
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
Université A. Mira – BEJAIA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de Fin de Cycle

En vue de l'obtention du diplôme de Master en
Génie Civil



Option : Matériaux et structure

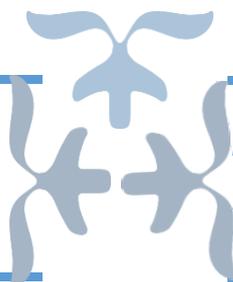


Thème

**"Etudes d'un bâtiment R+7 à usage D'habitation et
commerce contreventé par un système mixte "**

Réaliser Par : -M^r BOURAMA Rochdi
-M^r BOURAMA Fayçal

Promoteur : - M^r MEZIANI Belkacem



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

- ✚ *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*
- ✚ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que On remercie notre encadreur. Et toute la faculté de génie civil pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*
- ✚ *Ainsi On exprime nous reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage. Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

DÉDICACES

On dédions ce travail à :

- + Nous chers parents, qui nous ont toujours encouragé et soutenu dans nos études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- + Nous frères et sœurs*
- + Toute notre famille Bourama.*
- + Nous amis(es).*
- + A toute la Promotion 2016.*
- + Tous les enseignants qui nous ont dirigés vers la porte de la réussite.*

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage D'habitation et commerce, un rez de chaussée 7 étages, qui sera implanté dans la Wilaya de Bejaia

Cette étude se compose de quatre parties.

-La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de L'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la

Structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, dalles pleines et l'acrotère) .

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique) .

-La dernière partie comprend le ferrailage des différentes éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres) .

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 ,modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, SAP2000, Socotec, RPA 99/2003,BAEL91.

Summary

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building, a ground floor + 7^{étage} well be implanted in the wilaya of Bejaia. This study consists of four parts. - The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the prédimensionnement structure and finally the descent of the load. - The second part was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall). - The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by SAP2000 to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading). -The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, modifiée99 Algerian seismic regulations and RPA 99/2003. **Keywords:** building, concrete, SAP2000, Socotec, Excel, RPA 99/2003, BAEL91.

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation du projet.

I-1) Introduction	1
I-2) Implantation de l'ouvrage.....	1
I-3) Présentation du bâtiment	1
I-4) Conception de la structure.....	2

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments résistants

II-1) Introduction.....	5
II-2) pré dimensionnement des éléments résistante	6
II-2-1) Les planchers.....	6
II-2-2) Les poutres.....	9
II-2-3) Les Poteaux.....	11
II-2-4) Les voiles.....	12
II-3) Evaluation des charges et surcharges	20
II-4) Descente de charge.....	24

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Introduction	38
III-1) Étude du plancher:.....	38
III-2) Étude de la dalle pleine.....	60
III-3) Étude de l'acrotère	79
III-4) Étude d'ascenseur	85

III-5) Étude d'escalier	94
-------------------------------	----

Chapitre IV : Etude sismique

IV-1) Introduction	121
IV-2) Méthode de calcul.....	121
IV-3) Disposition des voiles.....	128
IV-4) conclusion.....	137

Chapitre V : Etude des éléments résistant

V-1) Introduction	138
V-2) Les poteaux	138
V-3) Les poutres	151
V-4) Les voiles	164

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI-1) Introduction	175
VI-2) Choix du type de fondation	175
VI-3) Combinaison d'actions	175
VI-4) étude des fondations.....	170
VI-4-1) Choix de fondations.....	176
VI-4-2) Calcul de Ferrailage.....	181
VI 4.2.1. La dalle du radier	181
VI 4.2.1. La nervure.....	186

Conclusion Général

Liste des tableaux

Chap.II : Prédimensionnement des éléments résistants

Tableau. II.1 : Évaluation des charges Terrasse inaccessible.....	20
Tableau II.2 : Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	21
Tableau II.3 : Évaluation des charges dans les dalles pleines.....	21
Tableau II.4 : Évaluation des charges dans les murs extérieurs et intérieurs.....	22
Tableau II.5 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » sur les escaliers	23
Tableau II.6 : Evaluation des poids propre des poteaux	26
Tableau II.7 : Descente de charge du poteau P2.....	28
Tableau II.8 : Evaluation des poids propre des poteaux.....	31
Tableau II.9 : Descente de charge du poteau P1.....	32
Tableau II.10 : Résultat de vérification aux exigences de l'RPA	37

Chap. III : Etude des éléments secondaires

Tableau. III.1 : Différent types de poutrelles.....	42
Tableau.III.2 : Schéma statique des poutrelles et leurs sollicitations(terrasse inaccessible).....	46
Tableau.III.3 : Les sollicitations des poutrelles (étage courant).....	47
Tableau.III.4 : Les sollicitations maximales.....	47
Tableau.III.5 : Ferrailage appuis de rive.....	48
Tableau.III.6 : Ferrailage du plancher terrasse inaccessible.....	57
Tableau III.7 : Vérification des armatures longitudinale au cisaillement.....	57
Tableau III.8 : Vérification des états limite de compression du béton.....	58
Tableau III.9 : Vérification des états limite de déformation.....	58
Tableau III.10 : Résultats de ferrailage du 1 ^{er} type de dalle:.....	64
Tableau III.11 : Résultats de ferrailage du 2 ^{eme} type de dalle	70
Tableau III.12 : Résultats de ferrailage du 1 ^{er} type de dalle :.....	76

Tableau III.13 : Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie :.....	90
Tableau.III.14 : Chargement de chaque volée.....	94
Tableau.III.15 : Le ferrailage de l'escalier.....	98
Tableau. III.16 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	101
Tableau.III.17 : Le ferrailage de l'escalier.....	107
Tableau. III.18 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	109
Tableau.III.19 : Le ferrailage de l'escalier.....	112
Tableau. III.20 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	115
Tableau.III.21 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple à l'ELU.....	118

Chap. IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	122
Tableau IV.2 : Les valeurs de $\zeta(\%)$. RPA 99 (Tableau 4.2).....	124
Tableau IV.3 : Période de vibration et taux de participation massique.....	130
Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticale.....	131
Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	132
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	133
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements de la structure.....	134
Tableau IV.8 : Vérification a L'effet P-Δ	135
Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit.....	136

Chap.V : Etude des éléments résistant

Tableau.V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par RPA.....	139
Tableau. V.2 : Sollicitations dans les poteaux.....	141
Tableau V. 3 : Ferrailage des poteaux	143
Tableau. V.4 : Armatures transversales des poteaux.....	144

Tableau. V.5 : Vérification du flambement des poteaux.....	147
Tableau. V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	147
Tableau. V.7 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	148
Tableau. V.8 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA.....	153
Tableau. V.9 : Armatures longitudinales des poutres.....	154
Tableau. V.10 : Vérification de l'effort tranchant.....	156
Tableau. V.11 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	157
Tableau. V.12 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	157
Tableau. V.13 : Vérification de la flèche pour les poutres	158
Tableau. V.14 : Moment résistant dans les poteaux.....	159
Tableau. V.15 : Moment résistant dans les poutres.....	160
Tableau. V.16 : Vérification de la zone nodale.....	160
Tableau. V.17 : Schéma de ferrailage des poutres	157
Tableau. V.18 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1} = 1.05m$ dans tous les niveaux....	167
Tableau. V.19 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x2} = 2.15m$ dans tous les niveaux.....	168
Tableau. V.20. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x3} = 1.8m$ dans tous les niveaux.....	168
Tableau. V.21 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y1} = 2.75m$ dans tous les niveaux.....	171
Tableau. V.22 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	171
Tableau. V.23 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	172
Tableau. V.24 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux	172
Tableau. V.25 : Sollicitations de calcul dans le voile V_y dans tous les niveaux	173

Chap. VI : Etude de l'infrastructure

Tableau .VI .1: tableau de ferrailage de La dalle du radier	183
Tableau . VI. 2 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'aciens:.....	185
Tableau .VI.3 : Vérification des contraintes nouvelles.....	185
Tableau VI.4 : Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.....	188

Tableau VI.5 : Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....	188
Tableau VI.6 : Résumé des résultats de ferrailage.....	189
Tableau VI.7 : Résumé des résultats (ferrailage des nervures).....	189
Tableau VI.8 : Vérification de l'effort tranchant.....	189
Tableau VI.9 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	190
Tableau VI.10 : Schéma de ferrailage des nervures.....	191

Liste des figures

Chap.I : Présentation de l'ouvrage

Figure .I.1 : Dimensions en plan.....	2
Figure .I.2 :Plancher à corps creux.....	3
Figure .I.3 : Brique creuse.....	4

Chap.II : Prédimensionnement des éléments résistants

Figure. II.1 : Disposition des poutrelles.....	5
Figure II.2 : Plancher corps creux.....	7
Figure.II.3 : Panneau D ₁	8
Figure. I.4 : Panneau D ₂	8
Figure I.5 : Panneau D ₃	8
Figure. II.6 : Hauteur libre d'étage.....	11
Figure. II.7 : Coupe de voile, élévation.....	12
Figure II.8 : Schéma d'une poutrelle.....	13
Figure. II.9 : Vue d'escalier en trois dimensions.....	13
Figure II.10 : Vue en plan du 1 ^{er} type d'escalier.....	14
Figure II.11 : Vue en plan du 2 ^{ème} type d'escalier.....	16
Figure II.12 : Vue en plan du 3 ^{ème} type d'escalier.....	17
Figure II.13 : Escalier duplex	19
Figure II.14 : Schémas de l'acrotère.....	19
Figure. II.15 : Vue en plan des poteaux les plus sollicités.....	25
Figure. II.16 : Présentation du POT P2.....	25
Figure. II.17: Présentation du POT P1.....	30

Chap. III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma d'une Poutre.....	38
---	----

Figure. III.2 : Moments sur une poutre à plus de deux travées	39
Figure. III.3 : Moments sur une poutre à plus de deux travées	39
Figure. III.4 : Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.....	40
Figure. III.5 : Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées	40
Figure. III.6 : Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.....	41
Figure.III.7 : Poutrelle Type 1.....	43
Figure .III.8 : Diagramme des moments fléchissant.....	45
Figure.III.9 : Dalle sur 4 appuis.....	60
Figure.III.10. schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	67
Figure III.11. panneau D ₂	67
Figure.III.12. schéma de ferrailage de la dalle sur 03 appuis.....	72
Figure III.13. panneau D ₃	73
Figure.III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 02 appuis.....	78
Figure.III.15 : Acrotère.....	79
Figure.III.16 : Les Sollicitations	80
Figure .III.17 : Section à ferrailer.....	82
Figure .III.18 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	85
Figure.III.19. Cage d'ascenseur.....	86
Figure III.20 : Schéma représentant la surface d'impact.....	87
Figure.III.21 : Schéma de ferrailage de la dalle de la scenceur.....	94
Figure.III.22 : Coupe d'une bonde d'1 mètre de l'escalier.....	97
Figure.III.23 : Schéma de ferrailage de la volée 01.....	105
Figure.III.24 : Coupe d'une bonde d'1 mètre de l'escalier.....	106
Figure.III.25 : Schéma de ferrailage de la volée 03.....	111
Figure.III.26 : Schéma de ferrailage de la volée 02.....	116
Figure.III.27 : Schéma statique de la poutre palière.....	116
Figure.III.28 : Section fictive.....	118

Figure.III.29 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	120
---	-----

Chap. IV : Etude sismique

Figure IV.1 : Spectre de calcul.....	127
Figure.IV.2 : Disposition des voiles.....	128
Figure.IV.3 : Mode 1 translation selon x-x	129
Figure.IV.4 : Mode 2 translation selon yy	129
Figure.IV.5 : Mode 3 rotation au tour de l'axe	130

Chap.V : Etude des éléments résistant

Figure.V. 1 : Zone nodale	139
Figure V.2 : Section du poteau à étudier.....	141
Figure.V.3 : Section d'un poteau.	146
Figure V. 4 : Disposition des armatures des poteau.....	149
Figure.V.5 : Le Schéma de ferrailage des.....	149
Figure.V.6 : 2U superposés (avec alternance dans l'orientation).....	152
figure.V.7 : Les moments sur la zone nodale.....	159
Figure.V.8 : Disposition constrictive des armatures dans les poutres.....	161
Figure.V.9 : Disposition des armatures dans les voiles.....	165
Figure.V.10 : Schéma de répartition des voiles.....	166
Figure.V.11 : Schéma d'un voile plein.....	169
Figure.V.12 : Schéma de ferrailage d'un voile.....	174

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Semelle isolée.....	176
Figure VI. 2 : Semelle filante	177
Figure. VI .3 : Schéma de rupture de la dalle du radier.....	182
Figure VI.4 : Schéma de panneau le plus défavorable.....	182

Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	188
Figure VI.6 : Section à ferrailer.....	188

Symboles Et Notations

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

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

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 : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.

E_b : Module de déformation longitudinal de béton.

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

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force.

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

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

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

H_c : La profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable (d'exploitation).

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

N_{c max} , N_{q max} : Termes de portance pour les fondations profondes.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_{radier} : Poids du radier (KN).

Q_P : Résistance de pointe d'un pieu.

Q_S : Frottement latéral.

Q_I : 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).

S_t : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W : Poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{gi} : Poids des charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier

Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).

a : Une dimension (en général longitudinale) .

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre

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

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

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : Hauteur total du radier (m).

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

v : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

γ_h : Poids volumique humide (t/m^3).

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

$q_{s\ max}$: Frottement latéral unitaire limite

q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

k_c : Coefficient de portance.

τ_{lim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

σ_v : Contrainte verticale due au sol au niveau de la base de la fondation.

σ_H : Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.

σ_v : Contrainte totale verticale au niveau de l'essai.

q_{ref} : Contrainte de référence appliquée par la semelle au sol

q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.

γ_q : Coefficient de sécurité.

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- ✓ La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- ✓ Confort
- ✓ Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- ❖ -Souplesse d'utilisation.
- ❖ Durabilité (duré de vie).
- ❖ Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, il sera implantée dans une zone de faible sismicité, comportant un RDC et 7 étages n'est pas encore réaliser à El kseur ,(W. BEJAIA)

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Chapitre 01

PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction

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 (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) 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 projet concerné par l'étude va être implanté sur un terrain plat inondable, ce terrain retenu pour recevoir le projet de 21 logements promotionnel en R+7 avec commerce en RDC, au village **EL KSEUR. W (BEJAIA)**.

I.3. Présentation du bâtiment

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+7 en béton armé composé :

- RDC a usage commercial
- 07 étages à usage d'habitation avec trois logements par niveau : 3F3, les deux dernier niveaux sont des duplexes.

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003:

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

I.3.1. Dimensions en élévation

- Hauteur totale de bâtiment par rapport au niveau de sol.....H = 26.1m, avec acrotère.
- Hauteur de RDC.....h = 4.08m.

- Hauteur des étage courant.h = 3.06m.
Hauteur de l'acrotère.....h = 0.6m.
- Longueur 24.50 m.
- Largeur 14.6 m

I.3.2. Dimensions en plan

La structure présente, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après :

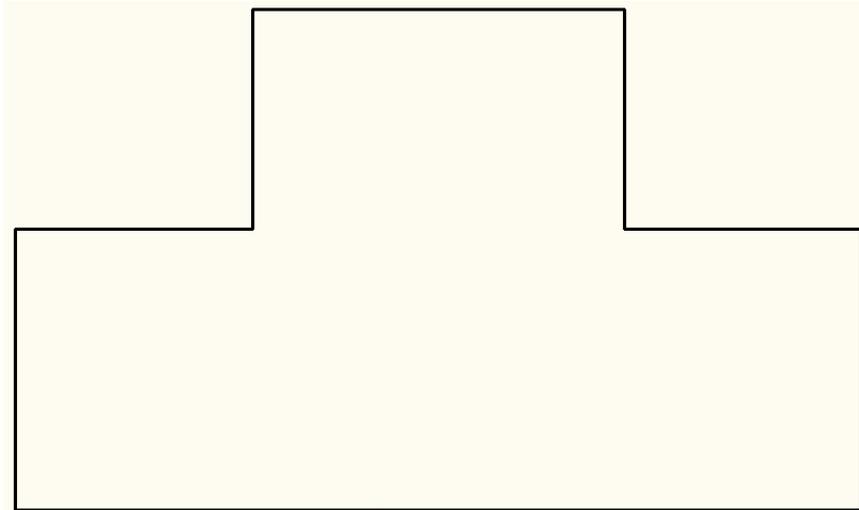


Figure I-1 : Dimensions en plan

I.4. Conception de la structure

I.4.1. 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.4.2. Plancher

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

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

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 (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

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-2 : Plancher à corps creux.

b. Planchers dalle pleine

Pour certaines zones, On a opté pour des dalles pleines comme les Balcon et la dalle d'ascenseur.

I.4.3. Escalier

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

1.4.4. 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 a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

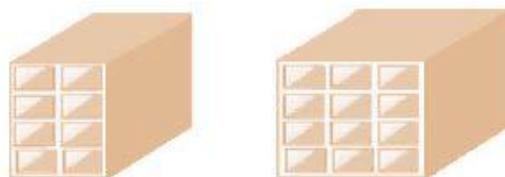


Figure I.3: Brique creus

I.4.5. 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.4.6. Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4.7. 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.4.8. Fondation

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuse, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars.

La profondeur d'ancrage de 1.5m dans le sol naturelle, en tenant compte en plus de double sous sol projeté.

Chapitre 02

LE PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1.Introduction

Le redimensionnement 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 redimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91,CBA93 et R.P.A 99 V2003

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être chargés après vérifications dans la phase dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit:

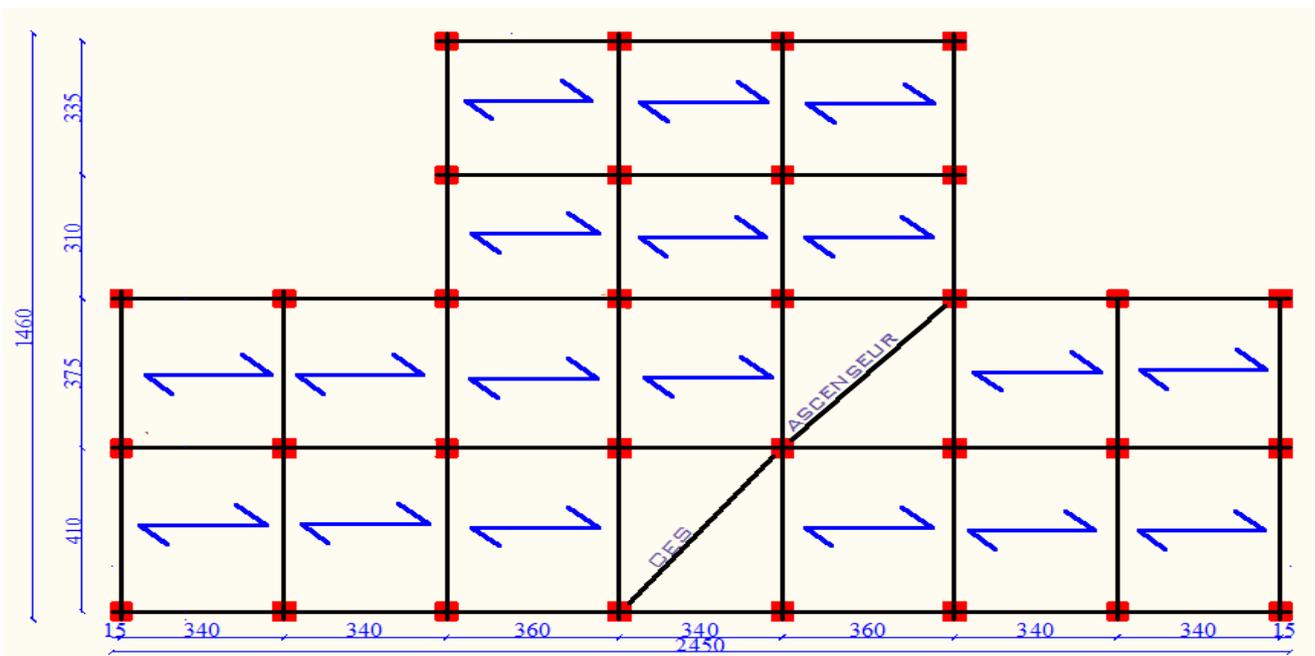
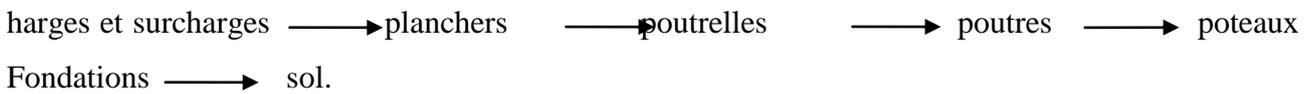


Figure. II.1.Disposition des poutrelles.

II.2. Predimensionnement des éléments résistants

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes:

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA99 version 2003.

II.2.1. Les planchers

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance

- L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

l : plus grande porté dans le sens considéré.

II.2.1.1. Plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée a partir de la condition de la flèche

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ (Art B.6.8.4.2) [2]}$$

Avec:

L_{max} : la portée maximale entre nus d'une poutrelle.

h_t : Hauteur totale du plancher.

Avec : $h_t = h_{cc} - h_{dc}$

$L_{max} = (360 - 30) = 330 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{330}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 14.66 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de:

$$h_t = 20\text{cm} : \begin{cases} 16\text{ cm: l'épaisseur de corps creux.} \\ 4\text{ cm: dalle de compression.} \end{cases}$$

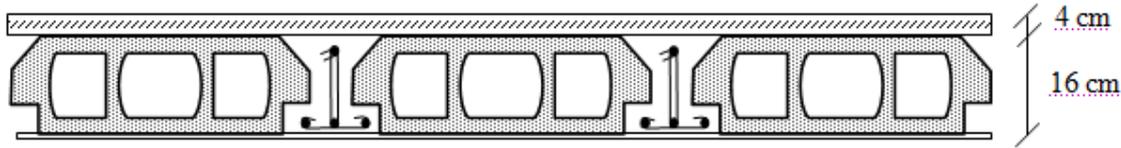


Figure II.1. Plancher corps creux.

II.2.1.2. Plancher en dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ Critère de résistance

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

➤ Coupe-feu

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

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

- Notre projet comporte trois types de dalle pleine :

• **Panneau sur 04 appuis (D₁)**

$$\frac{345}{45} \leq e \leq \frac{345}{40} \Rightarrow 7.66\text{cm} \leq e \leq 8.26\text{cm}$$

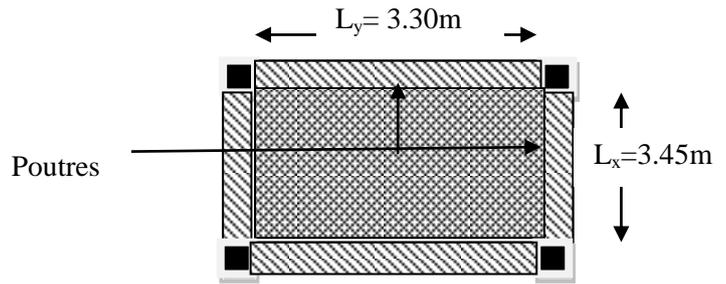


Figure.II.3. panneau D₁

• **Panneau sur 03 appuis (D₂)**

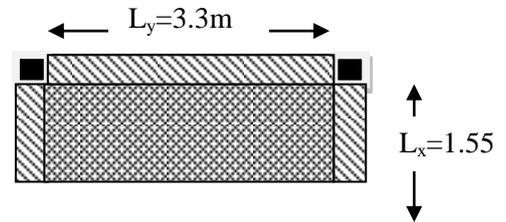


Figure.II.4. panneau D₂

$$\frac{155}{45} \leq e \leq \frac{155}{40} \Rightarrow 3.44\text{cm} \leq e \leq 3.87\text{cm}$$

• **Panneau sur 02 appuis (D₃)**

$$e \leq \frac{170}{20} \Rightarrow e \leq 8.5\text{cm}$$

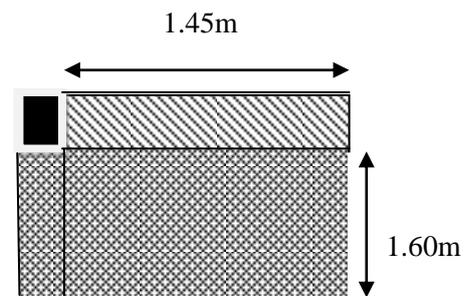


Figure.II.5. panneau D₃.

Selon le critère de coupe feu : $e \geq 11\text{cm}$

On adopte une épaisseur ($e = 12\text{ cm}$) pour tout les planchers a dalle pleine sauf pour la dalle de l'ascenseur sera ($e = 15\text{ cm}$) vu de son poids élevé.

II.2.2. Les poutres

D’une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

➤ **Les poutres principales**

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On à : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

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

$L_{max} = 4.10 - 0.30 = 3.80m$

$\Rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38\text{cm}$

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

• **Vérifications**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sachant que: b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ (2) \Leftrightarrow h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 35 / 30 = 1.16 < 4.00\text{cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Soit: les poutres principales une section de :

$$b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

➤ **Les Poutre secondaire**

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

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

L_{max} : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 3.60 - 0.30 = 3.30\text{m}$$

$$L_{max} = 3.30\text{cm}$$

$$\text{Donc : } 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

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

• **Vérifications**

Selon les recommandations du **RPA 99(version2003)**, les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sachant que : b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 30\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h / b = 30 / 30 = 1 \text{ cm} < 4 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit : Poutre principales : } b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

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

II.2.3. Les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations.

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

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

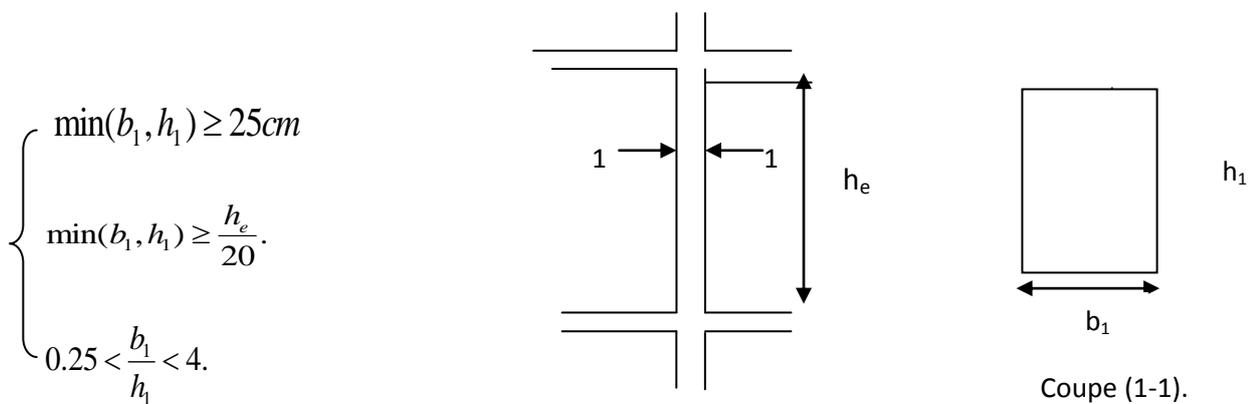


Figure II.6. Hauteur libre d'étage.

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3.88\text{m}$ Pour le RDC.

$h_e = 2.86\text{m}$ Pour l'étage courant.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

- R.D.C : poteaux **(45 ,45) cm²**.
- 1^{er} ,2^{ème} , 3^{ème} , 4^{ème} étage poteaux **(40, 40) cm²**.
- 5^{ème} étage : poteaux **(35, 35) cm²**.

- 1^{er}, 2^{ème}. étage duplexe: poteaux (35, 30) cm².

II.2.4. Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm}$(1).
- $e > h_e / 20$(2). RPA (article 7.7.1)
- $L > 4 e$(3).

h_e : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans toutes les niveaux, donc :

Pour les niveaux (RDC jusqu'au 7^{ème})

$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$e \geq [\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}]$

$e \geq [14.3; 15 \text{ cm}]$

Soit : $e = 15 \text{ cm}$.

e : Epaisseur du voile.

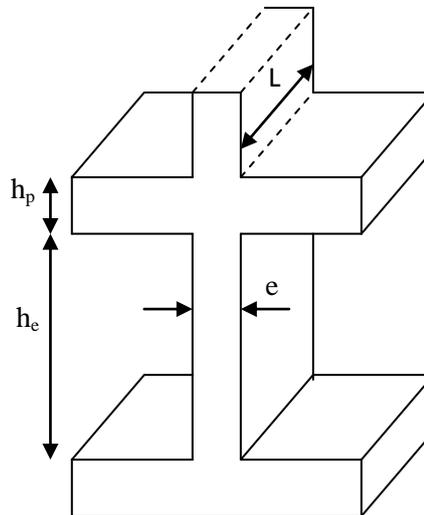


Fig. II.7. Coupe de voile, élévation.

On adopte pour tous les voiles une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ pour les niveaux).

II.2.5. Les poutrelles

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

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont:

- Critère de la plus petite portée: les poutrelles sont disposées parallèlement à, la plus petite portée.

- Critère de continuité: les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant:

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t = (0.8 \text{ à } 1.2)$$

On adopte: $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

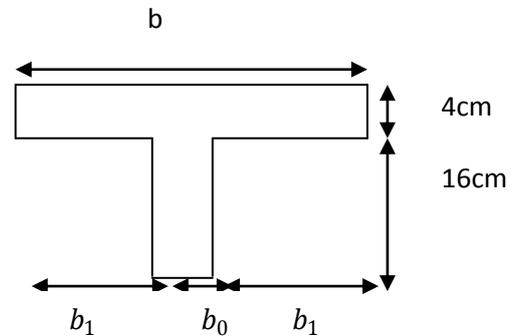


Figure II.8. Schéma d'une poutrelle.

Avec :

l_x : Distance entre nus de deux poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$)

l_y : Longueur de la travée minimale d'une poutrelle ($l_y = 340 \text{ cm}$)

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2}, \frac{340}{10} \right)$$

On adopte $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

Soit $b = 65$

II.2.6. Les escaliers

Les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place, les dimensions des marches sont variables selon leurs destination.

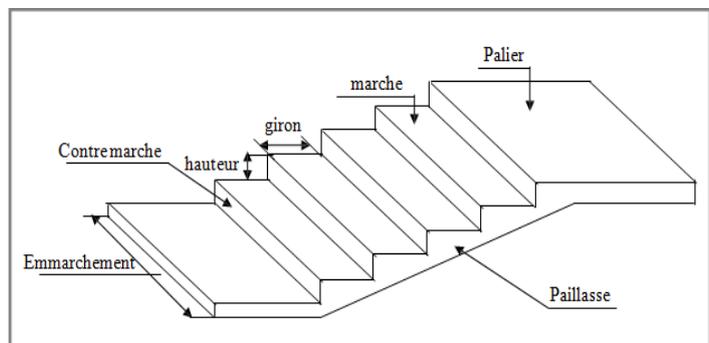


Figure II.9. Vue d'escalier en trois dimensions.

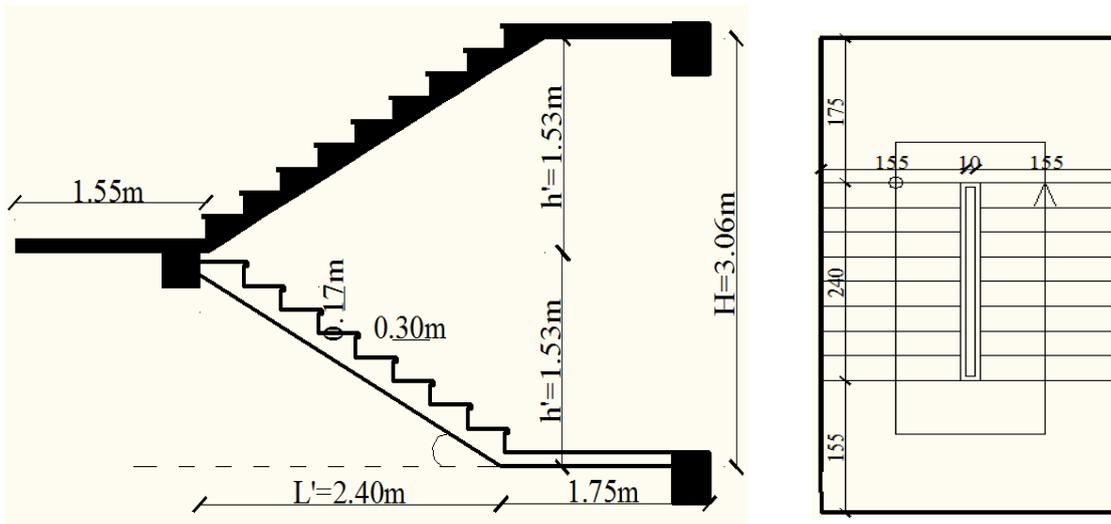
- **Les escaliers en béton armé**

Ils sont constitués essentiellement d'une paillasse, d'un palier et de marches.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, salle de spectacle.....etc.).

1^{er} cas: Escaliers à deux volées séparées par un palier intermédiaire en béton

- **les escaliers des étages courant(,1^{er},2,3,4 et 5^{ème}étage)**



Coupe A-A

Figure II.10. Vue en plan du 1^{er} type d'escalier.

- **Dimensionnement**

L'escalier est assimilé à une dalle brisée simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « **BLONDEL** ».

- La hauteur d'étage $H = 3.06\text{m}$
- Le giron $g = 30\text{cm}$

1. Calcul du nombre de contre marches

$$n = (H / 2) \times 1 / h$$

$$n = (3.06 / 2) \times 1 / 17 \quad \text{avec : } h_0 \text{ (hauteur de la contre marche).}$$

$$n = 9 \text{ et } h_0 = 17\text{cm}$$

2. Calcul du nombre de marche:

$$N = n - 1 = 8 \text{ marches.}$$

3. Calcul de l'angle α :

$$\operatorname{tg} \alpha = h' / L'$$

$$h' = H / 2 = 1.53 \text{ m}$$

$$L' = 30 \times 8 = 2.40 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = (h' / L') = 1.53 / 2.40 = 0,64$$

$$\alpha = 32,52^\circ$$

4. Calcul de la longueur inclinée:

$$L'' = (L' / \cos \alpha) = 2.85 \text{ m}$$

5. Vérification de la relation de Blondel:

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

6. Épaisseur de la pailasse

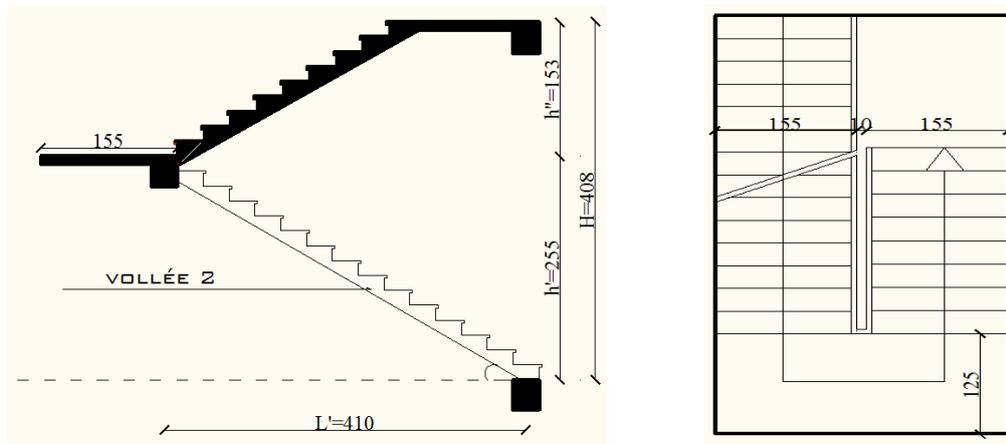
$$L / 30 \leq e \leq L / 20$$

$$L' = \sqrt{240^2 + 153^2} = 285 \text{ cm}$$

$$L = 285 + 160 = 445 \text{ cm}$$

$$14.83 \leq e \leq 22.25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{on opte pour } e = 15 \text{ cm.}$$

- **Les escaliers de RDC**



Coupe A-A

Figure II.11. Vue en plan du 2^{ème} type d'escalier.

- **Dimensionnement**

- La hauteur d'étage $H = 4.08\text{m}$
- Le giron $g = 30\text{cm}$

7. Calcul du nombre de contre marches:

$$n = h' / h_0$$

$$n = 255 / 17 = 15$$

8. Calcul du nombre de marche:

$$N = n - 1 = 14 \text{ marches.}$$

9. Calcul de l'angle α :

$$\text{tg}\alpha = h' / L'$$

$$h' = 2.55\text{m}$$

$$L' = 30 \times 14 = 410\text{m}$$

$$\text{tg}\alpha = (h' / L') = 2.55 / 410 = 0,61$$

$$\alpha = 31,87^\circ$$

10. Calcul de la longueur inclinée:

$$L'' = (L' / \cos\alpha) = 4.82m$$

11. Vérification de la relation de blondel:

$$59 \leq g + 2h \leq 66cm$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) \leq 66cm$$

$$59 \leq 64 \leq 66cm \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

12. Épaisseur de la paillasse

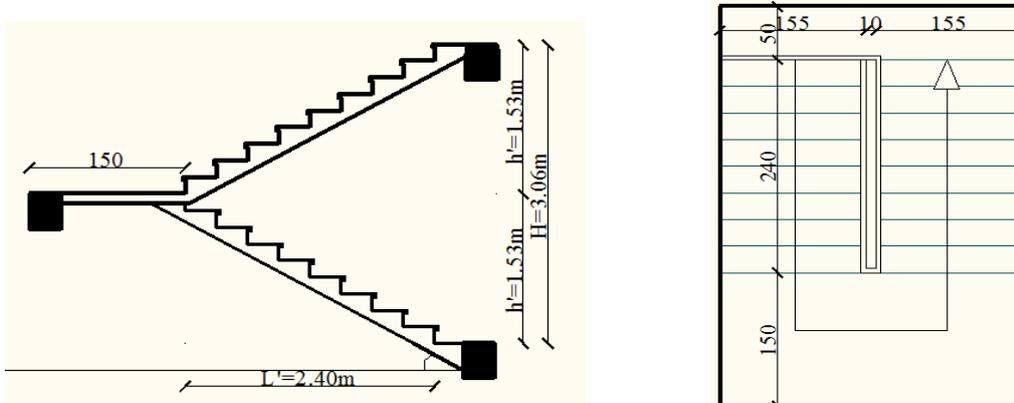
$$L / 30 \leq e \leq L / 20$$

$$L' = \sqrt{255^2 + 410^2} = 482 \text{ cm}$$

$$L = 482 \text{ cm}$$

$$16.06 \leq e \leq 24.1cm \dots\dots\dots \text{on opte pour } e = 18cm.$$

- Les escaliers de 1^{er} étage duplexe :



Coupe A-A

Figure II.12. Vue en plan du 3^{ème} type d'escalier.

- Dimensionnement:

1. Calcul du nombre de contre marches:

$$n = (H / 2) \times 1 / h$$

$$n = (3.06 / 2) \times 1 / 17 \quad \text{avec : } h_0 \text{ (hauteur de la contre marche).}$$

$$n = 9 \text{ et } h_0 = 17\text{cm}$$

2. Calcul du nombre de marche:

$$N = n - 1 = 8 \text{ marches.}$$

3. Calcul de l'angle α :

$$30 \times 8 = 2.40\text{m}$$

$$\text{tg}\alpha = (h' / L') = 1.53 / 2.40 = 0,64$$

$$\alpha = 32,52^\circ$$

4. Calcul de la longueur inclinée:

$$L'' = (L' / \cos\alpha) = 2.85\text{m}$$

5. Vérification de la relation de blondel:

$$59 \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

6. Épaisseur de la paille

$$L / 30 \leq e \leq L / 20$$

$$L' = \sqrt{240^2 + 153^2} = 285 \text{ cm}$$

$$L = 285 + 150 = 435 \text{ cm}$$

$$14.5 \leq e \leq 21.75\text{cm} \dots\dots\dots \text{on opte pour } e = 15\text{cm.}$$

Les escaliers du 2^{ème} étage duplex : En bois

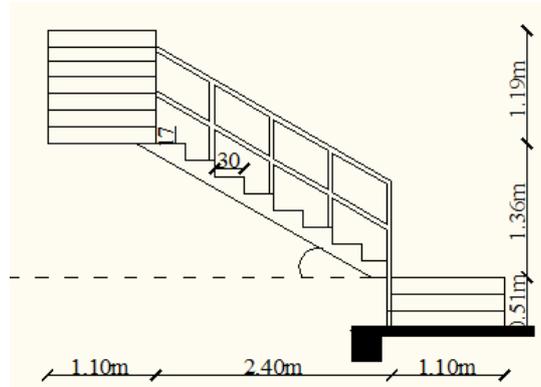


Figure II.13. escalier du 2^{ème} Coupe A-A .

II.2.7.L'acrotère

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

- la terrasse est inaccessible, H=60cm.

Surface des acrotères sont :

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

$$S_{inacce} = 0.0685m^2$$

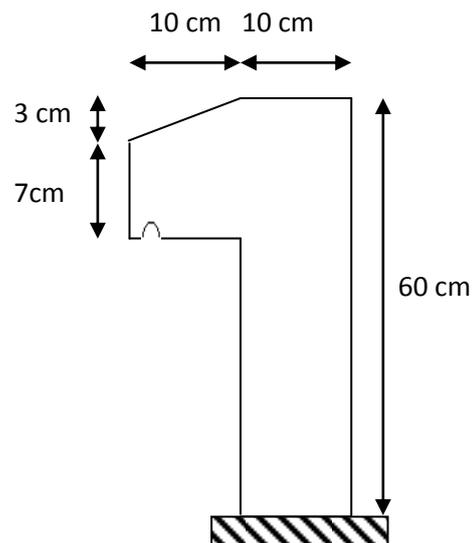


Figure II.14.Schémas de l'acrotère.

Volume des acrotères par mètre linéaire :

- $V_{inacce} = S_{inacce} \times 1 = 0.0685m^3$

Poids propre des acrotères

$$- G_{\text{inacce}} = \delta \times V_{\text{inacce}} = 25 \times 0.0685 = 1.712 \text{ KN/ml.}$$

S : Surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

Le poids propre d'enduit extérieur de ciment de 1.5cm d'épaisseur

$$G_0 = \gamma \times e \times H = 20 \times 0.015 \times 0.6 = 0.18 \text{ KN.}$$

Le poids propre total des acrotères

$$- \text{Terrasse inaccessible} \quad G_{\text{tinac}} = G_{\text{inacce}} + G_{\text{cint}} + G_{\text{cext}} = 2.88 \text{ KN/ml.}$$

II.3.Évaluation des charges et surcharges

Tableau. II.1. Évaluation des charges Terrasse inaccessible:

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Gravion de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.01
Plancher a corps creux(16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente(1%)	0.1	2.2

- La charge permanente totale qu'on a est : $G = 6.33 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas de toiture est estimée $Q = 1. \text{KN} / \text{m}^2$.

II.3.2. Plancher étage courant**Tableau II.1.** *Évaluation des charges dans le plancher d'étage courant.*

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15

- La charge permanente totale : $G = 5.2 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour habitation est estimée à $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage entre sol (parking) est estimée à $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

II.3. Dalle pleine et Balcons**Tableau II.2.** *Évaluation des charges dans les dalles pleines.*

Désignation des éléments	L'épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.12	3.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40

Lit de Sable	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.27

- La charge permanente totale qu'on a est : $G = 4.47 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.3.4. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

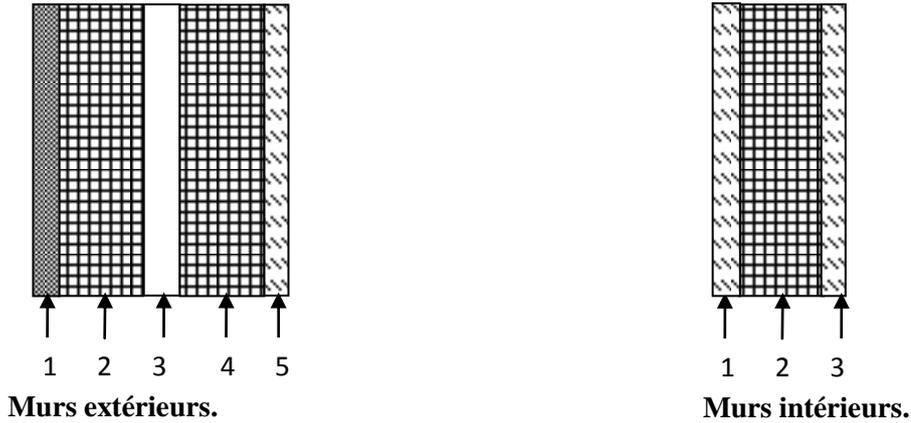


Tableau II.4. Évaluation des charges dans les murs extérieurs et intérieurs

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.10	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.2
Total	/	/	/	/	2.85
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.10	0.9
	3	Enduit de	14	0.02	0.28

		plâtre			
Total	/	/	/	/	1.46

II.3.5. Les escaliers

Tableau II.5. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » sur les escaliers :

• **Palier**

N	Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement		0.02	20	0,40
2	Mortier de pose		0.02	20	0,40
3	Lit de sable		0.02	18	0,36
4	Dalle en BA	Paliers (type 1 et 3)	0.15	25	3,75
		Palier (type2)	0.20	25	5
5	Enduit plâtre		0.02	10	0.2
Charge permanente totale					G = 5.11
					G=6.36
Surcharge d'exploitation					Q = 2,50

• **LES Volées**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	0.13	20	0.26
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	Volée (type 1 et 3)	0.15 / (cos32.52°)	25	4.48
		Volée (type2)	0.20/(cos31.39°)		5.85
7	Enduit de plâtre		0.02	10	0.2
Charge permanente totale		Type1 et 3			G = 7.97
		Type2			G = 9.34
Surcharge d'exploitation					Q = 2.50

II.4.La descente de charge

La descente de charges est le chemin suivis par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu’au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux le plus sollicités (P1, P2, P3).

- **La loi de dégression :**

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

On adoptera pour le calcul des points d’appui les charges d’exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour $n > 5$:

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

II.4.1. Les différents poteaux choisis pour la descente de charges :

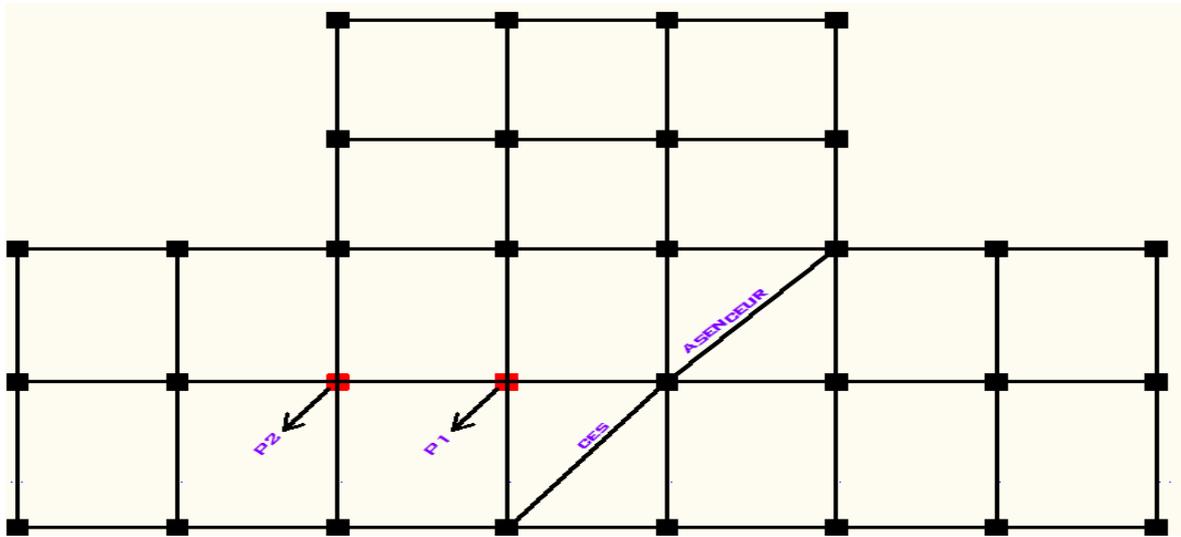


Figure. II.15. Vue en plan des poteaux les plus sollicités.

- Le poteau P2 Est représenté comme suit :

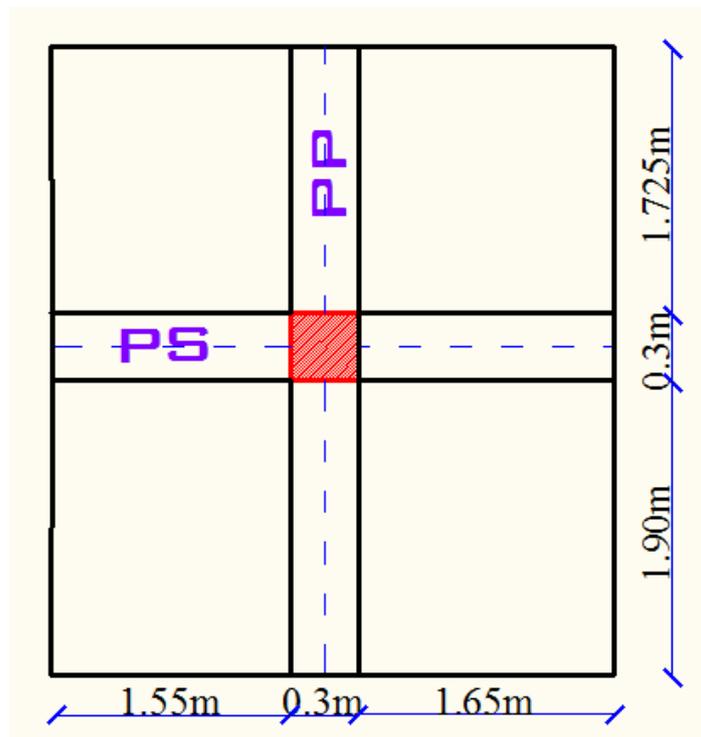


Figure. II.16. Présentation du

POT P2.

Calcul des surfaces afférentes :

- Plancher terrasse inaccessible :

$$S_{\text{terrasse}} = (1.725+1.9) \times (1.55+1.65)$$

$$\Rightarrow S_{\text{terrasse}} = 11.60\text{m}^2$$

$$S_{\text{étage}} = (1.55 \times 1.725) + (1.55 \times 1.90) + (1.65 \times 1.725) + (1.65 \times 1.90) = 11.60\text{m}^2$$

Plancher terrasse :

$$G = G_{\text{terrasse}} \times S_{\text{terrasse}} = 6.33 \times 11.6 = 73.428\text{KN}$$

$$Q = Q_{\text{terrasse}} \times S_{\text{terrasse}} = 1 \times 11.6 = 11.6\text{KN}$$

Plancher étage d'habitation :

$$G = 11.6 \times 5.2 = 60.32\text{KN}$$

$$Q = 11.6 \times 1.5 = 17.4\text{KN}$$

Poids propres des poutres :

$$G_{pp} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 3.625 = 9.515\text{KN}$$

$$G_{ps} = 0.3 \times 0.30 \times 25 \times 3.2 = 7.2\text{KN}$$

$$G_{\text{Poutres}} = G_{pp} + G_{ps} = 16.71\text{KN}$$

- **Pour les poteaux :** $P = S \times 25 \times h_e$

Tableau II.6. évaluation des poids propre des poteaux :

étages	RDC	1 ^{er} , 2, 3, 4 étages	5 ^{ème} étage	1 ^{er} , 2 ^{ème} étage Duplexe
S (cm ²)	0.2025	0.16	0.1225	0.105
P(KN)	19.64	11.44	8.758	7.507

Poids des cloisons double :

Etage RDC :

$$G=(3.88 \times 3.2 \times 4.384 = 54.43KN$$

Etages courants :

$$G=(2.86 \times 3.2 \times 4.384 = 40.17KN$$

- **la loi de dégression des charges d'exploitations**

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

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,3.....n numéroté à partir du sommet de bâtiment.

Q a chaque niveau est déterminé comme suit :

Terrasse : Q_0

Etage 1 : $Q_0 + Q_1$

Etage 2 : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Etage 3 : $Q_0 + 0.9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ (*DTR B.C 2.2.6.3*)

Etage 4 : $Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Pour n étage ($n > 5$) : $Q_0 + ((3+n)/(2 \times n)) \times (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

- **Evaluation des charges G pour le poteau P1**

Les résultats de la descente de charge pour le poteau P1 sont dans le tableau suivant :

Tableau II.7. *Descente de charge du poteau P2.*

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher terrasse	73.428	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.20	
	Poteau (30×35) cm ²	7.507	
	Σ	97.65	11.60
N ₁	Venant de N ₈	97.65	
	Plancher d'étage (16+4)	60.32	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.20	
	Poteau (35×35) cm ²	7.50	
	Cloisons double	40.17	
Σ	222.35	29	
N ₂	Venant de N ₇	222.35	
	Plancher d'étage (16+4)	60.32	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.2	
	Poteau (35×35) cm ²	8.76	
	Cloisons double	40.17	
Σ	348.32	44.66	
N ₃	enant de N ₇	348.32	
	Plancher d'étage (16+4)	60.32	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.2	
	Poteau (40×40) cm ²	11.44	
	Cloisons double	40.17	
TOTAL	476.96	58.58	

N4	venant de N7	476.96	
	Plancher d'étage (16+4)	60.32	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.2	
	Poteau (40×40) cm ²	11.44	
	Cloisons double	40.17	
	Σ	605.57	72.5
N5	Venant de N4	605.57	
	Plancher d'étage (16+4)	60.32	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.2	
	Poteau (45×45) cm ²	11.44	
	Cloisons double	40.17	
	Σ	734.175	81.2
N6	Venant de N3	734.175	
	Plancher d'étage (16+4)	60.32	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.2	
	Poteau (45×45) cm ²	11.44	
	Cloisons double	40.17	
	Σ	862.82	89.9
N7	Venant de N2	862.82	
	Plancher d'étage (16+4)	60.32	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.2	
	Poteau (50×50) cm ²	19.64	
	Cloisons double	54.43	
	Σ	1013.925	98.9
Nu=1.35Gt+1.5Qt		Ns=Gt+Qt	
Nu=1516.698 KN		Ns=1112.825KN	

Le poteau P1:(poteau de la cage d'escalier) : Est représenté comme suit

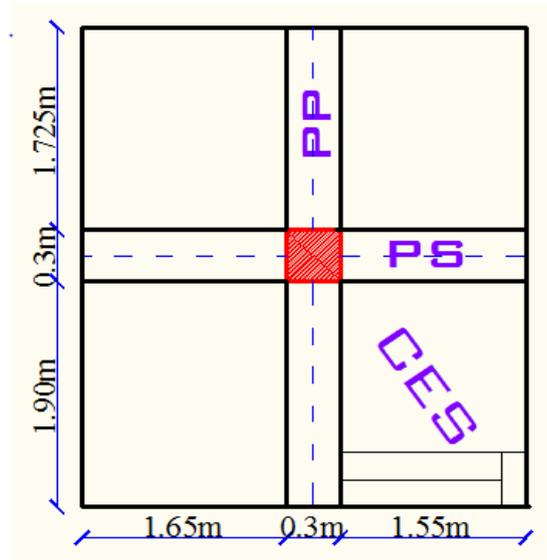


Figure. II.17. Présentation du

Poteau 1

Calcul des surfaces afférentes : poteau de cage d'escalier

- Plancher terrasse inaccessible :

$$S_{\text{terrasse}} = (1.725 + 1.9) \times (1.55 + 1.65)$$

$$\Rightarrow S_{\text{terrasse}} = 11.60 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{étage}} = (1.55 \times 1.725) + (1.55 \times 1.90) + (1.65 \times 1.725)$$

$$\Rightarrow S_{\text{étage}} = 8.465 \text{ m}^2$$

- **Escalier :**
- Spalier = $1.55 \times 1.30 = 2.015 \text{ m}^2$
- Svollée = $1.45 \times 0.6 = 0.87 \text{ m}^2$

Les charges et les surcharges :

Plancher terrasse :

$$G = G_{\text{terrasse}} \times S_{\text{terrasse}} = 6.33 \times 11.6 = 73.428 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{\text{terrasse}} \times S_{\text{terrasse}} = 1 \times 11.6 = 11.6 \text{ KN}$$

Palier :

$$G = G_p \times S_p = 5.11 \times 2.015 = 10.296 \text{ KN}$$

$$Q = Q_p \times S_p = 2.5 \times 2.015 = 5.037$$

vollée :

$$G = G_v \times S_v = 7.97 \times 0.87 = 6.93 \text{ KN}$$

$$Q = Q_v \times S_v = 2.5 \times 0.87 = 2.175$$

$$G_{escalier} = 17.22 \text{ KN}$$

$$Q_{escalier} = 16.63 \text{ KN}$$

Plancher étage d'habitation :

$$G = 8.46 \times 5.2 = 44.01 \text{ KN}$$

$$Q = 8.46 \times 1.5 = 12.69 \text{ KN}$$

Poids propres des poutres :

$$G_{pp} = 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 3.625 = 9.515 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0.3 \times 0.30 \times 25 \times 3.2 = 7.2 \text{ KN}$$

$$G_{Poutres} = G_{pp} + G_{ps} = 16.71 \text{ K}$$

- **Pour les poteaux :** $P = S \times 25 \times h_e$

- **Tableau II.8.évaluation des poids propre des poteaux.**

Etages	RDC	1 ^{er} , 2, 3, 4 étages	5 ^{ème} étage	1 ^{er} , 2 ^{ème} étage duplexe
S (cm ²)	0.2025	0.16	0.1225	0.105
P(KN)	19.64	11.44	8.758	7.507

Poids des cloisons double :

Etage RDC :

$$G = (3.88 \times 3.2 \times 4.384) = 54.43 \text{ KN}$$

Etages courants :

$$G=(2.86 \times 3.2 \times 4.384 = 40.17KN$$

- **Evaluation des charges G pour le poteau P1 :**

Les résultats de la descente de charge pour le poteau P1 sont dans le tableau suivant :

Tableau II.9. Descente de charge du poteau P1.

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher terrasse	73.428	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.20	
	Poteau (30×35) cm ²	7.507	
	Σ	97.65	11.60
N ₁	Venant de N ₈	97.65	
	Plancher d'étage (16+4)	44.01	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.20	
	Poteau (35×35) cm ²	7.507	
	Escalier	17.22	
	Cloisons double	40.17	
Σ	223.272	24.3	
N ₂	Venant de N ₇	223.272	
	Plancher d'étage (16+4)	44.01	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.2	
	escalier	17.22	
	Poteau (35×35) cm ²	8.76	
	Cloisons double	40.17	
Σ	350.147	51.528	
N ₃	enant de N ₇	350.147	
	Plancher d'étage (16+4)	44.01	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.2	
	escalier	17.22	
	Poteau (40×40) cm ²	11.44	

	Cloisons double	40.17	
	TOTAL	479.702	79.82
N4	venant de N7	479.702	
	Plancher d'étage (16+4)	44.01	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.2	
	escalier	17.22	
	Poteau (40×40) cm ²	11.44	
	Cloisons double	40.17	
	Σ	609.257	99.7
N5	Venant de N4	609.257	
	Plancher d'étage (16+4)	44.01	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.2	
	escalier	17.22	
	Poteau (45×45) cm ²	11.44	
	Cloisons double	40.17	
	Σ	738.812	115.61
N6	Venant de N3	738.812	
	Plancher d'étage (16+4)	44.01	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.2	
	escalier	17.22	
	Poteau (45×45) cm ²	11.44	
	Cloisons double	40.17	
	Σ	868.367	131.11
N7	Venant de N2	868.367	
	Plancher d'étage (16+4)	44.01	
	PP (30×35) cm ²	9.515	
	PS (30×30) cm ²	7.2	
	escalier	17.22	
	Poteau (50×50) cm ²	19.64	

	Cloisons double	54.43	
	Σ	1020.382	146.37
Nu=1.35Gt+1.5Qt		Ns=Gt+Qt	
Nu=1597.07 KN		Ns=1166.752KN	

On remarque que le poteau **P1** est le plus sollicité.

b. La vérification du poteau le plus sollicité (P1)

✓ **Vérification à la compression**

Elle se fera à l'ELU sous la combinaison :(1,35 G + 1,5 Q)

On doit vérifier que : $\frac{N_{u_i}}{B} \leq 0,6 \cdot f_{c28}$; avec : B : section du béton.

$$Nu = 1,35 * 1020.382 + 1,5 * 146.37 = 1597.07 \text{ kN.}$$

$$N_{U_i} = 1,1 * 1597.07 = \mathbf{1756.777 \text{ KN.}}$$

$$B \geq \frac{N_{u_i}}{0,6 \cdot f_{c28}} \Rightarrow B \geq (1756.777 * 10^{-3}) / (14.2) \Rightarrow B = 0.123 \text{ m}^2$$

Soit : B = 0,45 * 0,45 = **0,2025 m²**Condition vérifiée.

Tableau II.10. Descente de charge du poteau P1.

Poteau	R.D.C	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	1 ^{er} étage duplexe	2eme Etage duplexe
N _{ui} (KN)	1597.07	1505.85	1287.89	1069.2	855.05	605	371.646	164.14
B (m ²)	0.2025	0.16	0.16	0.16	0.16	0.122	0.105	0.105
B _{cal} (m ²)	0.123	0.106	0.09	0.075	0.06	0.042	0.026	0.011
Condition B > B _{cal}	Vérifiée							

✓ **Vérification au flambement (stabilité de forme) :**

On doit vérifier que :

$$N_{ui} \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite de poteau ⇒ B_r = (b - 2) * (h - 2)

A_s : section des armatures calculées

α : coefficient en fonction de l'élancement λ tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{[1+0.2*(\frac{\lambda}{35})^2]} & \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6*(\lambda/50)^2 & \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

l_f : longueur de flambement : l_f = (0,7 * l₀).

i : rayon de giration définit par : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.

λ est définie comme suite : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

I: moment d'inertie: $I = h * b^3 / 12$.

L_0 ; longueur du poteau (longueur libre) , $L_0 = h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}}$

$$L_f = 0,7 * 3,73 = 2,611 \text{ m.}$$

$$B = 0,45 * 0,45 = 0,2025 \text{ m}^2.$$

$$I = (0,45^4)/12 \Rightarrow I = 3,41 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{3,41 * 10^{-3}}{0,2025}} = 0,129 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,611}{0,129} = 20,24 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,85 / [1 + 0,2 * (\lambda/35)^2]$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,793$$

D'après le BAEL 91/modifiées 99 : pour diminuer B_r on admet que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On doit vérifier que : $B_r = \frac{N_{u_i}}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right)}$

$$B_r = 1756,777 * 10^{-3} / [0,793 * ((25 / (0,9 * 1,5)) + (400 / (100 * 1,15)))]$$

$$\Rightarrow B_r = \mathbf{0,11 \text{ m}^2}.$$

Or :

$$B_r = (0,45 - 0,02) * (0,45 - 0,02) = \mathbf{0,184 \text{ m}^2} > \mathbf{0,11 \text{ m}^2} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Donc, le poteau ne risque pas de flamber.

3. Vérification aux exigences de l'RPA

Tableau II.11. résultat de vérification aux exigences de l'RPA

Poteau	R.D.C	1 ; 2 ;3 ;et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	1 ^{er} , 2 ^{ème} Etage duplexe
Min (b×h) ≥25cm	45*45	40*40	35*35	30*35
$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$.	19.4	14.3	14.3	14.3
$0.25 < \frac{b}{h} < 4$.	1	1	1	0.85
Vérifiée				

II.10. Conclusion

Le pré dimensionnement est fait en guise d'un avant projet en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données par **RPA99.V2003**, **BAEL91** et **CBA93**, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

Nous avons effectué la descente de charges sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités (P1 et P2) en se référant à : -la surface afférente,

-l'aboutissement des poutres,

-position par rapport à la cage d'escalier.

Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (P1). Les sections des poteaux adoptées sont :

- Entre sol, R.D.C : poteaux **(45 ,45) cm²**.
- 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage poteaux **(40, 40) cm²**.
- 5^{ème} étage : poteaux **(35, 35) cm²**.
- 1^{er}, 2^{ème}, étage duplexe: poteaux **(35, 30) cm**

Chapitre 03
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.1. Etude des planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

III.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

1. Méthode de calcul des sollicitations

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

1.a. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

1. a.1. domaine d'application (BAEL91 art B.6.210)

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

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

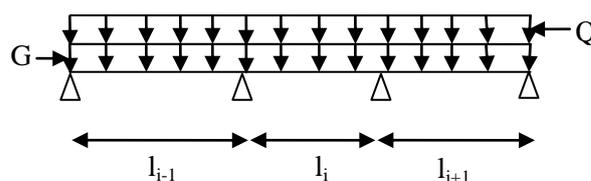


Figure III.1. Schéma d'une Poutre

1. a.2. Exposé de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig.3.1),

$$\text{et soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Avec : α = coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

a) Evaluation des moments :

Le moment en travée M_t et en appui que se soit a droite (M_d) ou a gauche (M_g) doivent satisfaire :

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

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

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

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$-0.15M_0$. tel que $M_0 = \max (M^1_0, \dots, M^n_0)$, avec n=nombre de travées d'une poutre.

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

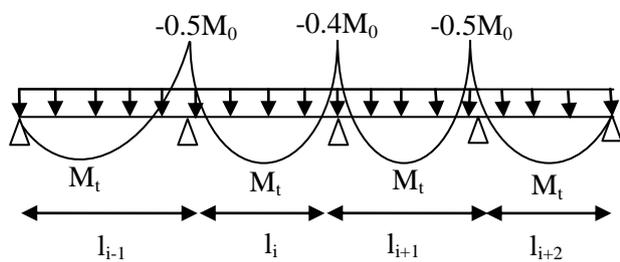


Fig. III.2. Moments sur une poutre à plus de deux travées

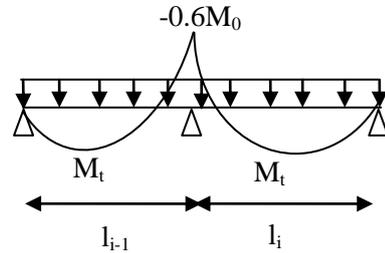


Fig. III.3. Moments sur une poutre à deux travées

b) Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_d - M_g) / l_i$

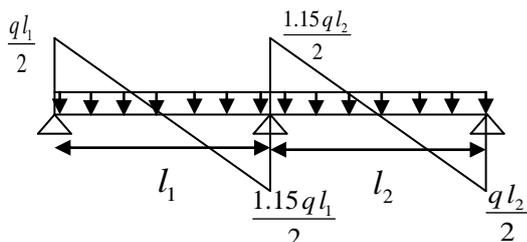


Fig. III.4. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

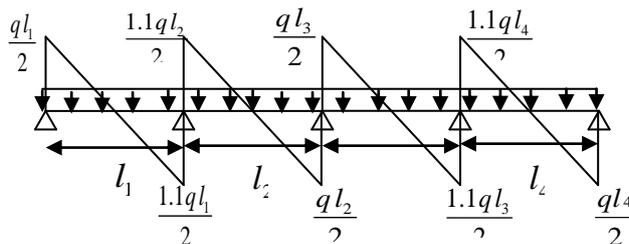


Fig. III.5. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2

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

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharge élevée ($Q \geq \min(2G, 5KN/m^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

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

1. b.1. Exposé de la méthode

a) Evaluation des moments

a.1) Moment sur appuis (M_i) :

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

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

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

a.2) Moment en travée (M_t) :

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

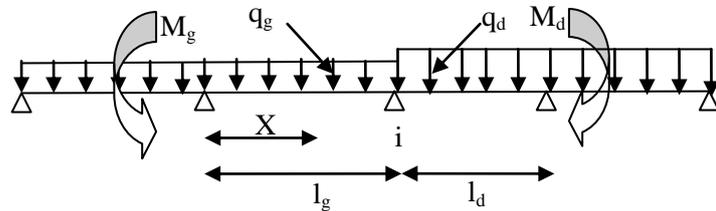


Fig. III.6. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

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

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

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

b) Effort tranchant

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

Avec : M d: Moment en appui de droite de la travée considérée.

M g: Moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée.

2. Les différents types de poutrelles

Tableau. III.1. Différent types de poutrelles

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

• Vérification des conditions de BAEI

1^{er} condition :

- Plancher terrasse inaccessible :

$G=6.33 \text{ KN/m}^2$

$Q+1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.33 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- Plancher étage courant

$G=5.2 \text{ KN/m}^2$

$Q=1.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 1.50 \leq \min(2 \times 5.2 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

2^{ème} condition :

Type 1 :

$0.8 \leq \frac{3.4}{3.4} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Type 2 :

$0.8 \leq \frac{3.6}{3.4} ; \frac{3.4}{3.6} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Type 3 :

$$0.8 \leq \frac{3.4}{3.4}; \frac{3.4}{3.6} \leq 1.2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Type 4 :

$$0.8 \leq \frac{3.4}{3.4}; \frac{3.4}{3.6}; \frac{3.6}{3.4} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3^{ème} condition : I= constantevérifiée

4^{ème} condition : FPN.....vérifiée

On applique la méthode forfaitaire pour tout les types de poutrelles .

➤ Type 1 :

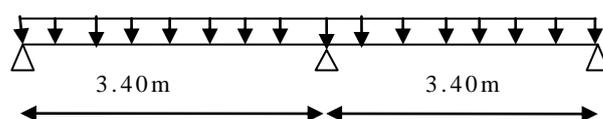


Figure.III.7.poutrelle Type 1.

• Plancher terrasse inaccessible :

$$G=6.33\text{KN/m}^2 ; Q= 1\text{KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G+1.5Q \Rightarrow q_u = (1.35 \times 6.33 + 1.5 \times 1) = 10.045 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G+Q \Rightarrow q_s = 6.33+1 = 7.33 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = q_u \times 0.65 = 6.53 \text{ KN/m}$$

$$p_s = q_s \times 0.65 = 4.76 \text{ KN/m}$$

- Les moments isostatique

A L' ELU :

Travée A-B:

$$M_0^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6.53 \times 3.4^2}{8} = 9.43 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$M_0^{BC} = \frac{P_u l^2}{8} = \frac{6.53 \times 3.4^2}{8} = 9.43 \text{ KN.m}$$

A L' ELS :

Travée A-B:

$$M_0^{AB} = \frac{P_s l^2}{8} = \frac{4.76 \times 3.4^2}{8} = 6.87 \text{ KN.m}$$

Travée B-C:

$$M_0^{BC} = \frac{P_s l^2}{8} = \frac{4.76 \times 3.4^2}{8} = 6.87 \text{ KN.m}$$

Moments sur les appuis :**A L' ELU:**

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_A = M_B = -0.15 \max(M_0^A ; M_0^B) = -1.41 \text{ KN/m}$$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB} , M_0^{BC}) = -0.6 \times 9.43 = -5.66 \text{ KN.m}$$

A L' ELS :

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB} , M_0^{BC}) = -0.6 \times 6.87 = -4.12 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.33} \Rightarrow \alpha = 0.13$$

$$\alpha = 0.13 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.04 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.24 \end{cases}$$

L'ELU :**Travée A-B :**

$$\begin{cases} M_t \geq 1.04 \times 9.43 - \frac{5.66}{2} = 6.97 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 9.43 = 5.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.04 \times 9.43 - \frac{5.66}{2} = 6.97 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 9.43 = 5.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

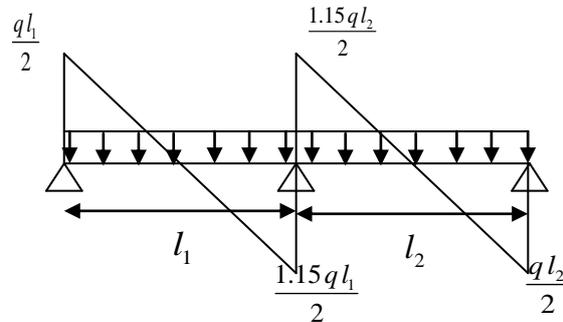


Figure .III.8. Diagramme des moments fléchissant.

L'ELS :

Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.04 \times 6.87 - \frac{4.12}{2} = 5.10 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 6.87 = 4.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.04 \times 6.87 - \frac{4.12}{2} = 5.10 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 6.87 = 4.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Efforts tranchants :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{ql_1}{2} = \frac{6.53 \times 3.4}{2} = 11.10 \text{ KN}$$

$$V_B = \frac{-1.15ql_1}{2} = \frac{-1.15(6.53 \times 3.4)}{2} = -12.76 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = \frac{1.15ql_2}{2} = \frac{1.15(6.53 \times 3.4)}{2} = 12.76 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{ql_2}{2} = \frac{6.53 \times 3.4}{2} = 11.10 \text{ KN}$$

Les résultats de tous les types sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.2.schéma statique des poutrelles et leurs sollicitations(terrasse inaccessible).

<i>Etat limite</i>				
<i>ELU (q_u = 6.53 kn)</i>			<i>ELS (q_s = 4.76 kn)</i>	
<i>M_{appui (max)}</i> <i>(KN.m)</i>	<i>M_{travée (max)}</i> <i>(KN.m)</i>	<i>V_{max}</i> <i>(KN)</i>	<i>M_{appui (max)}</i> <i>(KN.m)</i>	<i>M_{travée (max)}</i> <i>(KN.m)</i>
Type 1				
5.66	6.97	12.76	4.12	5.10
Type 2				
5.29	8.46	12.93	3.86	6.18
Type 3				
5.29	8.46	12.93	3.86	6.18
Type 4				
5.29	7.55	12.93	3.86	5.5

☞ **Plancher étage courant** : les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.3. Les sollicitations des poutrelles (étage courant).

	<i>Etat limite</i>				
	<i>ELU ($q_u = 6.025 \text{ KN}$)</i>			<i>ELS ($q_s = 4.35 \text{ KN}$)</i>	
	$M_{appui} (max)$ (<i>KN.m</i>)	$M_{travée} (max)$ (<i>KN.m</i>)	V_{max} (<i>KN</i>)	$M_{appui} (max)$ (<i>KN.m</i>)	$M_{travée} (max)$ (<i>KN.m</i>)
Type 1	5.23	6.68	11.78	3.77	4.83
Type 2	4.88	7.98	11.93	3.53	5.77
Type 3	4.88	7.98	11.93	3.53	5.77
Type 4	4.88	7.12	11.93	3.53	5.14

Les sollicitations maximales dans les différents planchers :

Tableau.III.4. Les sollicitations maximales.

	<i>ELU</i>				<i>ELS</i>		
	$M_{a \text{ max}}^{int}$	M_t^{max}	V_u^{max}	$M_{a \text{ rive}}^{max}$	$M_{a \text{ max}}^{int}$	M_t^{max}	$M_{a \text{ rive}}^{max}$
Terrasse inaccessible	-5.66	8.46	12.93	-1.58	-4.13	6.18	-1.15
RCD+Etage courant	-5.22	7.98	11.93	-1.45	-3.77	5.77	-1.05

III.1.1.2. Etude de Plancher RDC et étage courant

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de l'effort tranchant

⇒ **Calcul des armatures longitudinales :**

◆ **En travée :**

On a: $M_t^u = 7.98 \text{ KN.m}$

$B = 65\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 20 = 18\text{cm}$

$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times (0,18 - \frac{0,04}{2}) = 0,5907 \text{ Mn.m} = 59,07 \text{ KN.m}$

$M_{tu} > M_u$ alors, on calcul une section ($b \times h$).

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,98 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,0266 < 0,186$$

On est en pivot A et $\varepsilon_s = 10\%$ ⇒ $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Et $\mu_{bu} < 0,392$ ⇒ pas d'armatures comprimé ($A' = 0$)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0266}) = 0,0337$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0337) = 0,177\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{7,98 \times 10^{-3}}{0,18 \times 348} = 0,129 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 1,29 \text{cm}^2$$

• **Vérification de la condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_t / f_c = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{cm}^2 > A_{\text{cal}} \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{On prend: } 2\text{HA}12 + 1\text{HA}8 = 2,76 \text{cm}^2$$

♦ **En appuis intermédiaire :**

$M_a^{\text{int}} = -5,22 < 0 \Rightarrow$ La table est tendue \Rightarrow elle n'intervient pas dans la résistance \Rightarrow revient à calculer une section $b_0 \times h$.

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,22 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,113 < 0,186$$

$$\text{On est en pivot A et } \varepsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

Et $\mu_{bu} < 0,392 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées ($\hat{A}=0$)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,113}) = 0,150$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,15) = 0,170\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{5,22 \times 10^{-3}}{0,170 \times 348} = 0,088 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 0,88 \text{cm}^2.$$

$$\text{On prend: } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{cm}^2.$$

• **Vérification de la condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_t / f_e = 0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 0,22 \text{cm}^2 < A \dots \text{condition vérifiée.}$$

♦ **En Appui de rive :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de $(10 \times 20) \text{cm}^2$ car la table de Compression est entièrement tendue.

$$\text{On a : } M_a = -1,45 \text{KN.m}$$

Les résultats de calcul de la section d'acier sont récapitulés dans le tableau Suivant :

Tableau.III.5. ferrailage appuis de rive.

M	A	$Z(m)$	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$
0.0048	0.0060	0.175	0.24	0.21	1HA10=0.79

• **Ferrailage transversales**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\text{On a : } V_u = 11,93 \text{KN}$$

La fissuration est peut nuisible donc $\zeta_{\text{adm}} = \min(0,2f_c/28 ; 3,33 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{v}{b_0 d} = \frac{11,93 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,662 \text{ MPa} < \zeta_{\text{adm}} \text{-----condition vérifiée.}$$

⇒ **Calcul des armatures transversales** : → D'après le BAEL 91 (Art A.7.2.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{14}\right) \phi_t < \min\left(\frac{10}{10}, \frac{20}{35}, 1, 2\right) = 0,57 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On choisit un étrier } \phi_6 : 2\phi_6 \quad \Rightarrow \quad A_t = 0,57 \text{ cm}^2.$$

⇒ **Calcul de l'espacement S_t** :

$$\text{On a:} \quad d = 18 \text{ cm}; \quad \zeta = 1.05 \text{ MPa}; \quad A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow s_{t1} \leq \min[0,9d ; 40 \text{ cm}] \rightarrow \text{FPN.}$$

$$\Rightarrow s_{t1} \leq 16,2 \text{ cm.}$$

$$s_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} \Rightarrow s_{t2} = 57 \text{ cm.}$$

$$s_{t3} \leq \frac{0,8 A_t f_e}{b_0 [\tau_u - 0,3 f_{t28}]} \Rightarrow s_{t3} = 43,43 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min(s_{t1}, s_{t2}, s_{t3}) = 15 \text{ cm.}$$

An choisit un étrier ϕ_6 chaque espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Avec :

$\alpha = 90^\circ$: Flexion simple, armatures droites.

$K = 1$: Pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible.

2- Vérification de la bielle :

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a \leq 0,9d \Rightarrow a = 0,18 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = 11,93 \text{ KN} < 0,267 \times 0,18 \times 0,1 \times 25 \times 10^3 = 120,15 \text{ KN} \text{ Vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales:** (Art A.5.1.3.1.2) [1]

- **Appui de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \Rightarrow A_l = 2HA12 + 1HA8 + 1HA10 = 3,55 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_u} = \frac{1.15 \times 11.93 \times 10^{-3}}{400} = 0.342 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 3.55 \text{ cm}^2 \geq 0.342 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérier.}$$

- **Appui intermédiaire**

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

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(11.93 \times 10^{-3} - \frac{7.98 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.07 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 2HA10 + 2HA12 + 1HA8 = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = 4.33 \text{ cm}^2 \geq -1.07 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u

3- Vérification à la jonction table nervure :

La vérification à faire est la suivante :

$$\tau_1^u = \frac{b_1 V_u}{0.9 b h_{0,d}} < \tau_{adm} ; \text{ avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-10}{2} = 27,5 \text{ cm.}$$

$$\tau_1^u = \frac{0,275 \times 11,93 \times 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,65 \cdot 0,04 \cdot 0,18} = 0,77 \text{ MPA.}$$

$$\tau_1^u = 0,77 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{pas risque de rupture à la jonction table nervure.}$$

a. Vérification à l'ELS:

Il y a lieu de vérifier :

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

• **État limite d'ouverture des fissures :**

(Article B-6-3) [1]

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **État limite de compression du béton:**

- Position de l'axe neutre (AN) :

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

- Si $H \geq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow vérification d'une section (b×h)
- Si $H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow vérification d'une section T

En travées :

$$H = \frac{0,65}{2} (0,04)^2 - 15 \times 2,76 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04)$$

$$H = 5,96 \times 10^{-5} \text{ m} > 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la table} \Rightarrow \text{calcul d'une section (b} \times \text{h)}.$$

\Rightarrow **Calcul de la position de l'axe neutre « y » :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$$

$$27,5y^2 + 41,4y - 745,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 289,28 \Rightarrow y = 4,50 \text{ cm}.$$

Calcul de l'inertie I:

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 I = 9519,52 \text{ cm}^4 .$$

\Rightarrow **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3,77 \times 10^{-3} \times 4,50 \times 10^{-2}}{9519,52 \times 10^{-8}} = 1,78 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} . \text{ donc } \sigma_{bc} = 1,78 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} .$$

♦ **Au niveau de l'appui intermédiaire :**

$$H = \frac{0,65}{2} (0,04)^2 - 15 \times 1,57 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04)$$

$$H = 1,90 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la table} \Rightarrow \text{calcul d'une section (b} \times \text{h)}.$$

\Rightarrow **Calcul de la position de l'axe neutre « y » :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$$

$$27,5y^2 + 23,55y - 424 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 217,24 \Rightarrow y = 3,87 \text{ cm}.$$

Calcul de l'inertie I :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 = 5957,72 \text{ cm}^4 .$$

\Rightarrow **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5,77 \times 10^{-3} \times 3,87 \times 10^{-2}}{5957,72 \times 10^{-8}} = 3,74 \text{ Mpa}$$

- ♦ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$. donc $\sigma_{bc} = 3,74 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Vérifier **Au**
niveau de l'appui de rive :

$$H = \frac{0,65}{2} (0,04)^2 - 15 \times 0,79 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04)$$

$H = 3,54 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table \Rightarrow calcul d'une section (b×h).

\Rightarrow **Calcul de la position de l'axe neutre « y » :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$$

$$27,5y^2 + 11,85y - 213,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 153,63 \Rightarrow y = 2,57 \text{ cm.}$$

Calcul de l'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 3189,08 \text{ cm}^4 .$$

\Rightarrow **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1,05 \times 10^{-3} \times 2,57 \times 10^{-2}}{3189,08 \times 10^{-8}} = 0,846 \text{ Mpa}$$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$. donc $\sigma_{bc} 0,846 \text{ Mpa} = \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Vérifier

- **État limite de déformation (vérification de la flèche) [1] et [2]**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour notre cas: $h = 20cm$. $l = 360cm$

$$\frac{16}{360} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots Non\ vérifiée$$

⇒ donc on il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie d'après le **BAEL9 (Art B.6.5.2)** comme suit:

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

La flèche admissible pour une poutre inferieur à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{360}{500} = 0.72cm$$

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

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

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

- **Évaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

- $M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$

- **Propriété de la section:**

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.50 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0}{2} + n(Ad + A'd')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')}$$

$$y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4}{2} + 15(2.76 \times 18)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15(2.76)} = 6.18 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + nA(d - y_G)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 28631.3 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (m}^4))$$

$$A = 2.76 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.76}{10 \times 18} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

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

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

- **Contraintes :**

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

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- **Inerties fictives (I_f):**

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

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

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

- Évaluation des flèches :

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 3.38 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 4.35 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{1.85 \times 3.60^2}{8} = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{3.38 \times 3.60^2}{8} = 4.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{4.35 \times 3.60^2}{8} = 5.28 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.50 \text{ cm}$$

$$I_0 = 28631.36 \text{ cm}^4$$

$$I = 9519.52 \text{ m}^4$$

$$\rho = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.015} = 2.84$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.84 = 1.13$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{2.24 \times (0.18 - 0.045) \times 10^5}{9519.52} = 47.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{4.10 \times (0.18 - 0.045) \times 10^5}{9519.52} = 87.21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{5.28 \times (0.18 - 0.045) \times 10^5}{9519.52} = 112.31 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 47.64 + 2.1} = 0.34 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 87.2 + 2.1} = 0.56 > 0$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 112.31 + 2.1} = 0.63 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 28631.36}{1 + (2.84 \times 0.34)} = 16022.85 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 28631.36}{1 + (2.84 \times 0.56)} = 12158.15 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 28631.36}{1 + (2.84 \times 0.63)} = 11291.58 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 28631.36}{1 + (1.13 \times 0.56)} = 19288.64 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{2.24 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32164.2 \times 16022.85 \times 10^{-8}} = 0.000563 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{4.10 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32164.2 \times 12158.15 \times 10^{-8}} = 0.00135 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{5.28 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32164.2 \times 11291.58 \times 10^{-8}} = 0.00188 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{5.28 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 10721.4 \times 19288.64 \times 10^{-8}} = 0.0033m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0033 - 0.000563 + 0.00188 - 0.00135 = 0.006317m$$

$$\Delta f = 0.33cm \leq f_{adm} = 0.72cm \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

III.1.2.7. Récapitulation de calcul de ferrailage des différentes poutrelles:

- calcul des sections d'armatures des poutrelles :

Tableau.III.6. ferrailage du plancher terrasse inaccessible.

Nature	μ_{bu}	A	Z(m)	A_{cal} (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}$
Travée	0.028	0.035	0.177	1.37	1.41	3HA10=2.36 cm^2
Appuis(inter)	0.0189	0.0238	0.178	0.92	0.22	2HA10=1.57 cm^2
Appuis (rive)	0.0058	0.0066	0.180	0.25	0.22	1HA10=0.79 cm^2

Tableau III.7. vérification des armatures longitudinale au cisaillement.

Type de plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction table nervure
	Vérification de la contrainte	Vérification de la bielle	Appui interm	Appui de rive	
terrasse inaccessible	$0.718 \leq 3,33$	$12.93 \leq 120.15$	$3.93 \geq -1,13$	$3.15 \geq 0.371$	$0.84 \leq 3,33$
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau III.8. vérification des états limite de compression du béton.

Plancher	Travée				Appui				Obse r
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	
Terrasse inaccessibl e	6.18	4.35	8379.26	3,20	4.13	3.87	5957.72	2.68	Vérifi er

Tableau III.9. vérification des états limite de déformation.

Planchers	Terrasse inaccessible
q_{jser} (KN/m)	1.85
q_{gser} (KN/m)	3.38
q_{pser} (KN/m)	6.63
M_{jser} (KN.m)	2.24
M_{gser} (KN.m)	4.10
M_{pser} (KN.m)	8.05
I_0 (Cm ⁴)	30463.70
ρ	0.0131
λ_i	3.25
λ_v	1.30
σ_{sj} (Mpa)	54.73
σ_{sg} (Mpa)	100.18
σ_{sp} (Mpa)	196.70
μ_j	0.39
μ_g	0.60
μ_p	0.80
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	14763.18
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	11359.34
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	9295.95
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	18825.88
f_{ji} (m)	0.00061

f_{gi} (m)	0.00145
f_{pi} (m)	0.00348
f_{gv} (m)	0.00516
Δf (m)	0.65
f_{adm} (m)	072.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage terrasse inaccessible	<p>1HA10</p> <p>3HA10</p>	<p>1HA10</p> <p>Chapeau 1HA10</p> <p>3HA10</p>	<p>1HA10</p> <p>3HA10</p>
EDC et Etage courant	<p>1HA10</p> <p>1HA8</p> <p>2HA12</p>	<p>1HA10</p> <p>Chapeau 1HA10</p> <p>1HA8</p> <p>2HA12</p>	<p>1HA10</p> <p>1HA8</p> <p>2HA12</p>

III.2. Les dalles pleines

III.2.1. Introduction

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

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en deux type :

1. Dalle sur deux appui.
2. Dalle sur trois appuis.
3. Dalle sur quatre appuis.

On appelle :

l_x : la plus petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

l_y : la plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho \geq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens : (l_x, l_y) .

III.2.1.1. Dalle plein sur quatre appuis avec ouverture pour ascenseur :

❖ Evaluation des charges :

On a :

$$l_x = 3.30m$$

$$l_y = 3.45m$$

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

$$G = 5.2 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35G + 1.5 Q = 10.77 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

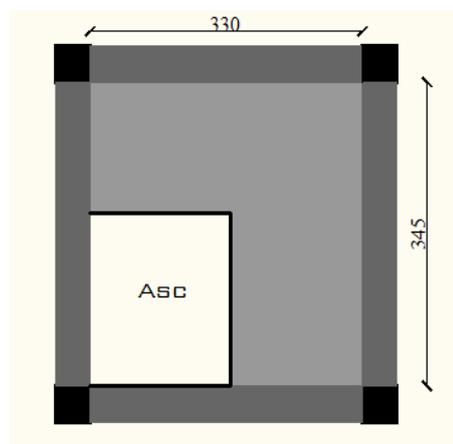


Figure.9. Dalle sur 04 appuis.

❖ Calcul de sollicitations :

$$L_x = 3.30 \text{ m}$$

$$L_y = 3.45 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3.30}{3.45} = 0.96$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.77 \text{ KN/ml.} \\ q_s = G + Q = 7.7 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

• **Calcul de Mx_0 et My_0 :**

$$\mu_x = 0.0401$$

$$\mu_y = 0.9092 \dots \dots \dots \text{Annexe II}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0401 \times 10.77 \times 3.3^2 = 4.703 \text{ KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9092 \times 4.703 = 4.275 \text{ KN / ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0474 \times 7.7 \times 3.3^2 = 3.97 \text{ KN / ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9385 \times 3.97 = 3.73 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

Calculs des moments :

En travées :

$$M_t^x = 0.75 M_{0u}^x = 3.52 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{xy} = 0.75 M_{0u}^y = 3.20 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -1.763 \text{ KN.m}$$

Sens X-X :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.52 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.12^2}$$

$$\mu_{bu} = 0.017 < 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.021$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.118 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{3.52 \times 10^{-3}}{0.118 \times 348} = 0.851 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F :

$$\rho = 0.96$$

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

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.96) \times 100 \times 15$$

$$A_x^{\min} = 1.224 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s$$

On ferraille avec : A^{\min}

$$\text{Soit } A_s = 3 \text{ HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens Y-Y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.2 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.12^2}$$

$$\mu_{bu} = 0.015 < 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.018$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{3.2 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.772 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F :

$$\rho = 0.96$$

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

$$A_x^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times 100 \times 15$$

$$A_x^{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s$$

On opte pour 3 HA8 = 1.51 cm²/ml

Aux appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -1.763 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.763 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.12^2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0086 < 0.392 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.0107$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{1.763 \times 10^{-3}}{0.119 \times 348} = 0.425 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_x^{min} = A_y^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_s < A_{min}$ donc ferraille avec A_{min}

On pote pour 4HA8 = 2.01 cm² / ml

Calcul de l' espacement :

La fissuration est peu nuisible

En travée

Sens X-X : $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots$ vérifiée

Sens Y-Y : $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \dots\dots\dots$ vérifiée

Aux appuis : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots$ vérifiée

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.10.Résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle:

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	3.52	0.017	0.021	0.118	0.851	1.224	1,51=3HA8	33
Y	3.2	0.015	0.018	0.119	0.772	1.2	1,51=3HA8	33
En appui								
X et Y	1.763	0.0086	0.0107	0.119	0.425	1.449	2,01=4HA8	25

- **Vérifications :**
 - ❖ **A l'ELU :**
- **Vérification à l'effort tranchant :**

$\rho > 0.96$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{10.77 \times 3.30}{2} \times \frac{3.45^4}{3.45^4 + 3.30^4} = 9.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.0967 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0967 \text{ MPa} \leq 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

❖ **A P'ELS :**

❖ $P_s = G+Q = 7.7$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \dots\dots\dots \text{Annexe II} \end{cases}$$

$$M_{0\text{ ser}}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0474 \times 7.7 \times 3.3^2 = 3.97 \text{ KN / ml}$$

$$M_{0\text{ ser}}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9385 \times 3.97 = 3.73 \text{ KN / ml}$$

Calculs des moments :

En travées :

$$M_t^x = 0.75 M_{0u}^x = 2.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{xy} = 0.75 M_{0u}^y = 2.79 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -1.485 \text{ KN.m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

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

Calcul de y :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 1.51 \times y - 15 \times 1.51 \times 12 = 0$$

$$y = 2.11 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 2528.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.31 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration de béton}$$

La contrainte dans l'acier

La fissuration peu nuisible, donc aucune vérification à faire

Etat ultime de déformation :

Selon X :

1)

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0.15}{3.30} = 0.045 \geq \max\left[\frac{3}{80} ; \frac{3.52}{20 \times 4.703}\right] = 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

2)

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.001 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire

Sens Y-Y :

1)

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0.15}{3.45} = 0.043 > \max\left[\frac{3}{80} ; \frac{3.2}{20 \times 4.275}\right] = 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2)

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.001 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

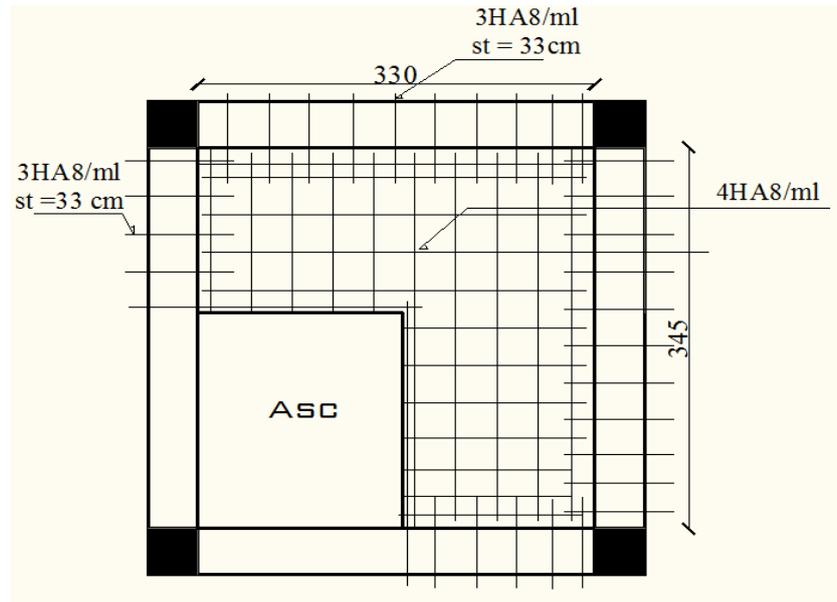


Figure.III.10. schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

III.2.1.2. Panneau sur 03 appuis (D₂)

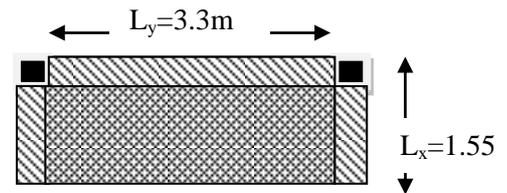


Figure III.11. panneau D₂

$$\rho = \frac{1.55}{330} = 0.47$$

Donc la dalle travaille selon les deux sens.

- **Calcul du chargement :**

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 3.5 = 11.29 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

- **Calculs des sollicitations :**

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$l_x = 1.55 \text{ m} ; l_y = 3.3 \text{ m}$$

$$l_x = 1.55 \text{ m} \leq \frac{l_y}{2} = 1.65$$

$$\begin{cases} M_0^y = \frac{p \times l_x^3}{6} \\ M_0^x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$M_0^y = 16.738 \text{ KN/m}$$

$$M_0^x = 7.012 \text{ KN/m}$$

Calculs des moments :

En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_{ou}^x = 14.227 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{xy} = 0.85 M_{ou}^{yx} = 5.96 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 M_x = -5.021$$

Sens X-X :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d=h-c=12-2=10 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.1 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.132$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.094 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 4.319 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F :

$$\rho = 0.47$$

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

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.47) \times 100 \times 12$$

$$A_x^{min} = 1.214 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_s = 6 \text{ HA10} = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens Y-Y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d=h-c = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.0042 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.053$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \rightarrow z = 0.098 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{0.851 \times 10^{-3}}{0.099 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F :

$$\rho = 0.91$$

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

$$A_x^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12$$

$$A_x^{min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_s = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

Selon X-X :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d=h-c = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.035 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.045$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.0981 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F:

$$\rho = 0.47$$

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

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{min} = 1.214 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_s = 3 \text{ HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Calcul des espacements :

- La fissuration est nuisible

$$\text{Sens X-X : } S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.11. Résultats de ferrailage du 2^{ème} type de dalle :

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	2.32	0.016	0.02	0.099	0.672	1.21	4.71=6HA10	16.66
Y	0.58	0.0048	0.006	0.099	0.168	0.96	2.01=4HA8	25
En appui								
X et Y	1.365	0.00961	0.012	0,099	0.396	1.214	1,51=3HA8	33

- **Vérifications :**

A l'ELU :

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.29 \times 1.55}{2} \times \frac{3.30^4}{1.55^4 + 3.30^4} = 5.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.0583 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0583 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

$$P_s = G+Q = 7.98$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1038 \\ \mu_y = 0.3402 \dots\dots\dots \text{ANNEXE2} \end{cases}$$

$$M_{ser}^{tx} = 10.049 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{ty} = 4.20 \text{ KN.m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

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

Calcul de y :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 1.51 \times y - 15 \times 1.51 \times 10 = 0$$

$y = 4.90 \text{ cm}$

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 36246 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 1.36 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ pas de risque de fissuration de béton

• **La contrainte dans l'acier :**

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

$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 140.83 \text{ MPa}$.

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ vérifiée.

• **La flèche :**

1.

$\frac{h}{l_x} = \frac{0.12}{1.55} = 0.0774 \geq \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{2.32}{20 \times 2.73} \right] = 0.042$

2) $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.71}{100 \times 10} = 0.0047 < \frac{2}{f_e} = 0.005$ vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Ferraillage :**

$\left\{ \begin{array}{l} A_{st}^x = 6\text{HA}10 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{st}^y = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$

• **Schéma de ferraillage :**

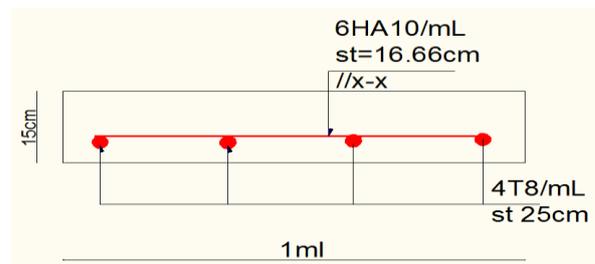
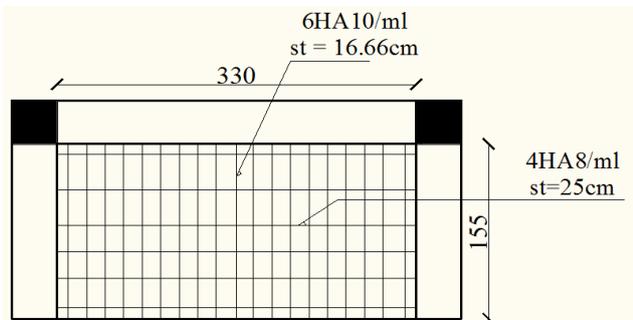
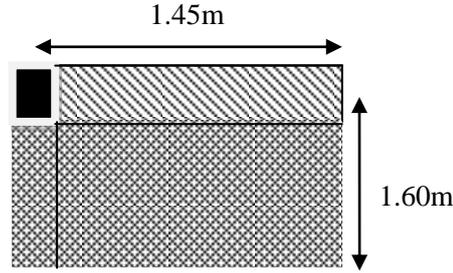


Fig.III.12. schéma de ferraillage de la dalle sur 03 appuis.

Coupe A-A

III.2.1.3. panneau sur deux appuis :



$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

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

Figure III.13. panneau D₃.

$$\rho = \frac{145}{160} = 0.91$$

Donc la dalle travaille selon les deux sens.

- **Calcul du chargement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.29 \text{ KN/ml.} \\ q_s = G + Q = 7.98 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0447 \times 11.29 \times 1.45^2 = 1.06 \text{ KN/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8036 \times 1.06 = 0.851 \text{ KN/ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0518 \times 7.98 \times 1.45^2 = 0.87 \text{ KN/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8646 \times 0.87 = 0.752 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Calculs des moments :

En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_{0u}^x = 0.901 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{xy} = 0.85 M_{0u}^{yx} = 0.72 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = -0.53 \text{ KN.m}$$

Sens X-X :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d=h-c = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.901 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.1^2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0063 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.0079$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.099 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{0.099 \times 348} = 0.307 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F:

$$\rho = 0.91$$

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

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.91) \times 100 \times 12$$

$$A_x^{min} = 1.0032 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_s = 3 \text{ HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens Y-Y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d=h-c = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.72 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.1^2}$$

$$\mu_{bu} = 0.00507 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.0063$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \rightarrow z = 0.099 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{0.851 \times 10^{-3}}{0.099 \times 348} = 0.247 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F :

$$\rho = 0.91$$

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

$$A_x^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12$$

$$A_x^{min} = 0.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_s = 3 \text{ HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d = h - c = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.645 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.1^2}$$

$$\mu_{bu} = 0.00454 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.00569$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.099 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{0.099 \times 348} = 0.185 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C.N.F:

$$\rho = 0.91$$

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

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots\dots\dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.91) \times 100 \times 12$$

$$A_x^{min} = 1.0032 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_s = 3 \text{ HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Calcul des espacements :

- La fissuration est nuisible

$$\text{Sens X-X : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.12.Résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle :

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
X	0.91	0.0063	0.0079	0.099	0.307	1.0032	1,51=3HA8	33
Y	0.72	0.00507	0.00635	0.099	0.255	0.96	1,51=3HA8	33
En appui								
X et Y	0.645	0.00454	0,00569	0,099	0,185	1.0032	1,51=3HA8	33

- **Vérfications :**

A l'ELU :

- **Vérfication à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{11.29 \times 1.45}{2} \times \frac{1.6^4}{1.60^4 + 1.45^4} = 4.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.0488 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0488 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS :

$$P_s = G+Q = 7.98$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \dots\dots\dots \text{ANNEXE2} \end{cases}$$

$$M_{ser}^{tx} = 0.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^{ty} = 0.752 \text{ KN.m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

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

Calcul de y :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 1.51 \times y - 15 \times 1.51 \times 10 = 0$$

$$y = 1.91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 1714.66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.97 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration de béton}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 61,57 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **La flèche :**

1.

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0.12}{1.45} = 0.0827 \geq \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{0.901}{20 \times 1.06} \right] = 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2.

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.51}{100 \times 10} = 0.00151 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage.

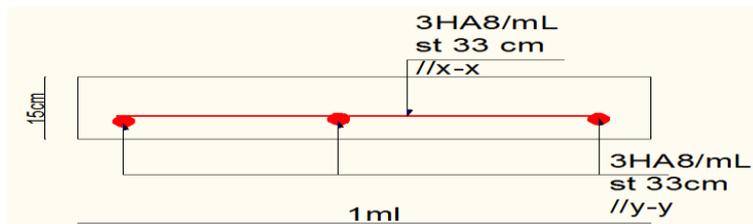


Figure.III.14 schéma de ferrailage de la dalle sur 02 appuis.

III.2.1.4. panneau sur un seul appui :

III.3. Etude de l'acrotère

III.3. 1. Définition

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.3. 2. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire

III. 3. 3. Evaluation des charges et surcharges

a) Evaluation des charges

Après le pré dimensionnement on à :

- ✓ La surface : $S = 685\text{cm}^2 = 0.0685\text{m}^2$
- ✓ Poids propre : $G_t = 2.133\text{KN/ml}$
- ✓ La charge due à la main courante : $Q=1\text{KN}$
- ✓ La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t$$

(RPA Article 6.2.3)

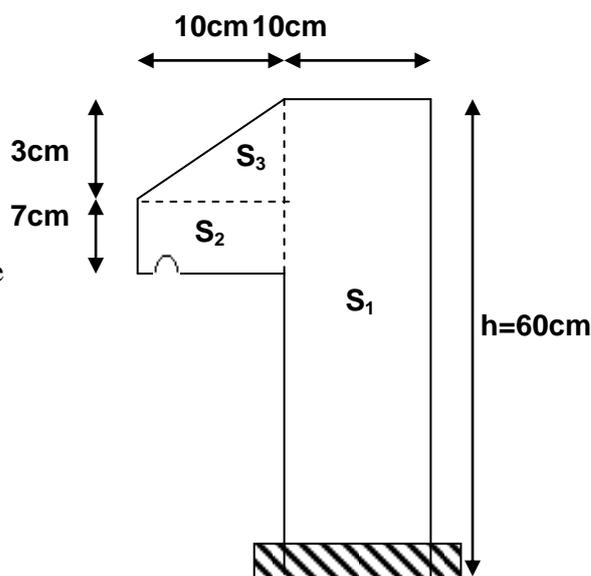


Figure.III.15. Acrotère.

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1) du **RPA99**]

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [Tab.(6.1) du **RPA99**].

W_p : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2.

$$\text{- Zone II}_a \text{ (W Bejaia).} \Rightarrow \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.133 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.133 \Rightarrow F_p = 1.024 \text{ KN.}$$

b) Calcul des sollicitations

$$\text{Calcul du centre de gravité } G(X_g; Y_g) : x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} \quad \text{et } y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$x_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$y_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,6/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,5 + 0,07/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,57 + 0,03/3)}{0,0685}$$

$$x_G = 0.0620 \text{ m} \quad y_G = 0.330 \text{ m}$$

Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 2,133 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m.}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,024 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 1,024 \times 0,330 \Rightarrow M_{F_p} = 0,340 \text{ KN.m}$$

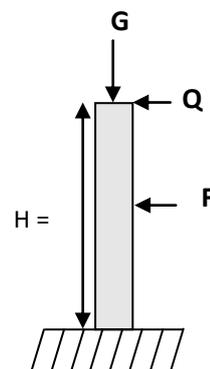


Figure.III.16. Les Sollicitations sur l'acrotère.

III. 3. 4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } \begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,879} = 0,313m \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1m \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que : $e_2 = e_1 + e_a$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

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

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{(BAEL 91 Article A.4.3.5)}$$

$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanent, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc: } \begin{cases} e_2 = 0.00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.342m \end{cases}$$

III.3. 5. Calcul à l'ELU

✓ Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont

$$N_u = 2.879 \text{ KN} \quad ; M_u = N_u \times e = 2.879 \times 0.342 \Rightarrow M_u = 0.984 \text{ KN.m};$$



Figure .III.17. Section à ferrailler.

✓ Ferrailage

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.986 + 2.879 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.072 \text{ KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.01179) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0148;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07943 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{0.07943 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 \times 10^{-4} - \frac{2.879 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.307 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification à l'E.L.U

✓ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3$ cm. On adopte $S_t = 30$ cm.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20$ cm. On adopte $S_t = 20$ cm

✓ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.024 + 1 \Rightarrow V_u = 2.024 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0253 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié (pas de risque de cisaillement)}$$

✓ **Vérification de l'adhérence**

$$\bar{\tau}_s \leq 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i) \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1. 3})$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 6 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 7.536 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.024 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.07536) \Rightarrow \tau_{se} = 0.373 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} < \bar{\tau} = 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

III.3. 6. Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m}; N_{ser} = 2.133 \text{ KN}; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m};$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 MPa$$

Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.133} = 0.28m$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.28 = -0.231m = -23.1cm$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots(*)$$

$$p = -3c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b ;$$

$$P = -3 \times (-0.231)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.231}{1} \Rightarrow P = -0.158m^2$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times (0.231)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 - 0.231)^2}{1} \Rightarrow q = -0.025m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne :

$$y_c = 0.46m$$

$$y_{ser} = 0.46 - 0.231 = 0.229m$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.229^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.229) = 2.66 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.229}{2.66 \times 10^{-2}} = 0.005 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.133 \times 10^{-3}}{2.66 \times 10^{-2}} (0.08 - 0.229) = -0.179 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

III.3.7. Schéma de ferrailage :

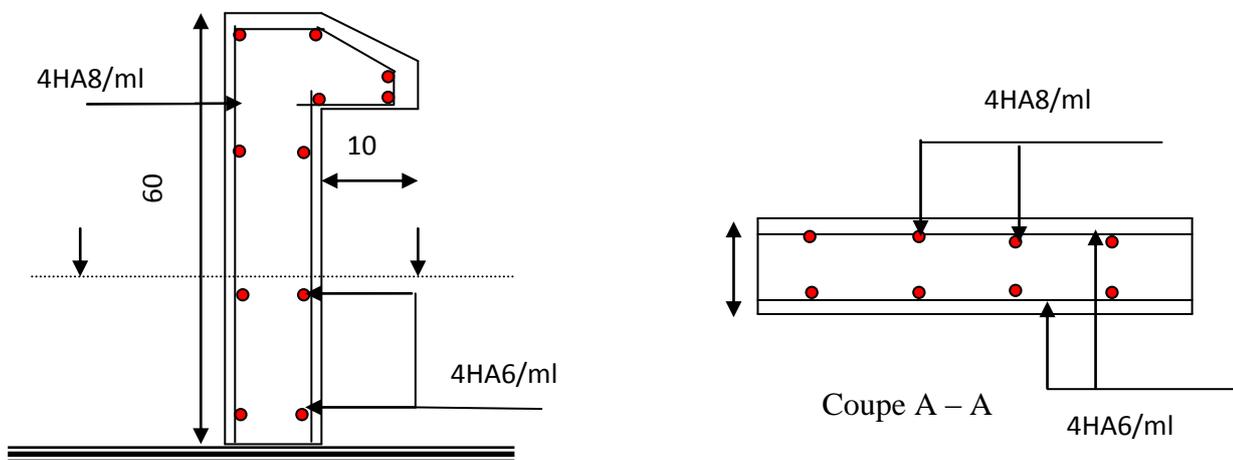


Figure III.18. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. L'ascenseur

III.4.1. Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s = 1,60 \text{ m}$
- $T_s = 1,80 \text{ m}$
- $H_k = 2,20 \text{ m}$

- $P_M=1500$ daN
- $D_M=4300$ daN
- $F_c=5000$ daN
- $v = 0,63 \frac{m}{s}$

Avec : B_s , T_s , H_k sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300 \text{ daN}$$

III.4.2. Etude de la dalle pleine du local machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

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

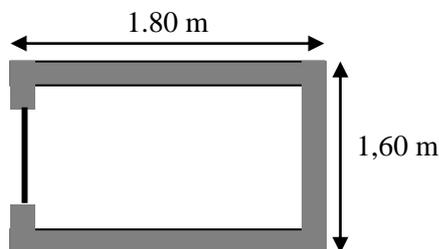


Figure.III.19. Cage d'ascenseur.

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=15 cm**.

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

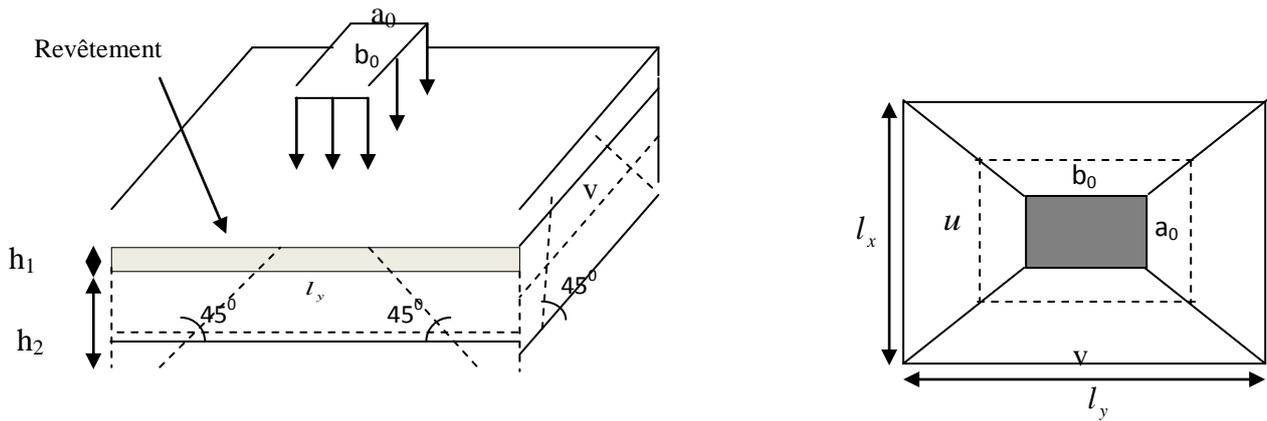


Figure III.20. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions // } \grave{a} l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions // } \grave{a} l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 115 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} l_x = 160 \text{ cm} \\ l_y = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

III.4.2.1. Evaluation des moments sous charge concentrée :

a) M_{x1} et M_{y1} du système :

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2)..... ANNEXE II

M^1 et M^2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXE I]

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.88 ; \frac{U}{l_x} = 0.71 \quad \frac{V}{l_y} = 0.63$$

D'où : $M^1 = 0.068$

$M^2 = 0.072$

$$q^u = 1.35 \times P \rightarrow q^u = 1.35 \times 63 = 85.08 \text{ KN (avec } P = 63 \text{ KN)}$$

$$M_{x1} = M_1 \times q_u \rightarrow M_{x1} = 5.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = M_2 \times q_u \rightarrow M_{y1} = 6.123 \text{ KN.m}$$

b) M_{x2} et M_{y2} du système :

M_{x2} , M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ [Annexe II]}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G^2 = 5 \text{ KN/m}^2 .$$

$$Q^2 = 1 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\Rightarrow q^u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/ml.zz}$$

$$M_{x2} = 0.0476 \times 8.25 \times 1.6^2 = 1.005 \text{ KN/m}$$

$$M_{y2} = 0.7438 \times 1.005 = 0.747 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.78 + 1.005 = 6.785 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.123 + 0.747 = 6.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.4.2.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$.

$$M^{tx} = 0.85 \times M^x = 0.85 \times 6.785 = 5.76 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0.85 \times M^y = 0.85 \times 6.87 = 5.893 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = -0.4 \times M^x = -2.306 \text{ KN.m}$$

En travée :

Sens X-X :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.024$$

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

$$\alpha = 0.03$$

$$z = d [1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.128 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens Y-Y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.028$$

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

$$\alpha = 0.036$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \rightarrow z = 0.118m$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = 0.09$$

$$\alpha = 0.012$$

$$z = 0.118 \text{ m}$$

$$A_a = 0.517 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13. Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie :

Sens	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A ^t _{calculée} (cm ² /ml)	A ^t _{adoptée} (cm ² /ml)	A ^a _{calculée} (cm ² /ml)	A ^a _{adoptée} (cm ² /ml)
X-X	5.767	2.306	1.29	4HA8=2.01	0.517	4HA8=2,01
Y-Y	5.839	2.306	1.418	4HA8=2.01	0.517	4HA8=2,01

Vérifications

- Condition de non fragilité

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 1,272 \text{ cm}^2 \leq A_s = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.88 > 0.4$$

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

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2(U + V) = 2(115 + 115) = 460 \text{ cm}$$

$$q_u = 85.05 \leq 0.045 \times 4.6 \times 0.15 \times 25 \times \frac{10^3}{1.5} = \frac{517.5 \text{ KN}}{\text{m}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_u = T_v = \frac{q_u}{3 \times u} \frac{85.05}{3 \times 4.6} = 6.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{6.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.051 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement :

$$S_{tx} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \text{ soit : } S_{tx} = 33 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(4h; 40 \text{ cm}) \text{ soit : } S_{ty} = 40 \text{ cm}$$

On prend :

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

Calcul à l'ELS :**Moment engendré par le système de levage :**

$$Q^{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 5.14 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 5.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q^{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0.0476 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.7438 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.731 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.543 \text{ KN.m}$$

La Superposition des Moments:

$$M^x = 5.14 + 0.731 = 5.871 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 5.39 + 0.543 = 5.933 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M^{tx} = 4.99 \text{ KN.m} \quad M^{ax} = 4.03 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 5.043 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = -2.373 \text{ KN.m}$$

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

(On prend $M = M_{tx}$)

Calcul de y :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$y = 1.43 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 4133.50 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.726 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 209.51 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Etat limite ultime de déformation :

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.1 > 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- Schéma de ferrailage :

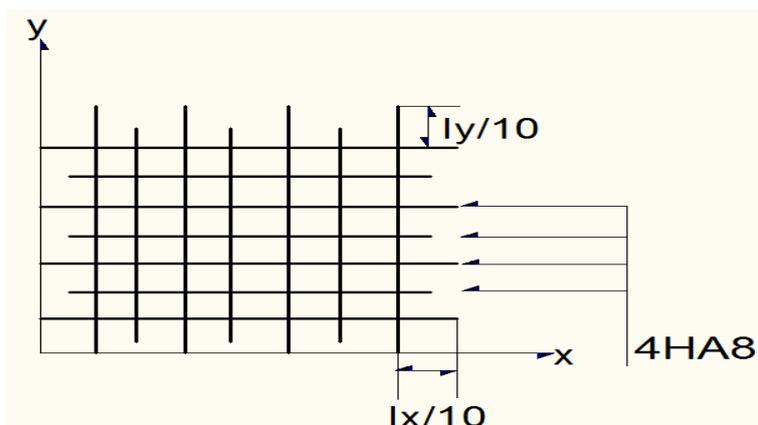


Figure.III.21. schéma de ferrailage de la dalle deenseur.

III.4.Etude de l'escalier

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

Le chargement de chaque volée se résume dans le tableau suivant :

Tableau.III.14. chargement de chaque volée.

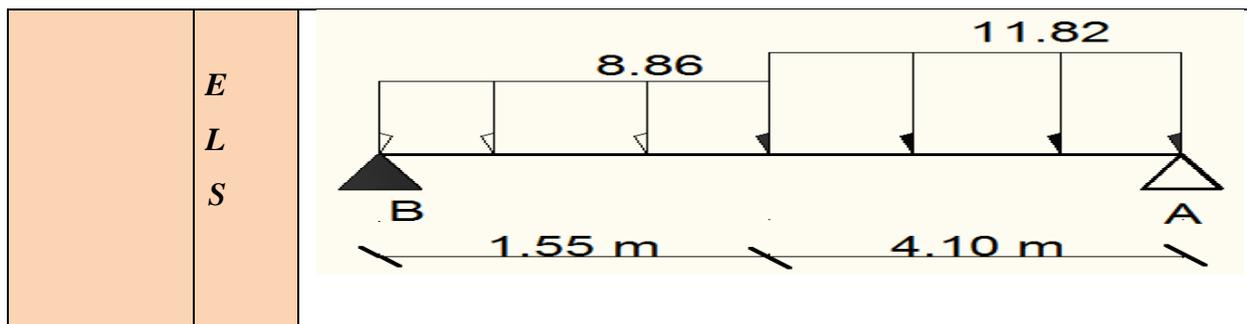
	Volée type 01	Volée type 03
	$G_v = 5.11 \text{ kn/m}^2$	$G_v = 7.97 \text{ kn/m}^2$
	$Q_v = Q_p = 2.5 \text{ kn/m}^2$; $G_p = 5.11 \text{ kn/m}^2$	
Schéma statique	<p>volée type 1</p>	<p>volée type 3</p>

Le chargement	E L U		
	E L S		

Volée Type 02
$G_v 9.34 \text{ kn/m}^2$
$G_p = 6.36 \text{ kn/m}^2$
$Q_v = Q_p = 2.5 \text{ kn/m}^2$

Schéma statique	
------------------------	--

Le chargement	E L U	
--------------------------	----------------------	--



❖ La volée 01

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 14.5 \times 2.4 + 10.64 \times 1.75 = 53.42$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 53.42 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (14.5 \times \frac{2.4^2}{2}) + (10.64 \times 1.75 \times 3.275) - (R_B \times 4.15) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 24.75 \text{ KN/ml} \\ R_A = 28.67 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

a) Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

- $0 \leq x \leq 2.4m$

$$M(x) + \frac{14.5}{2} x^2 - 28.67x = 0 \Rightarrow M(x) = -7.5x^2 + 28.67x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 25.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -14.5x + 28.67 = 0$$

$$x \approx 2m$$

$$M^{\max} = M(x = 2) = 28.35 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -14.5x + 28.67$$

$$\begin{cases} T(0) = 28.67 \text{ KN} \\ T(2.4) = -6.13 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 1.75 \text{ m}$$

$$M(x) + \frac{10.64}{2} x^2 - 24.75x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.32x^2 + 24.75x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.75) = 27.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -10.64x + 24.75$$

$$\begin{cases} T(0) = 24.75 \text{ KN} \\ T(1.75) = 6.13 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$M^{\max}(x = 2) = 28.35 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 28.67 \text{ KN}$$

b) calcul du Ferrailage:

Le ferrailage se fera pour une bonde d'un mètre (**Figure** si dessous) à la flexion simple par les sollicitations maximales à l'ELU et on fera la vérification à l'ELS.

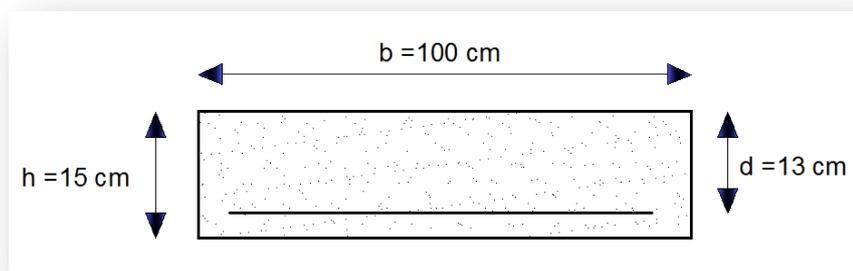


Figure.III.22. coupe d'une bonde d'1 mètre de l'escalier.

Calcul des moments réel :

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 28.35 = 21.26 \text{ KN/m}$$

$$M_a^{max} = 0.5 \times 28.35 = 14.17 \text{ KN/m}$$

✓ **Ferraillage :**

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d=h-c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{21.26 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.13^2}$$

$$\mu_{bu} = 0.0885 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.116$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.1239 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{21.26 \times 10^{-3}}{0.124 \times 348} = 4.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appuis :

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau.III.15.Le ferraillage de l'escalier.

	M_t (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ²)	$A_{Adopté}$ (cm ²)
En travée	21.26	0.088	0.116	0.1239	4.93	6φ12 = 6.79
En appuis	-14.17	0.059	0.076	0.126	3.233	5φ10 = 3.93

Vérifications à L'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité

On doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1 \text{ MPa,}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa, } b = 1 \text{ m et } h = 0.15 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{-----} \text{vérifiée.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.22 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\overline{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.22 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

\Rightarrow Pas d'armature transversale

- **Armatures de répartitions :**

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suite :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{At}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisie : } 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{Aa}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisie : } 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3. Espacement des barres

-Armatures longitudinales : $S_t = 16.66 \text{ cm} \leq \min(3 * e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

-Armatures transversales: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 * e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

4. L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

D'après le **BAEL91 / article 5.13.2** on a deux types :

- ✓ **L'influence sur le béton**

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 0,13 = 0,117$$

$$0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 0,267 \times 0,117 \times 1 \times 25 = 0,78MN$$

$$V_{\max} = 0,02867MN \leq 0,78MN$$

.....Condition vérifié

✓ L'influence sur les armatures longitudinales

$$A_l \geq \frac{1,15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (6,79 + 3,93) = 10,71 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 10,71 \text{ cm}^2 \geq 1,15 \times 28,68 \times 10^{-3} / 400 = 0,82 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifié}$$

➤ Vérifications à L'ELS :

1-État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$R_A = 20,65 \text{ KN} ; \quad R_B = 17,77 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 20,40 \text{ KN.m} ; \quad M_t = 0,75 \times 20,40 = 15,3 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 \times 20,40 = -10,2 \text{ KN.m}$$

En travée:

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

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

$$50 \times y^2 + 101,85 \times y - 1324,05 = 0$$

$$y = 4,22 \text{ cm}$$

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

$$I = 10356,501 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15,3 \times 10^{-3}}{10356,501 \times 10^{-8}} \times 0,0422 = 6,23 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.16. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	15.3	10356.501	4.22	6.23	15
Appuis	10.2	6742.635	3.36	5.08	
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	<i>vérifiée</i>				

2-Vérification de l'état limite de déformation

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

(1) → $\frac{15}{415} = 0.0361 < \frac{1}{16} = 0.0625$ -----Condition non vérifié

(2) → $\frac{15}{415} = 0.0361 < \frac{14.73}{10 \times 19.65} = 0.0749$ -----Condition non vérifié

(3) → $\frac{6.79}{100 \times 13} = 0.0052 < \frac{415}{400} = 1.03$ -----Condition vérifié

⇒ La vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie par le **BAEL91** comme suit :

Pour une poutre simplement appuyer de portée inférieure à 5m, la flèche admissible: $f_{adm} = \frac{L}{500}$ ce

qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.83cm$

Données de calcul

$y = 4.22$ cm;

$$I = 10356.5 \text{ cm}^4;$$

$$E_i = 32456.59 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2.$$

❖ **Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :**

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

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

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 15 + 15 \times 6.79 = 1601.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1601.85} \times \left(\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 13 \right) = 7.85 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7.85 \Rightarrow V_2 = 7.15 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.85^3 + 7.15^3) + 15 \times 6.79 \times (7.15 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 36835.88 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.79}{100 \times 13} = 0.0052$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0052 \times (2 + 3)} = 4.02$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.60$$

$$\begin{cases} Gv = 7.97 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) \\ Gp = 5.11 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) \\ Qv = Qp = 2.5 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) \end{cases}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 17.15 = 12.86 \text{ KN.m}$$

$$q_v = 6.35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 13.66 = 10.25 \text{ KN.m}$$

$$q_{uv} = G_v + Q = 7.94 + 2.5 = 10.44 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{up} = G_p + Q = 5.11 + 2.5 = 7.61 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 23.02 = 17.27 \text{ KN.m}$$

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

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{12.86 \times (0.13 - 0.0422)}{10356.5} \times 10^5 = 162.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{10.25 \times (0.13 - 0.0422)}{10356.5} \times 10^5 = 130.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{17.27 \times (0.13 - 0.0422)}{10356.5} \times 10^5 = 220.36 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{Calcul de } \mu :$$

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 162.41 + 2.1} = 0.33$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 130.24 + 2.1} = 0.235$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0052 \times 220.36 + 2.1} = 0.451$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\rightarrow I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 20835.84 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 17415.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 14424.87 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 26517.97 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{10.25 \times 4.15^2}{10 \times 32456.58 \times 20835.84} \times 10^7 = 0.26 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{12.86 \times 4.15^2}{10 \times 32456.58 \times 17415.74} \times 10^7 = 0.39 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{12.86 \times 4.15^2}{10 \times 10818.86 \times 26517.97} \times 10^7 = 0.77 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{16.9 \times 4.15^2}{10 \times 32456.58 \times 14424.87} \times 10^7 = 0.62 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.77 + 0.62 - 0.39 - 0.26 = 0.74 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{415}{500} = 0.83 \text{ cm}$$

$\Delta f = 0.74 \text{ cm} < f_{adm} = 0.83 \text{ cm}$ -----Condition vérifié.

❖ Schéma de ferrailage :

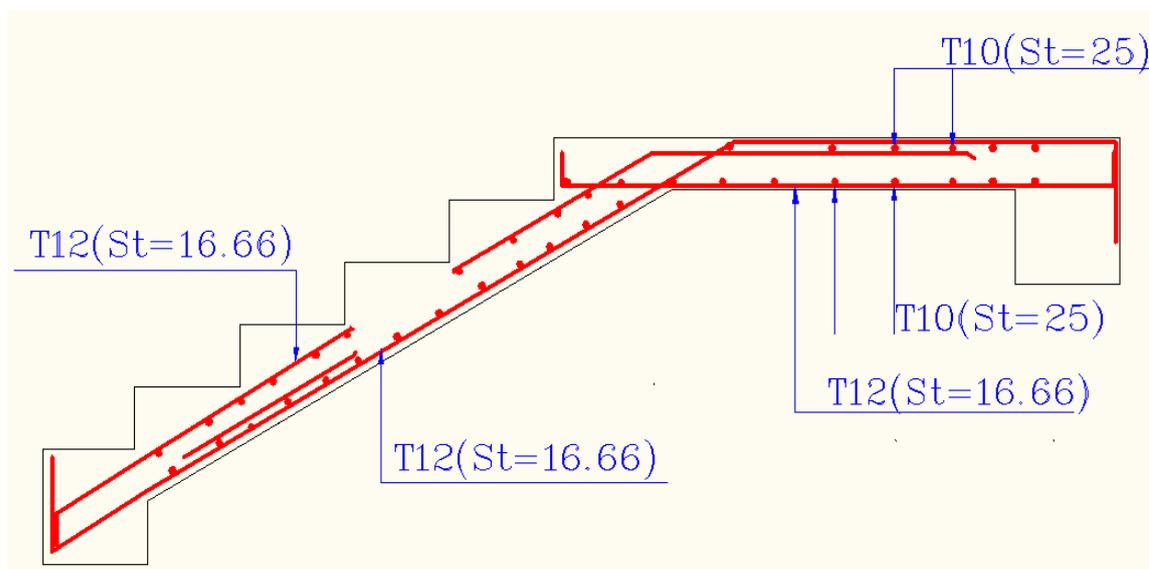


Figure.III.23. schéma de ferrailage de la volée 01.

❖ La volée 03

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 56.11$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 29.11 \text{ KN/ml} \\ R_A = 27. \text{KN/ml} \end{cases}$$

a) Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

$$M^{\max} = 32.72 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 29.11 \text{ KN}$$

b) calcul du Ferrailage:

Le ferrailage se fera pour une bonde d'un mètre (**Figure** si dessous) à la flexion simple par les sollicitations maximales à l'ELU et on fera la vérification à l'ELS.

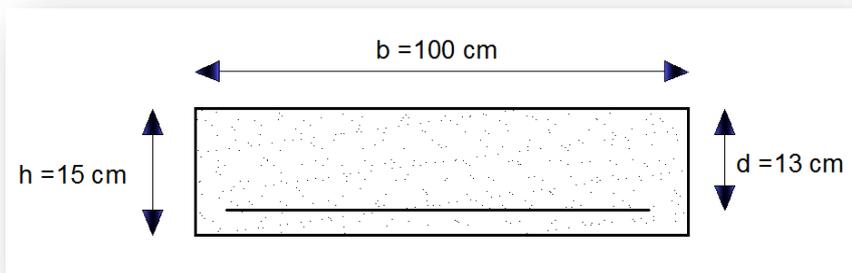


Figure.III.24. coupe d'une bonde d'1 mètre de l'escalier.

Calcul des moments réel :

$$M_t^{max} = 24.55 \text{ KN/m}$$

$$M_a^{max} = 16.36 \text{ KN/m}$$

✓ Ferrailage :

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.102 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.135$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.122 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 5.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appuis :

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau.III.17.Le ferrailage de l'escalier.

	M_t (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ²)	$A_{Adopté}$ (cm ²)
En travée	24.11	0.102	0.135	0.122	5.73	6φ12 = 6.79
En appuis	-16.36	0.0683	0.088	0.125	3.76	5φ10 = 3.93

➤ **Vérifications à L'ELU :**

1. Vérification de la condition de non fragilité

On doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 2.1 \text{ MPa,}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa, } b = 1\text{m et } h = 0.15\text{m}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.57\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.22 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

⇒ Pas d'armature transversale

- **Armatures de répartitions :**

Dans le but d’avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suite :

En travée : $A_t \geq \frac{At}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69\text{cm}^2/\text{ml}$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{Aa}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2/\text{ml}$ on choisie : 4T8 = 2.01cm²/ml

3. Espacement des barres

-Armatures longitudinales : $S_t = 16.66\text{cm} \leq \min(3 \cdot e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

-Armatures transversales: $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4 \cdot e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

4. L’influence de l’effort tranchant au voisinage de l’appui

D’après le **BAEL91 / article 5. 13. 2** on a deux types :

✓ **L’influence sur le béton**

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 0,13 = 0,117$$

$$0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 0,267 \times 0,117 \times 1 \times 25 = 0,78\text{MN}$$

$$V_{\max} = 0,02911\text{MN} \leq 0,78\text{MN}$$

.....Condition vérifié

✓ **L’influence sur les armatures longitudinales**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (6.79+3.93) = 10.71\text{cm}^2$$

$$A_l = 10.71 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \cdot 29.11 \cdot 10^{-3} / 400 = 0.83 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifié}$$

➤ **Vérifications à L’ELS :**

1-État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$R_A = 19.39\text{KN}$; $R_B = 20.95\text{KN}$

$$M^{\max} = 23.57 \text{KN.m}$$

$$M_t = 20.03 \text{KN.m}$$

$$M_a = 9.42 \text{KN.m}$$

En travée:

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

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

$$y = 3.05 \text{cm}$$

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

$$I = 56087 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 10.93 \text{MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.18. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	20.03	56087	3.05	10.93	15
Appuis	9.42	3844.8	2.51	6.16	
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	<i>vérifiée</i>				

2-Vérification de l'état limite de déformation

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \dots\dots\dots \text{BAEL91} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \rightarrow \frac{15}{410} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition non vérifié.}$$

$$(2) \rightarrow \frac{15}{410} = 0.036 < 0.0749 \dots \text{Condition non vérifié.}$$

$$(3) \rightarrow \frac{6.79}{100 \cdot 13} = 0.0052 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifié}$$

⇒ La vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie par le **BAEL91** comme suit :

On trouve :

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 12.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 16.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 10. \text{ KN.m}$$

D'après l'application SOCOTEC on trouve :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 7.97 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 8.20 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t < f_{adm}$$

Shémat de ferrailage

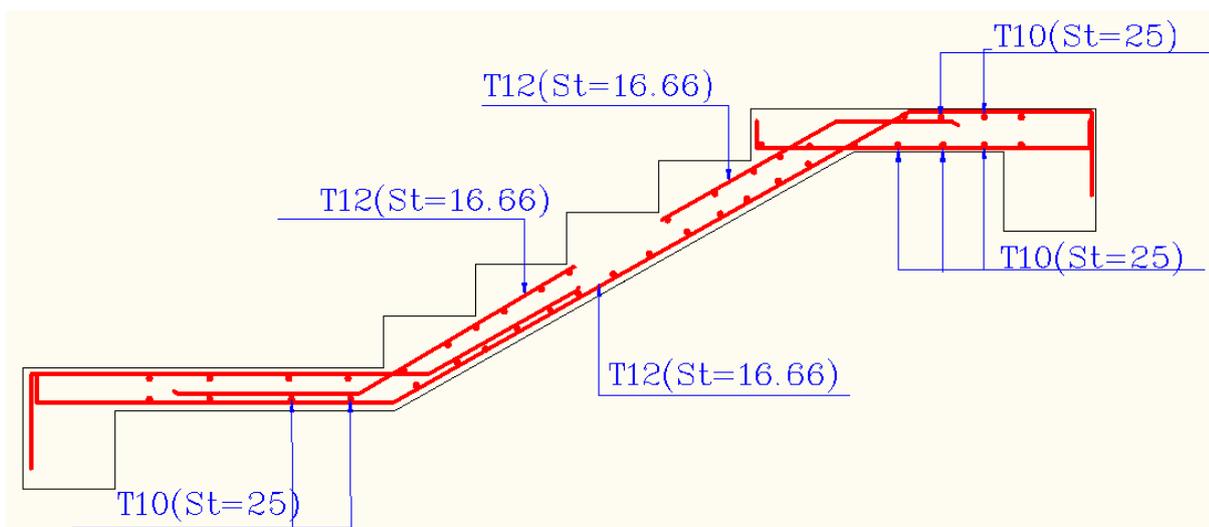


Figure.III.25.schéma de ferrailage de la volée 03.

❖ **La volée 02 :**

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 86.18$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 45.35 \text{ KN/ml} \\ R_A = 40.83 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

a) Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

$$M^{\max} = 62.88 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 45.35 \text{ KN}$$

b)calcul du Ferrailage:

Le ferrailage se fera pour une bonde d'un mètre (**Figure** si dessous) à la flexion simple par les sollicitations maximales à l'ELU et on fera la vérification à l'ELS.

✓ **Calcul des moments réel :**

$$M_t^{\max} = 47.16 \text{ KN/m}$$

$$M_a^{max} = 31.44 \text{ KN/m}$$

✓ **Ferraillage :**

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } d=h-c=18-2=16 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.13 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 0.174$$

$$z = d[1 - (0.4 \times \alpha)] \Rightarrow z = 0.148 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 9.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appuis :

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau.III.19. Le ferraillage de l'escalier.

	M_t (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{CAL} (cm ²)	$A_{Adopté}$ (cm ²)
En travée	47.16	0.0860	0.174	0.148	9.15	6 ϕ 14 = 9.24
En appuis	31.44	0.086	0.113	0.152	5.94	6 ϕ 12 = 6.79

➤ **Vérifications à L'ELU :**

1. Vérification de la condition de non fragilité

On doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1 \text{ MPa,}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa, } b = 1 \text{ m et } h = 0.15 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{45.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.34 \text{ MPa}$$

La Fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

\Rightarrow Pas d'armature transversale

• Armatures de répartitions :

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suite :

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{At}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisie : } 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{Aa}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisie : } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3. Espacement des barres

$$\text{-Armatures longitudinales : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 * e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Armatures transversales: } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 * e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

4. L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

D'après le **BAEL91 / article 5.13.2** on a deux types :

✓ L'influence sur le béton

On vérifie que :

$$V_{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 0,16 = 0,144$$

$$0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 0,267 \times 0,144 \times 1 \times 25 = 0.96MN$$

$$V_{\max} = 0,04553MN \leq 0.96MN$$

.....ndition vérifié.

✓ **L'influence sur les armatures longitudinales**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (6.79+9.24) = 16.03\text{cm}^2$$

$$A_l = 11.5 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \times 45.53 \times 10^{-3} / 400 = 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifié.}$$

➤ **Vérifications à L'ELS :**

1-État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$R_A = 29.46\text{KN} ; \quad R_B = 32.81\text{KN}$$

$$M^{\max} = 45.47\text{KN.m}$$

$$M_t = 38.65\text{KN.m}$$

$$M_a = 18.18\text{KN.m}$$

En travée:

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

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

$$y = 5.41\text{cm}$$

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

$$I = 20821.74\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 10.05\text{MPa}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.20. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	38.65	20281.74	5.41	10.05	15
Appuis	18.18	16462.24	4.78	5.27	
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifiée				

2-Vérification de l'état limite de déformation

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

(1) → $\frac{18}{535} = 0.0336 < \frac{1}{16} = 0.0625$ -----Condition non vérifié

(2) → $\frac{18}{535} = 0.0336 < 0.0749$ -----Condition non vérifié

(3) → $\frac{9.24}{100 \times 16} = 0.00577 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ -----Condition vérifié

⇒ La vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie par le **BAEL91** comme suit :

On trouve :

$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{max} \Rightarrow M_{serg} = 20.59 \text{ KN.m}$

$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{max} \Rightarrow M_{serp} = 26.01 \text{ KN.m}$

$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{max} \Rightarrow M_{serj} = 17.02 \text{ KN.m}$

D'après l'application SOCOTEC on trouve :

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 7.49mm$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{482}{500} = 9.64mm$$

$$\Delta f_i < f_{adm}$$

Schéma de ferrailage :

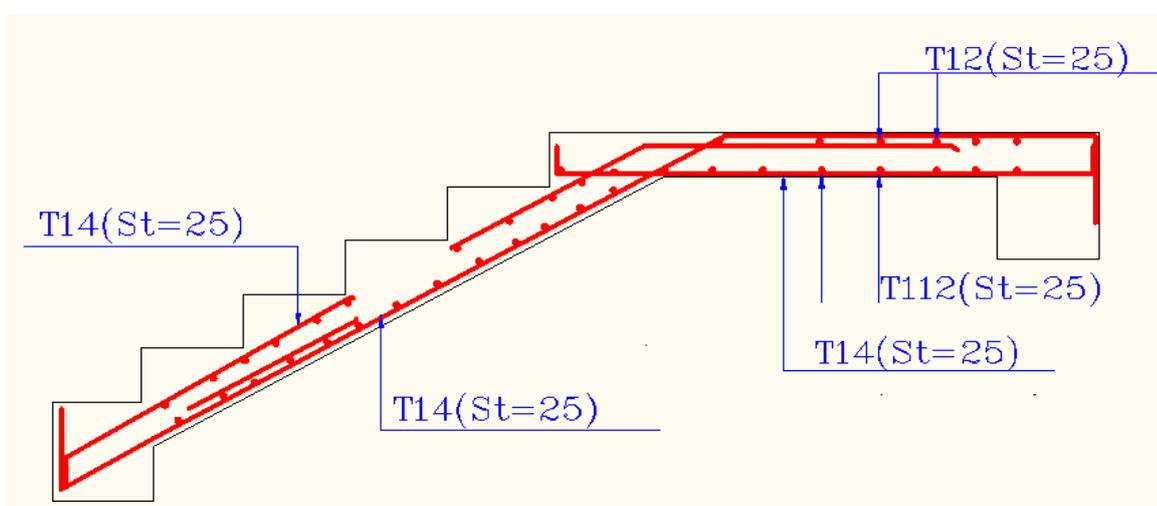


Figure.III.26.schéma de ferrailage de la volée 02.

III.6.La poutre palière :

➤ Pré dimensionnement de la poutre :

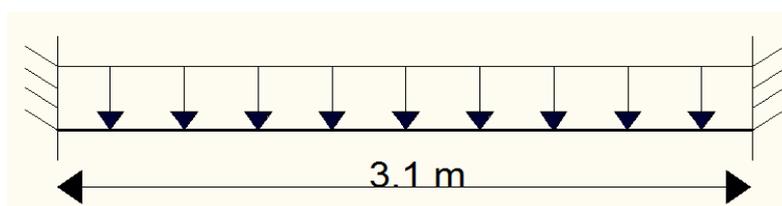


Figure.III.27.schéma statique de la poutre palière.

On doit vérifier les conditions de la flèche tel que :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20,66cm \leq h \leq 31cm$$

- L'exigence de **RPA 99 (art 7.5.1)** :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

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

➤ **Les sollicitations sur la poutre :**

- Poids propre du mur : $g_m = 2.85 \times \left(\frac{3.06 - 0.3}{2} \right) = 3.94 \text{ KN/ml}$
 - Poids propre de la poutre : $g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$.
- à **L'ELU**: $R_B = 27 \text{ KN/m}$.
- à **L'ELS**: $R_B = 19.39 \text{ KN/m}$.

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

Donc :

$$P_u = 1.35 \times (g_0 + g_m) + R_B = \mathbf{35.35 \text{ KN.m}}$$

$$= \mathbf{25.58 \text{ KN.m}}$$

$$P_s = g_0 + g_m + R_B$$

Les moments et les efforts tranchants :

ELU

$$M_t^u = \frac{P_u \times L^2}{24} = 14,15 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -28,30 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 54,79 \text{ KN}$$

ELS

$$M_t^s = \frac{P_s \times L^2}{24} = 10,24 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -20,48 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 39,64 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de la section d'armature à la flexion simple**

On a : $b=30\text{cm}$, $d=27\text{ cm}$, $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ et $f_e = 400\text{Mpa}$:

Tableau.III.21. ferrailage de la poutre palière à la flexion simple à l'ELU.

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z (cm)$	$A_{flexion}^{CAL} (cm^2)$
En travée	14.15	0.0455	0.058	0.263	1.54
En appuis	-28.30	0.0911	0.119	0.257	3.16

Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée. C'est le moment d'appui de l'escalier.

$$M^{torsion} = M_b^a = \frac{16.36 \times 3.1}{2} = 25.35 KN.m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL (ChapI.II.b)**

$$-U : \text{périmètre de la section} : U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1m$$

$$-\Omega : \text{Air du contour tracer ami hauteur} : \Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 m^2$$

$$-e : \text{épaisseur de la paroi} : e = \emptyset / 6 = b/6 = 5 cm$$

$$-A_1 : \text{section d'acier} : A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4,37 cm^2$$

◆ En travée

$$\text{Soit} : A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.54 + \frac{4.37}{2}$$

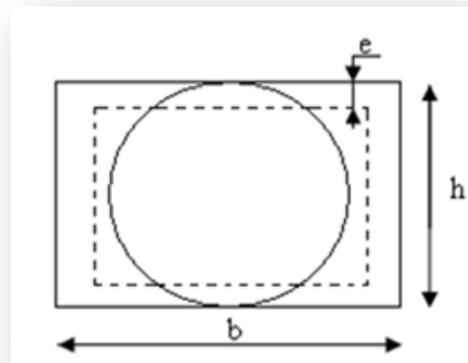


Figure.III.28. Section fictive.

$$\text{On ferraille avec} : A^t = 3HA14 = 4.62 cm^2$$

◆ En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3,16 + \frac{4.37}{2} \Rightarrow A^a = 5.35 cm^2 > A_{min} = 1.21 cm^2.$$

On ferraille avec : $A^a = 3HA14 + 1HA12 = 5.75 \text{ cm}^2$

1-Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit avoir : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ -----BAEL

On a: $V_{\max} = 54.79 \text{ KN}$;

Tel que : $\tau_{flexion} = \frac{V_u}{b*d} = \frac{54.79 * 10^{-3}}{0.3 * 0.27} = 0.67 \text{ Mpa}$.

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{TU}}{2 * \Omega * e} = \frac{19.01 * 10^{-3}}{2 * 0.0625 * 0.05} = 3.04 \text{ Mpa}$$

D'où $\tau_u = 3.11 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$ -----Condition vérifiée.

⇒ Calcul des armatures transversales a la torsion

Soit : $\begin{cases} St = 10 \text{ cm} \text{ en travée} \\ St = 10 \text{ cm} \text{ en appuis} \end{cases}$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{19.01 \times 10^{-3} \times 10 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 400} \Rightarrow A_t = 0.43 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_t = 0.9 + 0.43 = 1.33 \text{ cm}^2$.

Soit un cadre et un étrier :

$$\emptyset 8 = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

2-Vérification à ELS

a-Etat limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec

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

◆ **En appuis :**

$$M_a = 20.48 \text{KN.m}; \quad y = 9.91 \text{cm}; \quad I = 34923.29 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.48 \times 10^{-3}}{34923.29 \times 10^{-8}} \times 9.91 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.81 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

◆ **En travée :**

$$M_t = 10.24 \text{KN.m}; \quad y = 9.09 \text{cm}; \quad I = 29740.12$$

$$\sigma_{bc} = 2.78 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \text{ cm}^4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

b-Evaluation de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.096 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.096 > 0.085;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0042 < 0.0105$$

→ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

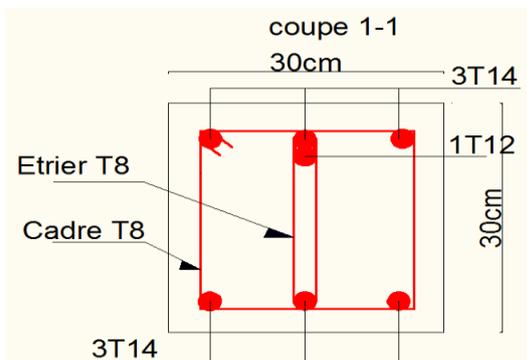


Figure.III.29.schéma de ferrailage de la poutre palière.

Chapitre 04
ETUDE DYNAMIQUE

VI.1. INTRODUCTION

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

VI.2. METHODE DE CALCUL

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- 1 Par la méthode statique équivalente ;
- 2 Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- 3 Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale

RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut

avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Il dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$
- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- Q : Facteur de qualité : Le facteur de qualité Q exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation Δ_D liée à A est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction

La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq .

" Critère q "	Observé	P_0/xx	Observé	P_0/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.5	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	non	0.5
3- Régularité en plan	Non	0.5	non	0.5

4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles d'exécution	Oui	0	oui	0

Donc $Q_x = Q_y = 1.10$

• W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas : $\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$

.....(RPA99 Tableau4.5)

D'après le SAP 2000, on trouve : $W = 25680.17$

• D : Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement η . On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S3)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Tableau 4.7)}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3)}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau donnant les valeurs de $\zeta(\%)$:

Tableau IV.2. Les valeurs de $\zeta(\%)$

RPA 99 (Tableau 4.2)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 25.5m$$

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

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (25.5)^{\frac{3}{4}} = 0.56$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{X,Y}}}$$

RPA99 (Formule 4-7)

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 24.20\text{m}, \quad L_y = 14.30\text{m}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.09 \times \frac{25.5}{\sqrt{24.2}} = 0.48 \text{ s} \\ T_y = 0.09 \times \frac{25.5}{\sqrt{14.3}} = 0.6 \text{ s} \end{cases}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} T_x = \min (T_x ; T_c) = 0.48 \text{ s} \\ T_y = \min (T_y ; T_c) = 0.56 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \dots \dots \dots \text{car } : 0 \leq T \leq T_2$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 = 2.04 \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.56}{0.6} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.94 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.48 = 0.627 \text{ s} \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.56 = 0.728 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.1}{5} \times 25680.17 = 1728.789 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.94 \times 1.1}{5} \times 25680.17 = 1644.044 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version 2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*), le graphe donne S_a/g en fonction du temps. Les résultats sont illustrés dans le figure ci-dessous :

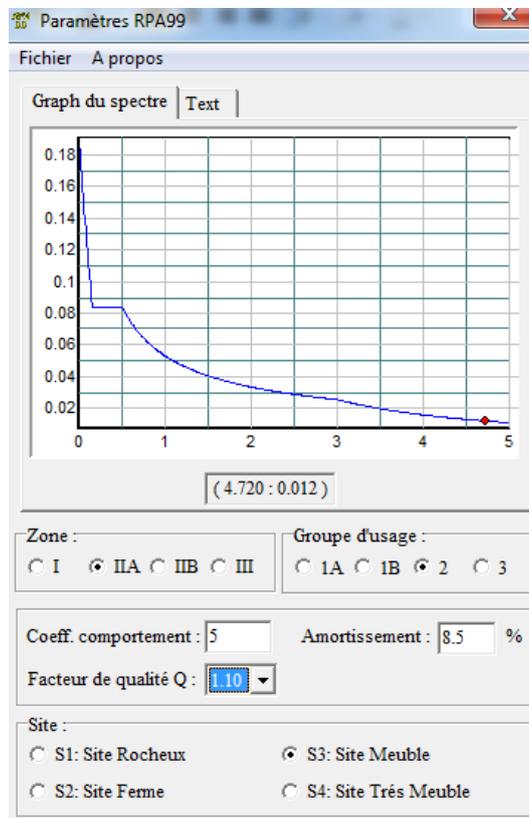


Figure IV.1. Spectre de calcul.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000. v14.2.2

✓ Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 version 14 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

VI.3. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des épaisseurs des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous :

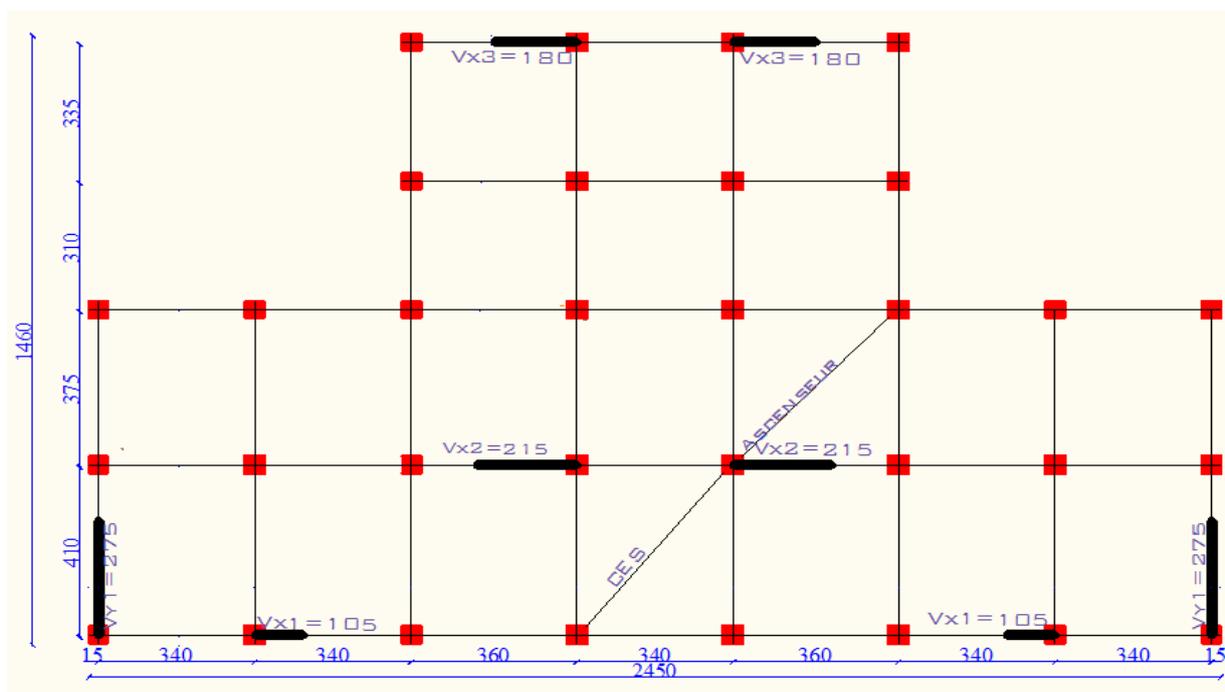


Figure.IV.2. Disposition des voiles.

IV.4.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par sap2000 :

Nous représentons sur ces trois figures les trois premières modes de vibrations de notre structure

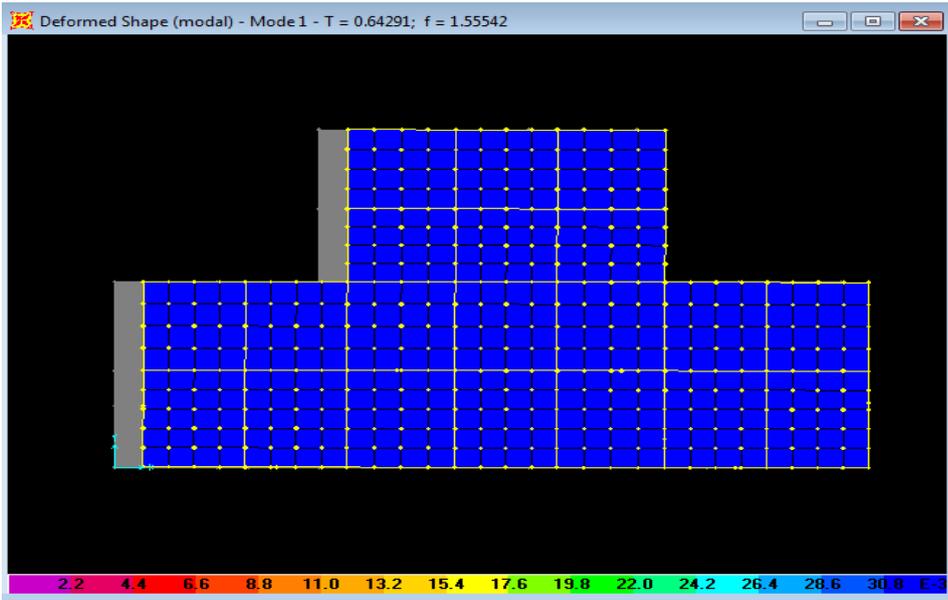


Figure.IV.3.: Mode 1 translation selon x-x

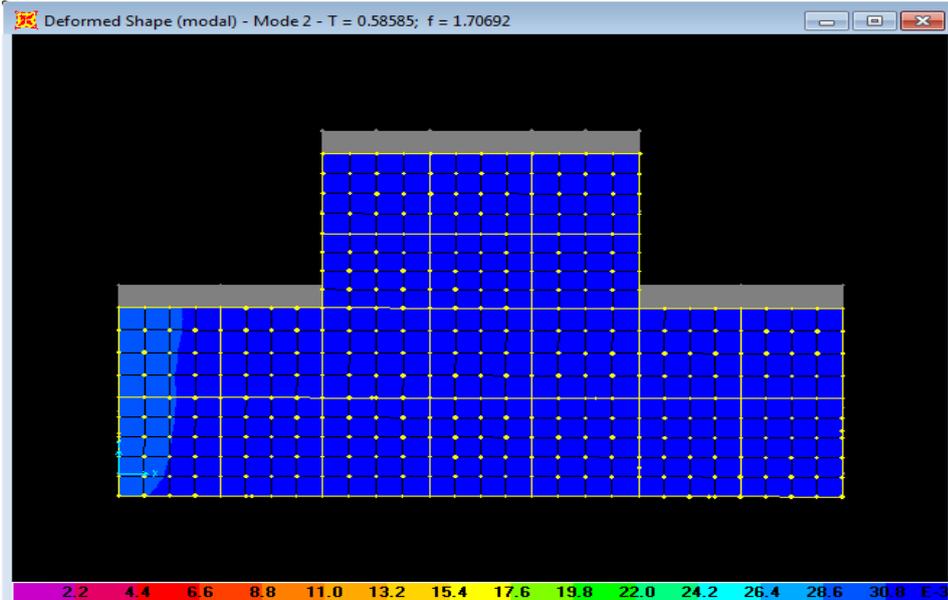


Figure.IV.4.: Mode 2 translation selon y-y

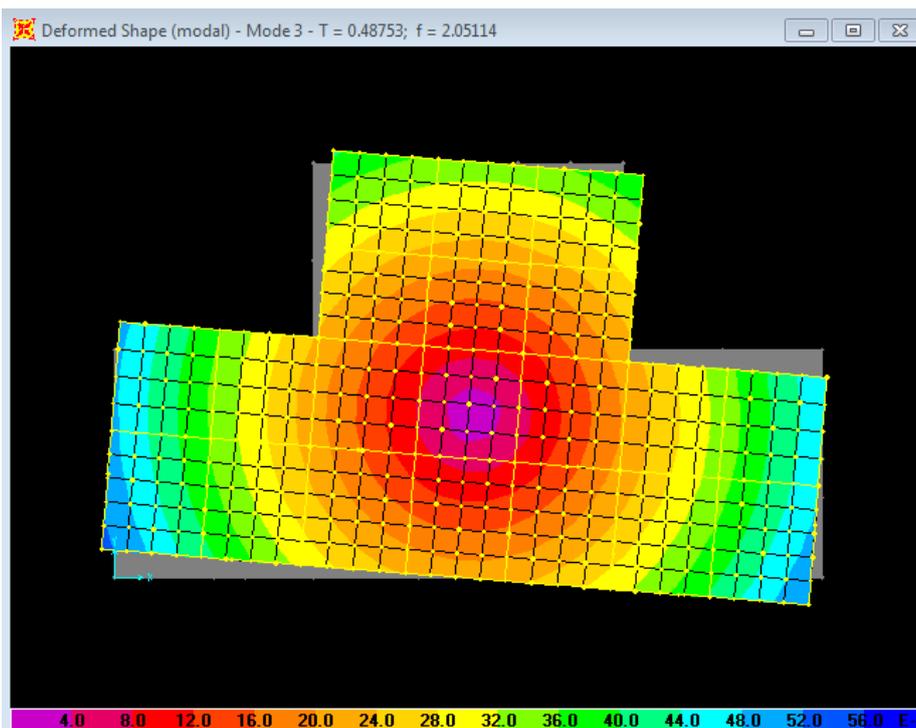


Figure.IV.5.Mode 3 rotation au tour de l'axe z-z

➤ *Périodes de vibration et taux de participation des masses modales*

Tableau IV.3 . Période de vibration et taux de participation massique

OutputCase	StepType	StepNumber	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
modal	Mode	1	0.643	0.76138	2.961E-07	8.849E-07	0.76138	2.961E-07	8.849E-07
modal	Mode	2	0.58591	1.715E-08	0.76909	3.657E-07	0.76138	0.7690	0.00000125
modal	Mode	3	0.48755	0.00013	0.00022	2.447E-07	0.7615	0.7693	0.00000149
modal	Mode	4	0.191425	0.13176	0.000015	1.368E-07	0.89327	0.7693	0.00000163
modal	Mode	5	0.179541	0.0000	0.13739	0.0000055	0.89328	0.9067	0.0000071
modal	Mode	6	0.139002	0.00025	0.0000338	0.0000052	0.89353	0.9067	0.0000123
modal	Mode	7	0.093639	0.05124	0.000006941	1.721E-08	0.9447	0.90675	0.00001235

❖ Analyse des résultats

On remarque que la période fondamentale de vibration est supérieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/ version2003 majorée de 30%, et on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon xx, et le deuxième selon yy. Telle que montrée par les figures précédentes, la participation massique est atteinte au 7^{ème} mode dans le sens (XX) et au 6^{ème} mode dans le sens (YY).

➤ Justification de l'interaction voiles-portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction sous charges verticale

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	24778.025	5173.771	82.726	17.273
1 ^{er} étage	21057.822	4961.025	80.932	19.067
2 ^{ème} étage	17852.289	4307.20	80.562	19.437
3 ^{ème} étage	14502.533	3165.217	82.084	17.915
4 ^{ème} étage	11473.101	2572.414	81.685	18.314
5 ^{ème} étage	8108.618	1882.022	81.121	18.878

6 ^{ème} étage	5062.727	968.022	83.948	16.051
7 ^{ème} étage	2218.303	456.029	82.947	17.52

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	367.785	971.315	27.465	72.534	531.969	800.91	39.91	60.088
1 ^{er} étage	545.936	762.975	42.107	57.892	749.766	593.913	55.79	44.20
2 ^{ème} étage	559.056	657.513	45.953	54.046	824.771	411.775	66.69	33.3
3 ^{ème} étage	499.067	456.62	52.220	47.779	703.494	403.801	63.53	36.467
4 ^{ème} étage	469.824	356.263	56.873	43.126	667.013	284.567	70.09	29.904
5 ^{ème} étage	417.109	243.195	63.169	36.830	593.547	155.493	79.24	20.758
6 ^{ème} étage	262.68	123.85	67.958	32.041	386.904	140.501	73.35	26.64
7 ^{ème} étage	290.583	36.066	88.958	11.041	385.871	131.756	74.54	25.453

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} 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 V_{st} , nous avons :

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens xx	1776.945	1728.789	0.97	Vérifie
Sens yy	1570.923	1644.044	1.04	Vérifie

• **Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements de la structure.

	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
RDC	0.000 9	0.004 5	0	0.004 5	4.0 8	0.0011	0.000 9	0.004 5	0	0.004 5	0.0011 0
1 ^{ème} étage	0.002 3	0.011 5	0.004 5	0.007	3.0 6	0.0022 8	0.002 1	0.010 5	0.004 5	0.006	0.0019 6
2 ^{ème} étage	0.003 8	0.19	0.011 5	0.007 5	3.0 6	0.0024 5	0.003 4	0.017	0.010 5	0.006 5	0.0021 2
3 ^{ème} étage	0.005 4	0.27	0.19	0.008	3.0 6	0.0026 1	0.004 8	0.024	0.017	0.007	0.0022 8
4 ^{ème} étage	0.006 9	0.345	0.27	0.007 5	3.0 6	0.0024 5	0.006	0.03	0.024	0.006	0.0019 6
5 ^{ème} étage	0.008 3	0.415	0.345	0.007	3.0 6	0.0022 8	0.007 2	0.036	0.03	0.006	0.0019 6
6 ^{ème} étage	0.009 4	0.47	0.415	0.005 5	3.0 6	0.0017 9	0.008 2	0.041	0.036	0.005	0.0016 3
7 ^{ème} étage	0.010 3	0.515	0.47	0.004 5	3.0 6	0.0014 7	0.009	0.045	0.041	0.004	0.0013 0

- **Analyse des résultats :** les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ**

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

$$\text{niveau « k » ; avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$$v_k : \text{ Effort tranchant d'étage de niveau « k ». } v_k = \sum_{i=1}^n f_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

✓ Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

✓ Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.8 : Vérification a L'effet P- Δ

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k (m)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (m)
RDC	4.08	22196.699	0.0045	1339.1	0.0182	0.004 5	1332.86 9	0.0183
1 ^{er} étage	3.06	18864.808	0.007	1317.91 1	0.0327	0.006	1343.67 9	0.0275
2 ^{ème} étage	3.06	14986.617	0.0075	1216.56 9	0.0301	0.006 5	1236.54 6	0.0257
3 ^{ème} étage	3.06	11877.012	0.008	955.687	0.0324	0.007	1107.29 5	0.0245
4 ^{ème} étage	3.06	8698.08	0.0075	826.087	0.0258	0.006	951.58	0.0179

5 ^{ème} étage	3.06	5301.375	0.007	660.304	0.0183	0.006	749.04	0.0138
6 ^{ème} étage	3.06	2444.298	0.0055	386.53	0.0113	0.005	527.405	0.0075
7 ^{ème} étage	3.06	0	0.0045	326.649	0	0.004	517.627	0

• **Analyse des résultats :** On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

• **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \Rightarrow N_d < 0.3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	Section (cm ²)	B _c (cm ²)	F _{c28}	N _d (KN)	ν	Remarque
RDC, 1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	55*55	3025	25	1407.722	0.186	Vérifie
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50*50	2500	25	822.174	0.131	Vérifie
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45*45	2025	25	276.326	0.0554	Vérifie

- **Analyse des résultats** : On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.4. CONCLUSION

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

- RDC , 1^{ère} et 2^{ème} : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$,
- 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$,
- 6^{ème} et 7^{ème} étages : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$,
- ❖ Les voiles : l'épaisseur adoptée pour tous les voiles de notre structure est de 20 cm.
- ❖ Les poutre principale : de section $(40 \times 30) \text{ cm}^2$.
- ❖ Les poutres secondaire : de section $(35 \times 30) \text{ cm}^2$.

Chapitre 05
ETUDE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux se sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- ✓ Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ✓ Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.2.1. Recommandations du RPA99/Version 2003

a) Armatures longitudinales

1. Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
2. Leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
3. Leur pourcentage maximal :
 - $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.

4. $\phi_{\min} > 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
5. La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II.
6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

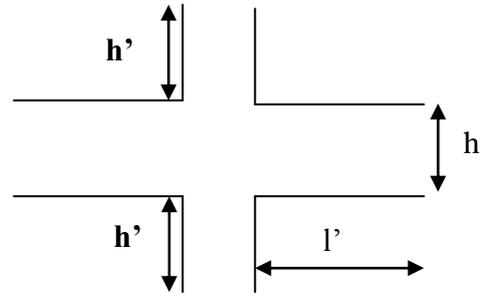


Figure.V. 1. Zone nodale

➤ **Les armatures longitudinales minimales et maximales**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1 ^{er} étage et 2 ^{eme}	55*55	24.2	121	181.5
3 ^{eme} , 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	50*50	20	100	150
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	45*45	16.2	81	121.5

b) Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{\min} en % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré

l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.2. Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	Section	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	(cm ²)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55*55	-1781.037	-78.3556	116.1908	-545.093	550.007	7.1906
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	50*50	-826.595	-19.2174	77.4897	-163.294	-12.279	3.2654
6 et 7 ^{ème} étage	45*45	-323.13	-5.9988	45.7882	-73.591	51.509	2.0311

V .1.3. Calcul du ferrailage :

a) L es armatures longitudinales

- Exemple de calcul

- Exemple de calcul :

Soit les poteaux de sous-sollet RDC :

$b = 55cm; h = 55cm$

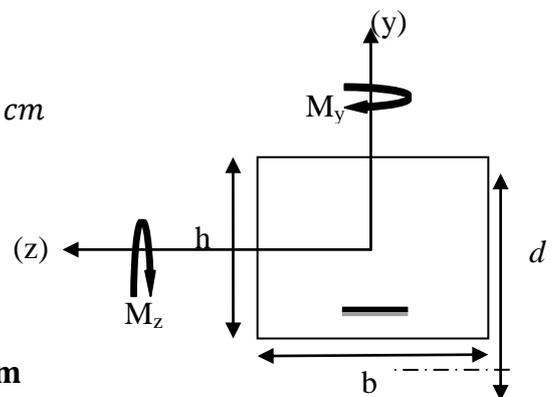
$d = 50cm, d' = 5 cm$

$f_{c28} = 25 Mpa$

acier Fe E400

$f_{bu} = 14.2Mpa$

❖ $N^{max} = 1781.037 \Rightarrow M^{cor} = 78.3556KN.m$



$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0,043m < \frac{h}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.275cm$

c à l'intérieur de la section

$A = (0.337 h - 0.81 d') . b . h . f_{bu}$

$B = N_u (d - d') - M_{ua}$

Avec : $M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 511.33KN.m$

$A = 0.62 KN.m$

$B = 0,378 KN.m$

Figure V.2.section du poteau à étudier.

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{511.33.60 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0.50^2 \times 0.55} = 0.261 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.385 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.423 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{511.33 \times 10^{-3}}{0.423 \times 348} = 34.73 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 34.73 \times 10^{-4} - \frac{1781.037 \times 10^{-3}}{400} = -9.79 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\ast N^{min} = 550.007 \Rightarrow M^{cor} = 7.1906 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.013 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.55}{2} = 0,275 \text{ cm}$$

c à l'intérieur de la section

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N_u (d - d') - M_{ua}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 153.22 \text{ KN.m}$$

$$A = 0.62 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.12 \text{ MN.m}$$

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{153.22 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0.50^2 \times 0.55} = -0.078 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.102$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,479 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{153.22 \times 10^{-3}}{0,479 \times 348} = 9.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 9.19 \times 10^{-4} - \frac{550.007 \times 10^{-3}}{400} = -4.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables. Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V. 3. Ferrailage des poteaux

Niveau	sections	A calculé (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	barres
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55*55	7.91	24.2	28.65	4HA20+8HA16
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50*50	0	20	24.13	12 HA16
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45*45	0.74	16.0	18.47	12HA14

b) Résultats de ferrailage des armatures transversales

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du section (70×70 cm²):

✓ Soit : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_f \cdot f_e}$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.06}{0.7} = 3.06 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{3.75 \times 224.459 \times 10^{-3} \times 15}{70 \times 400} = 4.05$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(20 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 2 = 30 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ **Quantité d'armature minimale**

On a : $3 < \lambda_g < 5$, d'où :

-zone nodale : $A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (10 \times 50) = 2.5 \text{ cm}^2$

-zone courante : $A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (15 \times 50) = 3.75 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 4 cadres HA10 = 3.14 cm^2

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.4 . Armatures transversales des poteaux

Niveau	RDC	1 ^{er} 2, étage	3 ^{ème} , 4 et 5 ^{ème} , étage	6 et 7 ^{ème} étage
Section du poteau (cm^2)	55*55	55*55	50*50	45*45
$\phi_{l.\max}$ (cm)	20	20	16	14
$\phi_{l.\min}$ (cm)	16	16	16	14
λ_g	5.19	4.28	4.76	4.28
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75
V_U (KN)	130.79 2	130.792	59.141	35.564
L_r (cm)	80	80	64	56
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15
A^t (cm^2)	1.38	1.38	1.42	1.67
A^t_{\min} (cm^2)	1.65	4.4	4	3.6
$A^t_{\text{adopté}}$ (cm^2)	6.28	6.28	6.28	6.28
Nombre de barres	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10

Conformément aux règles du **RPA 99/version2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.1.4.Vérifications

➤ **vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Telle que :
$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0$)

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \left(\frac{I}{A} \right)^{1/2} = \left(\frac{b \times h^3}{12bh} \right)^{1/2} = \left(\frac{h^2}{12} \right)^{1/2}$$

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

• Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicités, avec les sollicitations suivantes :

$$N_d = 1781.037 \text{ KN}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{55^2}{12}} = 15.87$$

$$\lambda = 157.6 / 15.87 = 16.23, \text{ donc } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.23}{35} \right)^2} = 0.814$$

$$B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.280 \text{ m}$$

$$N_u = 0.814 \times \left(\frac{0.28 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{28.65 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right) = 5031.9 \text{ KN}$$

$N_d = 1781.037 \text{ KN} < N_u = 5031.9 \text{ KN}$ vérifiée
 Pas de risque de flambement.

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. V.5. Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	i (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	Br (m ²)	N _u (KN)	N _u ^{max} (KN)	Obs.
RDC	55*55	3.68	2.576	15.8	16.23	0.814	28.65	0.280	1781.037	5031.9	vérifié
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	55*55	2.66	1.862	15.8	11.78	0.831	28.65	0.280	1781.037	5031.9	vérifié
3,4 et 5 ^{ème} étage	50*50	2.66	1.862	14.43	12.9	0.827	24.13	0.230	826.595	4611.56	Vérifié
6 et 7 ^{ème} étage	45*45	2.66	1.862	12.99	14.33	0.822	18.47	0.185	323.13	3344.19	Vérifié

On remarque bien que $N_{max} < N_{ul}$ pour tous les niveaux de notre structure, donc il n’y pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de compression**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d)^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$

(Section homogène)

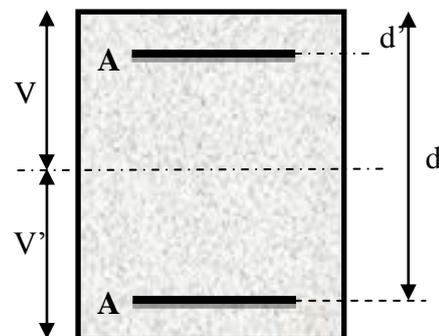


Fig. V.3. Section d'un poteau.

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

$$v' = h - v$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{gg'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{gg'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

Tableau. V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	RDC et 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	3, 4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage
Section (cm ²)	55*55	50*50	45*45
d (cm)	50	45	40
A(cm ²)	28.65	24.13	18.47
V (cm)	34.445	27.529	24.606
V'(cm)	20.55	22.47	20.39
I _{gg'} (m ⁴)	0.00610	0.00379	0.00275
N ^{ser} (KN)	1017.937	594.219	234.085
M ^{ser} (KN.m)	20.8635	10.3359	4.1857
M _G ^{ser} (KN.m)	91.559	25.363	9.115
S (m ²)	0.388	0.322	0.257
σ _{bc1} (MPa)	3.798	2.597	1.285
σ _{bc2} (MPa)	3.323	2.458	1.221
σ _{bc} (MPa)	15	15	15
Obs	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

Selon le **RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D'où, on doit avoir :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC	55*55	257.6	16.23	0.075	50	130.792	0.373	1.875	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55*55	257.6	11.78	0.04	50	130.792	0.373	1	vérifiée
3, 4 et 5 ^{ème} étage	50*50	186.2	12.9	0.04	45	59.141	0.187	1	vérifiée
6 et 7 ^{ème} étage	45*45	186.2	14.33	0.04	40	35.564	0.127	1	vérifiée

V.1.5. Disposition constructive des poteaux

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r > 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80\text{cm}.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 85\text{cm}.$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64\text{cm}.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70\text{cm}.$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

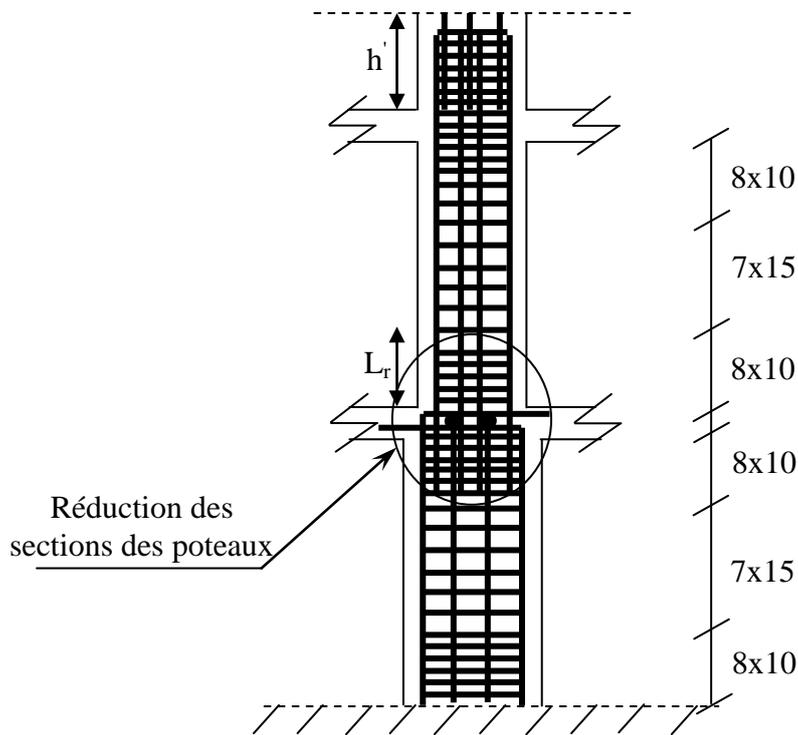


Figure V. 4. Disposition des armatures des poteaux

- DETAILS DE DISPOSITION DES CADRES AU NIVEAUX DES NŒUDS :

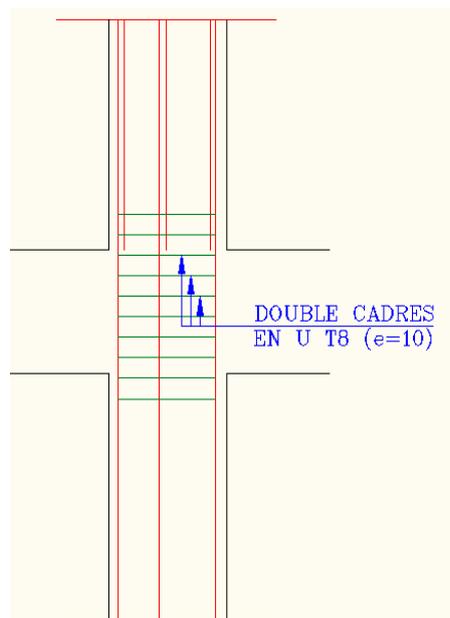


Figure.V.5. Le schéma de ferrailage des poteaux.

niveaux	Schéma de ferrailage	
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage		
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage		
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage		

V.3. Etude des poutres :

Les poutres ont pour objectifs la transmission des charges transmises par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$
- ❖ $G+Q$
- ❖ $G+Q\pm E$
- ❖ $0.8G\pm E$

V.3.1. Recommandation du RPA 99 / V2003

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_{\max}$ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets 90° .
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :

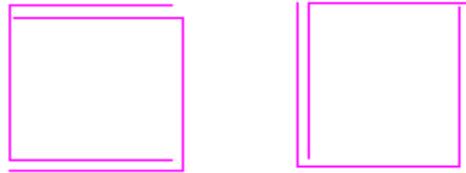


Figure.V.6. 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

b) Les armatures transversales

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

-Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de : $S \leq \min (h/4 ; 12 \phi_l)$

-En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2$

Avec : h : La hauteur de la poutre

- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.3.2. Les armatures longitudinales minimales et maximales données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.V.8. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	30×40	6	48	72
Secondaire	30×35	5.25	42	63

V.3.3. Ferrailage des poutres

➤ Armatures longitudinales

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le fichier résultats du logiciel SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du RPA99/version2003

Exemple de calcul :

Prenons par exemple de calcul du ferrailage pour la poutre principale la plus sollicitée (30*40) avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 87.0629 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (G + Q + E_x) \\ M_a = 83.6272 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (G + Q + E_x) \end{cases}$$

Armature en travée :

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{87.0629 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.35^2 \times 14.2} = 0.166 < 0.186$$

$$\text{On est en pivot A et } \varepsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Et $\mu_{bu} < 0.392 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées ($A' = 0$)

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

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.35 \times (1 - 0.4 \times 0.228) = 0.318 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{87.0629 \times 10^{-3}}{0.318 \times 348} = 7.86 \text{ cm}^2$$

Tableau. V.9. Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²))	N ^{bre} de barres
Habitation	Poutre principale	30×40	Appuis	83.6272	131.7 65	7.53	6	8.01	3HA14+ 3 HA12
			Travée	87.0629		7.86			8.01
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	73.6644	120.7 43	7.27	5.25	8.01	3HA14+ 3 HA12
			Travée	80.279		7.85			8.01
Terrasse	Poutre principale	30×40	Appuis	56.1611	96.76 4	4.88	6	6.88	3HA14+2 HA12
			Travée	33.1054		2.81			6.88
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	33.4277	66.37 8	3.355	5.25	5.65	5HA12
			Travée	45.4992		4.65			5.65

V.3.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

➤ Poutres principales :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

➤ Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- Les longueurs de recouvrement :

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 640\text{mm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 560\text{mm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 480\text{mm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

V.2.5. Les armatures transversales :

Soit Φ diamètre des armatures transversales donnée par : $\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

- les poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.14; 0.3) \Rightarrow \text{soit } \phi_t = 10\text{mm}$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 = 3.14 cm²

- les poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1, 2; 1; 3\text{cm}) \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 = 2.01 cm²

b). Calcul des espacements des armatures transversales Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

- Poutres principales: $S_t \leq \min(10; 14.4) = 10\text{cm}$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$
- Poutres secondaires: $S_t \leq \min(8.75; 14.4) = 8.75\text{cm}$ Soit : $S_t = 8\text{ cm}$

✓ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales: Soit : $S_t \leq \frac{40}{2} = 20$ $S_t = 15\text{ cm}$
- Poutres secondaires: Soit : $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$ Soit : $S_t = 15\text{ cm}$

c). Vérification des sections d'armatures transversales :

- **Poutre principale :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min}^t \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575\text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > A_{\min}^t \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

V.3.5. Vérification à l'ELU :**a). Condition de non fragilité :****BAEL91 (Art F.IV.2)**

$$\text{Poutres principales} \rightarrow A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres principales} \rightarrow A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

- **Vérification de l'effort tranchant :** $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V.10. *Vérification de l'effort tranchant*

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	131.765	1.25	Vérifiée
Poutres secondaires	120.743	1.14	Vérifiée

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.}$$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- ✓ en appui de rives : $A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

- ✓ en appui intermédiaires : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.11 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A _l (cm) Appui	V _u (KN)	M _a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	8.01	131.765	83.6272	3.78	-3.84	Vérifiée
Secondaires	8.01	120.743	73.6644	4.47	-4.37	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. V.12. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

poutres	Elément	M _{ser} (KN.m)	y(m)	I(m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appuis	32.6005	0.132	0.000908	4.73	15	vérifiée
	Travées	14.4112	0.132	0.000908	2.09	15	vérifiée
Secondaires	Appuis	15.3323	0.12	0.000951	1.93	15	vérifiée
	Travées	15.3694	0.12	0.000951	1.95	15	vérifiée

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D’après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Tableau. V.13.*Vérification de la flèche pour les poutres :*

	h_t cm	B Cm	L cm	A_s cm²	h_t/L	$\frac{M_t}{10 \times}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
pp	40	30	410	8.01	0.10	0.04 4	0.007	0.01	Vérif	Vérif	Véri f
Ps	35	30	36 0	8.01	0.09	0.08 7	0.008	0.01	Vérif	Vérif	Véri f

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

• **Vérification des zones nodales**

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds et ca, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25 , c.à.d : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) d

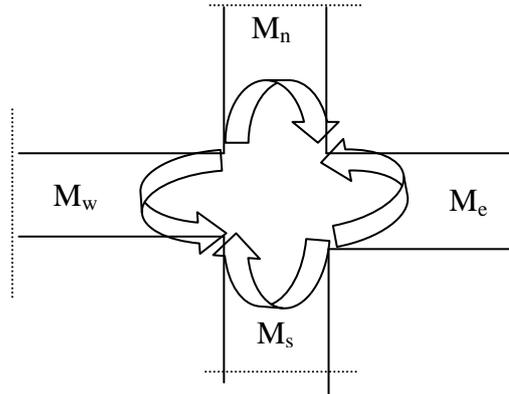


Figure.V.7. Les moments sur la zone nodale

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres**

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = 0.9 \times h & (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}). \\ \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant

Tableau. V.14. Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
55 × 55	49.5	28.65	493.524
50 × 50	45	24.13	377.875
45 × 45	40.5	18.47	260.331

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.15 : Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Habitation	P.P (30×40)	36	8.01	100.34
	P.S (30×35)	31.5	8.1	87.80
Terrasse	P.P (30×40)	36	6.88	86.19
	P.S (30×35)	31.5	5.65	61.93

Tableau. V.16. Vérification de la zone nodale

Niveaux	plan	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _w = M _e (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	1.25(M _w +M _e) (KN.m)	Vérification
R D C	PP	493,52	493,52	100,34	987,04	250,85	Vérifié
	PS			87,80		219,5	Vérifié
1 ^{ère} étage	PP	493,52	493,52	100,34	987,04	250,85	Vérifié
	PS			87,80		219,5	Vérifié
2 ^{ème} étage	PP	493,52	493,52	100,34	987,04	250,85	Vérifié
	PS			87,80		219,5	Vérifié
3 ^{ème} étage	PP	377,87	493,52	100,34	871,39	250,85	Vérifié
	PS			87,80		219,5	Vérifié
4 ^{ème} étage	PP	377,87	377,87	100,34	755,74	250,85	Vérifié
	PS			87,80		219,5	Vérifié
5 ^{ème} étage	PP	377,87	377,87	100,34	755,74	250,85	Vérifié
	PS			87,80		219,5	Vérifié
6 ^{ème} étage	PP	260,31	377,87	100,34	638,18	250,85	Vérifié
	PS			87,80		219,5	Vérifié
7 ^{ème} étage	PP	260,31	260,31	86,19	520,62	215,47	Vérifié
	PS			61,93		154,82	Vérifié

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les pot

Exemple de ferrailage de la poutre principale du RDC

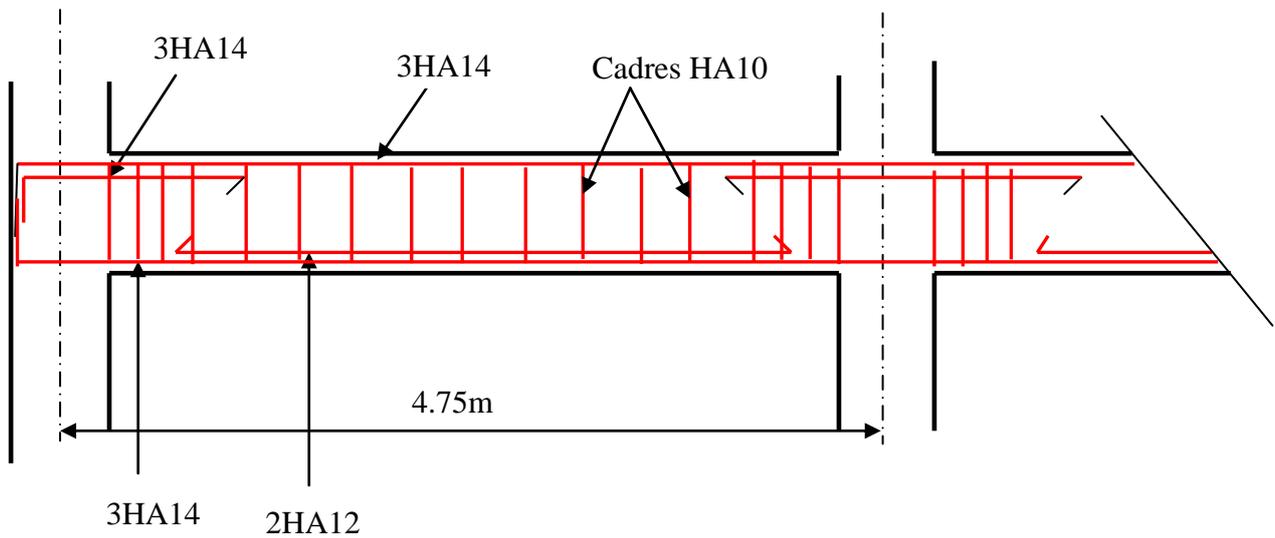
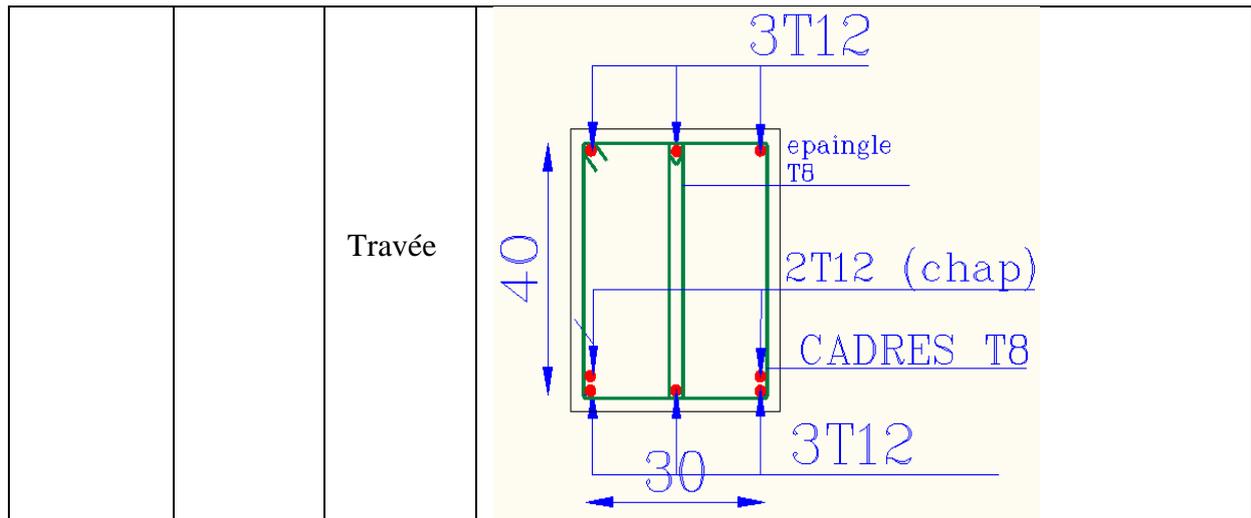


Figure.V.8. Disposition constrictive des armatures dans les poutres

Tableau.V.17. Schéma de ferrailage des poutres :

Usage	Poutre		
Habitation	P.P (30*40)	appuis	
		travée	
	appuis		

	P.S (30*35)	travée	<p>3T14 epaingle T8 3T12 (chap) CADRES T8 3T12 35 30</p>
	P.P (30*40)	Apuis	<p>3T14 epaingle T8 2T12 (chap) CADRES T8 3T12 40 30</p>
		Travée	<p>3T12 epaingle T8 2T12 (chap) CADRES T8 3T14 40 30</p>
Terasse	P.S (30*35)	ppuis	<p>3T12 epaingle T8 2T12 (chap) CADRES T8 3T12 35 30</p>



V.4. ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ 0.8G\pm E \\ G+Q\pm E \end{array} \right.$$

V.4.1. Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$\triangleright A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

\triangleright Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

\triangleright A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

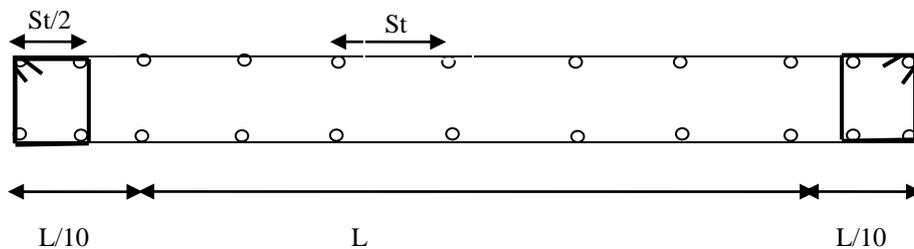


Fig.V.9. Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

b) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

c) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1,4V_u$$

d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.

✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile

➤ L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts et

Possible

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Combinaisons possibles de charges

V.4.2. Disposition des voiles

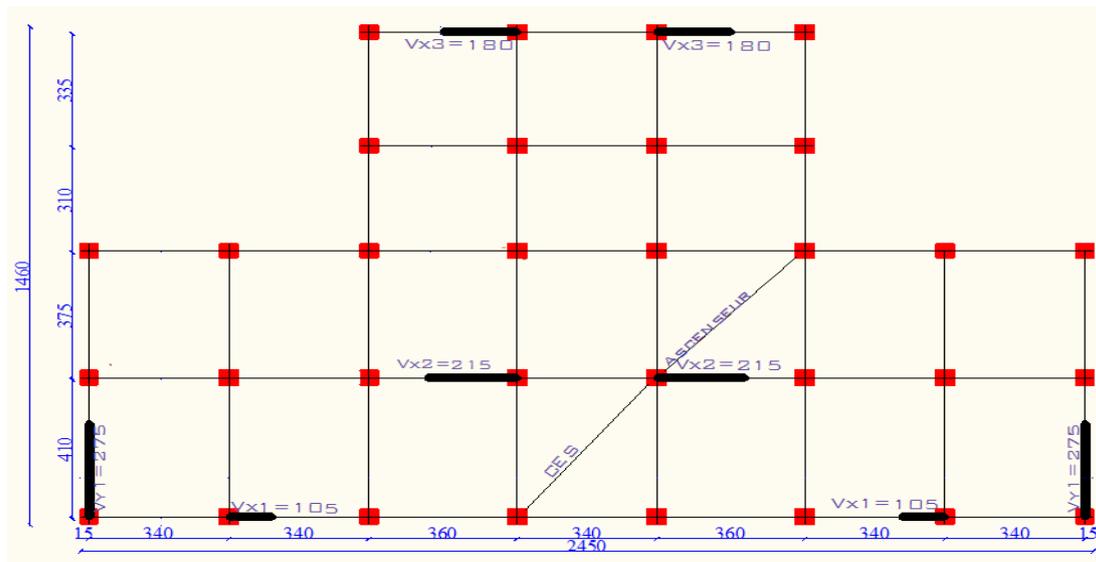


Figure. V.10. Schéma de répartition des voiles.

V.4.3. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

Les sollicitations dans les voiles sont extraites du logiciel SAP 2000, Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Sens x-x' :

Tableau. V.18. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1}=1.05m$ dans tous les niveaux.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	V_{x1}	674.36 9	3.9553	240.707	648.31	155.774	-236.7814	89.1
1, 2 ^{ème} étage	V_{x1}	580.21 9	3.7976	81.4371	437.078	210.207	-2.566	43.986
3,4 et 5 ^{ème} étage	V_{x1}	456.96 7	-5.8183	-85.09	290.53	165.69	-5.813	56.044
6 et 7 ^{ème} étage	V_{x1}	175.41 9	31.6423	-38.1806	79.252	37.843	-37.0436	32

Tableau. V.19. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x2}=2.15m$ dans tous les niveaux.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M (KN.m)	
RDC	V_{x2}	1452.547	1037.7205	-1133.355	592.217	237.122	-1116.90	321.89
1, 2 ^{ème} étage	V_{x2}	1231.307	4.1082	-524.371	455.145	455.145	-524.371	227.89
3,4 et 5 ^{ème} étage	V_{x2}	976.992	28.218	308.929	775.167	388.575	-266.745	196.65 1
6 et 7 ^{ème} étage	V_{x2}	451.49	17.115	99.6872	430.992	107.287	-81.738	76.116

Tableau. V.20. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x3} = 1.8m$ dans tous les niveaux.

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M (KN.m)	
RDC	V_{x3}	640.76	-483.53	483.53	640.76	-9.65	-407.682	109.175
1, 2 ^{ème} étage	V_{x3}	586.754	7.5327	-246.144	335.665	203.873	-244.636	119.629
3, 4 et 5 ^{ème} étage	V_{x3}	464.549	-157.23	108.2886	257.613	151.259	-107.364	80.46
6 et 7 ^{ème} étage	V_{x3}	247.098	36.2848	-48.828	34.849	-8.484	-47.605	32.087

Sens y-y' :

Tableau. V.21. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y1} = 2.75m$ dans tous les niveaux.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	V_{y1}	969.241	1386.8282	1386.8282	969.241	18.042	1645.5285	370.139
1, 2 ^{ème} étage	V_{y1}	1010.714	61.0281	659.7206	701.945	382.065	46.8912	322.423
3, 4 et 5 ^{ème} étage	V_{y1}	770.192	66.3066	297.888	418.331	229.713	276.538	215.494
6 et 7 ^{ème} étage	V_{y1}	330.172	-80.048	189.7381	99.654	33.215	164.9629	110.972

V.4.4. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

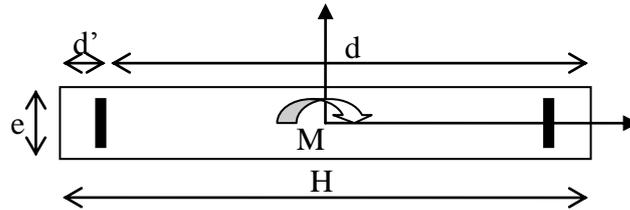


Figure.V.11. Schéma d'un voile plein

➤ Exemple de calcul

On va exposer un seul exemple de calcul parallèle à $x-x'$ (voile V_{x1}). et les autres seront résumés dans un tableau.

A). Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

- Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

Le voile V_{x2}

$L=2.15$ m; $d=2.10$ m; $e=20$ cm.

$$N = 1452.547 \text{ KN}$$

$$M = 1037.7205 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.714 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{2} = \frac{2.15}{2} = 1.07 \text{ m}$$

$e_G \leq L/2 \Rightarrow C$ à l'intérieur de la section.

- Calcul de M_{UA} :

$$M_{UA} = M + N(d - \frac{h}{2}) = 3292.22 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')e.h.f_{bu}$$

$$N(d - d') - M_{UA} = 2.05 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')e \cdot h \cdot f_{bu} = 4.17 \text{ KN.m}$$

2.05 KN.m ≤ 4.17 MN.m ⇒ Section partiellement comprimé

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.25$$

$$\mu_{bu} = 0.25 < \mu_l = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.366 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 6 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 1.79 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = 5.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 1.11 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times e \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.07 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{min}^{zC} = 0.2\% \times e \times l_t$$

Pour le calcul de l_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma^+ = \frac{1452.547 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.15} + \frac{1037.72052 \times 10^{-3}}{0.1656} \times \frac{2.15}{2} = 10.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{1452.547 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.15} - \frac{1037.72052 \times 10^{-3}}{0.1656} \times \frac{2.15}{2} = -3.35 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{\sigma^- L}{\sigma^- + \sigma^+} = -1.06 \text{ m}$$

$$A_{min}^{zt} = 0.2\% \times 0.2 \times (-1.06) = 4.26 \text{ cm}^2$$

- **Armatures horizontales**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_b}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_b = 1.4 \times \frac{V}{b_0 \times d} = 2.14 \text{ Mpa}$$

Soit $S_h=20 \text{ cm} \Rightarrow A_h=0.45 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{x1} dans les autres niveaux

Tableau. V.22. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1 ,2 ^{ème} étage	3,4 et5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage
Section (m²)	0.20×1.05	0.20×1.05	0.20×1.05	0.20×1.05
M(KN)	3.9553	3.797	5.818	37.0436
N(KN)	674.369	580.219	456.9	37.843
section	SEC	SEC	SEC	SPC
V (KN)	89.1	43.986	56.044	32
τ(MPa)	0.66	0.66	0.415	0.237
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	9.857	8.66	6.80	1.67
A_v^{min} (cm²)	3.15	3.15	3.15	3.15
A_v^{adop} (cm²)	9.96	9.96	7.91	5.65
N^{bre}/par face	5HA14+2HA12	5HA14+2HA12	7HA12	7HA10
S_t(cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm²)	0.82	0.82	0.52	0.6
A_h^{min} (cm²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm²)	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre}/par double Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t(cm)	20	20	20	20

Tableau. V.23. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1,2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage
Section (m²)	0.20×2.15	0.20×2.15	0.20×2.15	0.20×2.15
M(KN)	-1116.903	-524.3714	28.218	99.6872
N(KN)	237.122	455.145	976.992	43.992
section	SPC	SPC	SEC	SEC
V (KN)	321.89	227.894	196.651	76.116
τ(MPa)	1.16	0.824	0.711	0.415
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	19.913	13.82	14.64	8.323
A_v^{min} (cm ²)	6.45	6.45	6.45	6.45
A_v^{adop} (cm ²)	20.02	14.69	14.69	1.27
N^{bre} /par face	13HA14	13HA12	13HA12	13HA10
S_t(cm)	17	17	17	17
A_h^{cal} (cm ²)	1.46	1.03	0.89	0.52
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par double Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t(cm)	20	20	20	20

Tableau. V.24. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1,2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage
Section (m²)	0.20×1.80	0.20×1.80	0.20×1.80	0.20×1.80
M(KN)	-483.53	7.5327	-157.23	36.284
N(KN)	640.76	586.754	464.549	247.098
section	SPC	SEC	SPC	SEC
V (KN)	109.175	119.629	80.466	32.087
τ(MPa)	0.472	0.517	0.348	0.139
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	17.088	10.239	9.013	4.565
A_v^{min} (cm ²)	5.4	5.4	5.4	5.4

A_v^{adop} (cm ²)	18.48	13.56	13.56	9.48
N^{bre} /par face	12HA14	12HA12	12HA12	12HA10
S_t (cm)	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.59	0.65	0.43	0.17
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par double Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau. V.25. Sollicitations de calcul dans le voile V_y dans tous les niveaux

Niveau	RDC	1, 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage
Section (m²)	0.20×2.75	0.20×2.75	0.20×2.75	0.20×2.75
M(KN)	1645.52	61.0281	770.892	-8.0048
N(KN)	18.042	1010.714	66.3066	33.0172
section	SPC	SEC	SEC	SEC
V (KN)	370.139	322.423	215.49	110.972
τ(MPa)	0.091	0.912	0.609	0.139
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	19.092	15.48	12.12	6.001
A_v^{min} (cm ²)	8.25	8.25	8.25	8.25
A_v^{adop} (cm ²)	21.56	15.82	15.82	11.06
N^{bre} /par face	14HA14	14HA12	14HA12	14HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.6	1.14	0.76	0.17
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par double Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Exemple de ferrailage :(Voile Vx3 = 1.80m)

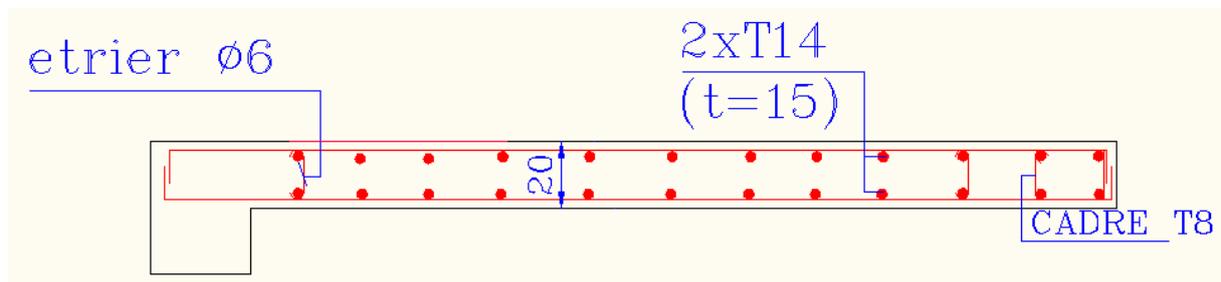


Figure.V.12. Schéma de ferrailage d'un voile.

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le *RPA*. Il est noté que le ferrailage minimum *RPA* est souvent plus important que celui calculé par le *BAEL*.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations de *RPA* et le *BAEL*.

Chapitre 06
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels et déplacements sous forces horizontales.

On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits).

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

D'après le rapport du sol, la structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.8 bars pour une profondeur 1.5 m.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.4. Étude des fondations :

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne convient pas; on passe au radier général.

VI.4.1. Le choix de type de fondation

VI.4.1.1. Semelle isolée

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison $G + Q + E$, obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

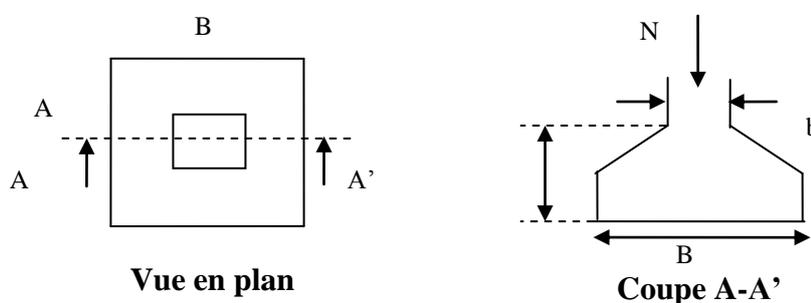


Figure VI.1 : Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carré ($a*a$), donc : $S = A \times B$.

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}, \text{ on } a: \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et p\^oteau homodh\^etiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{0.55 \times 1881.037 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.15}} = 3.54m$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.1.2. Semelle filante

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux.

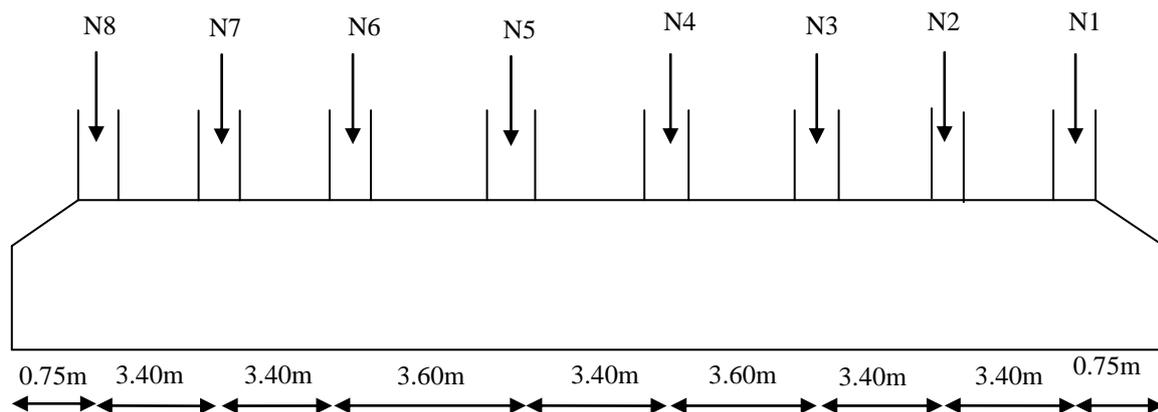


Figure VI. 2. Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$$\sum N_i = 10137.039 \text{ KN.}$$

$$N_s = 8 \times (25 \times 0.45 \times 1.5 \times 23.8) = 3213 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 13350.039 \text{ KN}$$

$$\sum L_i = 23.8 \text{ m}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{13350.0339 \times 10^{-3}}{23.8 \times 0.15} = 3.73 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc on doit passer à un radier général.

VI.4.1.3. Radier général

VI.4.3. Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

Pré dimensionnement :➤ **Condition de coffrage :**✓ **Pour les nervures :** h_t : Hauteur de la nervure. h_r : Hauteur de la dalle. L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{410}{10} = 41cm \dots\dots\dots(1)$$

✓ **Pour la dalle :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{410}{20} = 20.5cm$$

On opte pour la hauteur : $h_t = 30 cm$ ➤ **Condition de rigidité**

$$\frac{\pi}{4} \times L_e \geq L_{max} \dots\dots\dots(2)$$

 L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt{\frac{4.E.I}{K.b}} \dots\dots\dots(3)$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$.**I** : Inertie de la section de radier.**K** : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$.**b** : La largeur de la semelle.

On a:

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t = \sqrt{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.5577m.$$

A partir des trois conditions précédentes on prend $h_t = 0.60m$ pour les nervures du radier.**La surface du radier :**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Calcul des poids : $N_{ser} = 25680.17 KN$ (poids totale transmis par la superstructure). $P_{red} = 0.3 \times 269.98 \times 25 = 2024.25 KN$.(poids du radier)

Poids des nervures sens xx : $(50/60) = 1476 \text{ KN}$

Poids des nervures sens yy : $(50/60) = 547.5 \text{ KN}$

$$N_{ser} = 547.5 + 2024.25 + 25680.17 = 28251.92 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{28251.92}{150} = 188.34 \text{ m}^2.$$

$S_{rad} = 188.34 < S_{bat} = 269.98 \text{ m}^2 \Rightarrow$ le radier est sans débord.

$$S_{bat} = S_{rad} = 269.98 \text{ m}^2.$$

On opte pour une surface : $S_{rad} = 269.98 \text{ m}^2$.

➤ **Condition de cisaillement :**

(Art A.5.1.2.1.1) [2]

$$V_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \dots \dots \dots (1)$$

$$V_u = \frac{41349.996 \times 4.1 \times 1}{2 \times 269.98} = 313.976 \text{ KN}$$

N_u : L'effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$d = \frac{313.976 \times 10^{-3} \times 1.15}{0.07 \times 25 \times 1} = 0.269 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions, on prend :

$$h_t = 60 \text{ cm}$$

$$h_r = 30 \text{ cm}$$

B. Vérification nécessaires

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$f_s = 1.15 \text{ (Coefficient de sécurité).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (Poids volumique de l'eau).}$$

$$S_{rad} = 368.2 \text{ m}^2 \text{ (Surface de radier).}$$

$$H = 1.5 \text{ m (La hauteur de la partie ancrée du bâtiment).}$$

$$N = 30034.543 \text{ KN} \geq 1.15 \times 1.5 \times 269.98 \times 10 = 4657.155 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le BAEL 99 (Art A.5.2.41) , il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant .

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

h_t : l'épaisseur de la dalle

N_d : L'effort normal sur le poteau.

$$U_c = 2 \times (A + B) ; \begin{cases} A = a + h_t = 0.6 + 0.3 = 0.9 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.6 + 0.3 = 0.9 \text{ m} \end{cases}$$

$$U_c = 3.6 \text{ m.}$$

Avec $N_u = 1407.722 \text{ KN}$. On aura :

$$N_u = 1.407 \leq 0.045 \times 3.6 \times 0.6 \times \frac{25}{1.5} = 1.62 \text{ MN} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

➤ Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (**DTR BC 2.33.1**(article : 3.541(a))

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

Les caractéristiques géométriques de radier :

$$I_x = 4119.9017 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 12.5 \text{ m.}$$

$$I_y = 10683.988 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 8.62 \text{ m.}$$

Avec :

σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : Poids total de la structure.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base

- **Sens X-X**

$$N = 25680.17 \text{ KN et } M_y = 1532.882 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{25.68017}{269.98} + \frac{1.53288 \times 8.62}{10683.988} = 0.0963 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{25.68017}{269.98} - \frac{1.53288 \times 8.62}{10683.988} = 0.0938 \text{ Mpa}$$

$\sigma_1 ; \sigma_2$: sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.0963 + 0.0938}{4} = 0.0956 < 0.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Sens y-y' :**

$$\sigma_1 = \frac{25.68017}{269.98} + \frac{1.432.052 \times 12.5}{4119.9017} = 0.0994 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_1 = \frac{25.68017}{269.98} - \frac{1.432.052 \times 12.5}{4119.9017} = 0.0907 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.0994 + 0.0907}{4} = 0.0972 < 0.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ **RPA99** (article 10.1.5)

- Sens X-X : $e = \frac{1532.882}{25680.17} = 0.0596 < \frac{24.5}{4} = 6.12 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

- Sens X-X : $e = \frac{1432.052}{25680.17} = 0.0557 < \frac{14.6}{4} = 3.65 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

VI .4.2. Ferrailage

VI .4.2.1. La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le Panneau (**Px**)

De la figure si-dessous et on opte le même ferrailage pour tout le radier.

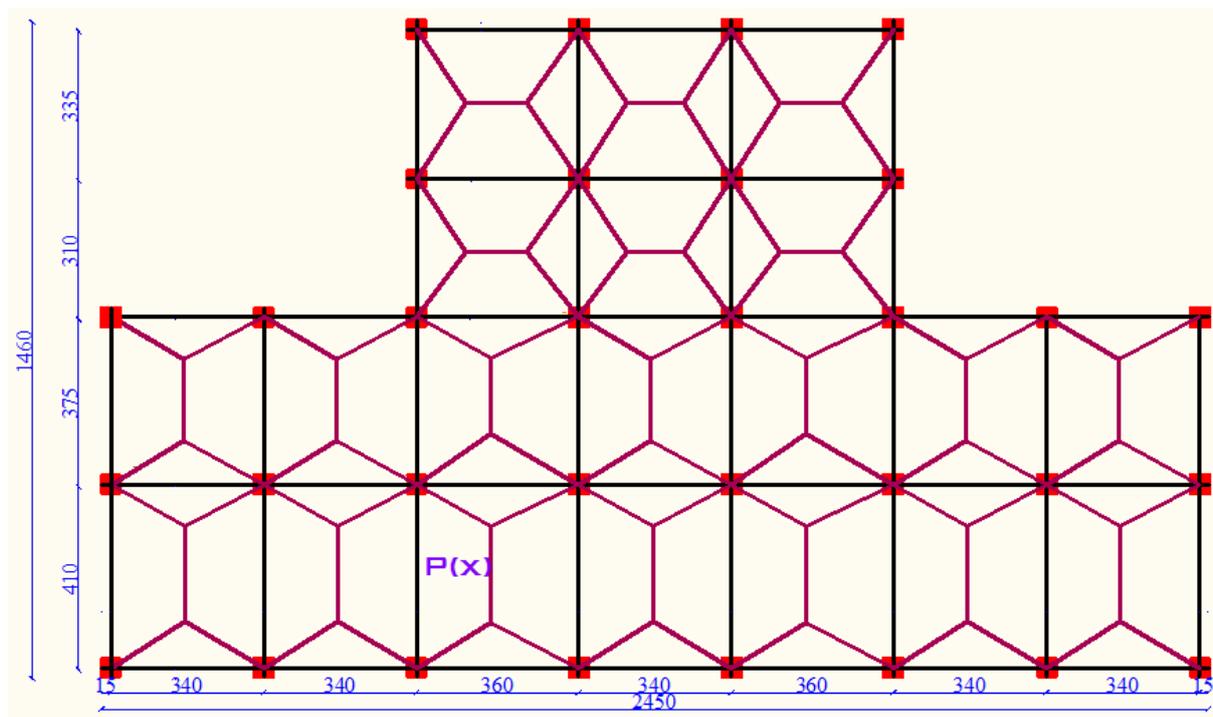


Figure. VI.3. Schéma de rupture de la dalle du radier.

➤ Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{41349.996}{269.98} = 153.159KN$$

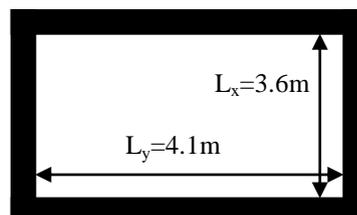


Figure VI.4: Schéma de panneau le plus défavorable.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{4.1} = 0.87 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

- A l'ELU : $\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} 0.0486 \\ 0.7244 \end{cases}$

$$M_0^x = \mu_x \times l_x^2 \times q_u = 0.0486 \times (3.6)^2 \times 153.159 = 96.46KN.m$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7244 \times 96.46 = 69.88KN.m$$

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 82KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 59.40KN.m \end{cases}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.5M_0^x = 48.23N.m$

Tableau . VI .1. tableau de ferrailage de La dalle du radier .

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	Choix (cm ² /ml)	S _t cm
Travée	X-X	82	0.0923	0.121	0.238	9.9	10.05	5HA16	20
	Y-Y	59.4	0.0669	0.0866	0.241	7.08	7.70	5HA14	20
Appuis		48.23	0.0543	0.0698	0.248	5.58	5.65	5HA12	20

C.N.F :

- **En travée :**

$$\rho = 0.87 > 0.4$$

$$e = 30 > 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.87) \times 100 \times 30$$

$$A_x^{min} = 3.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

- **En Appuis :**

$$A_x^{min} = A_y^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement des armatures :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures // } L_x : S_t = cm \leq \min(2h, 25cm) = 25cm \\ \text{Armatures // } L_y : S_t = cm \leq \min(2h, 25cm) = 25cm \end{array} \right.$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{153.159 \times 3.6}{2} \times \frac{4.1^4}{3.6^4 + 4.1^4} = 172.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{172.90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 0.691 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, on a pas besoin d'armatures transversales.

Vérification a L'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{30034.543}{269.98} = 111.247KN$$

$$\begin{cases} M_o^x = 80.161 KN \\ M_o^y = 64.72 KN \end{cases}$$

- **En travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_o^x = 82KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_o^y = 59.40KN.m \end{cases}$$

- **En Appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5M_o^x = 40.08N.m$$

- **État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 15 \times 10.05 \times y - 15 \times 10.05 \times 25 = 0 \Rightarrow y = 7.30cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 60195.70cm^2$$

$$\sigma_{bc} = 9.94Mpa \leq \bar{\sigma}_b = 15Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa.$$

Tableau . VI. 2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'aciers:

		$M_{ser}(KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$
Travée	X-X	82	7.3	60195.7	9.94	361.6
	Y-Y	59.4	6.53	4683.27	7.96	338
Appui		48.23	5.71	37741.46	7.29	369

On remarque que la contraintes dans l'acier n'est pas vérifier donc on doit augmenter la section de l'acier.

Tableau .VI 3. Vérification des contraintes nouvelles.

Localisation	Sens	Nouvelle section (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$
travée	X-X	8HA16=16.08	8.83	86015.14	8.41	231	15	240
	Y-Y	8HA16=16.08	8.83	86015.14	6.09	167.5	15	240
appui		8HA14=12.32	7.94	70470.39	5.43	175	15	240

shémat de ferrailage du radier

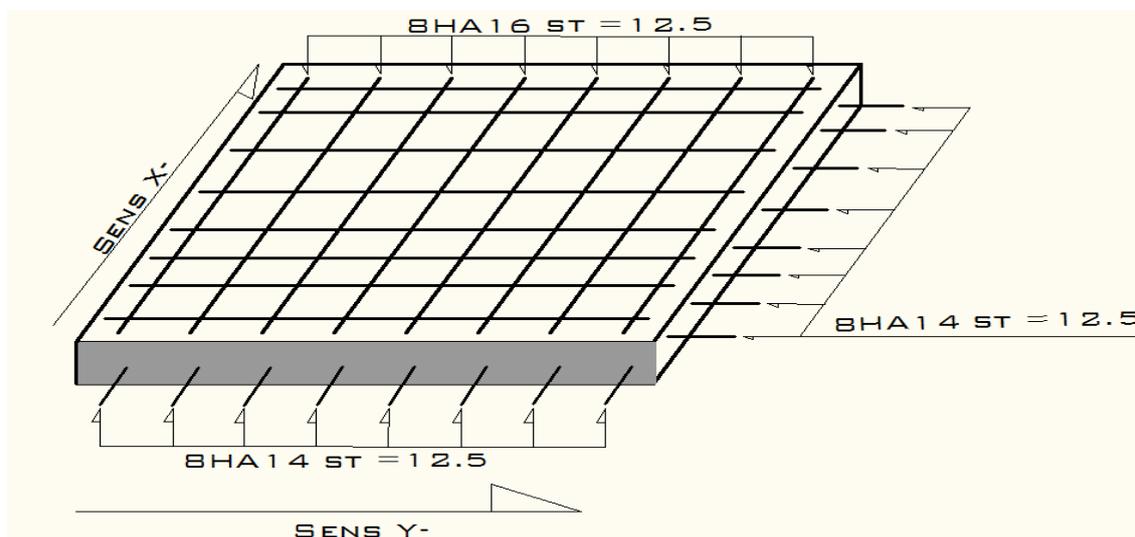


Figure VI.5. Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

VI .2.2.Ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

- **Charge trapézoïdale :**

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

- **Charge triangulaire**

$$P_v' = p_m' = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec :

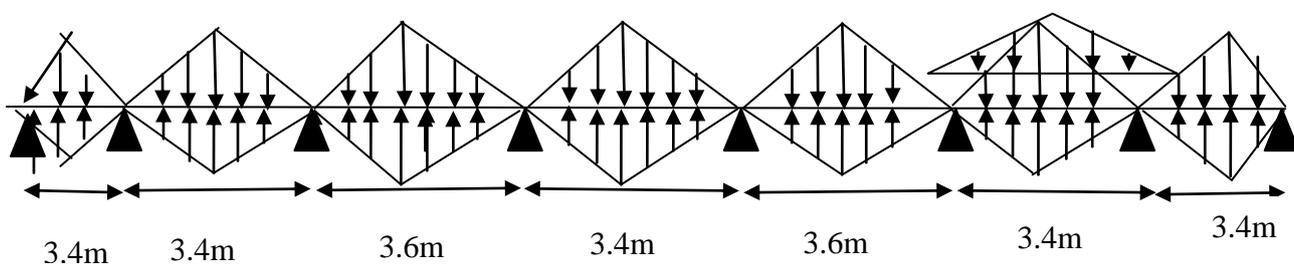
$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

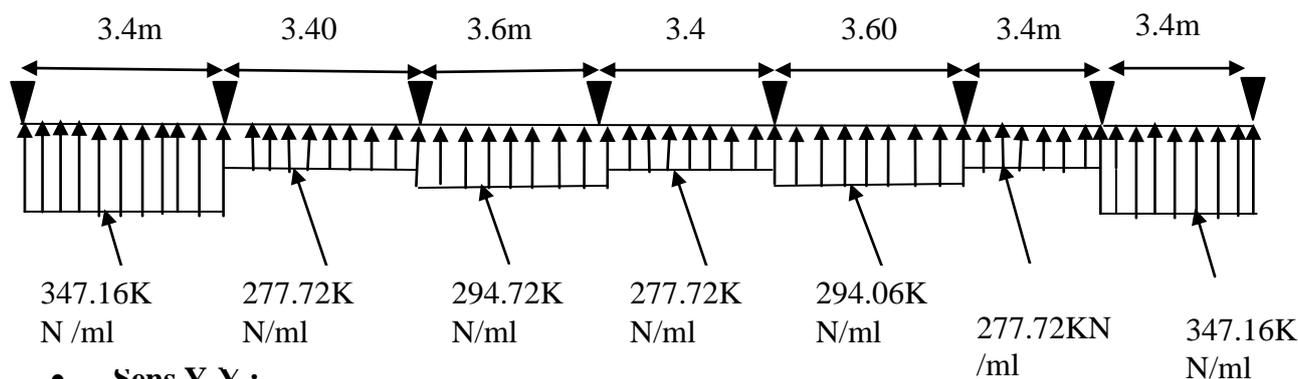
$$q_u=172.1\text{KN/m}^2, q_s=125.96\text{KN/m}^2.$$

- **Sens X-X :**

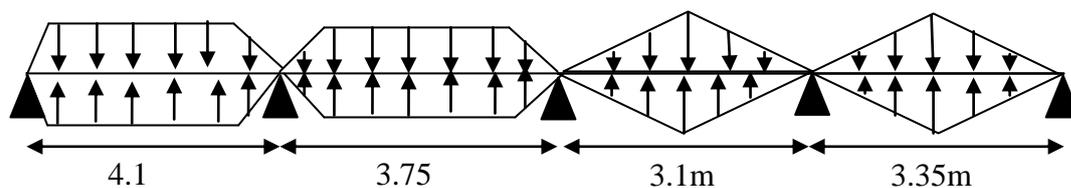
•



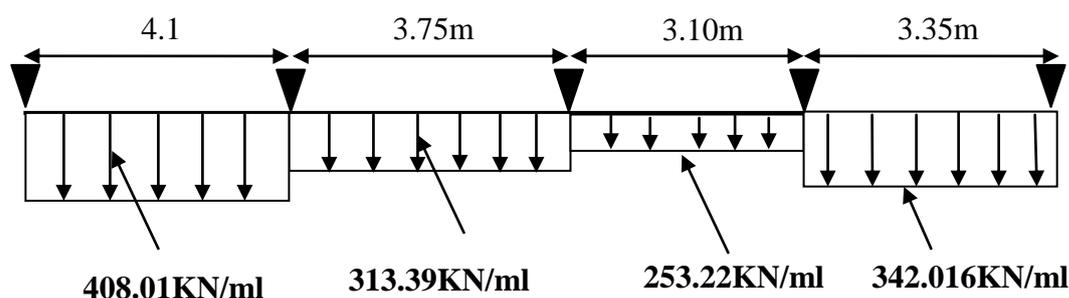
- Schéma statique équivalent :



• Sens Y-Y :



- Schéma statique équivalent :



• Calcul des sollicitations :

- Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Si c'est une travée de rive
Si c'est une travée intermédiaire

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{avec} \quad M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- Moment en travée :

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

. **Sens transversal (XX) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.4. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversale.

Localisation	Travée	Appuis
M_U (KN.m)	296.95	369.61
M_S (KN.m)	200.95	268.55
V (KN)	698.88	698.88

- **Sens XX :**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.60$ m

$h_0=0.30$ m

$b_0=0.50$ m

$d=0.55$ m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(0.355; 1.525)$$

$\Rightarrow b_1 \leq 0.275$ m

On prend $b_1=35.5$ cm.

Donc : $b=2b_1+b_0=1.2$ cm

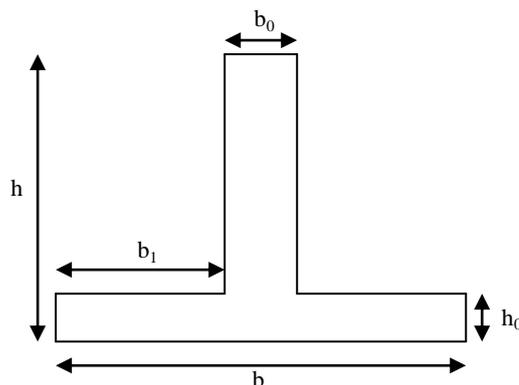


Figure VI.6. Section à ferrailier

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci après :

. **Sens longitudinal (YY) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

Localisation	travée	Appuis
M_U (KN.m)	474.68	606.16
M_S (KN.m)	320.51	439.71
V(KN)	984.26	984.26

- **Ferraillage des nervures**

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci après :

- **Sens X-X :**

Tableau VI.6. Résumé des résultats de ferraillage.

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
X-X	Travée	296.95	15.98	21	23.7	4HA25+2HA16
	Appui	396.61	21.58	21	23.7	4HA25+2HA16

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

- **Sens YY:**

Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.7. Résumé des résultats (ferraillage des nervures).

sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Y-Y	Travée	474.68	26.06	21	29.47	6HA25
	Appui	606.16	33.78	21	35.73	6HA25+2HA20

- **Vérifications :**

A l'ELU :

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

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous :

Tableau VI.8 . Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Sens XX	698.88	1.05	2.5	Vérifiée
Sens YY	984.26	1.49	2.5	Vérifiée

- **A P'ELS :**

- **État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
X-X	travée	200.95	15.33	703560.97	4.3	15	196.95	240
	appui	268.55	15.33	703560.97	6.24	15	227.13	240
Y-Y	travée	320.51	16.78	834721.38	6.44	15	220.13	240
	appui	439.71	19.78	974010.80	8.91	15	238.76	240

a. Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(17.14; 50; 20) \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 17.14 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit $5HA10=3.93 \text{ cm}^2$ (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des Milieux + épingle)

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(63; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm.}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.5} = 78.2 \text{ cm}$$

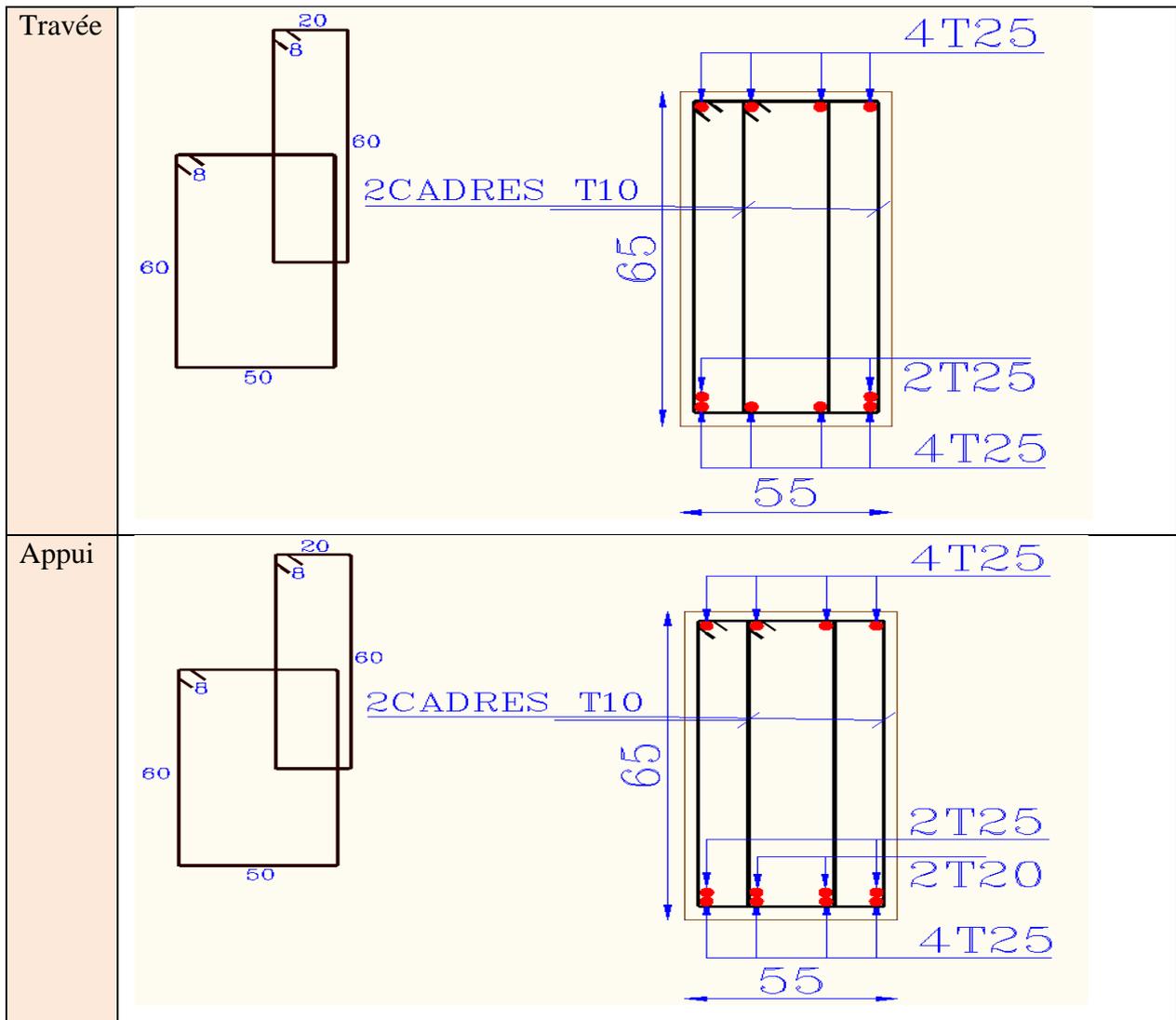
$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.5(1.49 - 0.3 \times 2.1)} = 10.06 \text{ cm}$$

Soit $S_t=10\text{cm}$.

a. Schémas de ferrailage des nervures (XX-YY):

Tableau VI.10. Schéma de ferrailage des nervures.

Sens	XX
Travée	
Appui	
Sens	YY



Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel SAP afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un référence pour d'autres projets .

Bibliographie

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.

LOGICIELS

- Logiciel de SAP 2000.
- Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTO CAD 2007.

ANNEXES

Annexe 1

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

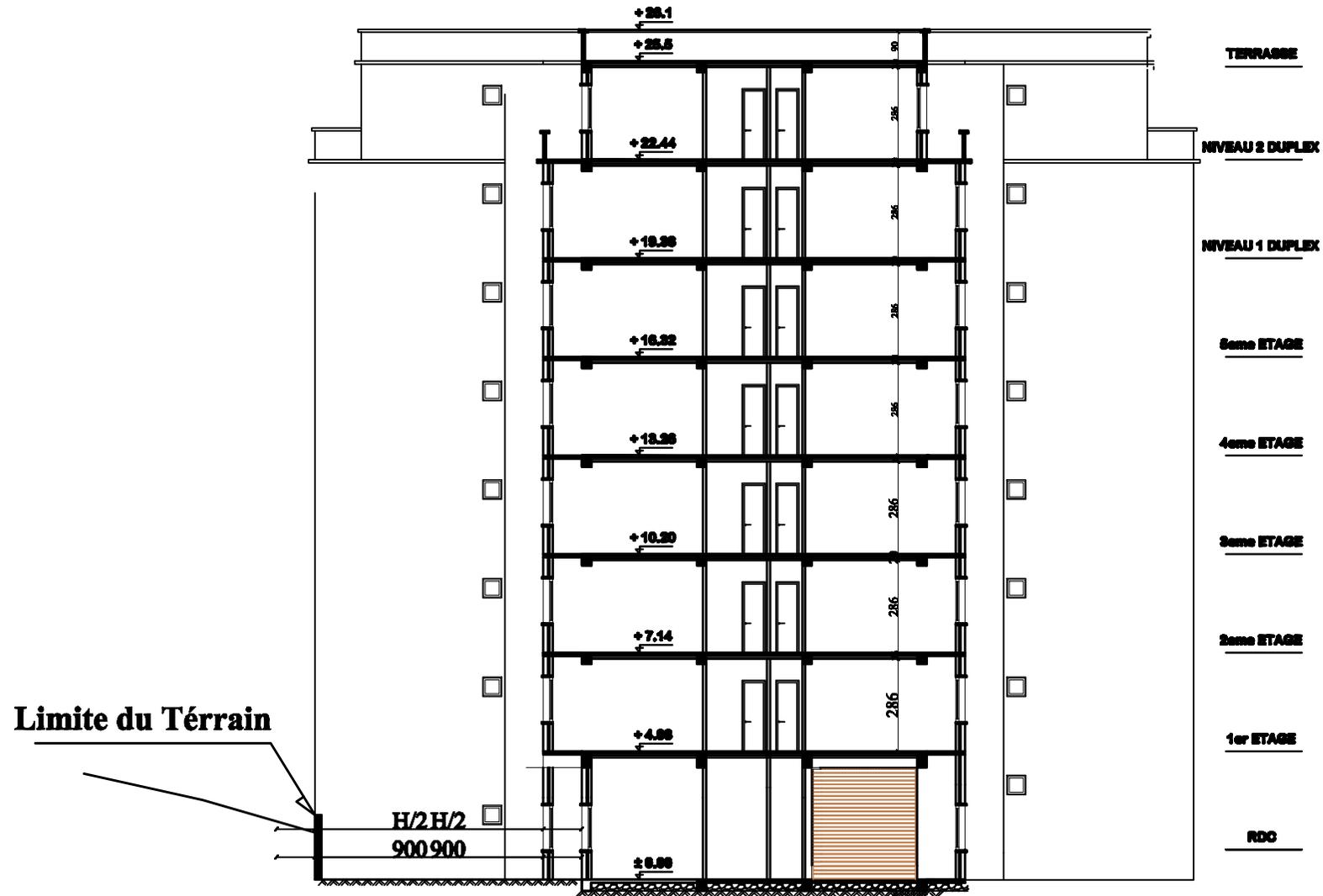
$$\rho = 0.9$$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

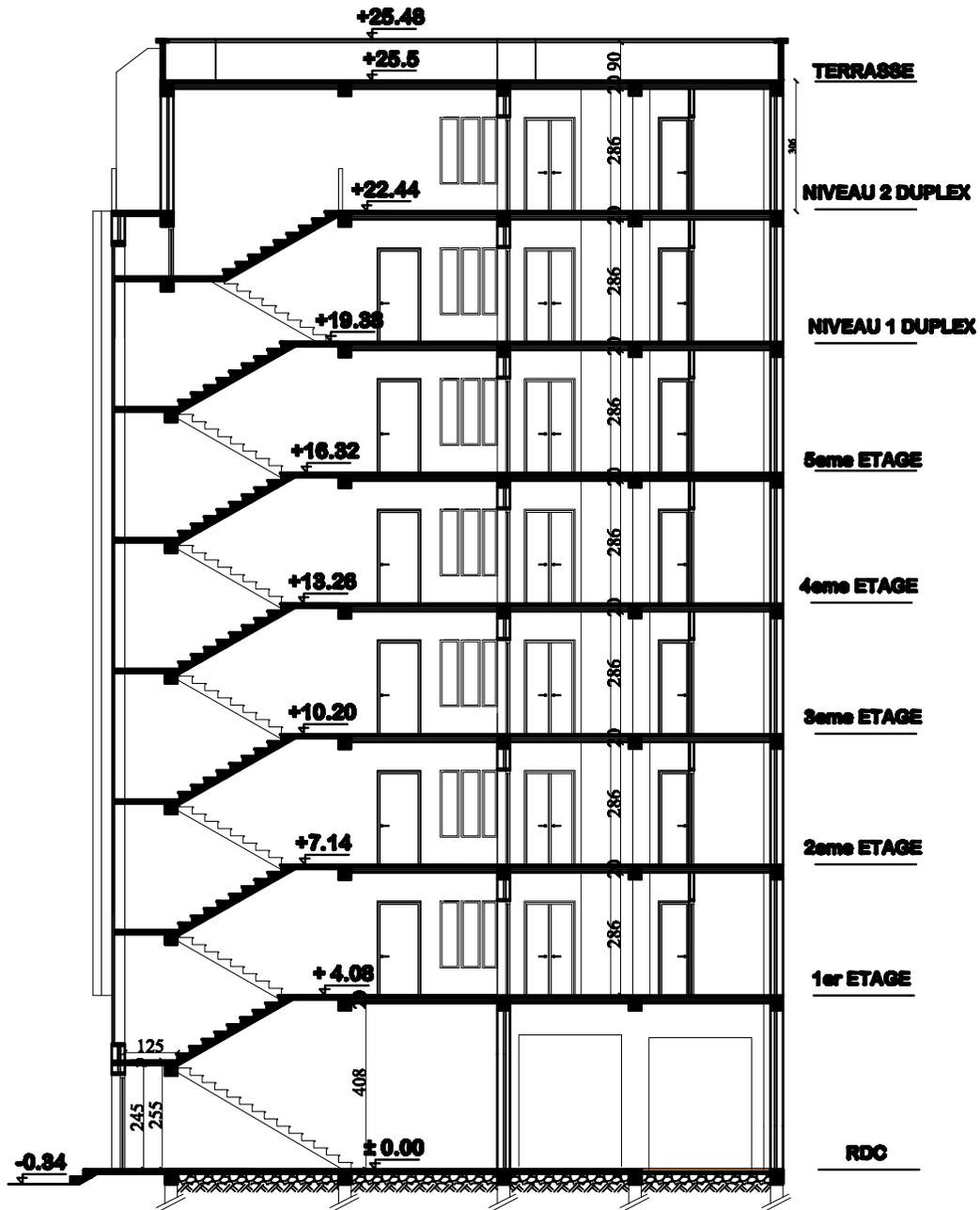
Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm²)

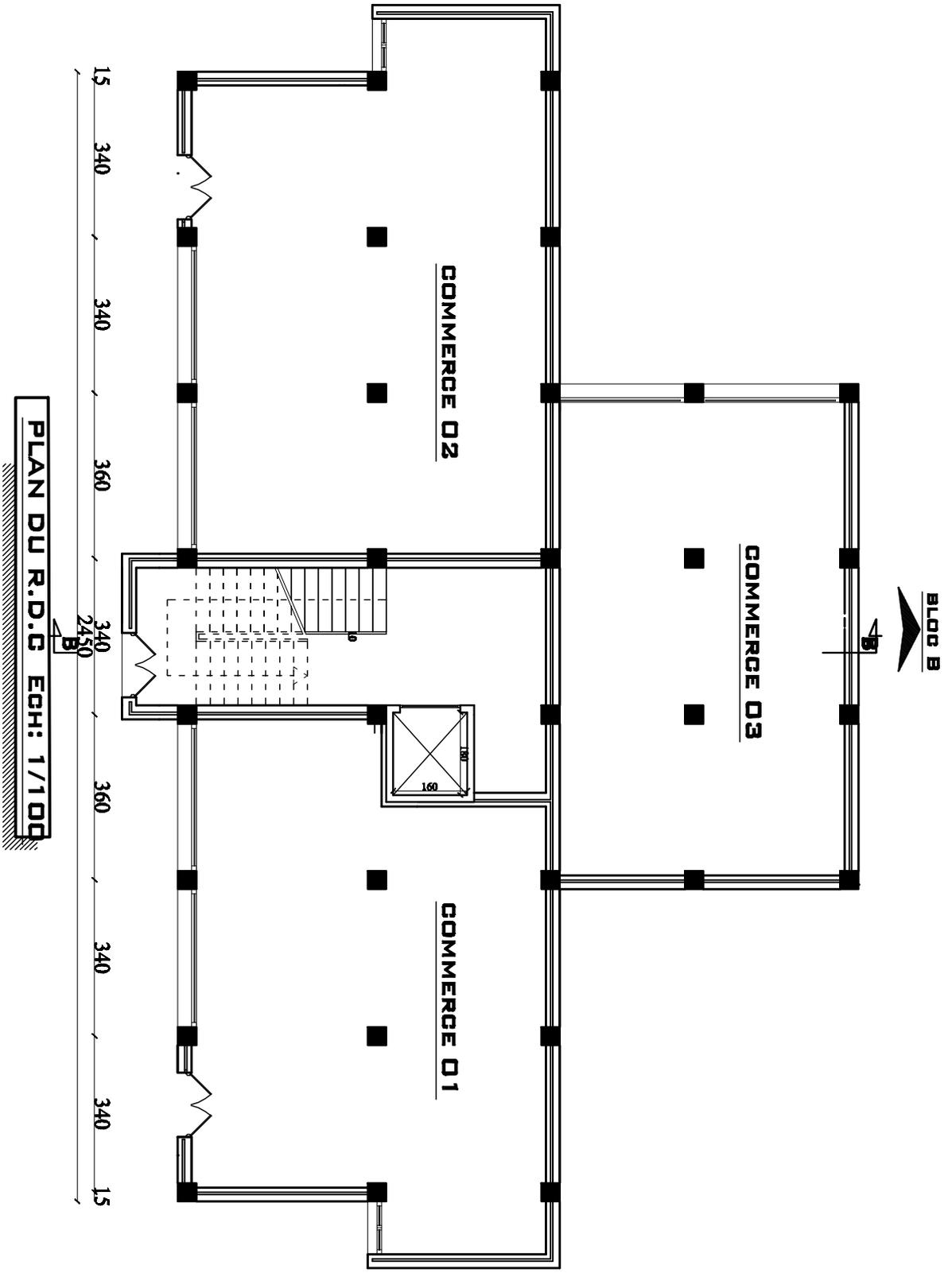
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

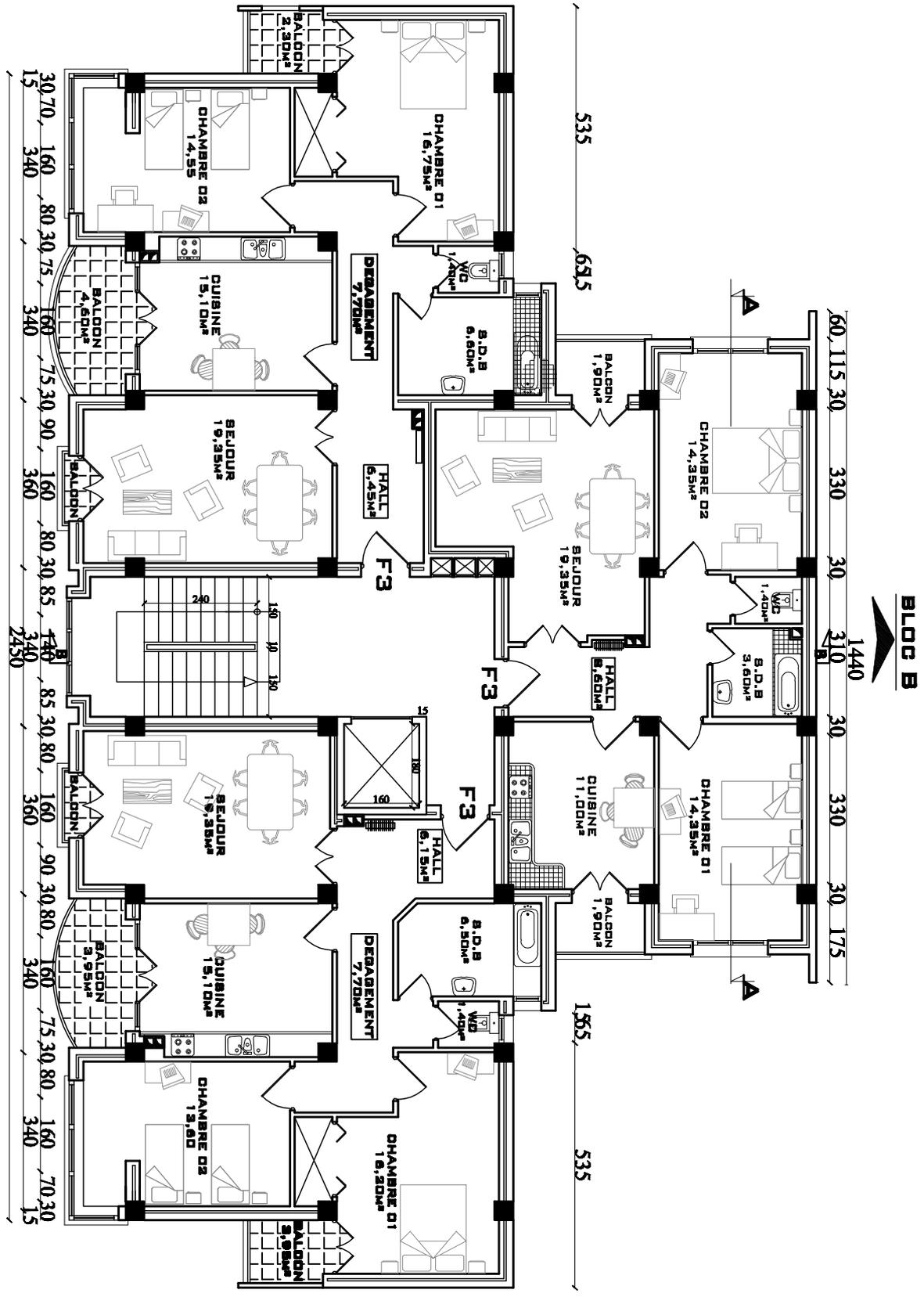
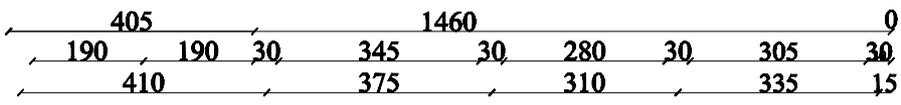


COUPE A-A



1460
410 375 310 335 15



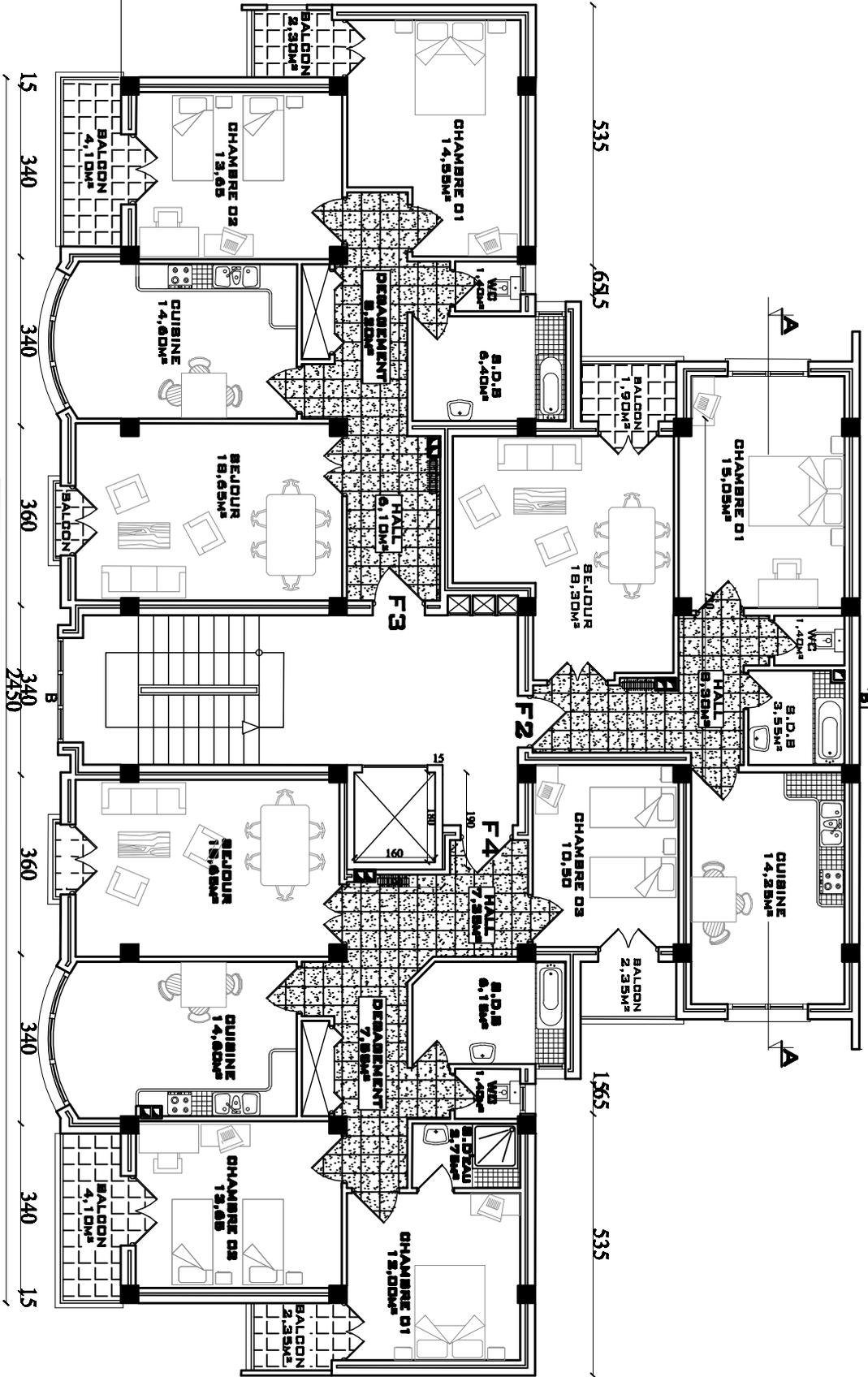


PLAN DU 1^{ER} ETAGE ECH: 1/100

BLOC B

60, 115, 30, 330, 30, 310, 1440, 30, 310, 330, 30, 175

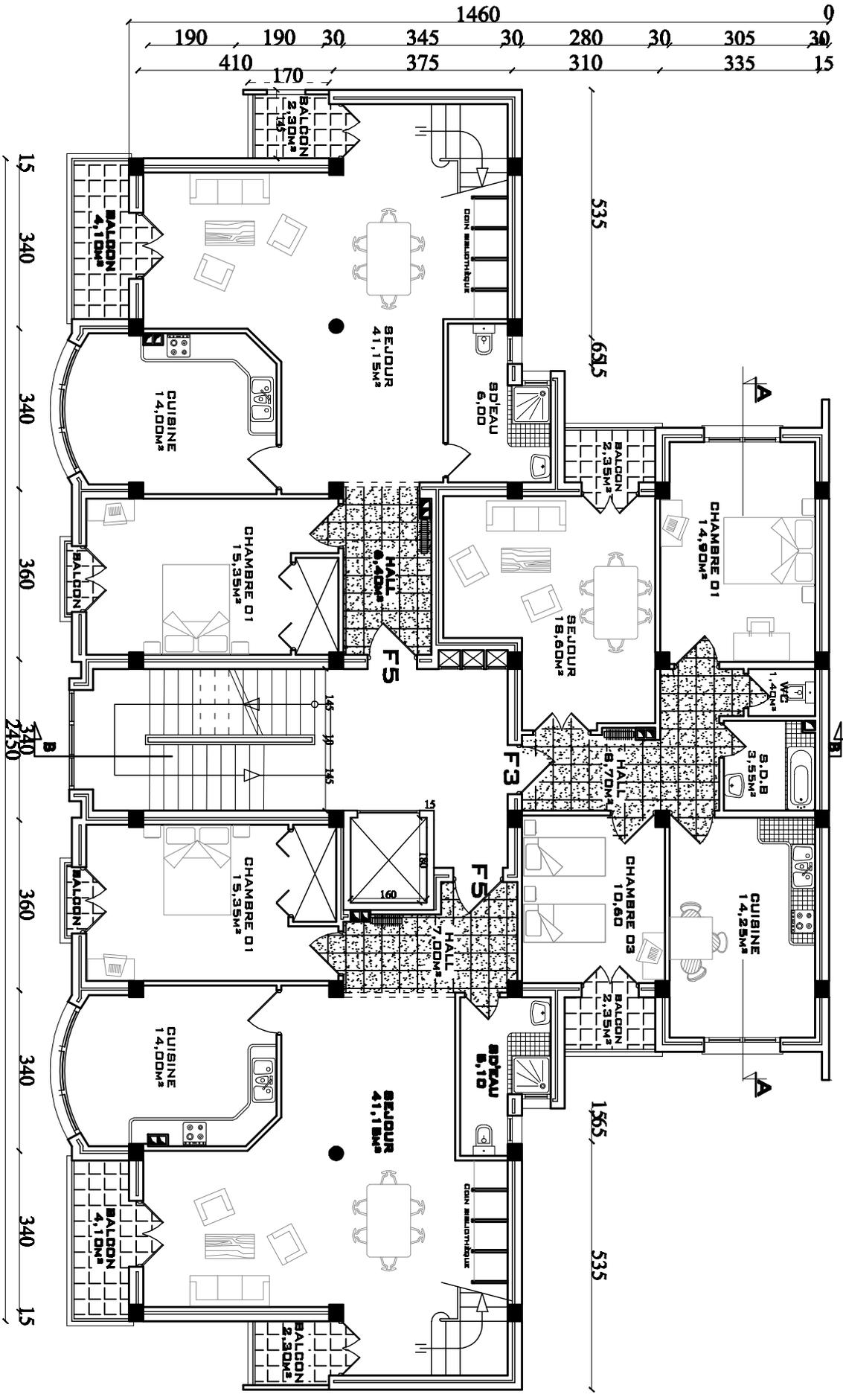
1460 0
190 190 30 345 30 280 30 305 30
410 375 310 335 15



PLAN DU SEINE ETAGE ECH: 1/100

405 415 60 65 120 140 160 95

BLOC B
 1440
 60, 115, 30, 330, 30, 310, 30, 330, 30, 175



PLAN DU 1^{ER} ETAGE DUPLEX ECH: 1/100

7/5

7/5

7/1

7/2

7/3

N° 17

42,05

2312

2385

LOT N° 14

Lotissement du Terrain

2590

LOT N° 19

Lotissement du Terrain

2545

BLOCC
EN R+7

900

H/2

Surface Totale du Terrain = 1547m²

10000

H/2

950

ACIER
L'EGIS

955

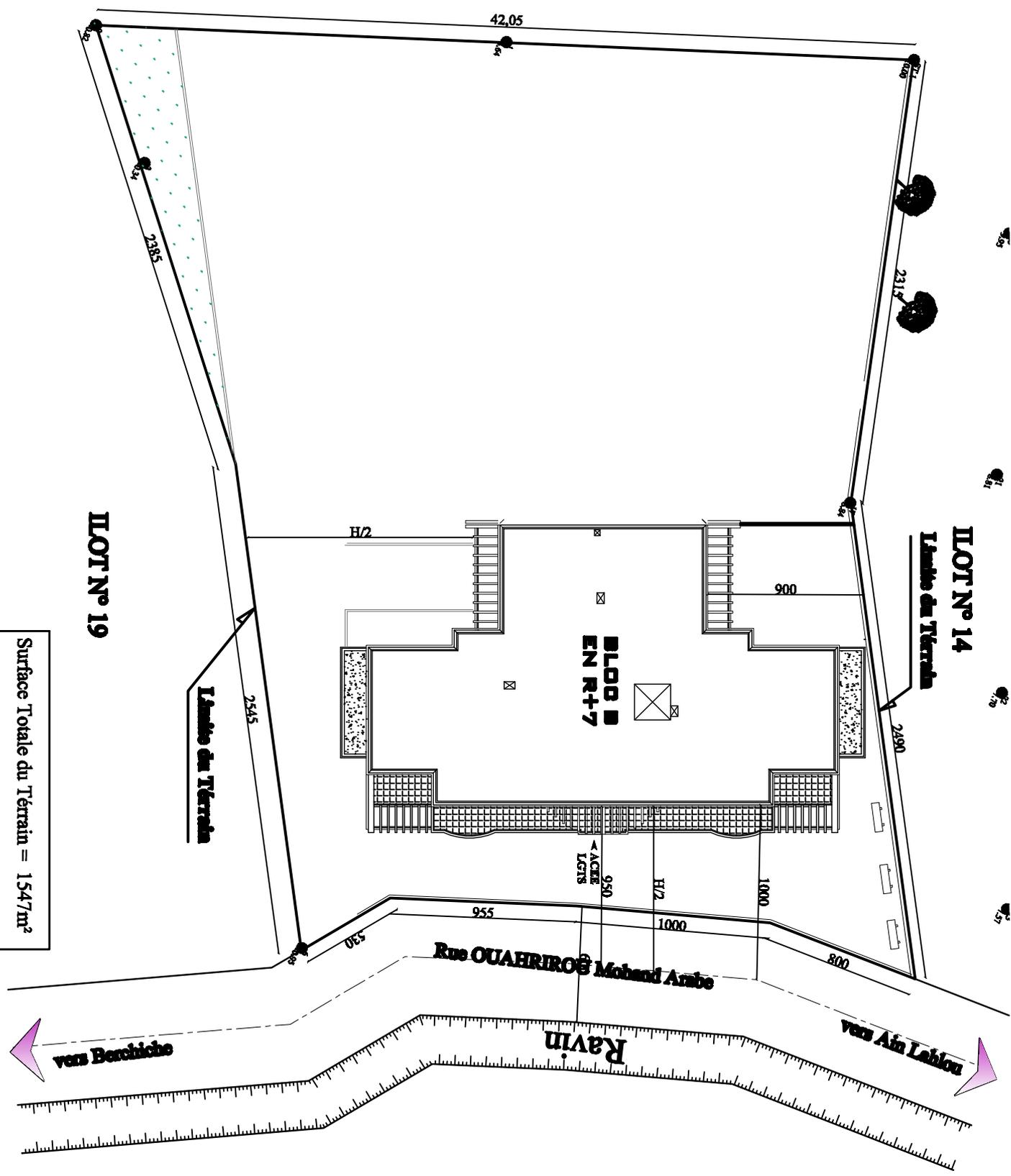
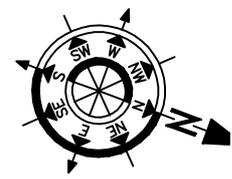
Rue OUAHRIRO Mohand Ambe

800

vers Ain Lehlou

Ravin

vers Berchiche



7/5

7/5

7/1

7/2

7/3

N° 17

42,05

2312

2385

LOT N° 14

Lotissement du Terrain

2590

LOT N° 19

Lotissement du Terrain

2545

BLOCC
EN R+7

900

H/2

Surface Totale du Terrain = 1547m²

950
← ACIER
LEGIS

H/2

10000

955

1000

800

Rue OUAHRIRO Mohand Ambe

Ravin

vers Berchiche

vers Ain Lehlou

