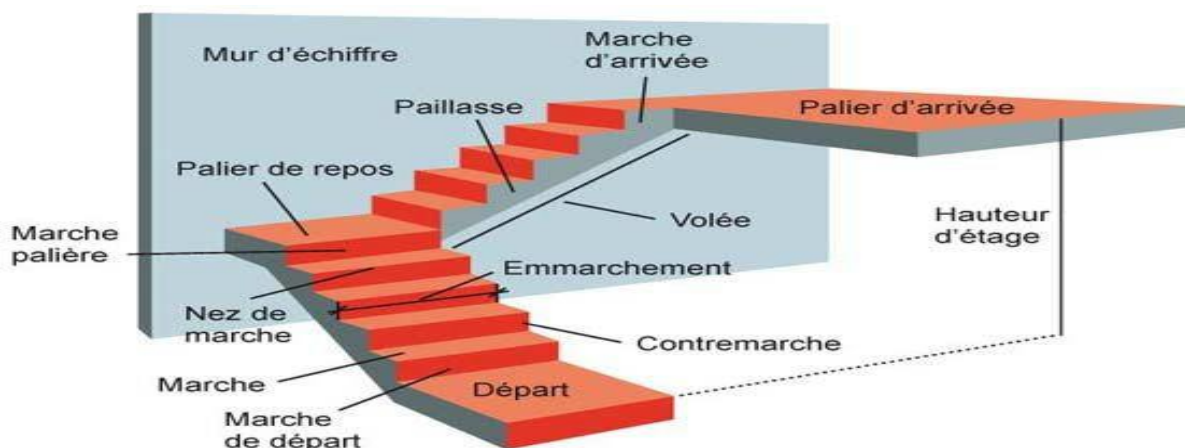


Figure IV-1 : schéma d'un escalier.

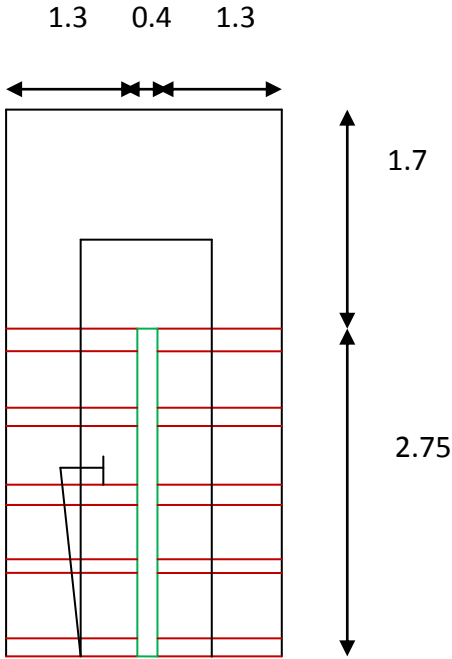


Figure IV-2 : vu en plan des escaliers.

IV.1.2 études des escaliers à volées et palier de repos

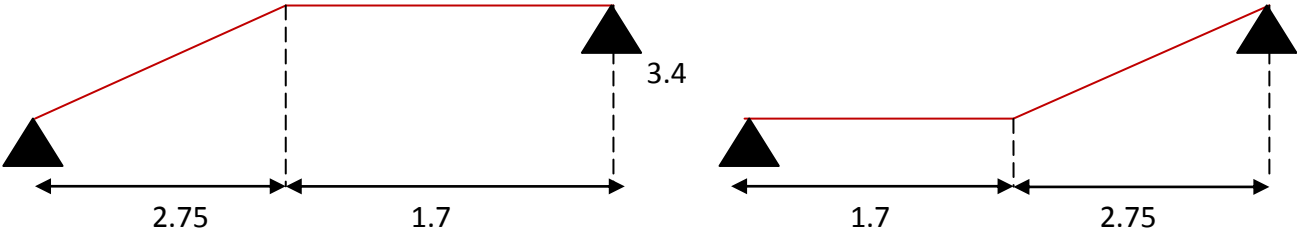


Figure IV-3 : schéma statique.

IV.1.2.1 Calcule de nombre de marches :

Soit :

n : nombre de contre marches.

n -1 : nombre de marches.

H : Hauteur à monter.

L : longueur de la foulée.

h : longueur de la contre marche

g : longueur de la marche

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de

Blondel qui est donnée par :

➤ Emmarchement (E) ≤ largeur du palier (lp).....**vérifier.**
E = 1,3m et lp = 1,7m. (bon)

➤ Pente ($\alpha \sim 30^\circ$ à 40°)

Tg $\alpha = \text{tg} \alpha = 170/275 = 0.723$ Alors : $\alpha = 31.72$**vérifier.**

➤ La relation de Bondelle $59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$**vérifier.**
 $g + 2h = 64$ (Bâtiment à usage d'habitation)

$$\begin{cases} H = h \times n \longrightarrow h = H/n \\ L = g (n - 1) \longrightarrow g = L/n - 1 \end{cases}$$

$$2H/n + L/n - 1 = 64$$

$$64 n^2 - n (64 + 2 H + L) + 2H = 0$$

$$64 n^2 - n(64 + 2 \times 170 + 275) + 2(170) = 0$$

$$64 n^2 - 679n + 340 = 0 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 611.55 \longrightarrow n = 10$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 10 \\ n - 1 = 9 \end{array} \right\}$$

$$\longrightarrow h = H/n = 170/10 = 17 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow g = L/n - 1 = 235/9 = 30 \text{ cm}$$

IV.1.2.2 épaisseur de la paillasse et de palier :

a. Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{LR}{30} \leq e_p \leq \frac{LR}{20} \quad ; \text{ on a } LR = \sqrt{(1.7)^2 + (2.75)^2} = 3.23\text{m}$$

10.76cm ≤ EP ≤ 16.15cm on prend e_p = 15 cm

b. épaisseur de palier :

$$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos 31.72} = 14.81 \text{ cm on prend } e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$$

on adopte e_{palier} = e_{paillasse} = 15 cm.

IV.1.2.3 Descente de charge :

a. Volée :

Tableau IV.1 : Evaluation des charges de la volée.

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement horizontal	0.02	22	0.44
2	Revêtement vertical	0.013	22	0.28
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Marches	0.17 · (1/2)	22	1.87
6	Paillasse 0.15*25/ cos31.72	0.15	25	4.41
7	Enduit de plâtre	0.015	14	0.21
Charge permanente totale				G=7.97
Surcharge d'exploitation				Q=2.50

$$q_{u \text{ vol}} = (1.35G + 1.5Q) \cdot 1\text{m} = 14.51 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{ser vol}} = G + Q \cdot 1\text{m} = 10.47 \text{ KN/ml.}$$

2. Palier :

Tableau IV.2 : Evaluation des charges du palier.

N	Désignation des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.16	25	4
5	Enduit plâtre	0.015	14	0.21
Charge permanente totale				G=5.41
Surcharge d'exploitation				Q=2.50

$q_u \text{ palier} = (1.35G + 1.5Q) \cdot 1 \text{ m} = 11.05 \text{ KN/ml}$.

$q \text{ ser palier} = G + Q \cdot 1 \text{ m} = 7.91 \text{ KN/ml}$.

IV.1.2.4 détermination des sollicitations :

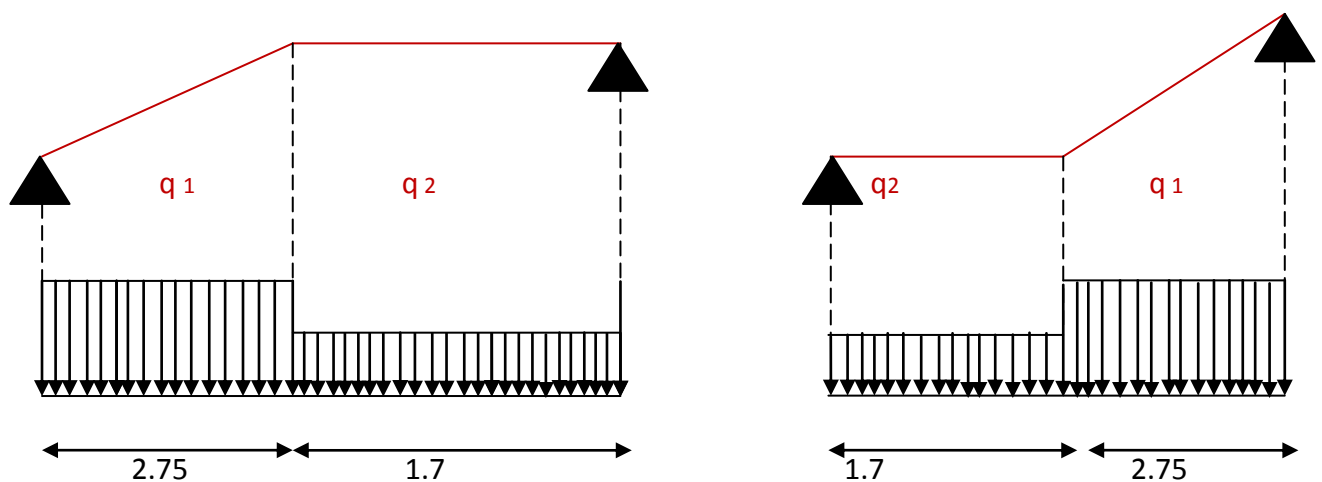


Figure IV.4 : schéma statique de l'escalier.

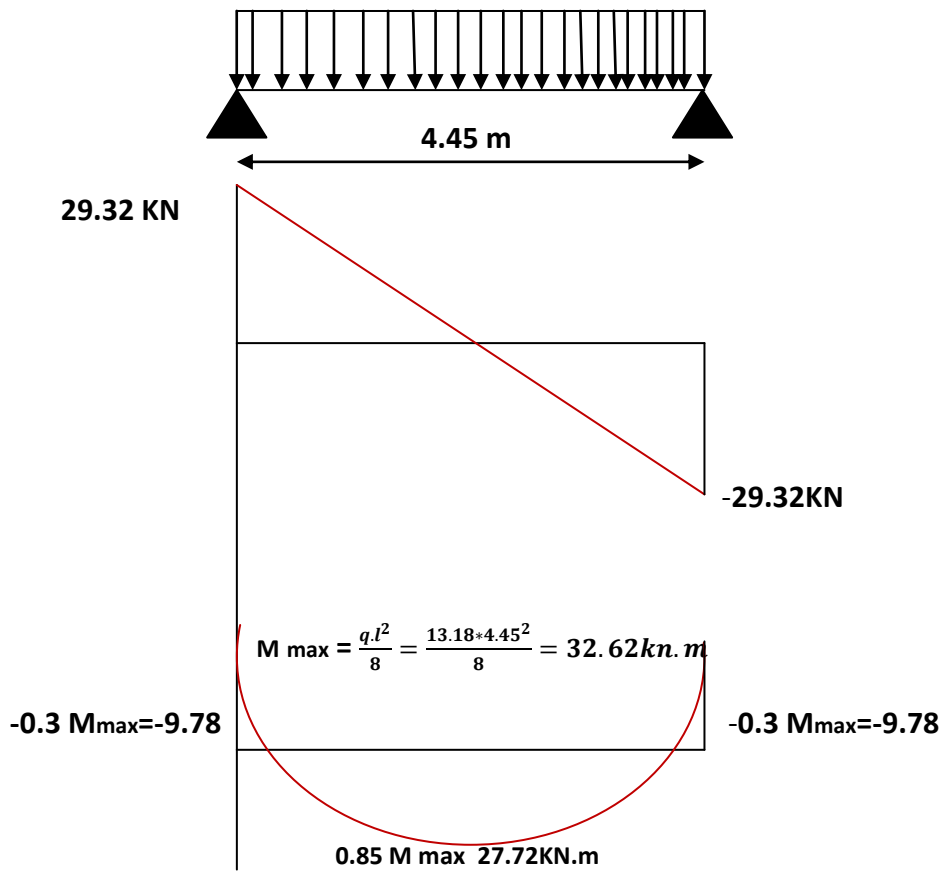
- Détermination de la charge équivalente :

$$q_{eq\ u} = \frac{q_1.L_1 + q_2.L_2}{L_1 + L_2} = \frac{14.51 \cdot 2.75 + 11.05 \cdot 1.7}{2.75 + 1.7} = 13.18 \text{ KN/ml.}$$

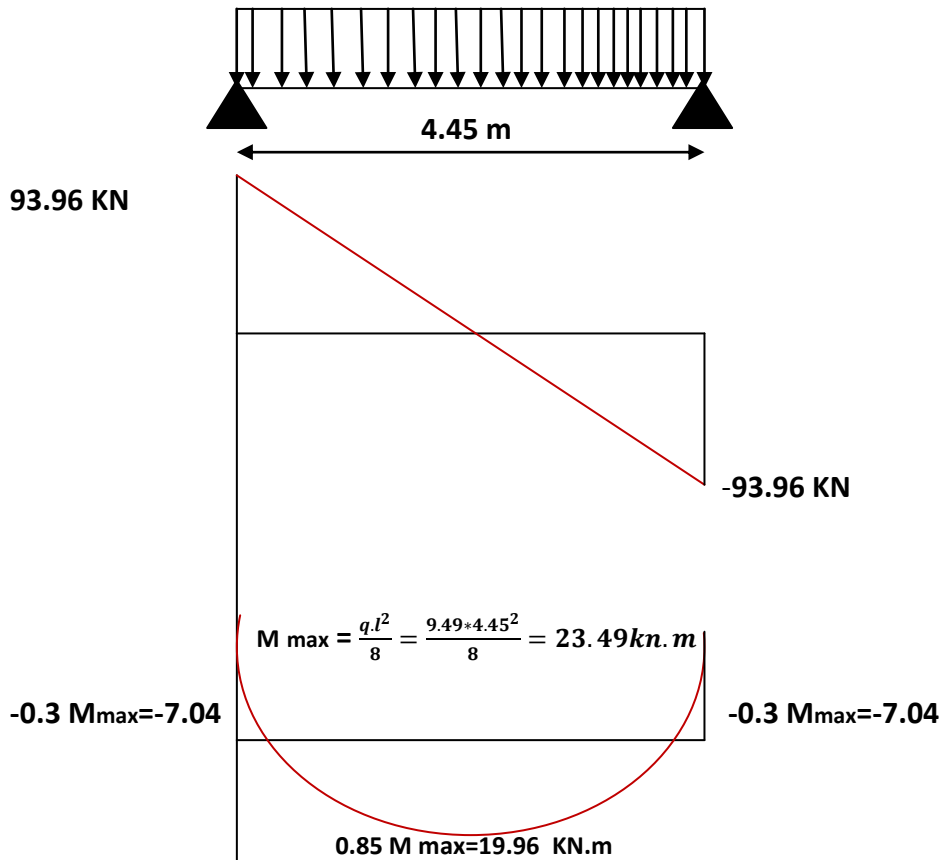
$$q_{eq\ s} = \frac{q_1.L_1 + q_2.L_2}{L_1 + L_2} = \frac{10.47 \cdot 2.75 + 7.91 \cdot 1.7}{2.75 + 1.7} = 9.49 \text{ KN/ml.}$$

- Diagramme: M et T ELU et ELS :

a. ELU



b. E.L.S

IV.1.2.5 calcul de ferrailage :

a. E.L.U

a.1 en travée

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{27720}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,115 < \mu_l = 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,153$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,938$$

▪ Détermination des armatures :

$$A_t = M_{t\max} / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 27720 / 348 \cdot 0,938 \cdot 13 = 6,53 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2.1 / 400 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adap}} = \text{Max}(A_{min}; A_t) = 6.53 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T12 $A = 6.79 \text{ cm}^2 \longrightarrow ep = 10 \text{ cm}$

▪ **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = A / 4 = 6.53 / 4 = 1.63 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 $\longrightarrow Ar = 2.26 \text{ cm}^2 ep = 20 \text{ cm}$

a.2 En appuis :

$$\mu = M_a / \sigma_b \cdot b \cdot d^2$$

$$\mu = 9780 / 14.2 \cdot 100 \cdot 13^2 = 0.040 < \mu_l = 0.392$$

$$A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \longrightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \longrightarrow \alpha = 0.051 \longrightarrow \beta = 0.979$$

$$A_a = 9780 / 348 \cdot 0.979 \cdot 13 = 2.21 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2.1 / 400 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adap}} = \text{Max}(A_{min}; A_{t \text{ cal}}) = 2.21 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 la section $A = 2.26 \text{ cm}^2 ep = 20 \text{ cm}$

b-E.L.S :

fissuration peu nuisible \longrightarrow aucune vérification pour $\tau_s (\tau_s \leq \overline{\tau_s})$

flexion simples

acier feE400

section rectangulaire

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Leftrightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser}$$

b.1 En travée

$$\left. \begin{array}{l} M_{tu} = 27720 \text{ N.m} \\ M_{tser} = 19960 \text{ N.m} \end{array} \right\} \gamma = 1.38$$

$$\alpha = 0.153 \leq 0.44 \longrightarrow \text{condition vérifier .}$$

Alors $\tau_b \leq \tau_b$

Donc les armatures calculée à l'ELU conviennent ELS

2b. En appui

$$\left. \begin{array}{l} M_{au} = 9780 \text{ N.m} \\ M_{aser} = 7040 \text{ N.m} \end{array} \right\} \gamma = 1.38$$

$$\alpha = 0.051 < 0.44 \longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

Donc les armatures calculée à l'ELU conviennent ELS.

▪ **Vérification les effort tranchants :**

$$T_{\max} = \frac{q.l}{2} = 29.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = 0.22 \text{ MPa.}$$

$$\tau_l = \min \left[\frac{0.2.f_c 28}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} \leq \tau_l = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV.1.2.6. Etude de la poutre palière :

1. Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$- \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{323}{15} \leq h \leq \frac{323}{10} \rightarrow \text{on prend } ht = 35 \text{ cm} \\ 0.4ht \leq b \leq 0.8ht \rightarrow 14 \leq b \leq 28 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

2. Condition du R.P.A99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h=35 \geq 30cm \\ b=30 \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \end{array} \right.$$

Suivant R.P.A : $\min (h,b) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V$

3. Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier : $0.35 \cdot 0.3 \cdot 25 = 2.62 \text{ KN/m}$

Réaction du palier : $R_{AU} = 29.32 \text{ KN/m}$

$R_{AS} = 93.96 \text{ KN/m}$

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

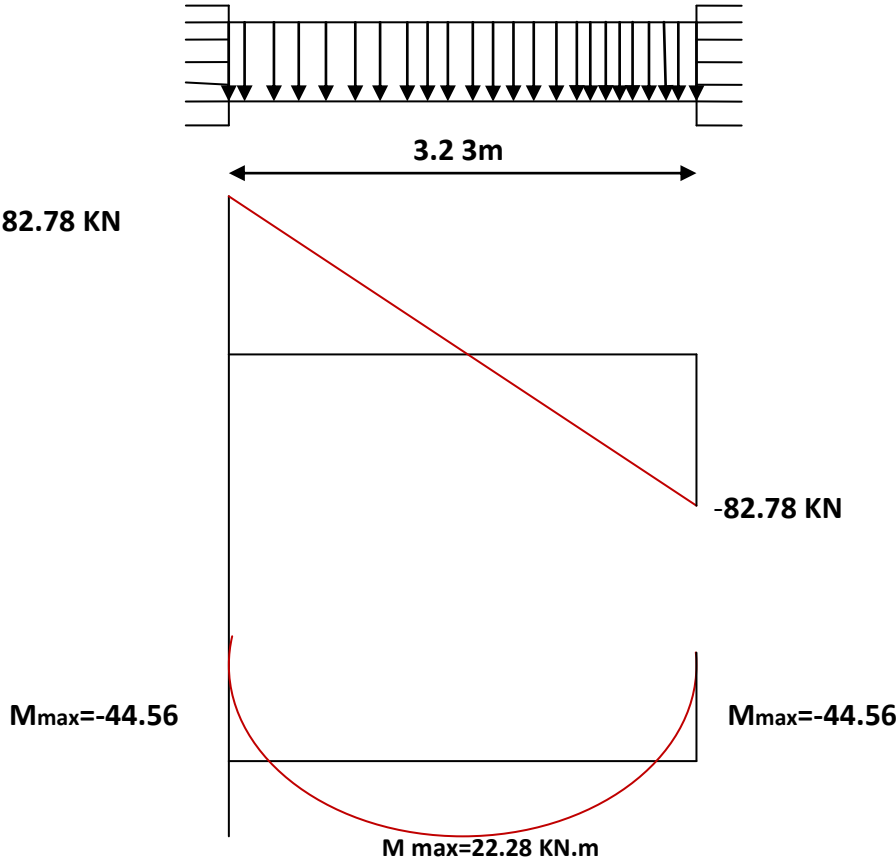
On a : $q_u = 1.35 \cdot 2.62 + 1.5 \cdot 2.5 + 29.32 = 51.26 \text{ KN/m}$

$q_s = 2.62 + 2.5 + 93.96 = 99.08 \text{ KN/m}$

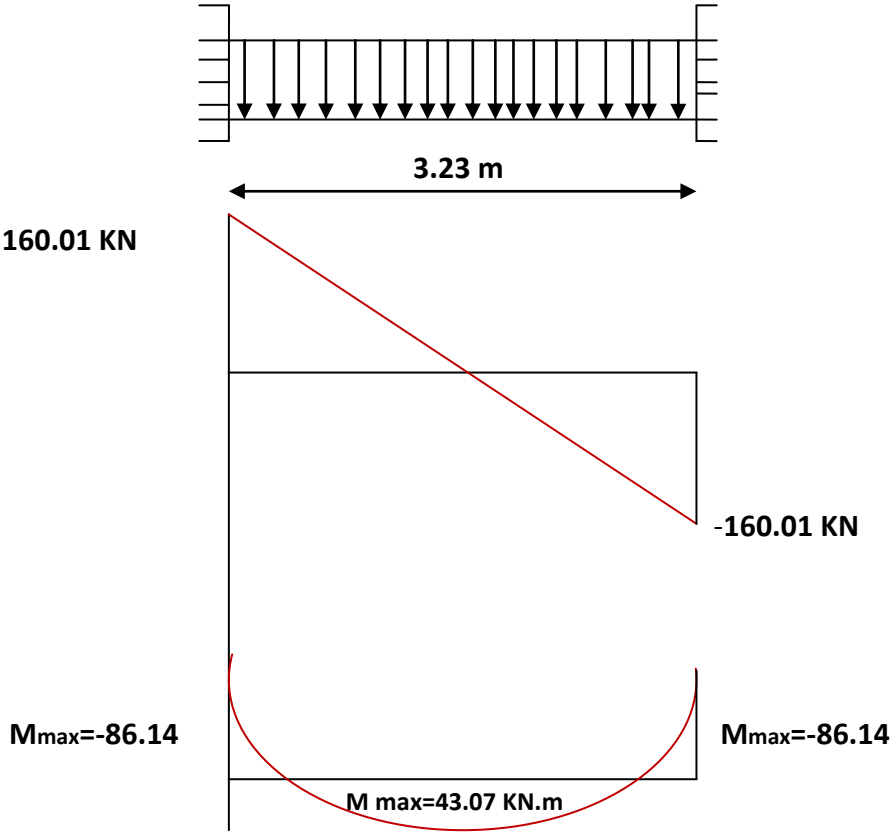
4. Calcul des sollicitation :

- **Diagrammes des (M et T) de la poutre palière en ELU et ELS :**

a. E.L.U



b. E.L.S



IV.1.2.7 calcul de ferrailage :**a. E.L.U****a.1 en travée**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{22280}{14,2 \times 30 \times (31,5)^2} = 0,052 < \mu l = 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,066$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,973$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_t = M_{tmax} / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 22280 / 348 \cdot 0,973 \cdot 31,5 = 2,08 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{Mpa}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 30 \cdot 31,5 \cdot 2,1 / 400 = 1,14 \text{cm}^2$$

$$A_{t \text{ adp}} = \text{Max}(A_{min}; A_t) = 2,08 \text{cm}^2$$

$$\text{Choix : 3T14} \longrightarrow A = 4,62 \text{cm}^2$$

a.2 En appuis :

$$\mu = M_a / \sigma_b \cdot b \cdot d^2$$

$$\mu = 44560 / 14,2 \cdot 30 \cdot 31,5^2 = 0,105 < \mu l = 0,392$$

$$A' \text{ n'existe pas ; } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \longrightarrow \sigma_s = 348 \text{Mpa} \longrightarrow \alpha = 0,138 \longrightarrow \beta = 0,944$$

$$A_a = 44560 / 348 \cdot 0,944 \cdot 31,5 = 4,30 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{Mpa}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 30 \cdot 31,5 \cdot 2,1 / 400 = 1,14 \text{cm}^2$$

$$A_{t \text{ adp}} = \text{Max}(A_{min}; A_{t \text{ cal}}) = 4,30 \text{cm}^2$$

Choix : 3T14 \longrightarrow $A=4.62\text{cm}^2$

b-E.L.S :

fissuration peu nuisible \longrightarrow aucune vérification pour $\tau_s(\tau_s \leq \overline{\tau_s})$

flexion simples

acier feE400

section rectangulaire

$$\alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6fc28$$

$$\gamma = M_u / M_{ser}$$

b.1 En travée

$$\left. \begin{array}{l} M_{tu} = 22280 \text{ N.m} \\ M_{tser} = 43070 \text{ N.m} \end{array} \right\} \gamma = 1.4$$

$\alpha = 0.066 \leq 0.44 \longrightarrow$ condition vérifier .

Alors $\tau_b \leq \overline{\tau_b}$

Donc les armatures calculée à l'ELU conviennent ELS

2b. En appui

$$\left. \begin{array}{l} M_{au} = 44560 \text{ N.m} \\ M_{aser} = 86140 \text{ N.m} \end{array} \right\} \gamma = 1.4$$

$\alpha = 0.138 < 0.44 \longrightarrow$ condition vérifiée .

Donc les armatures calculée à l'ELU conviennent ELS.

▪ **Vérification les effort tranchants :**

$$T_{\max} = \frac{q.l}{2} = 82.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = 0.26 \text{ MPa.}$$

$$\tau_l = \min \left[\frac{0.2.fc28}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} \leq \tau_l = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow$ condition vérifiée.

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\emptyset \leq \min(h/35, \emptyset_{bmin}, b_0/10)$$

\emptyset_{bmin} : Diamètre de l'armature longitudinale

$$\emptyset \leq \min(10 ; 14 ; 30) \text{ mm}$$

On prend $\phi = 10mm$; avec une nuance d'acier **feE24**

Soit : $2\phi 10 \rightarrow At = 1.57cm^2$

- Calcul de l'espacement :

$$\delta t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{At \cdot fe}{b \cdot 0.04} = 39 \text{ cm} \\ \frac{At \cdot 0.3fe}{b \cdot 0.9s(\tau u - 0.3 \cdot ft \cdot 28)} = 29.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit: $\delta t = 20 \text{ cm}$.

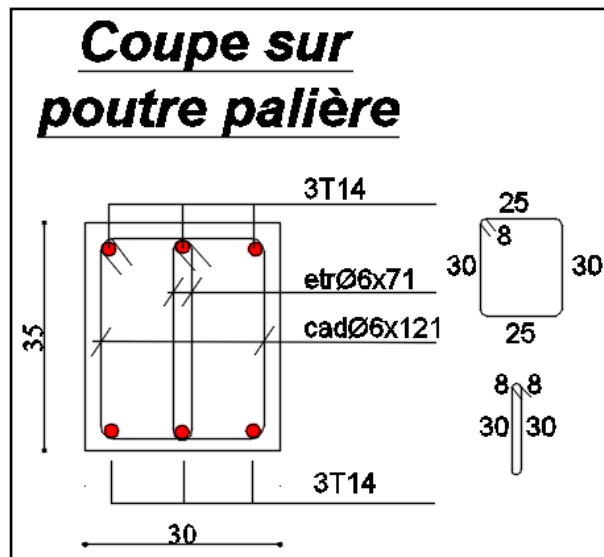


figure IV.5 coupe de poutre palière.

IV.2. Acrotère :

IV.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité. Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

- la surface de l'acrotère:

$$S = \frac{0.02 \times 0.1}{2} + (0.08 \times 0.1) + (0.6 \times 0.1) \Rightarrow S = 0.069m^2$$

<i>Géométrie</i>	
La hauteur h	60cm
L'épaisseur b	20cm
L'enrobage c	2cm
La surface s	0.069m ²
L'enrobage c=c'	2cm

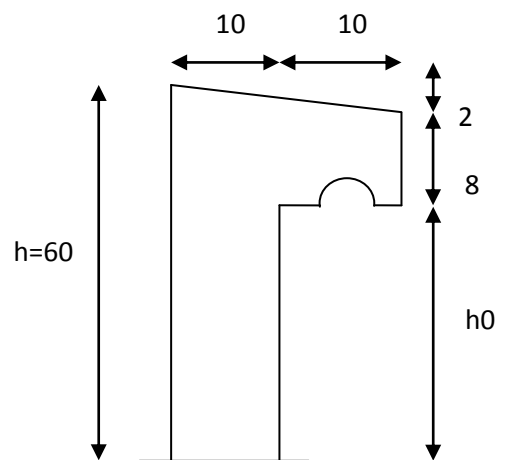


figure IV.6 : coupe de l'acrotère

<i>Matériaux</i>	
Béton de résistance	25MPa
Acier de limite élastique	400MPa

IV.2.2 ferrailage :

IV.2.2.1 sollicitation :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumise au poids propre et la surcharge d'exploitation le calcul se fait par une bande de 1 m .

- Selon RPA ,on a :

W_p : le poids propre de l'acrotère .

A : coefficient d'accélération « groupe d'usage 3 » .zone IIA → A = 0.10 .

CP : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 ;

CP =0.8

WP= 25*0.069=1.725 KN/ml

F p =4*0.10*0.8*3.175 → F p=0.552 KN/ml

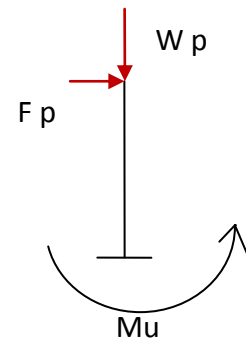


Figure IV.7 schéma statique.

E.L.U		
La charge Permanente ultime	$N_u = 1.35 W_p$	2.32 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1.5 F_p$	0.828 KN
Moment d'encastrement	$M_u = h . Q_u$	0.496 KN.m

E.L.S		
La charge Permanente	$N_s = W_p$	1.725KN
La surcharge d'exploitation	$Q_s = F_p$	0.552 KN
Moment d'encastrement	$M_u = h . Q_s$	0.331.KN.m

IV.2.2.3 calcul de l'excentricité :

- L'excentricité de 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.21 \text{ m.}$$

- L'excentricité additionnelle :

$$e_a = (2\text{cm}; h/250) = (2\text{cm}; 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l^2 f}{10^4 . h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$l_f = 2h = 1,2m ; \alpha = 10[1 - (Mu/1.5Ms)] = 10[1 - (0.912/1.5 \cdot 0.609)] = 0 \rightarrow e_2 = 0.00144 m$$

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0.231 m$$

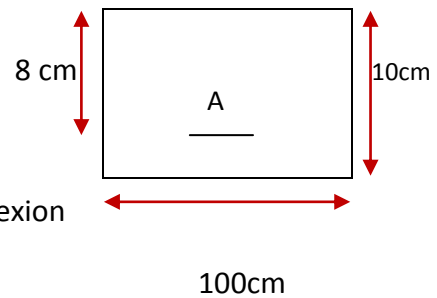
$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0.231m \\ (h_0/2) - c' = 0.08m \end{array} \right. \rightarrow e_0 > (h_0/2) - c' \rightarrow \text{la section partiellement comprimé .}$$

IV.2.2.4 Calcul de ferrailage :

La section est sollicité à la flexion composé le calcul se fait en considérant les efforts rapportés au centre de gravité.

- **E.L.U**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = 0.21 m. \rightarrow e_0 = 0.21m > \frac{h}{2} = 0.05 m$$



→ section partiellement comprimée le calcul se fait à la flexion

simple avec un moment fictif M_f égale au moment par

rapport aux armatures tendues .

Figure IV.8 : section de calcul

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 2.32 \times \left(0.21 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.556 KN.m$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{556}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.0061$$

$\mu = 0.0061 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ Pas d'armature comprimée.

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.0076$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{556}{348 \times 0.996 \times 8} = 0.20 \text{ cm}^2/m_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.20 - \frac{2320}{100 \times 348} = 0.13 \text{ cm}^2/m_L$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot 2.1 / 400 = 0.97 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{max} = \text{Max}(A_{min}; A_{cal}) = 0.97 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Choix : } 2T10 \rightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2/ml \quad e = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{0.97}{4} = 0.24 \text{ cm}^2/m_L$$

$$\text{Choix : } 2T10 \rightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2/ml \quad e = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement:**

$$T_u^{\max} = 1.5 \cdot F_p = 0.828 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{828}{100 \times 8 \times 100} = 0.010 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.010 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **E.L.S :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.331 / 1.725 = 0.191$$

$$e_1 = h_t / 6 = 0.1 / 6 = 0.016$$

$e_1 < e_0$ la section partiellement comprimé (S P C)

$$M_{serA} = M_{serG} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

- La contrainte du béton a L'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- La contrainte de l'acier a L'ELS est : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63$

MPa

- La position de l'axe neutre : $x = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0,047m$
- Moment de service limite : $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} x \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right) \Rightarrow M_1 = 26,2 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$

$$M_{serA} = 0,921 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_{serA} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ La section est sans aciers comprimés

$$\text{D'ou } A_{s,ser} = \frac{M_{serA}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{0,921 \cdot 10^{-3}}{0,0076 \times 201,63} - \frac{1,725 \cdot 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_{s,ser} = 0,596 \text{ cm}^2.$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{S,u}; A_{S,ser}; A_s^{\min}) = 1,087 \text{ cm}^2$$

choix: 5T6=1,41cm² \longrightarrow espacement $S_t=100/5=20\text{cm}$.

- les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,35 ; \text{ on choisit } 3T6 = 0,85, \text{ avec un espacement } S_t=20 \text{ cm.}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4MPa) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{0.828}{100 \times 8 \times 100} = 0,010MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \quad \text{vérifiée.}$$

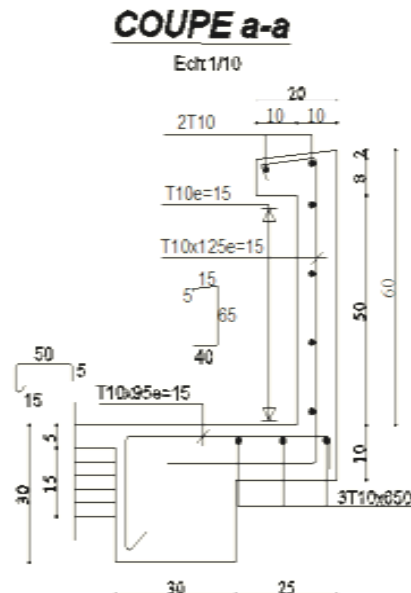


Figure IV.9 : coupe de l'acrotère .

IV.3. Les balcons :

IV.3.1) Introduction

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon, calculé comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente «G» et une surcharge d’exploitation «Q».

IV.3.1.1 descente de charge :

a. Charge permanente :

1. Carrelage + mortier de pose+sable104 dan/m² .
2. Dalle pleine en béton armé (15 cm)2500.0.15.....375 dan/m² .
3. Enduit au ciment (1.5) :(18 *0.0015).....27 dan/m² .

G= 506dan/m²

b. Surcharge d’exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation : **p= 350 dan/m²**

c. Charge concentré due au poids du mur :

Q= g. h avec :

g : poids surfacique $g=90+2*1.5*18=144$ dan/ml

e :épaisseur du mur $e=10$ cm

h : hauteur du mur $h=1.1$ m

$Q=144*1.1=158.4$ dan/m²

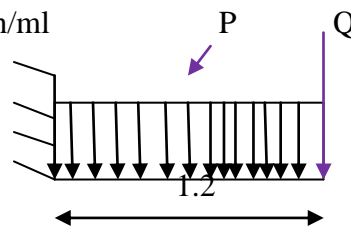


figure IV.10 : schéma statique du balcon .

Pour une bande de 1 m de largeur :

$G=506*1.00=506$ dan/ml.

$P=350*1.00 =350$ dan/ml.

$Q=158.4*1.00 =158.4$ dan/ml .

• Détermination des sollicitations :

1. E.L.U :

$$q_u = (1.35G + 1.5P) \times \left(\frac{L^2}{2}\right) = [1.35 \times 506 + 1.5 \times 350] \times (L^2/2) = 869.83 \text{ dan/ml.}$$

$$q_u = 1.35 \cdot Q \cdot L = 1.35 \times 158.4 \times 1.2 = 256.61 \text{ dan/ml.}$$

2. E.L.S :

$$q_{ser} = (G + P) \times \left(\frac{L^2}{2}\right) = (506 + 350) \times 1.2^2/2 = 616.32 \text{ dan/ml.}$$

$$q_{ser} = Q \cdot L = 158.4 \times 1.2 = 190.08 \text{ dan/ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = q \cdot \frac{L^2}{2} + p \cdot L \\ T_{\max} = q \cdot L + p \end{array} \right.$$

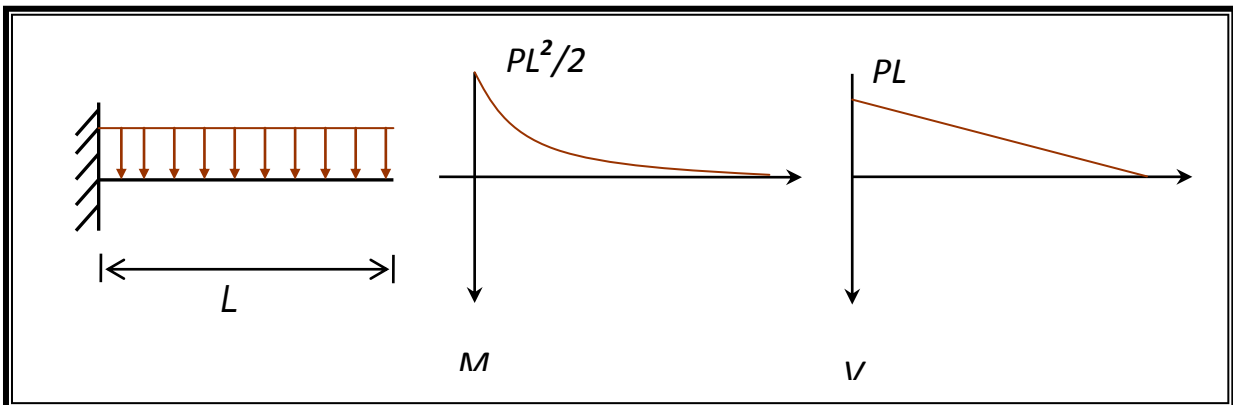


Figure IV.11 : Diagramme de sollicitations

	E.L.U	E.L.S
M [daN. m]	1126.44	806.4
T [daN]	1663.56	/

Tableau : IV.3 : tableau de sollicitation.

IV.3.1.2 Calcul du ferrailage :

La section de calcul est dimension (12 *100) cm², sollicitée en flexion avec un moment (M_{max}) appliqué au niveau de l'encastrement .

• **E.L.U**

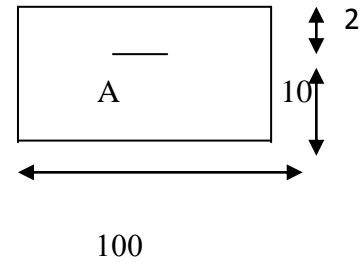
$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11264.4}{14.2 \times 100 \times 10^2} = 0.079$$

$\mu = 0.079 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ Pas d'armature comprimée.

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.102$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.959$$



• **Détermination des armatures:**

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11264.4}{348 \times 0.959 \times 10} = 3.37 \text{ cm}^2 / m_L$$

• **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_t / f_e$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 2.1 / 400 = 1.20 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$A_{max} = \text{Max}(A_{min}; A_{cal}) = 3.37 \text{ cm}^2 / m_l$$

Choix : 5T12 $\rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / m_l$ $e = 20 \text{ cm}$

• **Vérification des contraintes de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \cdot d} = \frac{16635.6}{100 \times 10 \times 100} = 0.166MPa$$

$$\tau_u = 0.166MPa < \bar{\tau}_u = 1.25MPa$$

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

• **E.L.S :**

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_s &= \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_t 28}\right) \\ \text{fissuration préjudiciable} &\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \\ \bar{\sigma}_s &= 202 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$D = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 5.65}{100} = 0.847 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 10 \times 0.847 = 16.94 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.847 + \sqrt{0.847^2 + 16.94} = 3.35 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 = 5001.03 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8064}{5001.03} = 1.61$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 1.61 \times 3.35 = 5.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 15K(d - y_1) = 160.59 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U ne convient pas et doivent être recalculer à l'E.L.S}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{8064}{202 \times 100 \times 10^2} = 0.0039$$

$\mu = 0.0039 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ Pas d'armature comprimée.

$\mu = 0.0039 \rightarrow$ Tableau $\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.904 \\ K_1 = 37.08 \end{array} \right.$

- Vérification de l'existence de A' :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{202}{37.08} = 5.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_{Ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{8064}{202 \times 0.904 \times 10} = 4.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5T12 \rightarrow $A_{ser} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

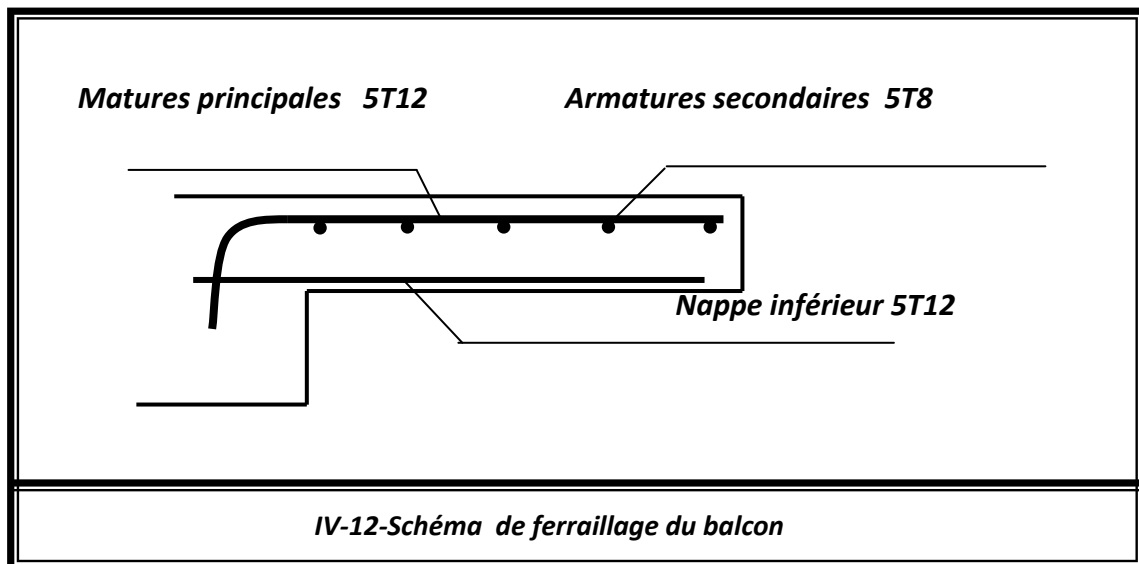
T12 \rightarrow $e = 20 \text{ cm}$

- Armature de répartition :

$$A_{re} = A_p / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

Choix : 5T8 \rightarrow $A_r = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

T8 \rightarrow $e = 20 \text{ cm}$



IV.4.l'ascenseur :

IV.4.1.Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes et des objets en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plupart du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux

- ✓ Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter
- ✓ Treuil de levage de la poulie
- ✓ Le contre poids

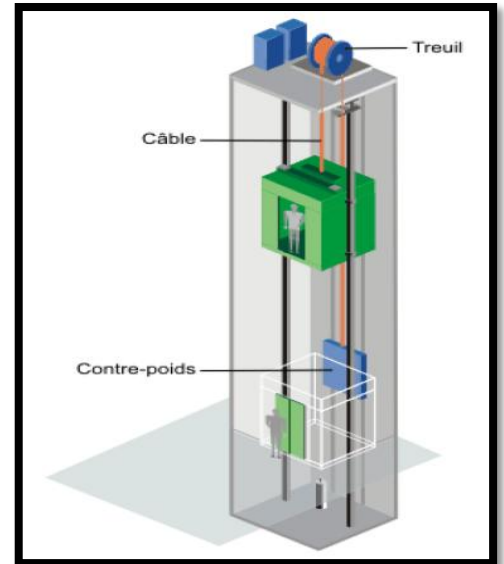


Figure .IV.13.Schéma d'un ascenseur mécanique.

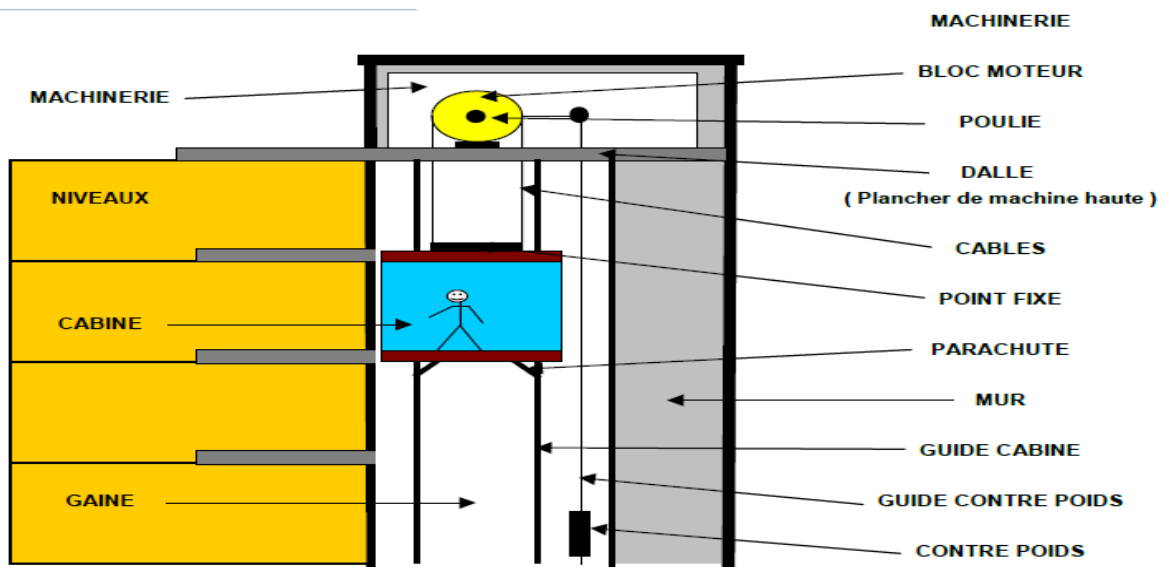


Figure IV.14.Schéma descriptif d'un ascenseur

IV.4.2.Calcul de l'ascenseur :

Les ascenseurs se répartissent 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

La cabine est choisie selon la charge à transporter. Pour un immeuble à usage d'habitation, on a opté pour un ascenseur de 06 personnes dont la charge maximale est de 450 daN et dont les dimensions ci-dessous :

- Largeur de la cabine : $L_c = 1,80$ m
 - Profondeur de la cabine : $P_c = 1,90$ m
 - Hauteur de la cabine $H_c = 2,20$ m
 - Largeur de la gaine: $L_G = 2,13$ m
 - Profondeur de la gaine : $P_G = 2,25$ m
 - Largeur du passage libre : $L_p = 0,8$ m
 - Hauteur du passage libre : $H_p = 2,00$ m
 - Epaisseur de voile : $e = 20$ cm
-
- Hauteur de course : $C = 55,93$ m

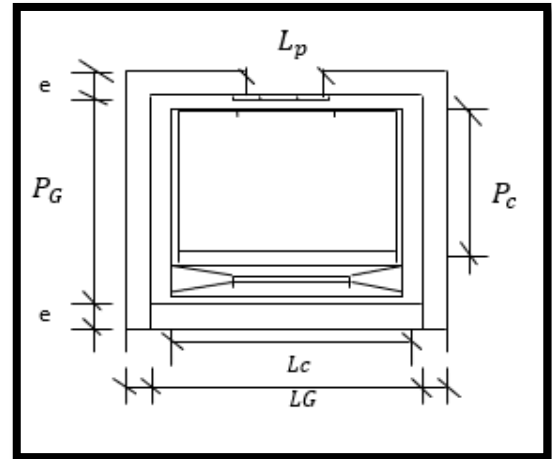


Figure .IV. 15. Dimensions de l'ascenseur.

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 20 cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1m/s .

La structure dispose de deux ascenseurs dans chaque étage, Nous allons étudier le cas d'un seul ascenseur.

IV.4.3.Descente de charges :

A. Surcharge d'exploitation :

$Q = 450$ daN \longrightarrow (06 personnes)

B. Charges permanentes :

1. Masse de la cabine : est composé de la somme des masses suivantes :

- **Masse de cotés :** la masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m²

$S_1 = (L_c + 2 \cdot P_c) \cdot H_c = (1,80 + 2 \cdot 1,90) \times 2,20 = 12,32$ m²

$M_1 = (11,5 + 0,1 \cdot 11,5) \times 12,32 = 155,85$ daN

2. Masse du plancher : la masse du plancher à raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 à 600 daN de charge :

$$S_2 = L_c \cdot P_c = 1,80 \times 1,90 = 3,42 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 3,42 = 239,4 \text{ daN}$$

3. Masse du toit : la masse du toit à raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_c \cdot P_c = 3,42 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 3,42 = 68,40 \text{ daN}$$

4. Masse de l'arcade : la masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times 1,80) = 168 \text{ daN}$$

5. Masse de la porte de la cabine : Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times 0,8 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

6. Masse du parachute : Parachute à prise amortie :

$$M_6 = 100 \text{ daN}$$

7. Masse des accessoires :

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

8. Masse des poulies de moulage : Deux poulies supplémentaires :

$$M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 991,65 \text{ daN}$$

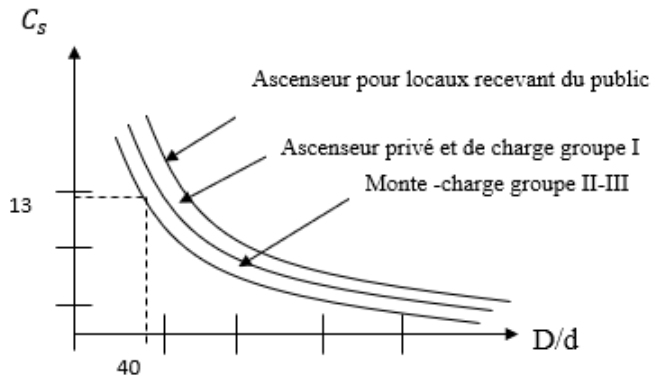
- **Masse du contre poids :**

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 991,65 + \frac{450}{2} = 1216,65 \text{ daN}$$

• Masse du câble :

Détermination du diamètre du câble, C_s doit être pour cet appareil au minimum à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{D}{d} = 40 \rightarrow d = \frac{500}{40} = 12,5 \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$



D: Diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : Diamètre du câble

C_s : Coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

C_r : Charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 * (450 + 991,65) = 18741,45 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc :

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_m = \frac{18741,45}{0.85} = 22048,77 \text{ daN}$$

C_m égal aussi : $C_m = C_r(\text{câble}) \cdot n \cdot m$

Avec :

m: type de mouflages

n: nombre de câble

$C_r(\text{câble})$: charge de rupture par câble en fonction du diamètre

$d = 12,5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{câble}) = 8152 \text{ daN}$ (voir tableau suivant).

TABLEAU.IV.4 : Caractéristiques des câbles d'ascenseur

Diamètre des câbles [mm]	Diamètre des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire M_L [daN/m]	Charge admissible totale C_r [daN]
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
948	0.6	30.26	0.293	4650
11.00	0.7	41.27	0.396	6232
12.60	0.8	53.34	0.515	8152
14.20	0.9	67.98	0.656	10805
15.50	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{22048,77}{2 \cdot 8152} \Rightarrow n = 1,35 \text{ On prend } n = 2 \text{ câbles}$$

- **Masse totale des câbles M_c :**

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M_L : Masse linéaire du diamètre d'un seul câble $d = 12,5\text{mm} \Rightarrow$ (du tableau) $M_L = 0515 \text{ daN/ml}$

C : Course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 60 \text{ m}$

$$M_c = 0.515 \cdot 2 \cdot 60 = 61,80 \text{ daN}$$

- **Masse du treuil :**

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

Résumé :

- ✓ Poids mort = 991,65 daN
- ✓ Masse du câble = 61,80 daN
- ✓ Masse du contre poids = 1216,65 daN
- ✓ Treuil en haut + moteur = 1200 daN

$$\rightarrow \mathbf{G = 3465,91 \text{ daN}}$$

Combinaisons fondamentales :

1. Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 3465,91 + 1.5 * 450) = 5353,98 \text{ daN}$$

$$q_u = 53,5398 \text{ KN}$$

2. Etat limite de service :

$$q_{ser} = G + Q = 3465,91 + 450 = 3915,91 \text{ daN}$$

$$q_{ser} = 39,1591 \text{ KN}$$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^u = 13,38 \text{ KN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^{ser} = 9,78 \text{ KN}$$

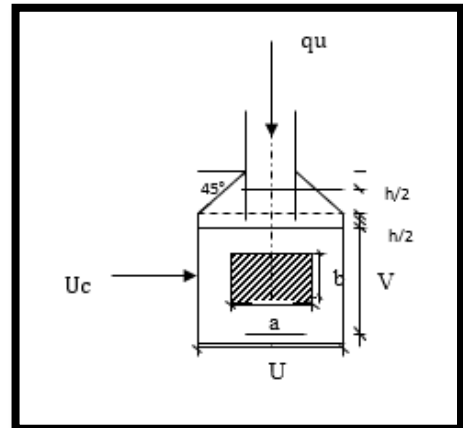


FIGURE.IV. 1.Schéma de la surface d'impact.

D'après le BAEL91[2]

Si : $q_a^u \leq \frac{0.045 * U_c * f_{c28} * h}{\gamma_b}$ \Rightarrow : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Avec :

q_a^u : Charge ultime pour chaque appui .

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen .

h: épaisseur de la dalle égal à = 20 cm .

U,V : Représentent les côtés du rectangle (U//Lx et V//Ly)

La surface impact ($a*b$) est de (10*10) cm²

$$U = a + 2 * \frac{h}{2} = 10 + 2 * 16/2 \quad U = 26 \text{ cm}$$

$$V = b + 2 * \frac{h}{2} = 10 + 2 * 15/2 \quad V = 26 \text{ cm}$$

Donc : $U_c = 2 * [U+V] \Rightarrow U_c = 104 \text{ cm}$

$$q_a^u = 13380 \text{ N} \leq \frac{0.045 * U_c * f_{c28} * h}{\gamma_b} = \frac{0.045 * 104 * 25 * 2000}{1.5} = 15600 \text{ N} \dots\dots \text{ C . V}$$

\rightarrow **Donc :** La dalle résiste au poinçonnement.

IV.4.4 Calcul des sollicitations de la dalle machine :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de PIGEAUT et en plaçant les charges au centre ; leurs moments seront par mètre linéaire.

$$\begin{cases} M_x = q_a * (M_1 + v * M_2) \\ M_y = q_a * (M_2 + v * M_1) \end{cases}$$

Avec :

$$\mathbf{V : Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} 0 \text{ pour E.L.U} \\ 0.2 \text{ pour l'E.L.S} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques suivants $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

a) E.L.U

$$M_x^u = q_a^u * M_1$$

$$M_y^u = q_a^u * M_2$$

b) E.L.S

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} * (M_1 + 0.2M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} * (M_2 + 0.2M_1)$$

La charge au m² sera :

$$\begin{cases} Q_a^u = \frac{q_a^u}{V * U} = \frac{13,38}{0,26^2} = 197,93 \text{ KN/m}^2 \\ Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V * U} = \frac{9,78}{0,26^2} = 144,68 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

IV.4.5. Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour la figure suivante une dalle de dimension ($L_x * L_y$) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U * V$)

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

- ✓ 04 rectangles symétriques A ;
- ✓ 02 rectangles symétriques B ;
- ✓ 02 rectangles symétriques C ;
- ✓ 01 rectangle au centre D.

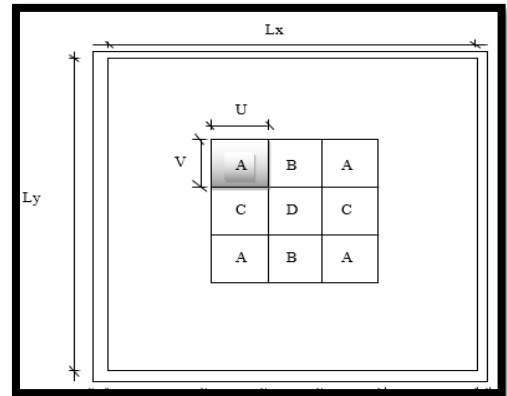


FIGURE.IV. 2.Schéma de la dalle pleine de l'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suite :

On cherche les moments produits par les rectangles

$$I = 4A + 2B + 2C + D \quad (\text{fig a})$$

$$II = 2B + D \quad (\text{fig b})$$

$$III = 2C + D \quad (\text{fig c})$$

$$IV = D \quad (\text{fig d})$$

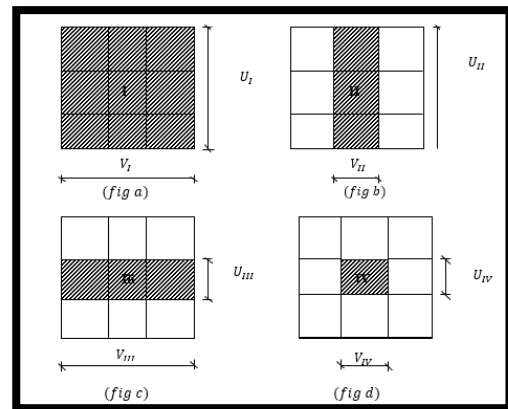


FIGURE.IV. 3.La division des charges sur la dalle pleine de l'ascenseur.

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront données par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{213}{225} = 0,95 > 0.4 \text{ la dalle porte dans les deux sens .}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{xc} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4 \\ M_{yc} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4 \end{cases}$$

Avec :

$$M_x = q_u * (M_1 + v. M_2) = (4 * Q_a) * (M_1 + v. M_2) \Rightarrow M_x/4 = Q_a * (M_1 + v. M_2)$$

$$M_y = q_u * (M_2 + v. M_1) = (4 * Q_a) * (M_2 + v. M_1) \Rightarrow M_x/4 = Q_a * (M_2 + v. M_1)$$

$$Q'_a = Q_a * S \quad S = U * V$$

IV.4.6.Descente des charges :

Dalle machine : ($ep= 20 \text{ cm}$) $\Rightarrow G = 0.20 * 2500 = 500 \text{ daN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation : $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

Combinaisons fondamentales :• **E.L.U**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 500 + 1.5 * 100 = 8,25 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q_u} = q_u * 1.00 = 8,25 \text{ kN/ml}$$

• **E.L.S**

$$q_{ser} = G + Q = 6 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\overline{q}_{ser} = q_{ser} * 1.00 = 6 \text{ KN/ml}$$

IV.4.7.Calcul des sollicitations :• **E.L.U**

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \overline{q_u} \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

• **E.L.S**

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \overline{q}_{ser} \times l_x^2 \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \\ \mu_x \text{ et } \mu_y \end{cases}$$

Avec :

Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) .} \\ \nu = 0.2 & \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

Calcul des moments dus aux charges réparties :• **E.L.U**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,13}{2,25} = 0,95 \longrightarrow \mu_x = 0.0368 \text{ et } t\mu_y = 1.0000$$

$$M_x^u = \mu_x * \bar{q}_u * l_x^2 = 1,38 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y * M_x^u = 1,38 \text{ KN.m}$$

• **E.L.S**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,95 \longrightarrow \mu_x = 0.0368 \text{ Et } \mu_y = 1.0000$$

$$M_x^u = \mu_x * \bar{q}_s * l_x^2 = 0,47 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} * M_x^{ser} = 0,47 \text{ KN.m}$$

Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments us aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

• **E.L.U**

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (3258.5 + 1380) \Rightarrow M_{xt}^u = 4638,5 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (3258.5 + 618.2) \Rightarrow M_{yt}^u = 4638,5 \text{ N}$$

• **E.L.S**

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (2857.9 + 470) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 3327,9 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (2857.9 + 470) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 3327,9 \text{ N}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment max en travée : } M_t = 0.85M_{xt} \\ \text{Moment max en appuis : } M_a = -0.3M_{xt} \end{array} \right.$$

IV.4.8.Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

TABLEAU.IV.5.Récapitulatif sur le ferrailage suivant le sens x et y

• E.L.U

Sens XX-YY	A_{cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	Choix [cm ² /ml]	A_{ch} [cm ² /ml]
Travée	0.62	1.81	4T10	3.14
Appuis	0.41	1.81	4T10	3.14

• E.L.S

TABLEAU.IV.6.Vérification de la contrainte à l'E.L.S sur le sens XX et YY

	M_{ser} [N. m]	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	2545.65	1.14	0.014	0.32	C.V
Appuis	1697.1	1.14	0.008	0.32	C.V

Donc : le ferrailage calculé à l'E.L. U convient pour l'E.L. S

Vérification des contraintes de cisaillement

$$T_x^u = q_a^u + q_u * \frac{L_x}{2} \Rightarrow T_x^u = 197930 + 53539,8 * \frac{2,13}{2} = 254949,887N$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 1,20 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 1.2 \leq \overline{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \text{Il n'ya pas de risque de bétonnage}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche

✓ Condition de la flèche : BAEL91 [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_d}{L_x} > \frac{M_t^{ser}}{20M_x^{ser}} \\ \rho = \frac{A}{b * d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

✓ Vérification si la flèche est nécessaire

$$\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20M_{xt}^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{20}{213} = 0,094 > \frac{2545.65}{20 * 3394.2} = 0.037 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\rho = \frac{A}{b * d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 * 20} = 0,00157 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Conclusion : Les 2 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage :

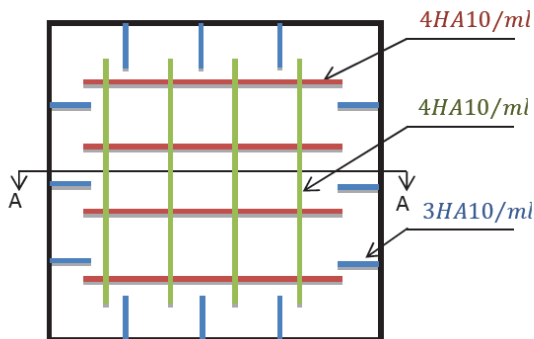


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

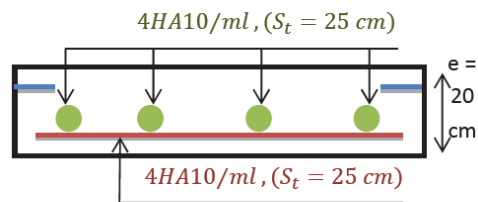


Figure III.12: Coupe A-A détail de ferrailage.

Figure .IV. 19. schéma de ferrailage.

V. Etude sismique

V.1- 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'énormité 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 dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)]

V.2- Méthodes de calcul des forces sismique:

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode dynamique modale spectrale.

V.2.1- Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode : [RPA99 (version 2003)/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 R.P.A.99 (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 et
- W** : Poids total de la structure.

Condition 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]**

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. 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.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. 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 (version 2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. 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.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupe.

Zone II a : • groupe d'usage 3.

• Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

• Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- Zone II b et III :
- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

✚ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Autodesk RobotBat 2017 »**).

V.2.2- Méthode dynamique modale spectrale :

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 :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce code de calcul qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normaux, contraintes σ ...)

V.3- Etapes 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 du Robot Bat (voir figure VI.1) :
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles et les dalles Pleine par panneau.
- Introduire les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton
- Introduire les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduire les conditions aux limites ;
- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois type :
 - Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).
- Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) 1.35G + 1.5Q (Etat limite ultime)
 - 2) G + Q (Etat limite de service)
 - 3) 0.8G + E
 - 4) 0.8G - E
 - 5) G + Q + E
 - 6) G + Q - E
- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.

V.4. Calcul la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;
- R** : Coefficient de comportement et
- W** : Poids total de la structure

a. 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 :

T₂ : 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 léger $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S₃) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$ (Tableau 4.7)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 34.00m et

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$1) T = 0.05 \times (34)^{3/4} \Rightarrow T = \mathbf{0.70s}$$

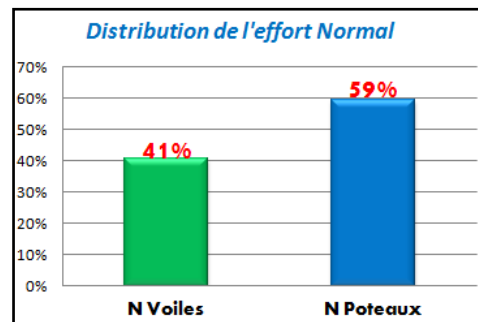
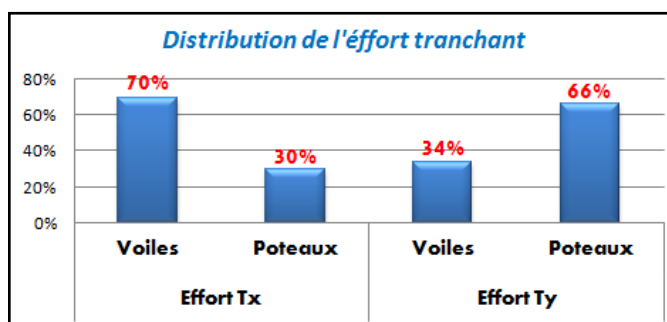
$$\Leftrightarrow T_2 = 0.5s \leq T = 0.70s \leq 3s \Rightarrow D \times = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1,76}$$

a) **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- Zone IIa
 - Groupe 3 (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)
- => **A = 0.15**

b) **Coefficient de comportement R : [RPA99 (version2003)/tableau 4]**



- c) ⇒ Portique contreventés par des voiles => **R = 4**

Facteur de qualité Q :

Tableau V.1: Valeurs des pénalités P_q

Critère	P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.2 = 1.2$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.2$$

d) **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi}$$

[RPA99version2003/formule 4.5]

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel robot bat :

$$W = 49998,91 \text{KN}$$

Tableau V.2. Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente :

A	0,15
D	1,76
Q	1,2
W (KN)	49998,91
R	4
V (KN)	3959,91

V.5. Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale :

L'action sismique est définie à partir d'un spectre réponse défini dans le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 », est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) d'un système à un seule degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant

Tableau V.3 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	η	ξ	R	T1	T2	Q
0.15	0.88	7%	4	0.15	0.50	1.2

Le tracé du spectre de réponse est comme suit :

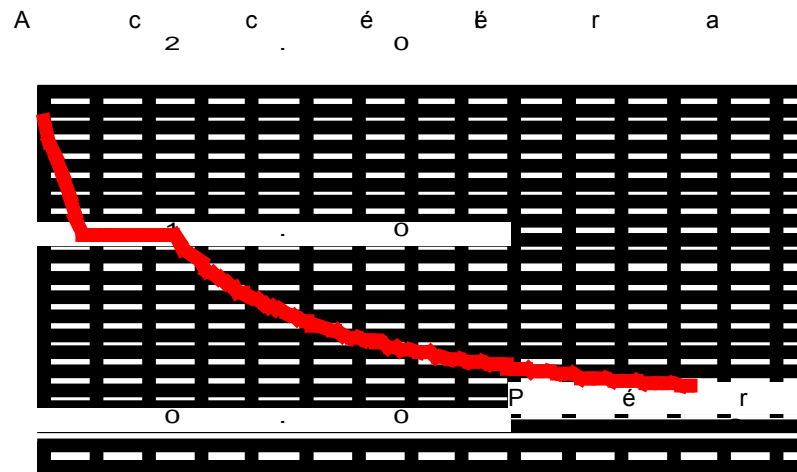


Figure V.1 : Spectre de réponse en format Sa-T

Après avoir modélisé la structure, et en introduisant toutes les paramètres prédéfinis, on obtient le model suivant :

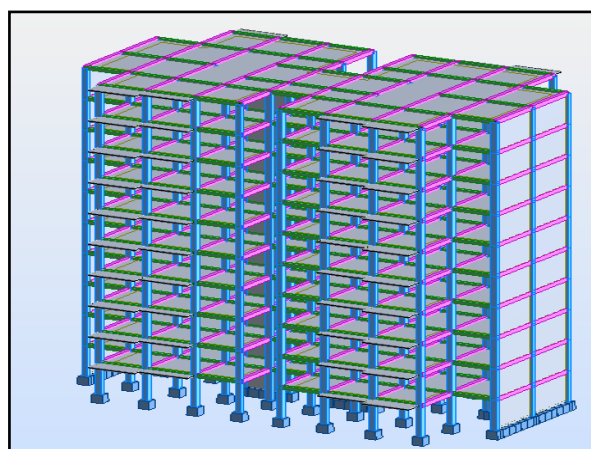


Figure. V.2: Model 3D du bâtiment.

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).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> 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 = 10

Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003**1- Vérification du comportement dynamique :**

Tableau V.4 : Résultat de l'analyse modale.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	Masse cumulée UX	Masse cumulée UY
1 ^{er} Mode	0,72	65,37	0,00	65,37	0,00
2 ^{ème} Mode	0,60	0,00	65,34	65,37	65,34
3 ^{ème} Mode	0.45	0.05	0.00	65.42	65.34
4 ^{ème} Mode	0.20	17.99	0.00	83.40	65.34
6 ^{ème} Mode	0.15	0.00	20.54	83.40	85.88
7 ^{ème} Mode	0.11	0.00	0.00	83.41	85.88
8 ^{ème} Mode	0.09	6.99	0.00	90.40	85.88
9 ^{ème} Mode	0.07	0.00	6.34	90.40	92.22
10 ^{ème} Mode	0.06	3.33	0.00	93.73	92.22
11 ^{ème} Mode	0.05	0.00	0.00	93.73	92.22
12 ^{ème} Mode	0.05	0.00	2.65	93.73	94.87
Dernier Mode	0.04	1,50	0,00	95,23	94,87

- **Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenue soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Direction xx : 12^{ème} mode : Masse cumulée = **95,23 % => Condition vérifiée**

Direction yy : 12^{ème} mode : Masse cumulée = **94,87 % => Condition vérifiée**

- **Vérification Art 4.2.4 RPA 2003 :**

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1- Formule 01 :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Pour le cas des bâtiments en béton armé, $C_t=0.05$

2- Formule 02 :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

$T = \min \{T(\text{formule 1}) ; T(\text{formule 2})\}$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Tableau V.5 : Vérification de la période

T statique		T dynamique (1 ^{er} mode)
Formule 1	Formule 2	0,71
0,70	0,56	

- $T_{dynamique} = 0,71 < 1,3 * T_{statique} = 0,73 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**
- **Vérification Art 7.4.3.1. RPA 2003 :**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

V, l'effort normal réduit.

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : section du poteau en (mm²)

F_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

Tableau V.6 : vérification de l'effort normal réduit.

N_d (N)	2582250
B_c (mm²)	360000
F_{c28} (MPa)	25
v	0,28

$v = 0,28 < 0,3 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :**

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

$V_{dyn} = 1894.54 \text{ KN} > 80\% V_{MSEX} = 1332.40 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifié**

$V_{y_{dyn}} = 1867.98 \text{ KN} > 80\% V_{MSEY} = 1332.40 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifié**

- **Vérification ART 5.10 RPA 2003 :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage (3cm).

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i . (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=4).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau V.7 : Valeurs des déplacements inter-étages.

Niveau	Δkx (cm)	Δky (cm)
1	0,136	0,152
2	0,276	0,317
3	0,362	0,405
4	0,414	0,444
5	0,438	0,447
6	0,438	0,425
7	0,425	0,389
8	0,400	0,343
9	0,402	0,356

Le déplacement inter-étage max =0.447 cm < 1% de la hauteur de l'étage => **condition vérifiée**

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA 99 version 2003 /5.9]

L'effet de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_t}{v_k \times h_k} \leq 0.10$$

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'etageau 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 .

Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$; les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée .

Voici les résultats du tableau ci dessous :

Tableau V.8 : résultat vis-à-vis de l'effet P- Δ .

h_k	Δ_{ek}		Δ_k		V_{stat}	F_t	$V-F_t$	V_k	Θ_x	Θ_y
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y						
3,40	0,003	0,001	0,012	0,004	3959.91	00	3959.91	288,15	0,027	0,009
3,40	0,009	0,006	0,024	0,02	3959.91	00	3959.91	804,71	0,038	0,032
3,40	0,015	0,012	0,024	0,024	3959.91	00	3959.91	1282,18	0,025	0,025
3,40	0,021	0,019	0,024	0,028	3959.91	00	3959.91	1697,07	0,019	0,022
3,40	0,028	0,025	0,028	0,028	3959.91	00	3959.91	2062,87	0,018	0,018
3,40	0,035	0,032	0,028	0,028	3959.91	00	3959.91	2372,69	0,016	0,016
3,40	0,042	0,039	0,028	0,028	3959.91	00	3959.91	2625,69	0,014	0,014
3,40	0,049	0,046	0,028	0,028	3959.91	00	3959.91	2861,51	0,016	0,016
3,40	0,056	0,054	0,028	0,032	3959.91	00	3959.91	3018,60	0,012	0,013

L'effet P-Delta est peut négligé par ce que le coefficient θ_k est inférieur à 0,1.

Conclusion :

D'après les vérifications de toutes les exigences du règlement parasismique Algérien, on remarque que la conception de notre bâtiment répond aux conditions de l'RPA, à partir de ces résultats on peut entamer le calcul du ferrailage des éléments porteurs.

VI.1. INTRODUCTION :

Au niveau de ce chapitre nous allons présentées le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ROBOT**.

- ✓ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ✓ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ✓ Les voiles.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'ELU et/ou l'ELS de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

VI.2. Combinaison d'actions :

Les combinaisons du RPA 99/version 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limites .

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

$$G + Q + E$$

$$0,8 G \pm E$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

Les combinaisons de BAEL 91 :

Les combinaisons données par le BAEL 91 sont :

1. l'ELU :

$$1,35G + 1,5 Q$$

2. l'ELS :

$$G + Q$$

VI.2.1.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' ' E.L.U.

Pour ces armatures on doit respecter les conditions suivantes :

Recommandation du RPA 99/version 2003 :

♦Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimum est de 0,8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau $\delta_t < 25 \text{ cm}$ (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)
- $h' = \text{Max}(h_c/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

♦Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a v_u}{h_1 f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2,5$ Si l'élancement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a = 3,75$ Si l'élancement géométrique < 5 .

$f_c=400$ Mpa.

t : Espacement des armatures transversales :

$t \leq \min(10 \varnothing; 15 \text{ cm})$ en zone nodal. (Zone IIa) .

$t \leq 15\Phi$ en zone courante, avec Φ diamètre minimal des armatures longitudinales .

La quantité d'armatures minimale ($A_t / b_1 t$ %) est donnée par :

$$\begin{cases} 0,3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b, les dimensions de la section du poteau.

- Pour la conception de nos poteaux, nous avons 6 types de poteaux à ferrailer :

Niveaux	Section (b*h) cm ²
RDC et 1 ^e étage	(60×60)
2, 3 ^e étage	(55×55)
4,5 ^e étage	(50×50)
6,7 ^e étage	(45×45)
8,9 ^e étage	(40×40)
terrasse	(35× 35)

Tableau(VI.1): les types de poteaux à ferrailés.

VI .2.1.1.Calcul du ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, ils transmettent les efforts (G, Q et E) aux fondations. Leurs sections sont soumises à la flexion composée sous un moment et un effort normale. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à un moment fléchissant (M_{x-x} ou M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.5	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	20.53	400	400

Tableau (VI.2) : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons de charges citées au paragraphe précédent, dans les deux sens longitudinal et transversal. Il est à noter que nous prévoyons un calcul pour les cas ci-après :

- ✓ $N^{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $N^{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $M^{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

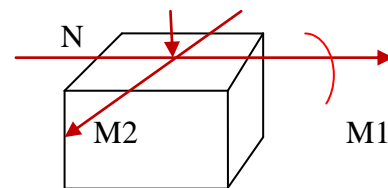


Figure VI.1 : direction des moments et efforts sur un poteau

Etat Limite De Stabilité De Forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre.

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} \\ e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) \\ e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi) \end{cases}$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , M_u=N_u (e₁+e_a+e₂).

Sens	Cas	Sollicitation	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
Sens Y-Y	Cas1	N _{max}	2582.25	1745.80	1174.18	823.40	487.58	176.19
		M _y ^{corre}	48.25	43.14	19.49	-23.61	-22.61	20.65
	Cas2	M _y max	113.55	53.44	51.18	43.95	33.04	46.39
N _{corre}		1098.61	239.95	142.92	66.60	-24.64	34.27	
Sens Z-Z	Cas1	N _{min}	-1625.86	-997.97	-537.63	-228.14	-81.88	-49.81
		M _y corres	49.10	18.48	11.88	15.35	19.97	0.69
	Cas2	N _{max}	2582.25	1745.80	1174.18	823.40	487.58	-176.19
M _z ^{corre}		-126.68	-35.12	-26.30	-25.26	-23.30	7.45	
Sens Z-Z	Cas2	M _z max	132.44	83.45	84.19	73.56	59.02	53.23
		N _{corre}	1621.23	70.80	122.41	506.01	278.40	104.47
	Cas3	N _{min}	-1625.86	-997.97	-537.63	-228.14	-81.88	-49.81
		M _z ^{corre}	-99.22	-22.91	-12.97	-5.89	-20.41	8.42

Tableau(VI.3) : les types de poteaux et leurs sollicitations .

VI-2-1-3- Exemple de calcul détaillé :

2.1.4.calcul des armatures : exemple de calcul : poteau (35 × 35) cm²

Calcul Des Armatures Longitudinales :

b= 35 cm h= 35 cm d= 32 cm

cas 1 : calcul A_1

sens y-y

$$N_{max} = 176.19 \text{ KN}$$

$$M_{corr}^y = 20.65 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{20.65}{176.19} = 0,117 \text{ m} = 11.7 \text{ cm}$$

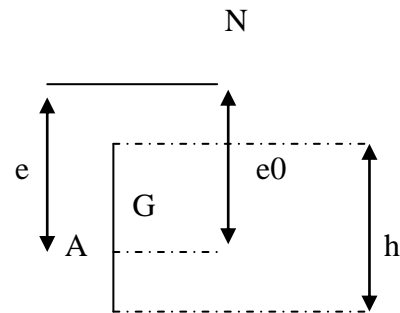


figure VI.2 : représentation schématique des sollicitations de calcul

$$\frac{h}{12} = \frac{35}{12} = 2.92 \text{ cm}$$

$e_1 > \frac{h}{12} \implies$ le centre de pression se trouve hors le noyau central.
 \implies La section sera calculée en flexion composée .

Remarque :

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élancement $\lambda < 35$ (voir pré-dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{l_f}{h} < 35 \implies \frac{l_f}{h} < 10.11 \quad \left(\frac{l_f}{h} : \text{élancement géométrique} \right) .$$

$$\implies \frac{l_f}{h} \leq \max[15, 20 \frac{e_1}{h}] \text{ dans tous les cas le poteau est peu élancé}$$

Donc : la section peut être justifiée en flexion composée vis à vis l'état limite ultime de résistance , à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er ordre} e_1 par une excentricité majorée :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right] \implies e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.36 \text{ cm}] = 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm} .$$

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

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{Mu}{1,5 M_{ser}} \right) = \text{et } \alpha \in [0 \div 1]$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0,7 \times 3,40)^2}{10000 \times 0,35} \times (2 + 1 \times 2) = 0,0194 \text{ m} = 1.94 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 15.64 \text{ cm}$$

$e = 15.64 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 14.5 \text{ cm} \rightarrow$ La section sera partiellement comprimée et le calcul se ramène à la flexion simple .

avec :

$$M1 = Nu \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M1 = 176.19(11.7 + 14.5) * 10^{-2} = 46.16 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M1}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{46.16 \times 10^3}{35 \times (32)^2 \times 14,2} = 0,090$$

$$\mu_l = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha) = 0,392$$

$$\mu < ul \Rightarrow A'u = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u}) = 0,118$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,952$$

$$A = \frac{M1}{\beta.\sigma_s.d} = 4.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{1Y} = A - (Nu / 100.\sigma_s)$$

$$A_{1Y} = 3.84 \text{ cm}^2$$

Sens z-z :

$$N_{max} = 176.19 \text{ KN}$$

$$M_{corr}^y = 7.45 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{7.45}{176.19} = 0,422 \text{ m} = 4.22 \text{ cm}$$

\rightarrow L'effort normal est appliqué à l'extérieur de la section.

\rightarrow La section sera partiellement comprimée et le calcul se ramène à la flexion simple.

Avec :

$$M1 = Nu \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M1 = 176.19(4.22 + 14.5) * 10^{-2} = 32.98 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M1}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{32.98 \times 10^3}{35 \times (32)^2 \times 14,2} = 0,064$$

$$\mu_l = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha) = 0,392$$

$$\mu < ul \Rightarrow A'u = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u}) = 0,0827$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,966$$

$$A = \frac{M1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = 3,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{1Z} = A - (Nu / 100 \cdot \sigma_s)$$

$$A_{1Z} = 2,55 \text{ cm}^2$$

cas 2 :sens y-y

$$M_{max} = 46,39 \text{ KN}$$

$$N_{corr}^y = 34,27 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{46,39}{34,27} = 1,35 \text{ m} = 135,00 \text{ cm}$$

→ L'effort normal est appliqué à l'extérieur de la section.

→ La section sera partiellement comprimée et le calcul se ramène à la flexion simple.

Avec :

$$M1 = Nu \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M1 = 34,27(135 + 14,5) \cdot 10^{-2} = 51,23 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{51,23 \times 10^3}{35 \times (32)^2 \times 14,2} = 0,100$$

$$\mu_l = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha) = 0,392$$

$$\mu < ul \Rightarrow A'u = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u}) = 0,132$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,947$$

$$A = \frac{M1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = 4,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{2Y} = A - (Nu / 100 \cdot \sigma_s)$$

$$A_{2Y} = 4.76 \text{ cm}^2$$

Sens z-z :

$$M_{max} = 53.23 \text{ KN}$$

$$N_{corr}^y = 104.47 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{53.23}{104.47} = 50.95 \text{ cm}$$

→ L'effort normal est appliqué à l'extérieur de la section.

→ La section sera partiellement comprimée et le calcul se ramène à la flexion simple.

Avec :

$$M1 = Nu \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M1 = 104.47(50.95 + 14.5) \cdot 10^{-2} = 68.06 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{68.06 \times 10^3}{35 \times (32)^2 \times 14.2} = 0.133$$

$$\mu_1 = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha) = 0.392$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow A'u = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u}) = 0.179$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.928$$

$$A = \frac{M1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = 6.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{2Z} = A - (Nu / 100 \cdot \sigma_s)$$

$$A_{2Z} = 6.27 \text{ cm}^2$$

Cas 3 :

Sens y-y :

$$N_{min} = -49.81 \text{ KN}$$

$$M_{corr}^y = 0.69 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.69 \times 100}{49.81} = 1.38 \text{ cm}$$

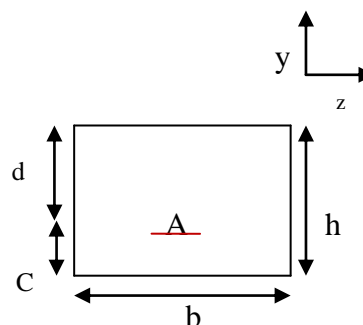


Figure VI .3: section de calcul dans le sens Y-Y

$$\frac{h}{12} = \frac{35}{12} = 2.92 \text{ cm}$$

$e_0 < \frac{h}{12} \implies$ le centre de pression se trouve dans le noyau central.
 \implies La section sera calculée en compression simple.

Etat limite ultime de résistance :

$$A'_3 = \frac{N - 100 B \cdot \sigma' b}{100 \cdot \sigma' 2} = \frac{49.81 \cdot 10^3 - 100 \times 35^2 \times 14.2}{100 \times 348} = -48.55 \text{ cm}^2 < 0 \implies A'_3 = 0$$

Etat limite de stabilité de forme :

$$\gamma = 3.46 \cdot \frac{lf}{h} = 3.46 \cdot \frac{0.7 \times 340}{35} = 23.53$$

$$\gamma = 23.53 < 60 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \cdot (\frac{\gamma}{35})^2} = 0.78$$

$$Br. = (35-2)(35-2) = 1089 \text{ cm}^2$$

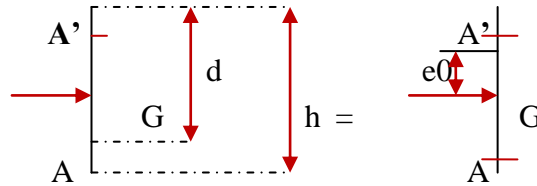


figure VI.4: représentation Schématique des sollicitations de calcul.

$$A''_3 \geq \left[\frac{N_U}{\alpha} - \frac{Br \cdot fc 28}{0.9 \cdot \gamma b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \quad A''_3 \geq \left[\frac{49810}{0.78} - \frac{1089 \times 25 \times 10^2}{0.9 \times 1.5} \right] \cdot \frac{1.15}{400 \cdot 10^2} = -56.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{y3} = \max(A'_3 ; A''_3) \quad \rightarrow A_{y3} = 0 \quad \rightarrow A''_3 < 0 \quad A''_3 = 0$$

Sens z-z :

$$N_{min} = -49.81 \text{ KN}$$

$$M_{corr}^y = 8.42 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{8.42 \times 100}{49.81} = 16.90 \text{ cm}$$

→ L'effort normal est appliqué à l'extérieur de la section.
 → La section sera partiellement comprimée et le calcul se ramène à la flexion simple.

Avec :

$$M1 = Nu \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M1 = 49.81(16.90 + 14.5) \cdot 10^{-2} = 15.64 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{15.64 \times 10^3}{35 \times (32)^2 \times 14.2} = 0,030$$

$$\mu_l = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha) = 0,392$$

$$\mu < ul \Rightarrow A'u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ Mpa} \quad \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u}) = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

$$A = \frac{M1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{2Z} = A - (Nu / 100 \cdot \sigma_s)$$

$$A_{2Z} = 6,27 \text{ cm}^2$$

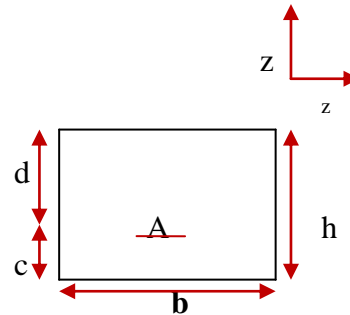


Figure VI .5: section de calcul dans le sens Z-Z

➤ **Armature minimal :**

Suivant RPA99/2003 :

$$A_{min} = 0,8\% (b \times h) \rightarrow A_{min} = 9,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{min})$$

$$A_{max} = \max (3,84 ; 6,27 ; 1,56 ; 9,8) = 9,8 \text{ cm}^2$$

Donc la section des armatures adoptées pour les poteaux (35 × 35)cm² terrasse est

$$A = 9,8 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T14+4T12 → $A_{adopt\ ee} = 10,67 \text{ cm}^2$.

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

$$L_R = 40 \times \phi_{max}$$

$$L_R = 40 \times 2,5 = 100 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales :**

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

- Espacement des armatures transversales :

1. Suivant le RPA99/V2003 : (zone IIa)

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi \rightarrow t \leq 18 \text{ cm} \rightarrow t = 15 \text{ cm} .$

Condition de cisaillement :

$$V_{max} = 161.36 \text{ KN} \quad ; \quad \tau = \frac{V}{bd} = 1.44 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_c 28}{\gamma b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 2,67 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Les résultats du ferrailage de tous les poteaux sont représentés dans les tableaux suivants :

Type	Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (Cm ²)	Choix	A _{adopté} (Cm ²)	Longueur de recouvrement
1	RDC						
	1 ^{er} étage	60×60	26.7	28.8	5T20+10T14	31.10	100
2	2 ^{eme} étage						
	3 ^{eme} étage	55×55	5.65	24.2	8T14+4T20	28.65	100
3	4 ^{eme} étage						100
	5 ^{eme} étage	50×50	6.58	20	4T20+8T14	24.87	
4	6 ^{eme} étage						100
	7 ^{eme} étage	45×45	14.2	16.2	8T16+4T14	22.24	
5	8 ^{eme} étage						100
	9 ^{eme} étage	40×40	14.09	12.8	4T14+8T12	15.20	
6	Terrasse	35×35	6.27	9.8	4T14+4T12	10.67	100

Tableau VI .4 . tableau récapitulatif des armatures .

Schéma de ferrailage :

Poteaux (35*35)

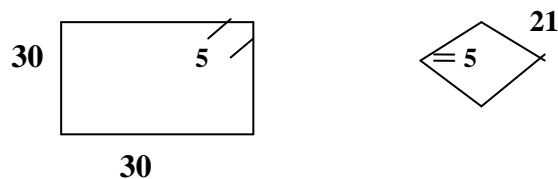
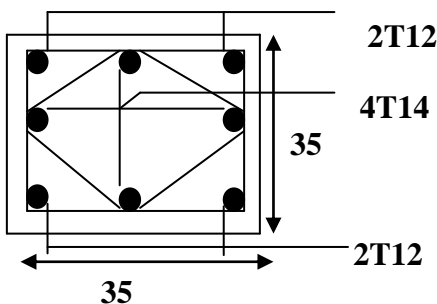


Figure VI.6 poteaux (35×35)

VI.3 . ferrailage des poutres :**VI 3.1.le ferrailage :****A. Armatures longitudinales :**

Pour les armatures longitudinales on doit représenter les conditions suivantes :

- a. Condition de non fragilité :[BAEL91/A4.2 ,1]

$$A_{min} = 0.23 . b . d . \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- b. Condition de RPA 99 :[RPA99/A7.5.2.1]

Sachant que notre tour est implantée en zone IIa , on a :

Le pourcentage total minimum des armatures longitudinales :

$$A_{min} = 0.5\% \text{ de la section de béton}$$

Le pourcentage total maximum des armatures :

$$A_{max} = 4\% \text{ de la zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% \text{ de la zone de recouvrement .}$$

La longueur de recouvrement : $40 \phi_{max}$

B. Armatures transversales :

Condition de RPA99 version 2003 :[RPA 99 VER 2003/A.7.5.2.2]

La quantité d'armatures transversales minimales est :

$$A_{t min} = 0.003 . \delta_t . b$$

Avec :

b: largeur de la poutre

δ_t : espacement des armatures transversales avec :

$$\delta_t = \min (h/4 ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm}) \text{ en zone nodale}$$

$$\delta_t \leq h/2 \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Les premières armatures transversal doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

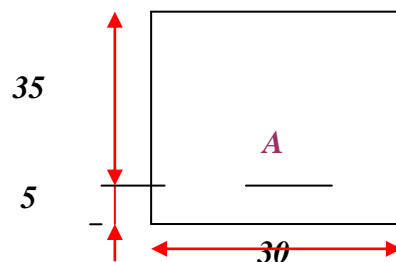
Exemple de calcul :

Figure VI .7. Poutre principale (30×40)

Section de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30 \text{ cm} \\ h=40 \text{ cm} \\ d=36 \text{ cm} \end{array} \right.$$

les sollicitation de calcul :

ELUR :

Le moment fléchissant et effort tranchant maximaux pour le calcul à l'ELUR sont ceux obtenus par combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \cdot \text{ situation durable est transitoire :} \\ \quad 1.35 G + 1.5 Q \\ \cdot \text{ situation accidentelle :} \\ \quad G + Q \pm E \\ \quad 0.8G \pm E \end{array} \right\} \rightarrow M_u^{max}, T_u^{max}$$

ELS :

Le moment fléchissant à l'ELS est obtenu par la combinaison suivante :

$$G + Q \rightarrow M_s^{MAX}$$

Les valeurs des sollicitations sont donc :

Tableau VI .5 : Tableau récapitulatif des sollicitations .

Poutres	Moments en travée		Moment en appuis		EFFORT TRANCHANT
	ELUR	ELS	ELUR	ELS	
PP	47.52	22.47	-80.39	-58.23	85.81
PS	22.76	16.43	-28.63	-20.77	34.50

En travée :

$$\text{ELUR} \rightarrow M_t^u = 47.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \rightarrow M_t^s = 22.47 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$ELUR \rightarrow M_a^u = -80.39 \text{ KN.m}$$

$$ELS \rightarrow M_a^s = -58.23 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant : $T_u^{max} = 85.81 \text{ KN}$

Les armatures longitudinal :

En travée :


- **Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = M_t^u / \sigma_b * b * d^2$$


$$\mu = 47520 / 14.2 * 30 * 36^2 = 0.086 < \mu_l = 0.392$$

A' n'existe pas ; $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \alpha = 0.112 \rightarrow \beta = 0.955$
 $A_a = 47520 / 348 * 0.955 * 36 = 3.97 \text{ cm}^2$

vérification a l'état limite de service :

fissuration peu nuisible  aucune vérification pour $\tau_s (\tau_s \leq \overline{\tau_s})$

flexion simples
 acier feE400
 section rectangulaire

 $\alpha \leq \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100} \Leftrightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6fc28$
 $\gamma = M_u / M_{ser}$

$M_t^u = 47.52 \text{ KN.m}$
 $M_t^s = 22.47 \text{ KN.m}$ } $\gamma = 1.31$

$\alpha = 0.0355 \leq 0.41 \rightarrow$ **condition verifier .**

Alors $\tau_b \leq \overline{\tau_b}$

Donc les armatures calculée à l'ELU conviennent ELS

En appui :

$$\mu = M_a^u / \sigma_b * b * d^2$$

$$\mu = 80390 / 14.2 * 30 * 36^2 = 0.145 < \mu_l = 0.392$$

A' n'existe pas ; $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \alpha = 0.196 \rightarrow \beta = 0.921$

$$A_a = 80390/348 * 0.921 * 36 = 6.96 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité $A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$

Armature minimale données par le RPA 99 $\rightarrow A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$

Choix des armatures :

En travée : 4T14+2T12 $\rightarrow A = 8.41 \text{ cm}^2$

En appui : 4T14 + 2T12 $\rightarrow A = 8.41 \text{ cm}^2$

Dans la zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 6.96 \text{ cm}^2 < A_{\max} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Dans la zone courante :

$$A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 6.96 \text{ cm}^2 < A_{\max} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures transversales :

$$T = 85810 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = 0.794 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0.2(f_{c28} / \gamma_b), 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$ Armatures transversales (cadre + étriers) sont perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre

Diamètre des armatures transversales : ϕ_t

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_{l \max}, \frac{b}{10} \right) = 12 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Les armatures transversales sont donc : (cadre + étrier)

$$A_t = 4 \times \phi_t^2 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq At \cdot 0.9 \cdot f_e / b \cdot 0.8 \cdot s(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \quad [\text{BAEL 91/A5.1 ,23}] \\ S_{t \min} = \min(0.9d, 40\text{cm}) \quad [\text{BAEL 91/A5.1 ,22}] \\ St \leq At \cdot f_e / b \cdot 0.4 \quad [\text{BAEL 91/A5.1 ,22}] \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq 24.82\text{cm} \\ St \leq 40 \text{ cm} \\ St \leq 39.36 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow St \leq 24.82\text{cm}$$

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

Vérification le résultat obtenu par les conditions de RPA99 :

Espacement des armatures :

- 1) **Dans la zone courante** $St = 15 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée
- 2) **Dans la zone nodale :** $St = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right) = (12.5; 30) \rightarrow St = 10 \text{ cm} .$

Armatures minimales :

Vérification selon le RPA99 :

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot \delta_t \cdot b$$

Dans la zone nodale : $A_{t \min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$

Dans la zone courante : $A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.3 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$

Longueur de recouvrement :

$$L_R = 40\phi_l = 40 \times 2.5 = 100\text{cm} \rightarrow L_R = 100\text{cm}$$

Remarque :

Les autres types de poutres sont calculée de la même manière , les différents résultats sont rassemblés dans le tableau si dessous :

Tableau VI. 6 : Tableau de ferrailage

POUTRES	$A_{calculée}$ (cm ²)		A_{min} (cm ²) BAEL91	A_{min} (cm ²) RPA 99	Choix des armatures
	Travée	Appui			
PP (30× 40)	Travée	3.97	1.30	6	3T14+3T12 → A= 8.01 cm ²
	Appui	6.96	1.30	6	3T14+3T12 → A= 8.01 cm ²
PS (30× 30)	Travée	2.52	0.97	4.5	3T14 → A = 4.62 cm ²
	Appui	3.20	0.97	4.5	3T14 → A = 4.62 cm ²

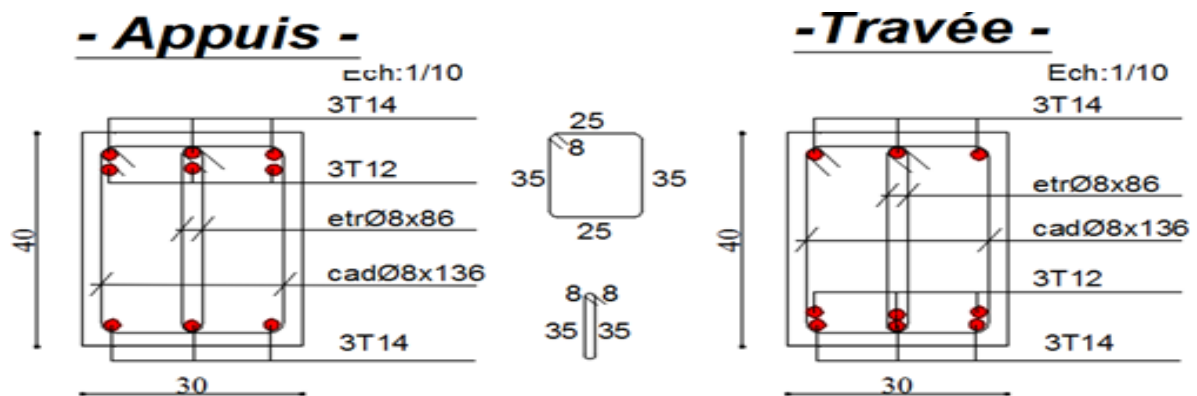


Figure VI.8 : schéma de ferrailage de poutre principale .

**Coupe en travée
et en appuis**

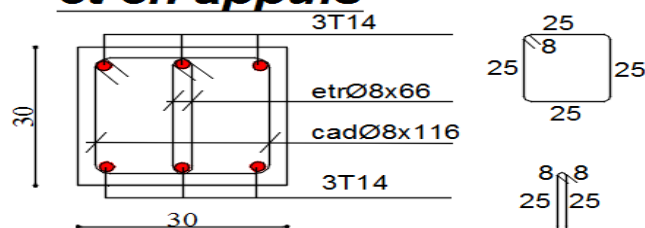


Figure VI.9: schéma de ferrailage de poutre secondaire.

VI.4. Etude des voiles :**VI.4.1. introduction :**

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois Supérieure à la largeur.

le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme ,poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes .

Dans notre structure on distingue un seul type de voile :

- Voile de contreventement
- Voile de périphérique du sous- sol .

VI.4.2.ferraillage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA99 version 2003] , le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C-2.41 « CBA93 ») si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99version 2003/7.7.1] (voir chapitre II) ;
- ✓ Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales , pour notre structure , les deux condition précédente sont satisfaites , par la suite on devra disposer les ferraillage suivants :
 - Des acier verticaux et
 - Des acier horizontaux .[RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G \pm Q \pm E$
- $0.8G \pm E$ } .[RPA99/2003/V.5.2]

VI.4.2.1 .les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivent deux sens (voir fig VI.10), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant [RPA 99/7.7.4]

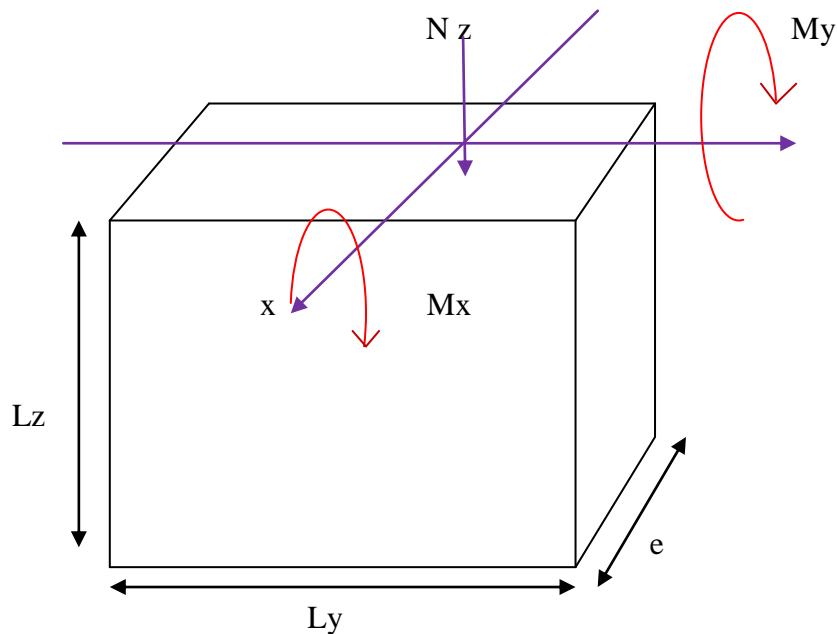


Figure VI.10. : les sollicitations de calcul d'un voile .

Sens x-x :

$N_z ; M_x \rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure VI.11)

Sens y-y :

$N_z ; M_y \rightarrow$ section des armatures verticales parallèle au parement du voile (voir figure VI.11).

Condition de RPA 99 version 2003/7.7.4.1 :

✓ Les armatures minimales :

- A chacune des extrémités du voile $\rightarrow A_v \geq 4HA10$
- En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L-2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2)$$

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et

horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures , le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité ; les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux .

- ✓ Espacement des barres verticales :
 - $S = \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow \text{en zone courante} .$
 - A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ De la largeur du voile (figure IV-12) cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).
 - Le diamètre des barres verticale du voile : $\phi \leq \frac{L}{10} .$

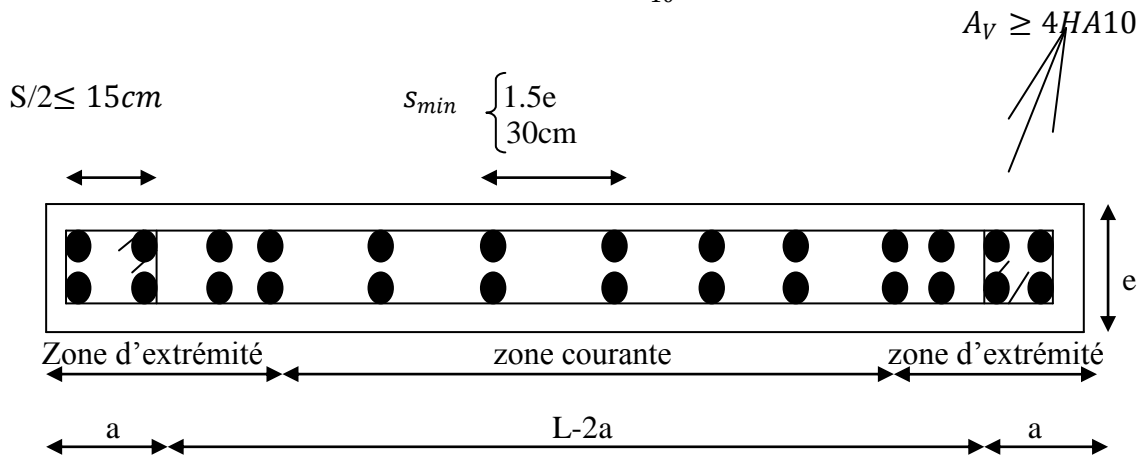


Figure VI.11: disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI .3.2.2 . les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} \cdot k}{0.9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s = 1$.

Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- ✓ Les barres verticale des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile .
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure , toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement) .

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$.

Dans notre cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- Pour les barres situées dans les zones où le chargement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

VI.3.3 .3: exemple de calcul : voile de contreventement avec ouverture

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la voile la plus défavorable d'après le logiciel

ROBOT :

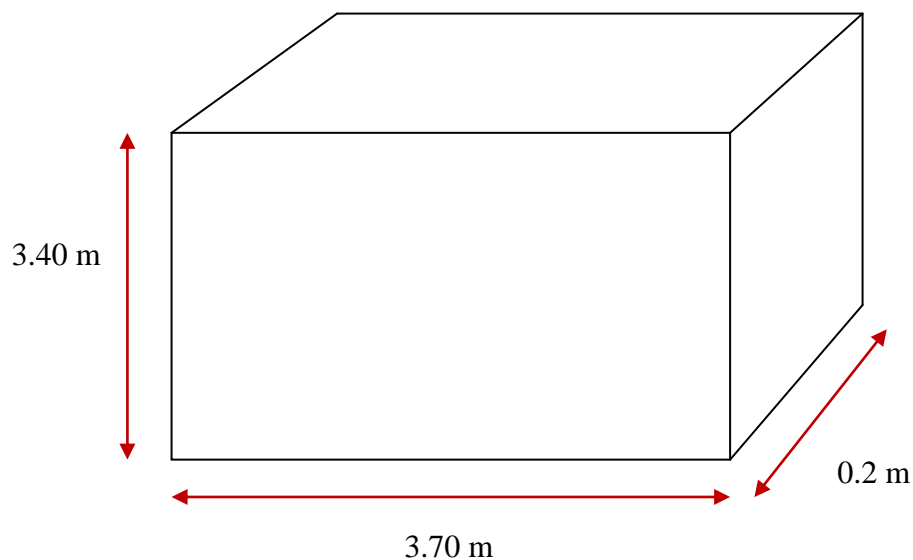


Figure VI.12 : voile la plus défavorable.

a) Les armatures verticales :

Les sollicitations (N.M.T) sont données par **Robot** et sont représentées sur le tableau ci-dessous :

Tableau .VI.7 : les sollicitations de calcul du voile .

N z[KN]	M x [KN. m]	M y[KN. m]	T [KN]
1460.39	219.60	122.39	422.11

✓ Calcul de ferrailage :

$N_z=1460.39 \text{ KN}$

$M_x=219.60 \text{ KN .m}$

$b=20 \text{ cm} ; h=370 \text{ cm} ; d= 333 \text{ cm}$

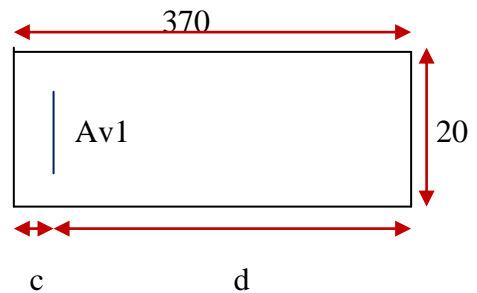


figure VI. 13 : section de calcul

le centre de pression :

$$e_1 = \frac{M_x}{N_z} = \frac{219.60 \times 100}{1460.39} = 15.03 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central : $\frac{h}{12} = 30.83 \text{ cm}$.
On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A_1' = \frac{N_x - 100.B.\sigma_b}{100.\sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{1460.39 \times 10^3 - 100 \times 370 \times 20 \times 14.2}{100 \times 400} \leq 0 \rightarrow A_1' = 0 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F) :

$$e = \frac{M_x}{N_z} = \frac{219.60 \times 100}{1460.39} = 15.03 \text{ cm}$$

$$\gamma = 3.46 \cdot \frac{lf}{h} = 3.46 \cdot \frac{0.7 \times 340}{370} = 2.22 \leq \max [50; 67 \cdot \frac{e}{h}] = 50$$

La condition est vérifier → le calcul se ramène au calcul de la meme section en flexion composée sollicitée à :

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N_z \\ M'_1 = N_z \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{340}{185}] = 2 \text{ cm}$$

$$e = 15.03 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{15.03}{370} = 0.040 \leq 0.75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0.2 \cdot [\frac{\lambda}{35}]^2$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \cdot [\frac{2.22}{35}]^2 = 1.0008$$

$$e_1 = 15.03 + 2 = 17.03 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} N_1 = 1461.55 \text{ KN} \\ M'_1 = 24870.44 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$e_1 = 17.03 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 185 \text{ cm} .$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ;

Alors :

✓ Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot B \cdot h \leq N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

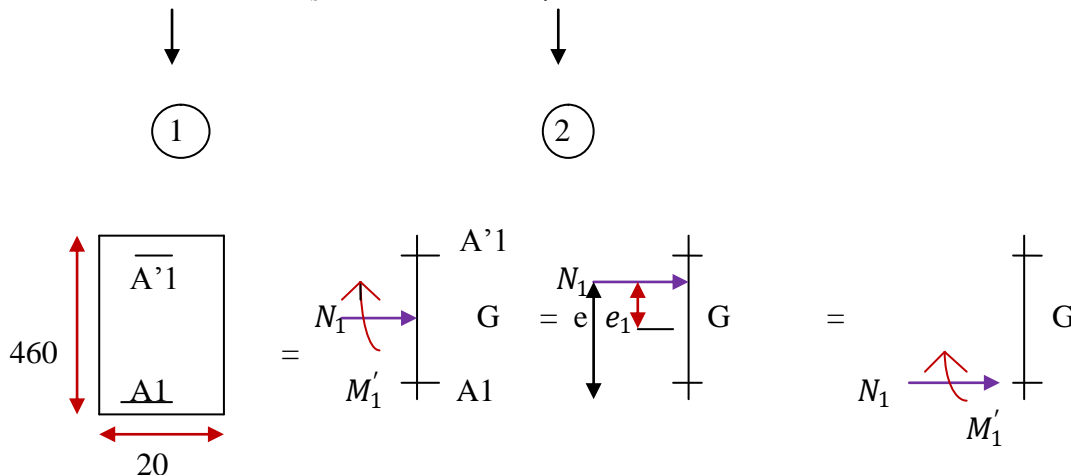


Figure VI .14 : position de N_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale .

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \cdot 370 - 0.81 \cdot 10) \cdot 14.2 \times 20 \times 370 \times 10^{-2} = 122512.772 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N_1 \cdot \overset{\curvearrowright}{e}$$

$$\overset{\curvearrowright}{e} = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 17.03 + \left(\frac{370}{2} - 10\right) = 192.03 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1461.55 \times 192.03 \times 10^{-2} = 2806.61 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = 1461.55 \times (360 - 10) \times 10^{-2} - 2806.61 = 2308.81 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

(1) (2) → section partiellement comprimée le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment .

$$M_1 = 2806.61 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$u = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{2806.61 \times 10^3}{20 \times (333)^2 \times 14.2} = 0.089$$

$$\mu_l = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha) = 0.392$$

$$\mu < u_l \Rightarrow A' u = 0 \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u}) = 0.116$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa} \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.953$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = 22.10 \text{ cm}^2$$

On revient a la flexion composée :

$$A_{fc1} = A - (N_u / 100 \cdot \sigma_s) = 20 - \frac{1460390}{100 \times 400} = -16.51 < 0 \rightarrow A_{fc} = 0$$

$$\rightarrow A_{v1} = 0$$

Donc on a $A_{v1} = A_{min} = 8.69 \text{ cm}^2 = 4T14 + 2T12$ [RPA99/03.7.7.4.1]

Armature minimales :

Selon RPA99/V2003 :

$$A_{min} = 0.15\% \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 370 = 11.1 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 22.10 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{20.28}{2} = 11.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix :

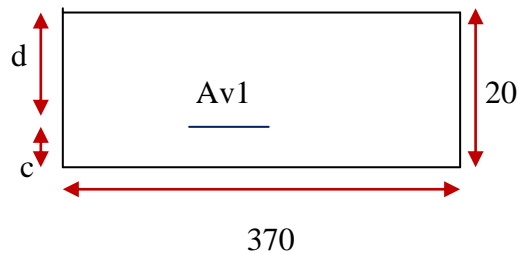
$$2*5T12 \longrightarrow 11.31 \text{ cm}^2/\text{ml} ; (T12 \longrightarrow e=20\text{cm})$$

Sens y-y :

$$N_z = 1460.39 \text{ KN}$$

$$M_y = 122.39 \text{ KN.m}$$

$$b = 370 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$



370
figure VI. 15 : section de calcul

le centre de pression :

$$e_1 = \frac{M_y}{N_z} = \frac{122.39 \times 100}{1460.39} = 8.38 \text{ cm}$$

$e_1 > \frac{h}{12} = 1.67 \text{ cm} \rightarrow$ l'effort normal est appliqué en dehors du noyau central .

L'effort normal se trouve à l'intérieur de la section donc le calcul se fait a la flexion composée :

✓ Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot B \cdot h \leq N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

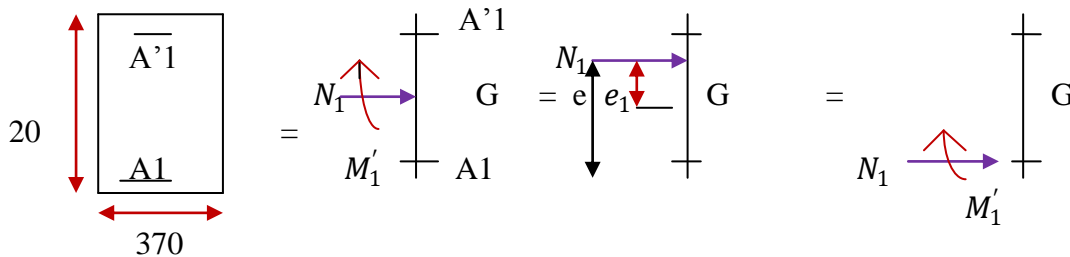
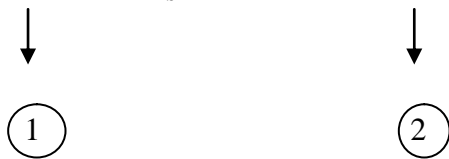


Figure VI.16 : position de N_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale .

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \cdot 20 - 0.81 \cdot 2) \cdot 14.2 \times 370 \times 20 \times 10^{-2} = 5380.09 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N_1 \cdot e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c_1\right) = 8.38 + \left(\frac{20}{2} - 2\right) = 16.38 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1460.39 \times 16.38 \times 10^{-2} = 239.21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = 1460.39 \times (18 - 2) \times 10^{-2} - 239.21 = -5.547 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

(1) (2) → section partiellement comprimée le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment .

$$M_1 = 239.21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$u = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{239.21 \times 10^3}{370 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.14$$

$$\mu_1 = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha) = 0.392$$

$$\mu < u \Rightarrow A'u = 0 \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times u}) = 0.189$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa} \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.924$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = 35.95 \text{ cm}^2$$

On revient a la flexion composée :

$$A_{fc1} = A - (N_u / 100 \cdot \sigma_s) = 35.95 - \frac{1460390}{100 \times 400} = -0.55 < 0 \rightarrow A_{fc} = 0$$

$$\rightarrow A_{v1} = 0$$

Donc on a $A_{v1} = A_{min} = 8.04 \text{ cm}^2 = 4T14 + 2T12$ [RPA99/03.7.7.4.1]

Armature minimales :

Selon RPA99/V2003 :

$$A_{min} = 0.15\% \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 370 = 11.1 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 35.95 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{35.95}{2} = 17.97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement des barres verticales : S

En zone courante :

$$S = \min (1.5 e ; 30 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Sur } L/10 \text{ de la largeur du voile } s' = \frac{s}{2} = 10 \text{ cm}$$

Choix :

Afin de vérifier l'espacement minimum imposé par le RPA 99(version 2003) on choisira

- 20T12 à chaque extrémité de la section verticale du voile ;
- T12 Espacés de 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante pour les armatures parallèles aux parements du voile .

b) Les armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_t 28 \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times \delta_t (\tau_u - 0.3 \times f_t 28 \times k)}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\delta_t \leq \min(1.5 e ; 30 \text{ cm})$$

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

$$A_t \geq \frac{20 \times 15 (1.71 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times \frac{400}{1}} \quad A \geq 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.9 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T10 = 1.57 cm²

Pour vérifier les conditions d'espacement pour les armatures horizontales , on adopte le ferrailage minimum suivant :

T10 espacés de 15 cm à chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile .

Vérification de contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton du voile doit être limité comme suit :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

Avec : $\tau_b = \frac{v}{e \cdot d} \rightarrow v = 1.4 \cdot v_{calcul}$

$$\tau_b = 1.4 \tau_{b\text{ calcul}}^{max}$$

$1.4 \tau_{b\text{ calcul}}^{max}$: contrainte de cisaillement maximale de calcul à L'E.L.U.R donné directement par logiciel ROBOT

$$\tau_{b\text{ calcul}}^{max} = 2.27 \text{ MPa (voir résultat ROBOT)}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b\text{ calcul}}^{max} < \bar{\tau}_b \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

VI.4.4 Etude des voiles périphériques :

Les voiles périphériques sont sollicités à un effort normal qui est leur poids propre et, à un moment dû à la poussée des terres.

Détermination des sollicitations :**a- Calcul de l'effort N :**

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 3 \times 0,2 = 0,6 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 0,6 \times 2500 = 1500 \text{ kg}$$

➤ Etat limite ultime :

$$N = 1,35 \times P_{pr}$$

$$N = 1,35 \times 1500 = 2025 \text{ Dan.}$$

➤ Etat limite de servis :

$$N = P_{pr} = 1500 \text{ Dan.}$$

b- Calcul de la poussée des terres :

Poids volumique de sol $\gamma_h = 18 \text{ kn / m}^3$.

Angle de frottement interne de sol $\theta = 30^\circ$

La contrainte de la poussée sera calculée comme suite :

$$\overline{\sigma}_h = k_p \times \gamma_h \times dH \text{ et } P_t = \int_0^h k_p \times \gamma_h \times dH$$

Avec :

k_p : Coefficient de poussée des terres.

H : la hauteur de voile

$k_p = 0,333$ tableau de Caquot et Kerisel .

$$\overline{\sigma}_0 = 0,333 \times 18 \times 0 = 0 \text{ kn/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_3 = 0,333 \times 18 \times 3 = 17,98 \text{ kn/m}^2$$

$$M' = P_t \times X$$

$$P_t = \frac{h}{2} \times \overline{\sigma}_3 = \frac{3}{2} \times 17,98 = 26,97 \text{ kn/m} .$$

$$M' = 28,06 \times \frac{3}{2} = 40,45 \text{ Kn} .m$$

❖ **Combinaisons fondamentales :**

➤ Etat limite ultime :

$$M = 1,35 \times M'$$

$$M = 54,60 \text{ Kn} .m$$

➤ Etat limite de servis :

$$M = M' = 40,45 \text{ Kn} .m$$

❖ **Calcul de ferrailage :**

➤ Etat limite ultime :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{54,60}{20,25} = 2,69 \text{ m} > \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \left(\frac{0,2}{2} - 0,02'\right) = 0,08 \Rightarrow \text{SPC}$$

les calcul seront en flexion simple avec un moment M_1

$$M_1 = N \times \left(e + \frac{h}{2} - c\right) = 20,25 \times \left(2,38 + \frac{0,2}{2} - 0,02\right) = 49,81 \text{ Kn} .m$$

Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{49810}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,108 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Calcul des armatures :

$$A_{fs} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{49810}{348 \times 0,942 \times 18} = 8,44 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,143 = 0,942$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,108}) = 0,143$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_s \times 100} = 8,44 - \frac{20250}{348 \times 100} = 7,85 \text{ cm}^2$$

Armature minimales :

$$A_{\min} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times \frac{20}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\min} ; A_{cal}) = 7,31 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$8T14 \longrightarrow A = 12,31 \text{ cm}^2$$

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

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{cal}}{4} = 1,82 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de servis :

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150\eta \right) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \overline{\sigma_b} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculée à ELU seront maintenues}$$

VII.1-Introduction :

1-Généralité :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support 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.

Suite a l'importance de l'effort normal agissant sur l'infrastructure et aussi notre bâtiment et lier avec des autres bâtiments de différent hauteur, donc le type a utilisé dans notre cas est un radier général.

VII.2 - Etude du radier :

1-Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

- **E.L.U :**

Situation durable et transitoire :

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

- **E.L.S:**

$$ELS \rightarrow G + Q$$

- Situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} ACC1 \rightarrow G + Q + E \\ ACC2 \rightarrow G + Q - E \\ ACC5 \rightarrow 0.8G + E \\ ACC6 \rightarrow 0.8G - E \end{array} \right\} \text{[RPA99(V2003)/10.1.4.1]}$$

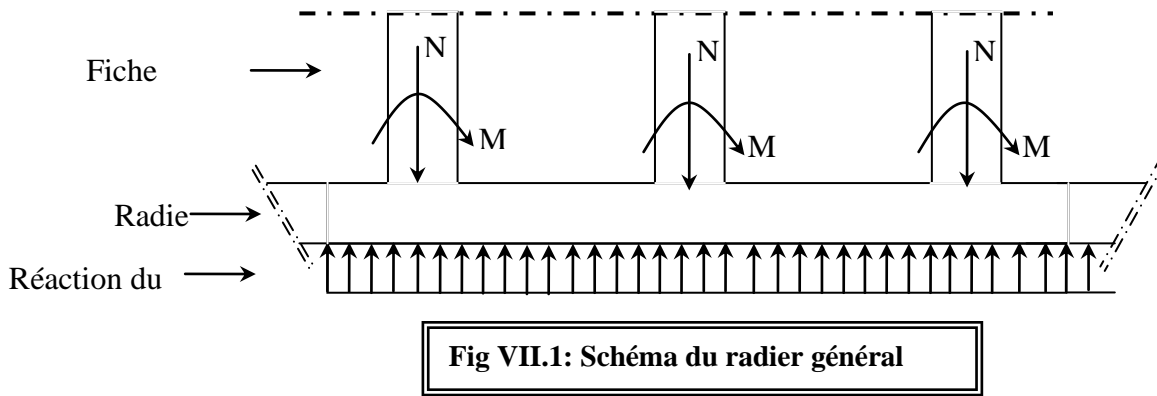


Fig VII.1: Schéma du radier général

VII.2.1-pré dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratique « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

➤ **Hauteur du radier**

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hanteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous-pression , cette hanteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire ;
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition de non cisaillement ;
- 4- Condition de non poinçonnent.

a-Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=4.60m \Rightarrow 0.57m \leq h \leq 0.92m$$

b-Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

Le : longueur élastique donnée par :

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

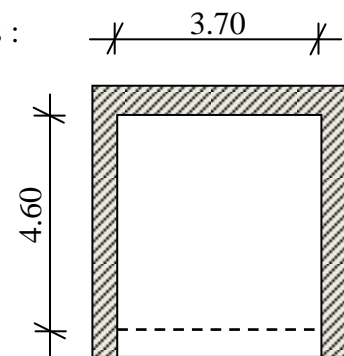


Fig VII.2: Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

Pour un sol de densité moyenne, $K=50\text{MN/m}^3$ [HENRY THONIER] ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 305).

E : module d'Young du béton ($E=3.10^4$ Mpa) ;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L=4.60\text{m.}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 50}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.60}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0.71\text{m}$$

c- Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_c 28 / \gamma_b = 1.16 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.70}{4.60} = 0.80 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

1. Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

➤ **Calcul q_u :**

La surface du radier est de :

$$S = 443.13 \text{ m}^2$$

Le poids de superstructure :

$$G = 75723.35 \text{ KN}$$

$$q'' = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q'' = 1.35 \frac{75723.35}{443.13} + 1.5 \times 5 = 178.38 \text{ KN / m}^2$$

$$T_x = 338.33 \text{ KN} \quad ; \quad T_y = 101.05 \text{ KN}$$

$$T^{\max} = 338.33 \text{ KN.}$$

$$h \geq \frac{T}{0.9 \times \tau_U \times b}$$

$$h \geq \frac{338.33}{0.9 \times 1 \times 1.16 \times 10^3} = 0.32 \text{ m} \Rightarrow h \geq 32 \text{ cm}$$

d-Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

avec :

➤ U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

➤ h : épaisseur du radier ;

➤ N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R. Pour notre structure,

$$N_{u \max} = 2582.25 \text{ KN}$$

Appliquée par un poteau de section rectangulaire de dimensions : (60x60) cm²

$$U_c = 2 \cdot (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = a + h$$

$$b_1 = b + h$$

$$U_c = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h)$$

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \cdot 2 \cdot (0.6 + 0.6 + 2 \cdot h) \cdot h \cdot 16.66$$

$$2.99 \cdot h^2 + 1.79h - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité

$$N_{u \max} = 2582.25 \text{ KN}$$

On aura : $h \geq 0.29m \Rightarrow h \geq 29cm$

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment on prend la hauteur du radier égale

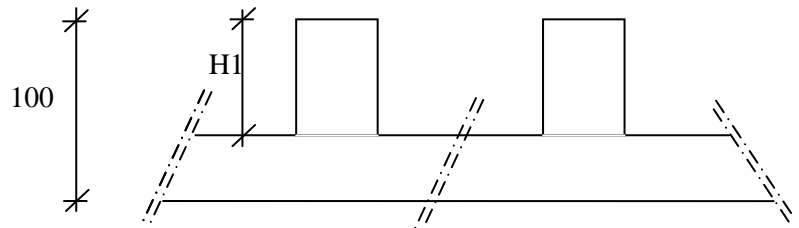
à $h = 100 \text{ cm}$

➤ **Hauteur des nervures :**

$$h_N \geq \frac{L}{10} = \frac{460}{10} = 46cm ; \text{ on prend } h_n = 60cm$$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{460}{20} = 23cm ; \text{ On prend } e = 40cm$$



FigVII. 3 : Dimension du radier.

VIII.2.2-Pré dimensionnement des poutres :

Dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

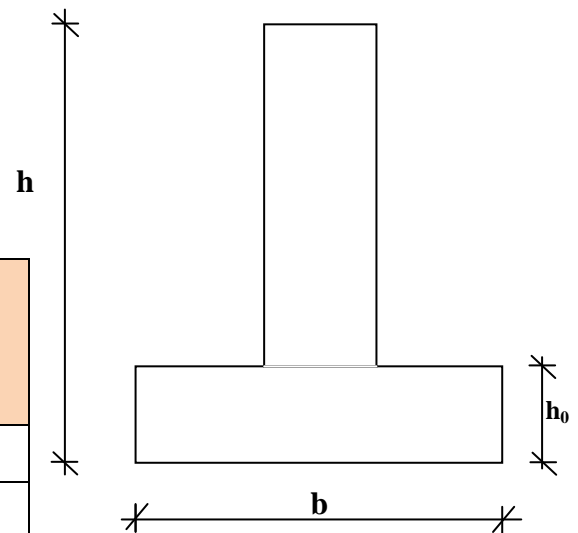
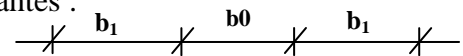


Fig VII. 4: dimension de la poutre

Poutres Dimensions	Poutres aux sens X-X	Poutres aux sens Y-Y
h (cm)	100	100
h ₀ (cm)	40	40
b ₀ (cm)	35	35
b ₁ (cm)	50	50
b (cm)	135	135

TabVII. 1: Dimensions des poutres

Détermination des sollicitations :

- Surface afférente : $S_r = 443.13 \text{ m}^2$

$$I_{xx} = 9283.84 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 28519.59 \text{ m}^4$$

$$V_x = 15.00 \text{ m} \quad ; \quad V_y = 8.68 \text{ m}$$

- Poids du radier sans poutres : $P_r = S \cdot e \cdot \gamma_b = 443.13 \cdot 0,4 \cdot 25 = 4431.3 \text{ KN}$

- Poids des poutres principales : $154.82 \times 0.6 \times 0.35 \cdot 25 = 812.80 \text{ KN}$

- Poids des poutres secondaires : $135.20 \times 0.6 \times 0.35 \cdot 25 = 709.8 \text{ KN}$

$$\Rightarrow Pr = P_1 + P_p + P_s = 5953.9 \text{ KN}.$$

Surcharges d'exploitation : QR

$$Qr = 2.5 \times S$$

$$Qr = 2.5 \times 443.13 \Rightarrow Qr = 1107.82 \text{ KN}.$$

❖ Combinaisons d'actions :**➤ E.L.U:**

$$\text{-Situations durable et transitoire : } \underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35Pr + 1,5Qr)}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 75723.35 \text{ KN}$$

$$N_u = 75723.35 + 9699.49 \Rightarrow N_u = 85422.84 \text{ KN}.$$

$$M_x = -178.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 89.90 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

M_x , M_y et F_z sont donnés par le logiciel Robot Bat;

x , y : abscisses du point d'application de F_z .

➤ **E.L.S :** $(G + Q) + (Pr + Qr)$

$$N_s = 58488.47 \text{ KN.}$$

$$M_x = -130.321 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 6549 \text{ KN.m}$$

➤ **Situation accidentelle:** $[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8Pr]$

$$N_a = 76331.25 \text{ KN.}$$

$$M_x = -120.64 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -166.36 \text{ kN.m.}$$

a-Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \sigma_{1,2} : \text{Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)}$$

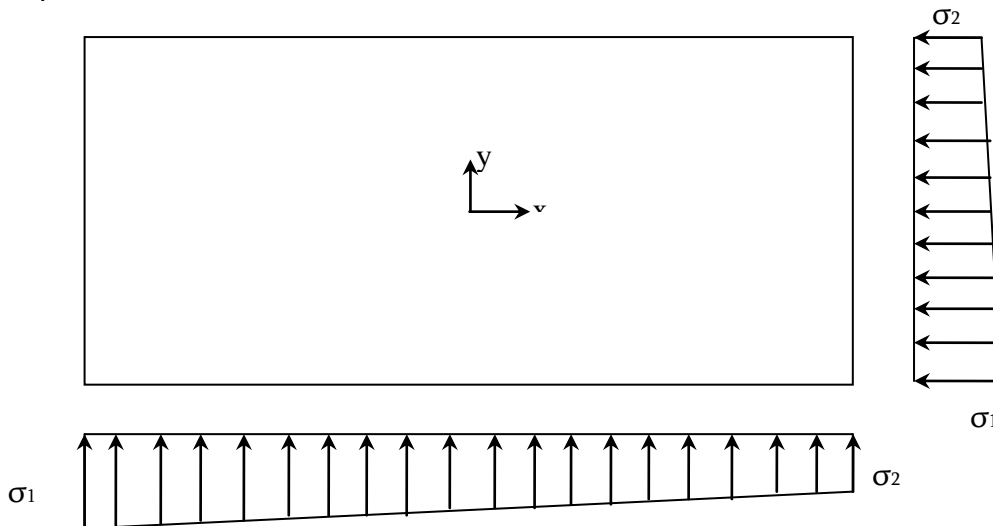


Fig VII. 5: Schéma des contraintes du sol

b-Situation durable et transitoire :**➤ E L U :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 85422.84 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars}$$

❖ Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{85422.84}{443.13} \pm \frac{-178.52}{9283.84} \cdot 15.00 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.92 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.92 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.92 \text{ bars}$$

❖ Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{85422.84}{443.13} \pm \frac{89.90}{28519.59} \cdot 8.68 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.92 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.92 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.92 \text{ bars}$$

➤ E L S :

Suivant l'article de **RPA99/V2003 :**

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 5 \text{ bars}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

$$N_s = 58488.47 \text{ KN}$$

❖ Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{58488.47}{443.13} \pm \frac{-130.32}{9283.84} \cdot 15.00 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.31 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.31 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.31 \text{ bars}$$

❖ Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{58488.47}{443.13} \pm \frac{6549}{28519.59} \cdot 8.68 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.31bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.31bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.31bars$$

➤ Situation accidentelle :❖ Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{76331.25}{443.13} \pm \frac{-120.64}{9283.84} \cdot 15 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.72bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.72bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.72bars$$

❖ Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{76331.25}{443.13} \pm \frac{-166.36}{28519.59} \cdot 8.68 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.72bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.72bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.72bars$$

c- Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas : $P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$

Avec :

-P : Poids du bâtiment;

-S : Surface d'assise du bâtiment;

-Z : L'ancrage et

- γ : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

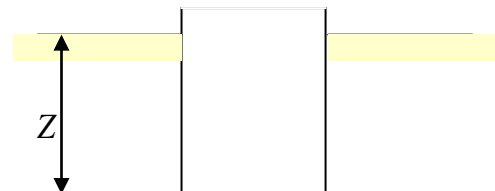


Fig VII. 6: Enclage de la structure

Pour la structure étudié : P = 4999,891 t

$$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 443,13 \times 1 \times 4,84 = 3217,12t$$

$$P = 4999,891t > 3217,12t \rightarrow CV \Rightarrow \text{La structure est stable.}$$

VIII.2.3- Ferrailage du radier :

a-Ferrailage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

b-Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m$$

Le panneau le plus sollicité : $L_x = 3,70m$
 $L_y = 4,60m$

$$\varepsilon = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,70}{4,60} = 0,80 \text{ m} \rightarrow \text{la dalle porte suivant les deux directions .}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

➤ ELU :

$$q_u = \sigma_m \cdot 1m = 192 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = \sigma_m \cdot 1m = 131 \text{ KN/ml}$$

➤ Situation accidentelle :

$$q_{acc} = \sigma_m \cdot 1m = 172 \text{ KN/ml}$$

	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$
E.L.U ($\nu = 0$)	3.70	4.60	0.80	0.0561	0.5959	151.29	90.153
E.L.S ($\nu = 0,2$)	3.70	4.60	0.80	0,0628	0,7111	112.62	80.08

Tab VII.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux en (KN.m)

SENS MOMENTS	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
COMBINAISON				
$M_a[KN.M]$	75.64	56.31	45.07	40.04
$M_t [KN.M]$	128.59	95.72	76.63	68.06

Tab VII .3: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales appuis et travées

❖ Calcul des armatures :

❖ Enrobage :

Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 2cm$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} \quad ; \quad C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$

En prend : $\phi = 1.6cm$

Donc :

$$C_x = a + \frac{1.6}{2} = 2.8cm \quad ; \quad C_y = a + 1.6 + \frac{1.6}{2} = 4.4cm$$

$$d_x = h_0 - c_x = 37.2cm \quad ; \quad d_y = h_0 - c_y = 35.6cm$$

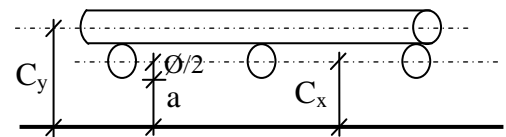


Fig VII.7 : Enrobage

-Sections de calcul :○ **Sens xx**❖ **En travée :**❖ **E.L.U :**

$$M_{tx}^u = 128.59 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{128590}{14.2 \times 100 \times (37.2)^2} = 0,065$$

$$\mu = 0,06 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.084 \Rightarrow \beta = 0.966.$$

$$A_{tx} = \frac{128590}{348 \times 0,966 \times 37.2} = 10.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 37.2 \times \frac{2.1}{400} = 4.49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_{\min} = 4.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (10.28 ; 4.49) \Rightarrow A = 10.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$6\text{T16/ml} \longrightarrow A = 12.06 / \text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

❖ **E.L.S. :**

$$M_{tx}^s = 95.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 12,06}{100} = 1.80 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 12,06 \cdot 37,2}{100} = 134.59 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,80 + \sqrt{(1,80)^2 + 134,59} = 9.94 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (9,94)^3}{3} + 15 \cdot 12,06 \cdot (37,2 - 9,94)^2 = 134460.89 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{95720}{134460.89} = 0.71$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,71 \cdot 9,94 = 7.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,71 \cdot (37.2 - 9,94) = 290.31 \text{ MPa}$$

✓ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et} \\ \text{Doivent être recalculé à l'ELS}$$

❖ Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{95720}{240 \cdot 100 \cdot (37.2)^2} = 0.0032$$

$$\mu_1 = 0,0032 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ k_1 = 37.63 \end{cases}$$

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{37.63} = 3,37 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{95720}{240 \cdot 0,905 \cdot 37,2} = 11,84 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Choix des armatures:

$$6\text{T}16/\text{ml} \longrightarrow A = 12,06 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}16 \longrightarrow e = 20 \text{cm})$$

❖ En appuis :

❖ ELU :

$$M_{ax}^u = 75.64 \text{KN}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{75640}{14.2 \times 100 \times (37,2)^2} = 0.038$$

$$\mu = 0,015 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A = \frac{75640}{348 \times 0,980 \times 37,2} = 5.96 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Choix des armatures:

$$5\text{T}14/\text{ml} \longrightarrow A = 7,70/\text{ml}$$

$$(\text{T}14 \longrightarrow e = 20 \text{cm}).$$

❖ **ELS :**

$$M_{ax}^s = 56.31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 7,70}{100} = 1.15 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 7,70 \cdot 37,2}{100} = 85.93 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.15 + \sqrt{(1.15)^2 + 85,93} = 8,19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (8,19)^3}{3} + 15 \cdot 7,70 \cdot (37,2 - 8,19)^2 = 115514.27 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{56310}{115514.27} = 0,48$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,48 \cdot 8,19 = 3,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,48 \cdot (37,2 - 8,19) = 208,87 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{56310}{240 \cdot 100 \cdot (37,2)^2} = 0.00165$$

$$\mu_1 = 0,00165 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.951 \\ k_1 = 87 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{87} = 2,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{56310}{240 \cdot 0,951 \cdot 37,2} = 6.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix des armatures :**

$$5\text{T}14/\text{ml} \longrightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}14 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

❖ Sens Y-Y :❖ En travée :❖ E.L.U :

$$M_{ty}^u = 76.63 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{76630}{14.2 \times 100 \times (35.6)^2} = 0.042$$

$$\mu = 0.042 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.053 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.978$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{76630}{348 \times 0.978 \times 35.6} = 6.32 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des armatures:

$$\begin{array}{l} 6\text{T14/ml} \quad \longrightarrow \quad A = 9.23 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ (\text{T14} \quad \longrightarrow \quad e = 15 \text{ cm}). \end{array}$$

❖ E.L.S. :

$$M_{ty}^s = 68.06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 9.23}{100} = 1.38 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 9.23 \cdot 35.6}{100} = 98.57 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.38 + \sqrt{(1.38)^2 + 98.57} = 8.64 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (8.64)^3}{3} + 15 \cdot 9.23 \cdot (35.6 - 8.64)^2 = 122130.30 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{68060}{122130.30} = 0.55$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.55 \cdot 8.64 = 4.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0.55 \cdot (35.6 - 8.64) = 222.42 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

❖ Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{68060}{240 \cdot 100 \cdot (35.6)^2} = 0.0022$$

$$\mu_1 = 0,0022 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ k_1 = 37.63 \end{cases}$$

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{240}{37.63} = 6.37 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{68060}{240 \cdot 0.905 \cdot 35.6} = 8,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Choix des armatures:

6T14/ml \longrightarrow A = 9,23cm²/ml

(T14 \longrightarrow e = 20cm)

❖ En appuis :

➤ E.L.U :

$$M_{ay}^u = 45,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{45070}{14.2 \times 100 \times (35.6)^2} = 0,025$$

$$\mu = 0.016 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_i \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,031 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \alpha = 0,987$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{45070}{348 \times 0.987 \times 35.6} = 3,68 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des armatures:

8T8/ml \longrightarrow A = 4,02 cm²/ml

(T8 \longrightarrow e = 15cm).

➤ E.L.S :

$$M_{ay}^s = 40,04 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable \Rightarrow

$$\begin{cases} \overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 4,02}{100} = 0,6 \text{cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 4,02 \cdot 35.6}{100} = 42,93 \text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.6 + \sqrt{(0.6)^2 + 42.93} = 5.98 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (5.98)^3}{3} + 15 \cdot 4.02 \cdot (35.6 - 5.98)^2 = 7181.14 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{40040}{7181.14} = 5.57$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 3.61 \cdot 5.98 = 21.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 5.57 \cdot (35.6 - 5.98) = 2474.75 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

❖ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{40040}{240 \cdot 100 \cdot (35.6)^2} = 0.00131$$

$$\mu_1 = 0.00131 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.95 \\ k_1 = 85 \end{cases}$$

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{85} = 2.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{40040}{240 \cdot 0.95 \cdot 35.6} = 4.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

5T12/ml → A = 5.65/ml

(T12 → e = 20 cm).

VII.2.4- Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque côté.

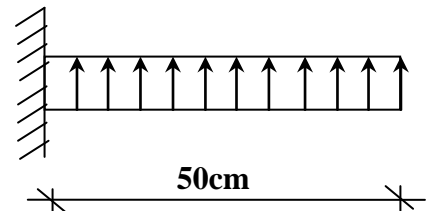
➤ **ELU :**

$$\sigma_m = 192 \text{ KN/m}^2$$

-Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 192 \cdot 1 = 192 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -24 \text{ KN.m}$$



FigVII.8:Schéma statique du débord.

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{24000}{14.2 \times 100 \times (47)^2} = 0.00765$$

$$\mu = 0.00765 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s \Rightarrow 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0095 \Rightarrow$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.996$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{24000}{348 \times 0.996 \times 47} = 1.47 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

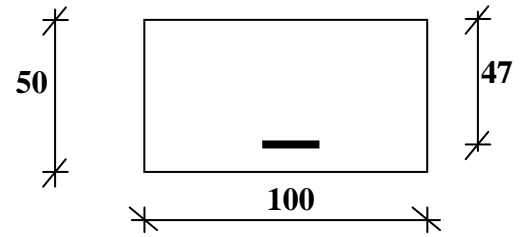


Fig VII.9: Section de calcul.

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 47 \cdot \frac{2.1}{400} = 5.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 5.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$4T14 \longrightarrow A = 6.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \longrightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **ELS :**

$$q_s = 131 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -16.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e, 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 6.15}{100} = 0.92 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 6.15 \cdot 47}{100} = 86.71 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.92 + \sqrt{(0.92)^2 + 86.71} = 8.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (8.44)^3}{3} + 15 \cdot 6.15 \cdot (47 - 8.44)^2 = 157204.483 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{16370}{157204.483} = 0.10$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.10 \cdot 8.44 = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0.10 \cdot (47 - 8.44) = 57.84 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 240MPa \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU sera maintenue}$$

VII.2.5-Ferraillage des poutres :**Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

➤ **Accidentelle :****Poutres principales :**

$$q^{acc}_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx)}{2} \right] \frac{2}{ly} \Rightarrow q_1 = \left[172 \frac{4.60 + (4.60 - 3.70)}{2} \right] \frac{2}{4.60} \Rightarrow q_1 = 205,65 \text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q^{acc}_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Lx}{2} \right] \frac{2}{ly} \Rightarrow q_1 = \left[172 \frac{3.70}{2} \right] \frac{2}{4.60} \Rightarrow q_1 = 138.34 \text{ KN}$$

➤ **ELU****Poutres principales :**

$$q_1 = 229.56 \text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = 154.43 \text{KN}$$

➤ **ELS :****Poutres principales :**

$$q_1 = 156.63 \text{KN}$$

Poutres secondaires :

$$q_1 = 105.36$$

A- Poutres principales :

\bar{q}_1 : Charges provenant du radier ;

q_1 : Charge équivalente ;

M_i : sollicitations réelle apportées par les poteaux (voir annexe II).

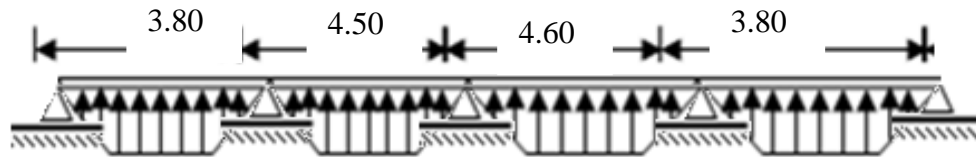


Fig. VII. 10: Distribution des charges sur les poutres principales

2/ Poutres secondaires :

3.70

3.10

3.15

3.20

3.35

3.20

3.15

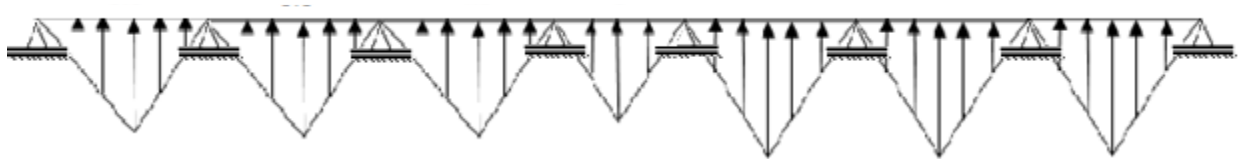


Fig. VII. 11: Distribution des charges sur les poutres secondaires

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel robot bat suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant.

	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	appui	travée	appui
Moment à l'ELUR (KN.m)	175.28	293.84	146.96	241.36
Moment à l'ELS (KN.m)	128.16	214.88	107.44	176.48
Moment à accidentelle (KN.m)	145.44	143.81	121.95	200.25
Effort tranchant (KN)	417.43		349.56	
A calculée (cm²)	5.30	9.01	4.80	7.46
Choix des armatures	4HA14 A=6.16 cm ²	6HA14 A=9,24 cm ²	4HA14 A=6.16 cm ²	4T14+2T12 A=8.42 cm ²

Tab VII.4: Tableau récapitulatif des sollicitations et des armatures :

VII.2.6-Vérification de l'effort tranchant :

-Poutre au sens principale:

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{417430}{135 \cdot 90 \cdot 100} = 0.34 < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Poutre au sens secondaire:

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4MPa) = 2.5MPa$$

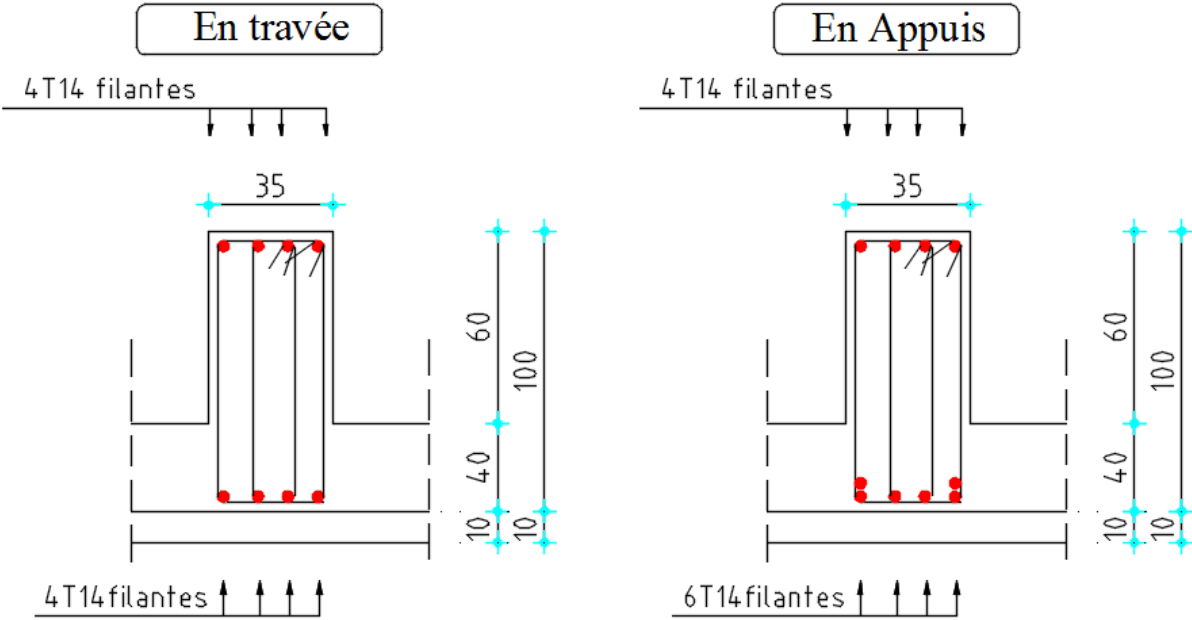
$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{349560}{125 \cdot 90 \cdot 100} = 0.31 < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Section des armatures transversales :

Après le calcul, on a trouvé :

$$A_t = 4 \phi 8 \text{ espacées de : } \begin{cases} 25 \text{ cm pour la zone courante.} \\ 15 \text{ cm pour la zone nodale.} \end{cases}$$



Tab VII. 12: ferrailage de la poutre principale

Conclusion

Les conclusions auxquelles a aboutit le présent travail , sont résumées dans les points suivants :

- Présentement le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures
- L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul ,à savoir robot bas .
- L'étude du comportement dynamique d'une structure , dont la forme en plan est irrégulière nous permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion .
- La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibration, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité .rappelons que la 1^{ère} étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnel et des fréquences naturelles de vibrations .
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures .en effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape .par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure .

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire ,surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

Toute fois , ce travail n'est pas une fin en soi , mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur .



BIBLIOGRAPHIE



Règlements:

- **RPA99** : règles parasismiques algériennes version 2003.
- **BAEL91** : béton armé aux états limite.
- **CBA93** : calcul des ouvrages en béton armé.
- **D.T.R.B.C-2.2** : charges permanentes et charges d'exploitation.

Les Livres :

- BELAZOUGHI Calcul des ouvrages en béton armé. Office des publications universitaires 1991 ;
- Jean Pierre MOUGIN Cours en béton armé BAEL 91. EYROLLES 1992 ;
- Y.CHERAIT Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) - -
- A.MEDJBER /M.HAFIAN /H.AIMER. Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études.

Les mémoires de fin d'étude :

- -SABI Amar-Etude d'une tour (R+10) en béton a usage d'habitation et commercial Bejaia ; 2012.
- -AIDOUN Fairouz- Etude d'une tour (R+9) en béton a usage d'habitation et commercial.
- -BENCHEHIDA Ahmed-Etude d'un bâtiment en 2 entre sol +R+9 en béton armé ; 2013.
- -KHETAL El hadj-Etude de la résidence Miramar sous sol -RDC +12 étage ; 2001.