

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique

Université ABDERRAHMANE MIRA- Bejaia

Faculté de la Technologie

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

Département de Génie Civil

En Vue de l'Obtention du Diplôme MASTER 02 en Génie Civil

Option : Structure

Thème

Etude d'un Bâtiment (R+10+ 03 entresols)

À Usage d'Habitation et Commercial

Contreventé par un Système Mixte

(Voiles-Portiques)

Préparé par :

- KHETTAL LYNDA
-BOUAMARA SARAH

Promoteur :

- Mme SEGHIR

Membres de jury :

Mr Larabat Ziane Ahmed

Mlle Bousaa

PROMOTION 2018

REMERCIEMENT

On remercie d'abord الله de nous avoir donné le courage et la force d'aboutir à la fin de notre modeste projet.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

On adressons nos vifs remerciements à notre promotrice M^{me} SEGHIR de nous avoir encadré et pour le soutien qu'elle a pu nous apporter tout au long de notre travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Nous remercions sincèrement tous les enseignants qui nous ont enseigné au long de toutes nos années d'étude ; Et toute la famille universitaire.

REMERCIEMENT

LYNDA et SARAH

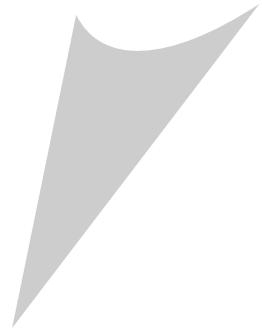
Dédicace

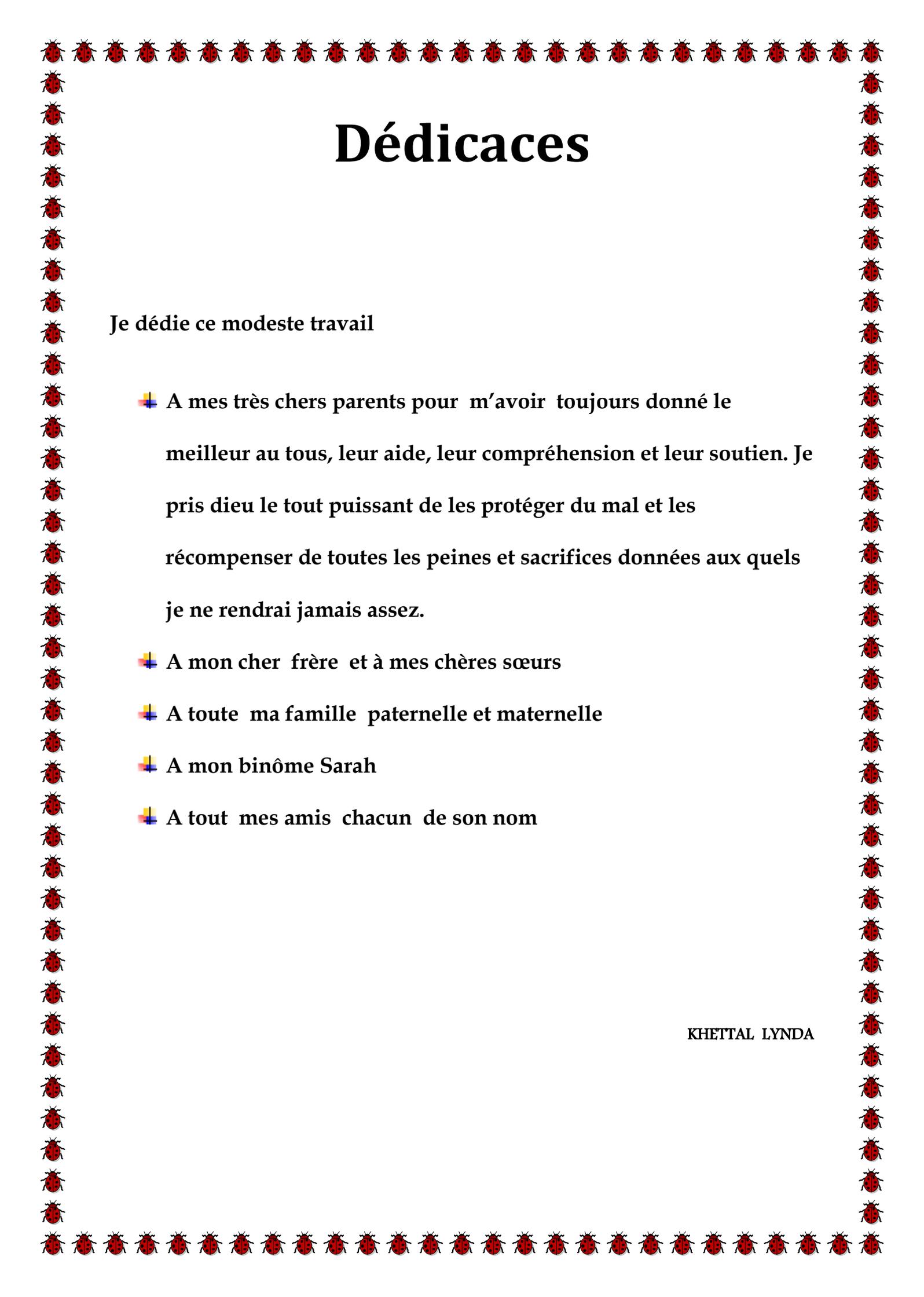
A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde près de nous, à toi mon père.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à tous mes frères et mon unique sœurs, mes nièces et mes neveux, je dédie ce travail dont le grand plaisir leurs revient en premier lieu pour leurs conseils, aides, et encouragements

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'études supérieures, mes aimables copines Chanez Kheraz et Lynda Mebarkí, collègues d'étude, et frères de cœur.





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

- ✚ A mes très chers parents pour m'avoir toujours donné le meilleur au tous, leur aide, leur compréhension et leur soutien. Je pris dieu le tout puissant de les protéger du mal et les récompenser de toutes les peines et sacrifices données aux quels je ne rendrai jamais assez.
- ✚ A mon cher frère et à mes chères sœurs
- ✚ A toute ma famille paternelle et maternelle
- ✚ A mon binôme Sarah
- ✚ A tout mes amis chacun de son nom

KHETTAL LYNDA

SOMMAIRE

SOMMAIRE

Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation du projet	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation du projet.....	3
I.2.1. Description de l'ouvrage.....	3
I.2.2. Implantation de l'ouvrage.....	3
I.2.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	4.
I.3 Règlements et normes utilisés.....	5
I.4 caractéristiques des matériaux utilisés.....	5
Chapitre II : Pré-dimensionnement du projet	
II.1 Introduction.....	13
II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	13
II.2.1 Pré dimensionnement des planchers	13
II.2.2 Pré dimensionnement des escaliers	19
II.2.3 Pré dimensionnement de l'acrotère	23
II.3 Pré dimensionnement des éléments porteur.....	24
II.3.1 Pré dimensionnement des poutres.....	24
II.3.2 Pré dimensionnement des voiles	26
II.3.3 Pré dimensionnement des poteaux	27
II.3.4 Desente de charge.....	27
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1.Introduction	41
III.2.Etude des planchers	41
III.2.1.Définition	41
III.2.2.Etude des poutrelles	41
III.2.3.Etude des dalles pleines	72
III.3.Calcul de l'escalier	78
III.4. Étude de la poutre palière	85
III.5.Etude de l'acrotère	92
III.6.Etude de l'ascenseur.....	101
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1.Introduction	102
IV.2. Logiciel utilisé.....	102

SOMMAIRE

IV.3.Méthode de calcul.....	102
IV.4. Modélisation	108
IV.4.1. Disposition des voiles.....	114
IV.4.2.Modèles 3D.....	115
IV.4.3. Comparaison entre les résultats des deux modèles, avec et sans entresols.....	122

Chapitre V : Etude des éléments porteurs

V.1.Introduction.....	125
V.2. Etude des poteaux.....	125
V.3. Etude des poutres	138
V.4. Etude des voiles.....	153

Chapitre VI : Etude d'infrastructure

I. Introduction.....	176
II. Combinaisons de calcul.....	176
III. Reconnaissance du sol.....	176
IV. Choix du type de fondation.....	176
IV.1 Etude de la partie 01	177
IV.2 Etude de la partie 02.....	193
IV.2.1. Vérification de la semelle isolée.....	194
IV.2.2. Radier général.....	196
IV.2.3 Etude des nervures.....	200
V. Voiles périphériques	200
V.1. Dimensionnement des voiles.....	205
VI. Conclusion.....	205
Conclusion général	206

Introduction générale

Introduction générale

La filière Génie civil est une branche et une discipline de l'ingénierie qui englobe et traite la conception, la construction, et la gestion d'un environnement bâti. Sont concernés par cette branche, entre autres, les immeubles résidentiels, les établissements recevant du public et ou des travailleurs, les bâtiments et installations industrielles, les ouvrages d'infrastructures et les ouvrages d'art.

L'ingénieur en génie civil conçoit la structure d'un bâtiment, conduit les études techniques d'exécution et supervise la réalisation des travaux afin garantir l'édification d'ouvrages stables et aptes à résister, y compris aux tremblements de terre. Pour cela, l'ingénieur en structure doit respecter les codes de calculs et la réglementation en vigueur à savoir, RPA99/2003, BAEL, CBA93 et les DTR.

Notre travail de fin d'études vise à mettre en application les connaissances acquises le long de la formation suivie au département Génie Civil de l'Université Abd Rahmane Mira de Bejaia.

Le présent mémoire expose les différentes étapes à suivre pour effectuer une étude de dimensionnement d'un bâtiment en R + 10 + 3entresols situé à IBACHIREN commune OUED GHIR wilaya de BEJAIA.

Ce bâtiment est le bloc A d'une promotion immobilière du propriétaire SNC TIGHIDET ET FRERES TALA L'HADJ. Le plan architectural a été réalisé par le bureau d'études d'architecture Mizi et l'étude du sol par le laboratoire national de l'habitat et de la construction.

Cette structure est composée de logements d'habitation et de commerces au niveau du 3^{ème} entresol. Le bâtiment, en raison de sa situation en zone sismique IIa(Wilaya de Bejaia) et de sa hauteur dépassant les 14 m, est contreventé par un système dit mixte composé de voiles en béton armé et portiques en poteaux-poutres.

Le présent mémoire est organisé comme suit :

- Le premier chapitre est consacré aux généralités de la structure et de son milieu d'implantation ;
- Le deuxième chapitre porte sur le pré-dimensionnement des éléments structuraux ;
- Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires (plancher, escalier, acrotère) ;

- Le quatrième chapitre traite de la modélisation et de l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel SAP 2000 V19.0.0 ;
- Le cinquième chapitre présente les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus après modélisation ;
- Le sixième et dernier chapitre porte sur l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Présentation de projet

I.1. Introduction

La stabilité d'un ouvrage dépend de la résistance des différents éléments structuraux le constituant, tels que les poteaux, les poutres, les voiles et les fondations. La fiabilité de ces éléments dépend du type des matériaux utilisés, de leurs dimensions ainsi que de leur réalisation.

Le calcul des éléments constituant un ouvrage est fait en se basant sur des règles de calculs tels que les règles BAEL91, CBA 93, DTR qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) pour le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation du projet

I.2.1. Description de l'ouvrage

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en RDC + 10 étages avec 3 entres sol, dont le système de contreventement sera décidé ultérieurement.

-Le bâtiment est composé de :

- Entre sol 03 à usage commercial.
- Entres sol 01-02 à usage d'habitation avec deux logements F2 et F3.
- Un rez-de-chaussée à usage d'habitation avec trois logements F2 et F3 et entrée logt.
- Dix étages à usage d'habitation avec trois logements F3 par étage.
- Une terrasse inaccessible.

I.2.2. Implantation de l'ouvrage

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 185 logements promotionnel+commerces et services se situe à IBACHIREN commune OUED GHIR wilaya de BEJAIA, Ce bâtiment est situé dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa selon le RPA99/Version2003).

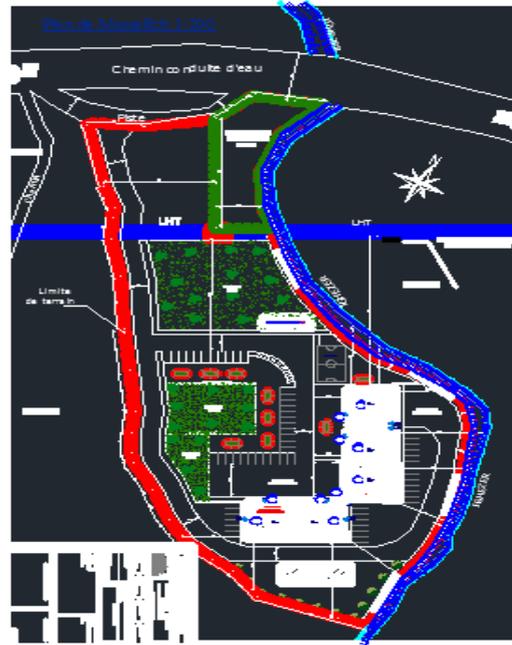


Figure I.1 : Plan de masse de l'ouvrage

I.2.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

- Largeur en plan des entres sol 10.5m.
- Largeur en plan du RDC et les dix niveaux 17m.
- Longueur en plan 16m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 40.32m.
- Hauteur de chaque niveau 2.88m.

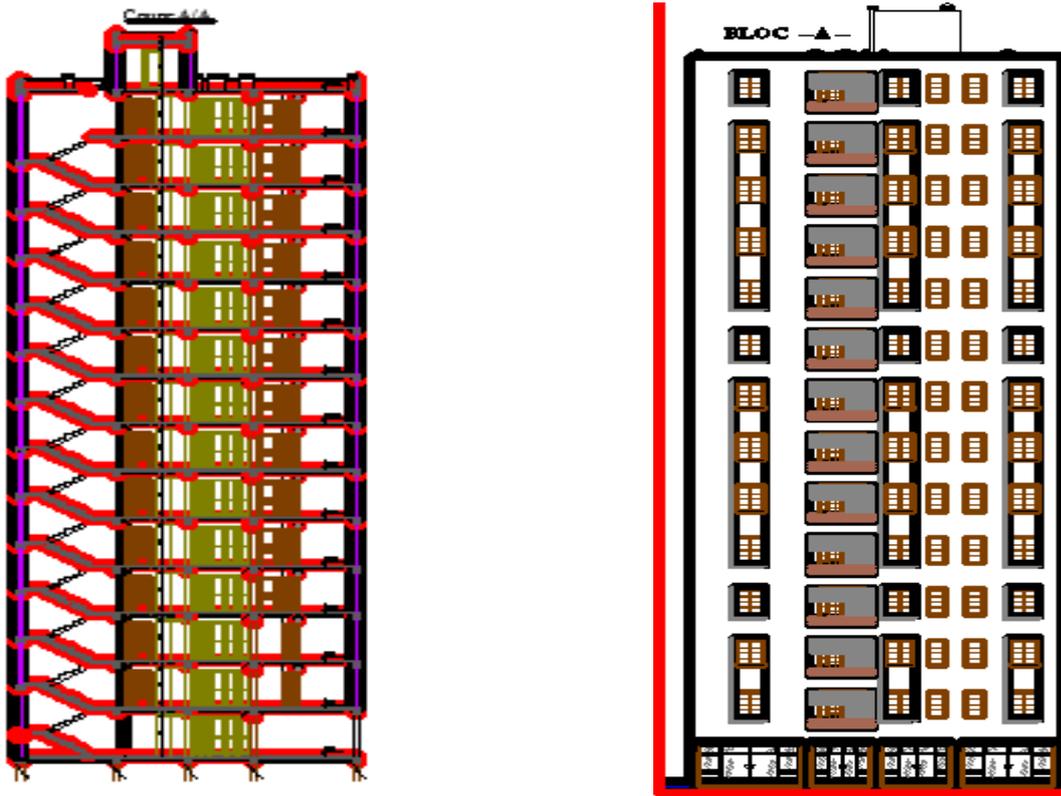


Figure I.2 : Coupe A-A et la façade du bâtiment

I.3 Règlements et normes utilisés

Les règlements en vigueur utilisés dans le secteur du bâtiment en Algérie sont :

- RPA99 << Règles parasismiques Algériennes /version 2003>>.
- BAEL91<<Béton armé aux états limites>>.
- CBA93<<Code du béton armé >>.
- DTR BC 2.2<<Charges permanentes et surcharges d'exploitation >>.
- DTR BC 2.33.1<<Règles de calcul des fondations superficielles>>.

I.4 caractéristiques des matériaux utilisés

Le béton possède une grande résistance à la compression et une résistance moindre à la traction. Dans les structures en béton se développe un ensemble de contraintes générées par les diverses actions auxquelles elles sont soumises. La résistance à la compression du béton lui permet d'équilibrer correctement les contraintes de compression. Par contre, du fait de la relative faiblesse de sa résistance à la traction, il n'en est pas de même pour les contraintes de traction. C'est pourquoi l'on dispose dans les parties tendues d'une pièce en béton, des

armatures (barres ou treillis soudés) en acier, matériau qui présente une bonne résistance à la traction. Chaque constituant joue ainsi son rôle au mieux de ses performances: le béton travaille en compression et l'acier en traction.

I.4.1 Béton

Le béton est fabriqué à partir d'un mélange de qualité convenable et dans des proportions bien définies de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition.

Résistances et caractéristiques du béton

A _ Résistance à la compression f_{cj} :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite "valeur caractéristique requise" Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section 200 cm^2 et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32").

Elle est notée f_{c28} et s'exprime en MPa et correspond dans la norme à la valeur de la résistance au dessous de laquelle peuvent se situer au plus 5% de la population de tous les résultats des essais sur éprouvettes 16x32. Cette résistance caractéristique est donc bien inférieure à la valeur moyenne des résultats d'essai.

Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le BAEL donne des lois d'évolution de f_{cj} (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours, comme il est représenté dans la figure 3 et le tableau ci-dessous.

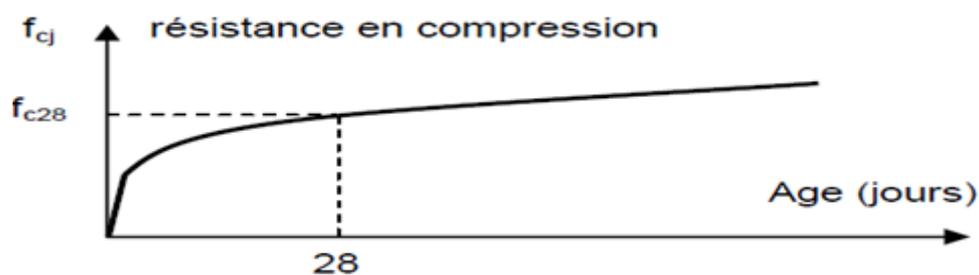


Figure I.3 : Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge

Pour des bétons non traités thermiquement, on admet (**BAEL A.2.1, 11**):

Tableau I.1 : Caractéristiques d'un béton en fonction de son âge

J = 28	$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$
	$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (1,40 + 0,95j)$
J = 28	$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = f_{c28}$ pour les calculs de résistance
$28 < J < 60$		$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$ pour les calculs de déformation
J > 60		$f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$ pour les calculs de déformation

B_ Résistances à la traction f_{tj} : BAEL91 (A.2.1.12)

La résistance caractéristique à la traction f_{tj} du béton à j jours exprimée en MPa est définie par

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} < 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 \cdot f_{cj}^{2/3} \quad \text{Si } 60 < f_{c28} < 80 \text{ MPa}$$

C- Contrainte – déformations

✚ La contrainte admissible de compression s'exprime par

A l'ELU

$$0 \leq \sigma_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \sigma_{bc} (4 \times 10^3 \leq \sigma_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \sigma_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bu}$$

Tel que :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec γ_b est un coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle.

$\gamma_b = 1.5$ Situation durable ou transitoire.

γ_b : dépend de la durée d'application de la charge.

$\gamma_b = 1$ Lorsque la durée probable d'application est supérieur à 24 Heures.

$\gamma_b = 0.9$ Lorsque une heure la durée probable d'application < 24 Heures.

$\gamma_b = 0.85$ Lorsque la durée probable d'application est inférieur à une heure.

Tel que montrée dans la figure ci-dessous

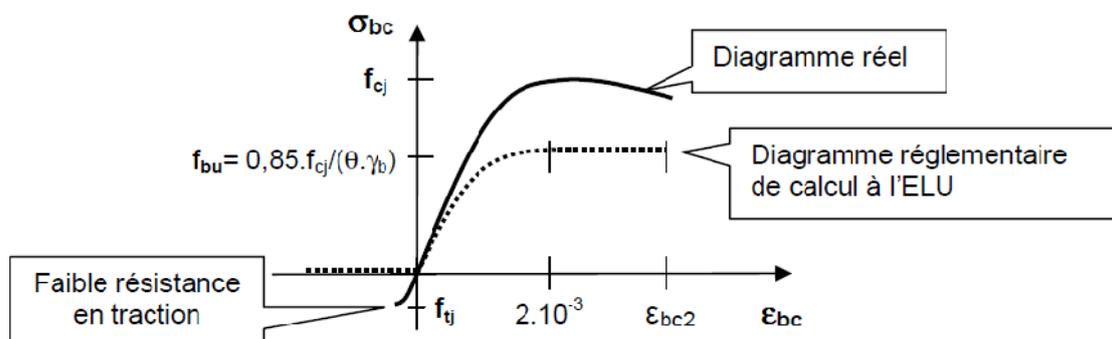


Figure I.4 : Diagramme expérimental et diagramme de calcul du béton.

A. l'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

✚ Contraintes admissibles de cisaillement du béton

Fissuration peu nuisible FPN : $\sigma_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$\sigma_u = 3.33 \text{ Mpa}$ cas durable.

$\sigma_u = 4.34 \text{ Mpa}$ cas accidentel.

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable FP ou FTP : $\sigma_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$

$\sigma_u = 2,5 \text{ MPa}$ cas durable.

$\sigma_u = 3,26 \text{ MPa}$ cas accidentel.

✚ Déformations instantanée et différée

Le tableau suivant représente les déformations instantanée et différée

Tableau I.2 : déformations instantanées et déformations différées

Déformations instantanées	Déformations différées
<p>Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à l'âge de j jours, un module de déformation instantanée du béton de:</p> $E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3}$	<p>Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est:</p> $E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ si } f_{cj} < 60 \text{MPa}$ $E_{vj} = 4400 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ si } 60 < f_{c28} < 80 \text{Mpa, sans fumée de silice}$ $E_{vj} = 6100 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ si } 60 < f_{c28} < 80 \text{Mpa, avec fumée de silice}$
<p>avec f_{cj} en MPa et pour les bétons à haute résistance, sous réserve que la proportion volumique de granulat soit supérieure à 66%.</p>	



Figure I.5 : Déformations instantanée et différée (due au fluage).

Module de déformation transversale

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

Avec :

E : Module de Young.

V : Coefficient de poisson.

D- Coefficients de poisson

Le coefficient principal de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué.

$$= \frac{\text{contraction transversale unitaire}}{\text{allongement axial unitaire}}$$

= 0 pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).

= 0,2 pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.4.2 Acier

L'acier est caractérisé par sa limite élastique et son module d'élasticité, il présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa.

Résistances et caractéristiques de l'acier

Contrainte limite ultime

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{Mpa} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{Mpa}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

D'où

$$\epsilon_s = \sigma_s / E_s \text{ soit pour la limite } \epsilon_1$$

$$\epsilon_1 = [f_e / \gamma_s] / E_s$$

D'où pour $f_e = 400 \text{MPa}$ $\epsilon_1 = [400/1,15]/200000 = 1,38.10^{-3} \%$

✚ Contrainte limite de service

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

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

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{s}$$

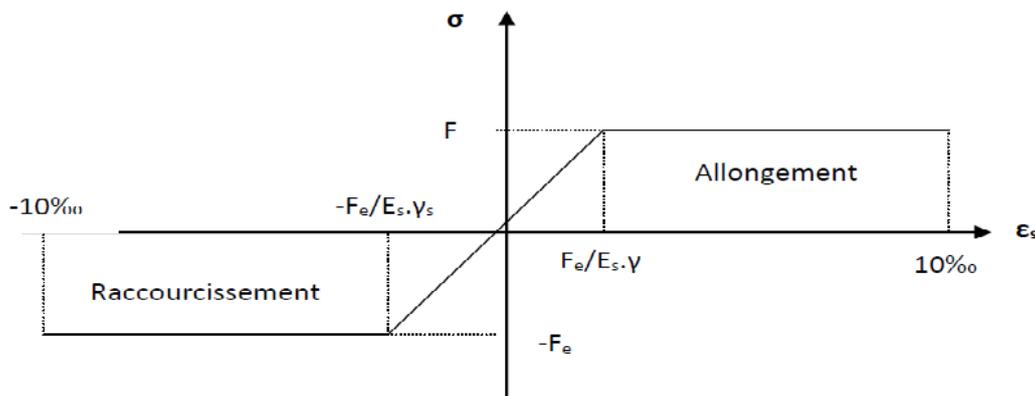


Figure I.6 : Diagramme contraintes-Déformations de l'acier

Le **module d'élasticité** de l'acier est pris égal à $E_s = 200.000 \text{ MPa}$

I.4.3 Le sol

L'étude de sol effectuée par le laboratoire national de l'habitat et de la construction (LNHC) unité de Bejaia, à données les résultats suivant :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est classé dans la catégorie **S3 (site meuble)**.
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.
- Ancrage à partir de 2,5m par rapport au terrain actuel.
- La cohésion du sol $C=0.26$ bars.
- L'angle de frottement $= 17^\circ$.
- Poids volumique du sol $= 1.74 \text{ t/m}^3$.

Remarque : le rapport de sol est dans l'Annexe I

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement de projet

II.1 Introduction

Nous pré dimensionnons dans ce chapitre les éléments de la structure, ce qui est une étape très importante dans un projet de génie civil. son but est de déterminer les sections des différents éléments de la structure dans le cas statique en respectant les règlements suivant :

- RPA 99/2003
- CBA 93
- BAEL 91

II.2 Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1 Pré dimensionnement des planchers

Les plancher sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation. les planchers doivent répondre aux même critères que les murs porteurs, à savoir :

- Résistance et stabilité.
- Etanchéité et protection.
- Isolation thermique et acoustique

Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

Comme le montre la figure ci-dessous

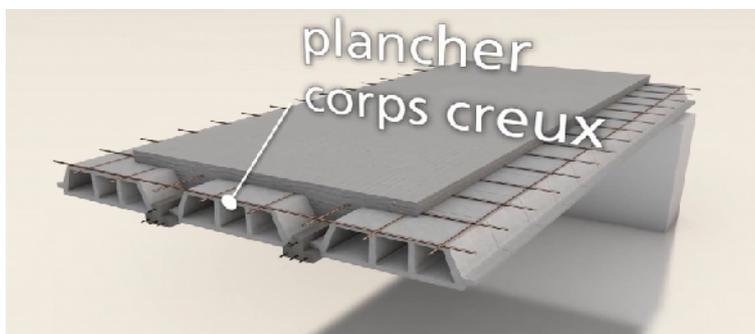


Figure II.1 : coupe d'un plancher à corps creux

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

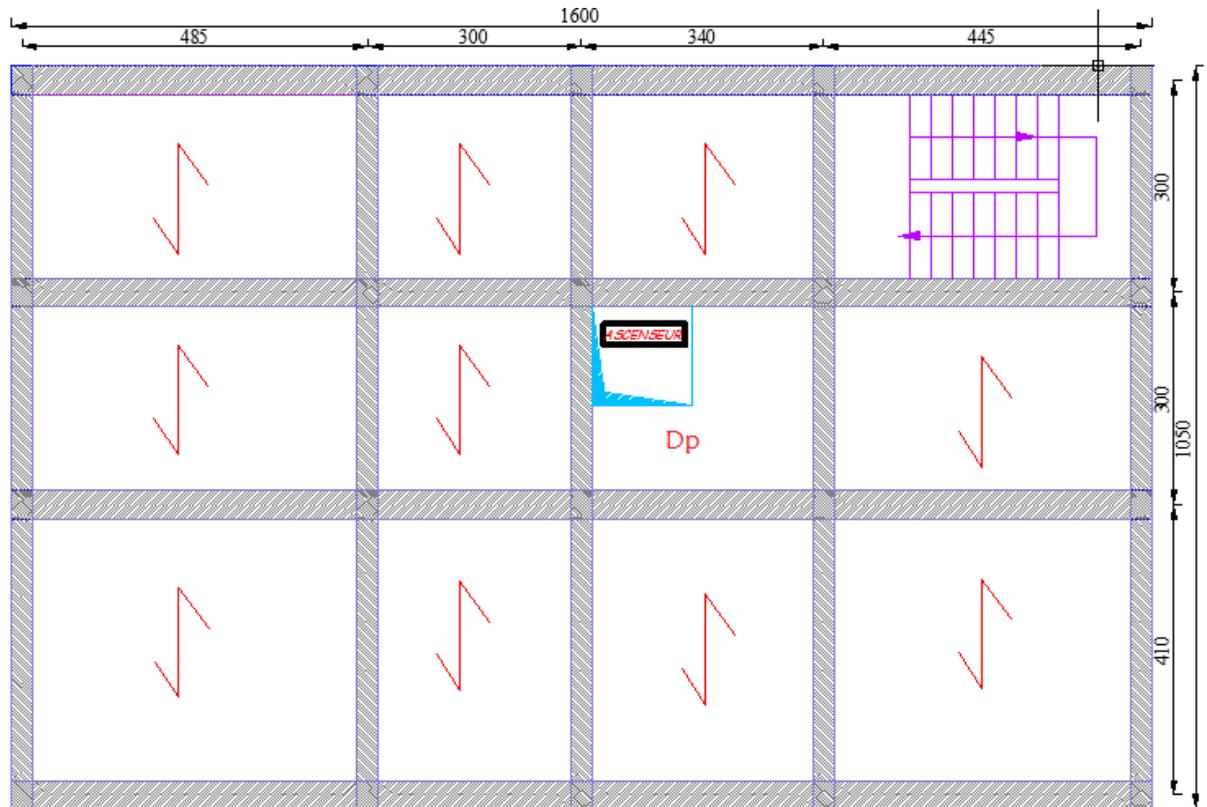


Figure II.2 : Schéma de la disposition des poutrelles pour le plan des entresols.

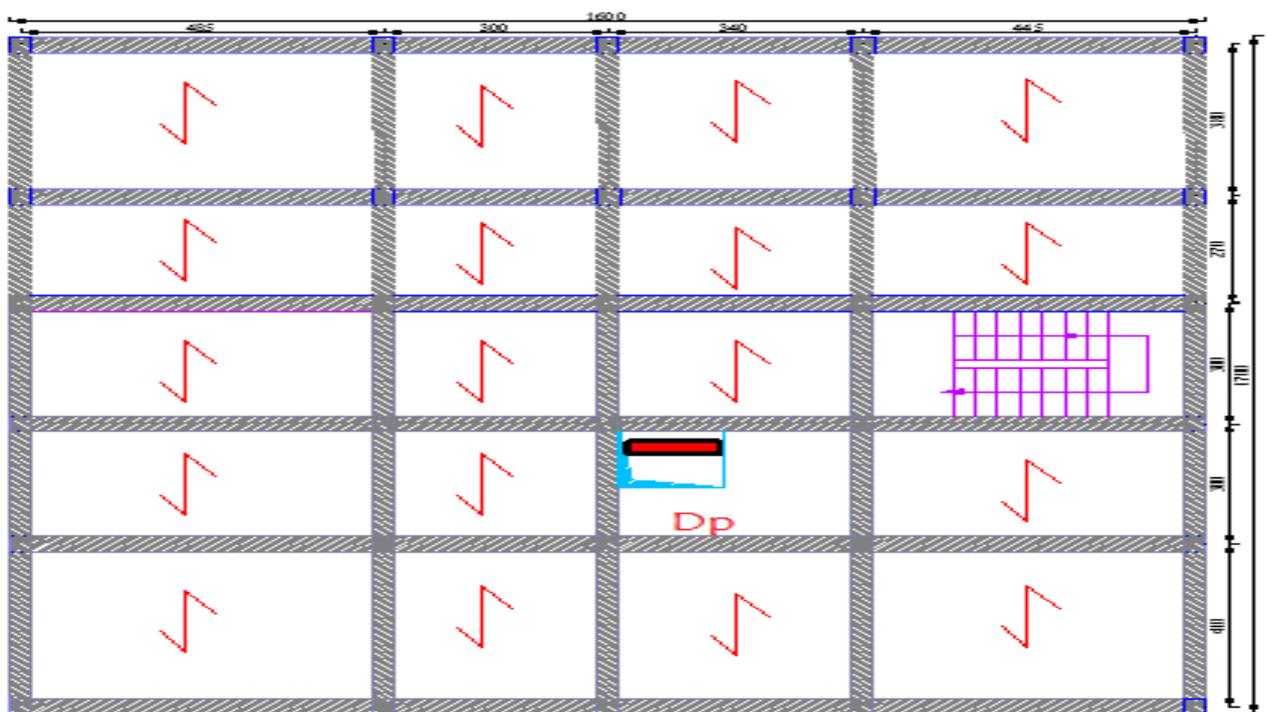


Figure II.3 : Schéma de la disposition des poutrelles pour le plan des 10 étages.

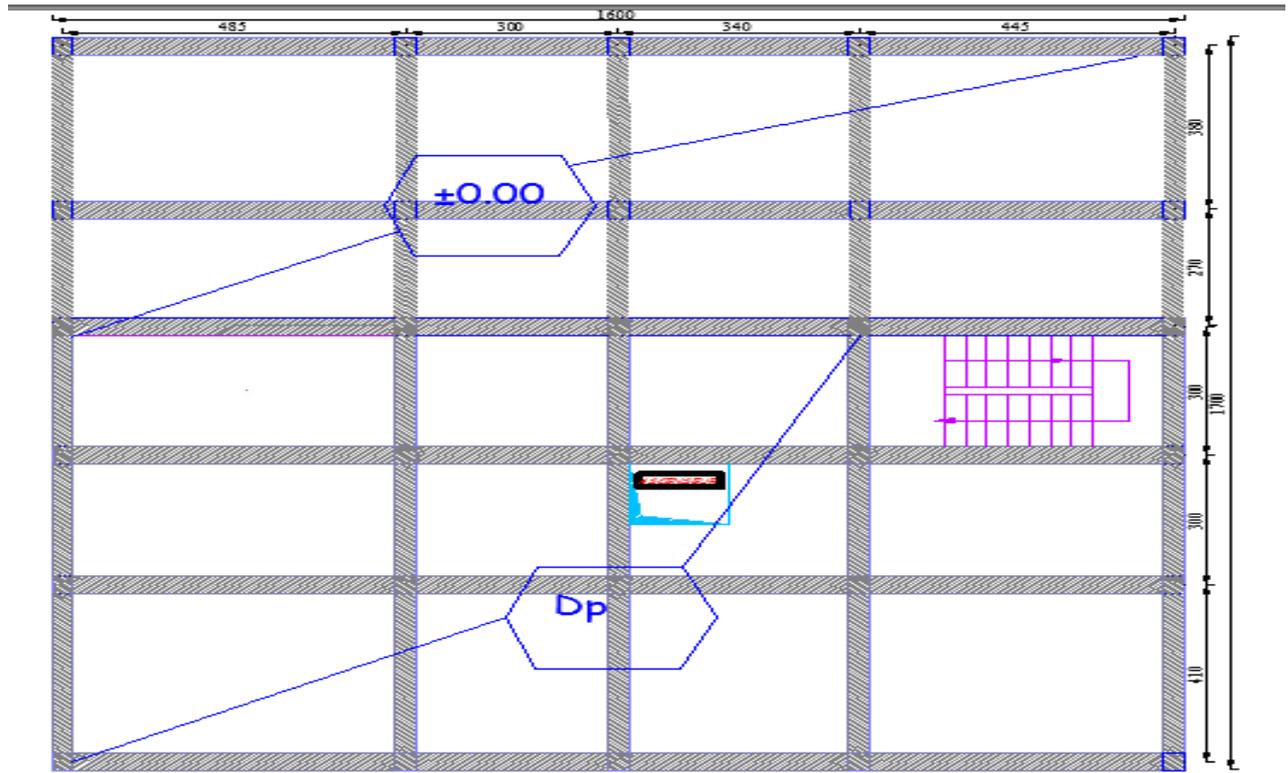


Figure II.4 : Plan du Rez de chaussée.

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

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots\dots\dots \text{(Art B.6.8.4.2.4 CBA 93).}$$

$$L_{max} = 4,1 - 0,4 = 3,7m$$

$$h_t \geq \frac{370}{22.5} \quad h_t \geq 16,44cm \quad \text{On prend une hauteur de plancher de } (16 + 4)=20cm$$

L_{max} : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelle.

h_t : Hauteur totale du plancher.

16cm l'épaisseur de corps creux

4cm l'épaisseur de la dalle de compression

❖ **Pré dimensionnement des poutrelles des entresols**

Les poutrelles supportent le plancher et transmettent les charges à la structure porteuse.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min(Lx/2 ; Ly/10) \dots\dots\dots \text{CBA93(artA.4.1.3)}.$$

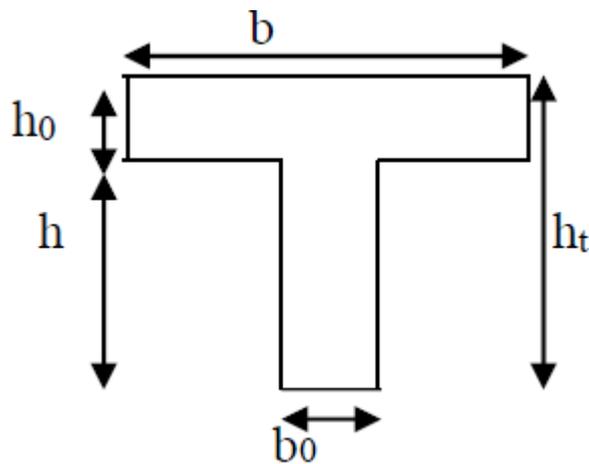


Figure II.5 : Coupe transversale d’une poutrelle.

Avec $b_0 = (0.4 ; 0.6) h_t$ $b_0 = 10\text{cm}$

$Lx = Lcr - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

$Ly = 300 - 40 = 260 \text{ cm}$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} (55/2 ; 260/10) \text{ cm} \qquad b \leq 26 \times 2 + 10 \qquad b \leq 64 \text{ cm}$$

Donc : $b = 60\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $h_t = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$

Lx : distance entre nus de poutrelles.

Ly : La portée minimale de la poutrelle entre nus d’appuis

❖ **Pré dimensionnement des poutrelles des dix niveaux**

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min (Lx/2 ; Ly/10)$$

Avec $b_0 = (0.4 ; 0.6) h_t$ $b_0 = 10\text{cm}$

$Lx = Lcr - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

$Ly = 270 - 40 = 230 \text{ cm}$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} (55/2 ; 230/10) \text{ cm} \qquad b \leq 23 \times 2 + 10 \qquad b \leq 56 \text{ cm}$$

Donc : $b = 55\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $h_t = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$

Lx : distance entre nus de poutrelles.

Ly : La portée minimale de la poutrelle entre nus d’appuis

🚧 **plancher à dalle pleine**

Les planchers à dalle pleine sont constitués d’une dalle pleine en béton armé qui repose sur un système de poutre orthogonale (dans les deux sens). Son pré-dimensionnement se fait en se

basant sur le critère de résistance à la flexion et le critère de coupe-feu et également le facteur d'isolation phonique.

❖ **Dalle sur quatre appuis (dalle d'ascenseur)**

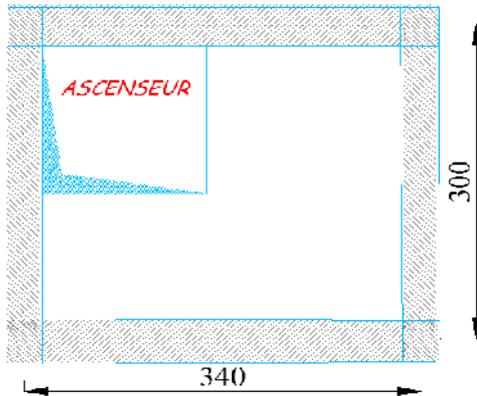


Figure II.6 : Panneau de dalle sur quatre appuis

Le critère de résistance à la flèche dans le cas d'une dalle reposant sur quatre appuis est :

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$$

$$L_x = 300 - 40 = 260 \text{ m}$$

$$L_y = 340 - 30 = 310 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{260}{310} = 0.84 > 0.4 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \quad 5.8 \leq e \leq 6.5 \text{ cm}$$

Critère de coupe-feu

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe feu.

A côté de ces deux critères, le CBA93 exige de tenir compte du facteur d'isolation phonique ou une épaisseur de dalle de 14 cm semble une limite minimale à considérer.

Pour cela on opte pour une épaisseur de 15 Cm.

❖ **Dalle sur quatre appuis (Plancher du premier entresol)**

On pré-dimensionne le panneau de dalle qui a une grande travée pour avoir l'épaisseur maximale du plancher en dalle pleine

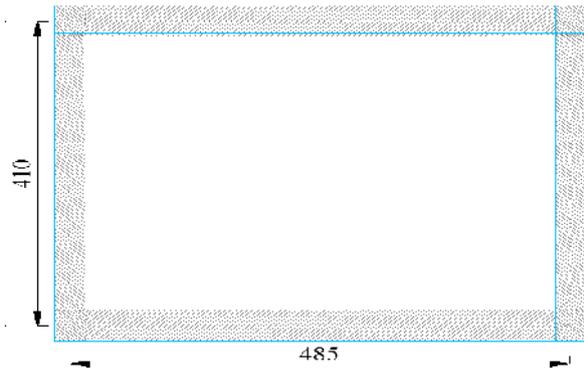


Figure II.7 : Panneau de dalle sur quatre appuis

$$L_x = 410 - 40 = 370\text{Cm}$$

$$L_y = 485 - 30 = 455\text{Cm}$$

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.70}{4.55} = 0.81 > 0.4 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{L_x}{45} \text{ e } \frac{L_x}{40} \quad \frac{370}{45} = 8.22\text{Cm} \quad \text{e} \quad \frac{370}{40} = 9.25\text{Cm}$$

En respectant les critères suivant (Résistance à la flèche ; Coupe-feu ; Isolation phonique) on opte pour une épaisseur de 15Cm.

II.2.2 Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. Il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

Les différentes fonctions attendues d'un escalier sont les suivantes :

- desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité, cette notion de sécurité étant rattachée essentiellement aux aspects de confort d'utilisation, stabilité de la cadence de marche, protections latérales, etc.
- être capable de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation, ces charges présentant un caractère dynamique prononcé en raison des possibilités de saut sur les marches (résistance mécanique)
- résister aux diverses contraintes (climat, usure, etc.) auxquelles il peut être soumis lors de son usage (durabilité);

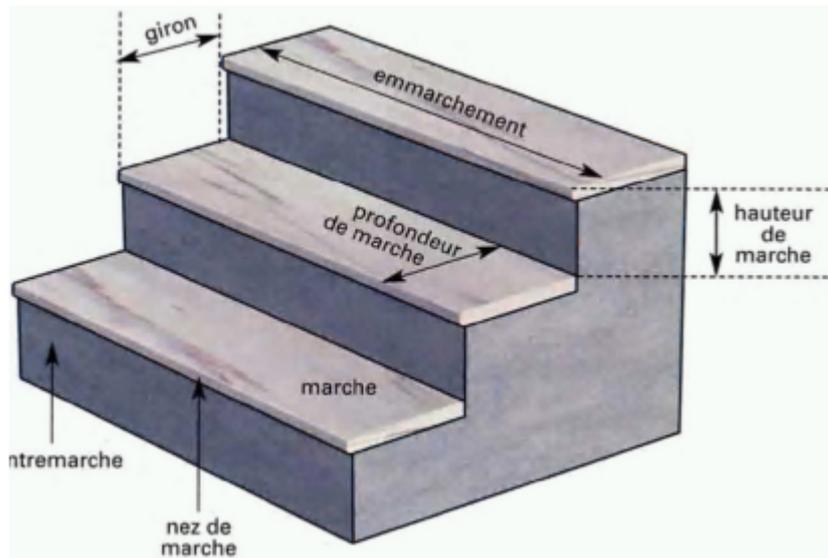


Figure II.8 : Constituants d'un escalier

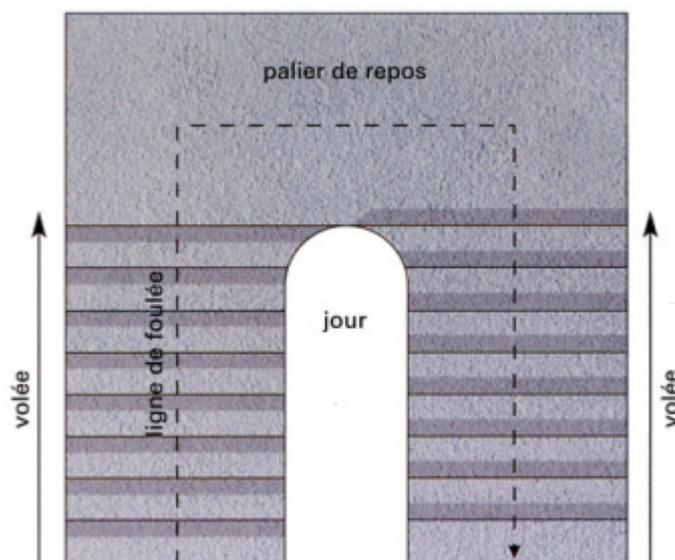


Figure II.9 : Vue en plan d'une cage d'escalier

La formule empirique de BLONDEL :

58 cm 2h + g 65cm Qui correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

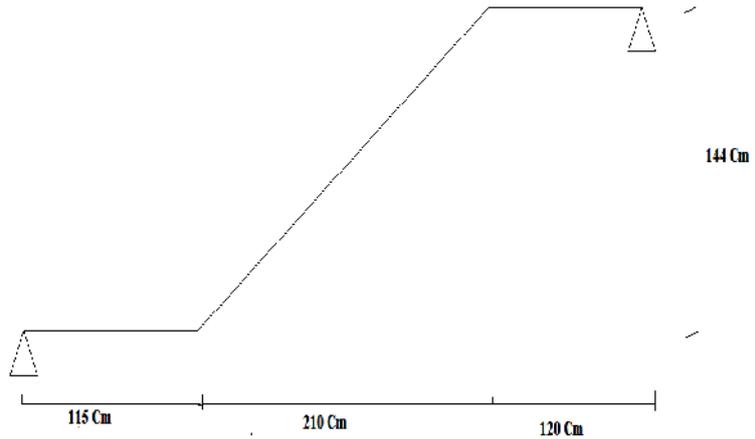


Figure II.10 : Schéma statique de l'escalier

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad ; \quad h = \frac{H}{n}$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{8-1} = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{288}{16} = 18\text{cm}$$

$2h + g = 2 \times 18 + 30 = 66\text{ cm}$ La loi de BLONDEL n'est pas vérifiée, On redimensionne l'escalier pour avoir le confort.

On fixe $g = 29\text{cm}$

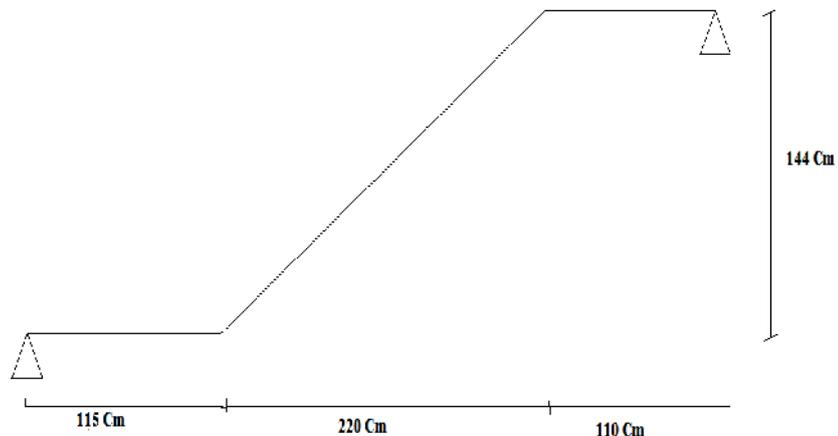


Figure II.11 : Schéma statique de l'escalier après redimensionnement

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow n - 1 = \frac{L_0}{g} = \frac{220}{29} = 7.59 = 8 \Rightarrow n = 9 \Rightarrow n + 1 = 10$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{288}{18} = 16\text{ cm}$$

$2h + g = 2 \times 16 + 29 = 61\text{ cm}$ la loi de BLONDEL est vérifiée.

L'épaisseur de l'escalier est donnée par les deux critères suivants :

- $\frac{L}{30} \leq \frac{L}{20}$

- $e \geq 11$ pour deux heures de coup-feu

On a $L = L_v + L_p + L_p$

$$\text{On a } L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{220^2 + 144^2} = 263 \text{ cm}$$

$$L = 263 + 115 + 110 = 488 \text{ cm}$$

$$\frac{488}{30} \leq e \leq \frac{488}{20} \Rightarrow 16.26 \leq e \leq 24.44$$

On opte pour l'escalier une épaisseur de 17 cm.

L'inclinaison de la paillasse :

$$= \text{tg}^{-1}\left(\frac{H_0}{L_0}\right) = \text{tg}^{-1}\left(\frac{144}{220}\right) = 33,21^\circ$$

On désigne par :

L_0 (m) : La longueur projeté de la volée.

H_0 (m) : Hauteur de la volée.

L (m) : Longueur de la volée.

H (m) : Hauteur de l'étage.

g (cm) : La largeur de la marche **25 cm** **g 32 cm**.

h (cm) : Hauteur de la contre marche **16 cm** **h 18 cm**.

II.2.3 Pré dimensionnement de l'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle :

- La protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente.
- La protection contre l'infiltration des eaux pluviales.
- L'accrochage du matériel des travaux d'entretien du bâtiment.

Pour notre cas nous avons une terrasse inaccessible :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée ;
- La fissuration est considérée comme préjudiciable ;

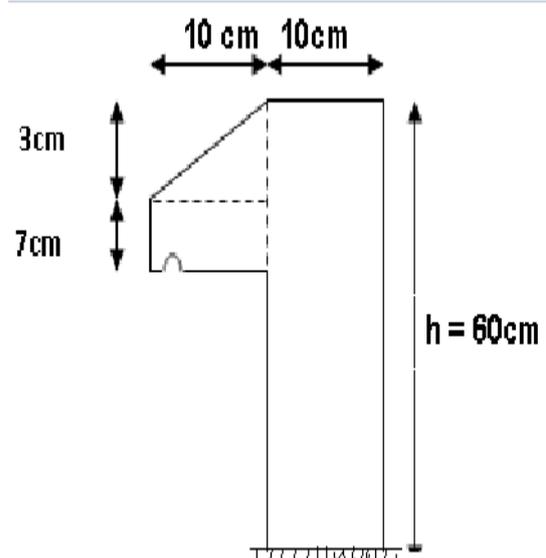


Figure II.12 : dimension de l'acrotère

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire

Calcul de la section de l'acrotère : $H = 60 \text{ cm}$.

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03/2) = 0.0685 \text{ m}^2$$

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

II.3 Pré dimensionnement des éléments porteur

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 toutes les sollicitations suivantes :

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

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

II.3.1 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles sont dites élancées car leur portée L est grande par rapport à leur hauteur h et à leur largeur b . dans les bâtiments elles servent souvent d'intermédiaire entre les planchers et les éléments porteurs verticaux. En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes:

- Critère de la flèche.
- Condition du R.P.A 99.

❖ Poutre principale (pp)

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis.

Critère de la flèche

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h < b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

$$L = 485 - 30 = 455 \text{ cm}$$

$$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 30,33 \leq h \leq 45,5 \text{ cm}$$

On opte pour $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Condition du R.P.A 99 version 2003

$$\left. \begin{array}{l} b = 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 4 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{, On a } b = 30 \text{ cm} \\ \text{, On a } h = 40 \text{ cm} \\ \text{, On a } \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \end{array} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

❖ Poutre secondaire (P.S)

Les poutres secondaires sont disposées parallèlement aux poutrelles.

Critère de la flèche

$$L = 410 - 40 = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24,67 \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

On opte pour $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Condition du R.P.A 99 version 2003

$$\left. \begin{array}{l} b = 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 4 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{, On a } b = 30 \text{ cm} \\ \text{, On a } h = 35 \text{ cm} \\ \text{, On a } \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \end{array} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

❖ Poutre palière

Les poutres palières sont les poutres sur lesquelles les paliers prennent appuis.

Critère de la flèche

$$L = 300 - 40 = 260 \text{ cm}$$

$$\frac{260}{15} h = \frac{260}{10} \Rightarrow 17,33 h = 26 \text{ cm}$$

On opte pour $h=30\text{cm}$ et $b=30 \text{ cm}$

Condition du R.P.A 99 version 2003

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

Donc la section adoptée pour les poutres palière est $(30 \times 30)\text{cm}^2$

II.3.2 Pré dimensionnement des voiles

❖ Voile de contreventement

Les voiles sont des murs de contreventement

Selon le RPA 99 version 2003 : $L \geq 4e$

e : épaisseur du voile

L : la largeur du voile

L'épaisseur du voile doit satisfaire la condition imposée par le RPA99 ver 2003 :

$$e \geq \frac{h_e}{20} \text{ Pour des voiles sans about}$$

$$h_e = 288 - 20 = 268\text{cm} \Rightarrow e \geq \frac{268}{20} = 13,4\text{cm}$$

On opte pour une épaisseur de 15 cm car le RPA exige au minimum une épaisseur de 15cm

$$L \geq 4e = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$$

❖ Voile périphérique

On utilise le voile périphérique lorsque le niveau de base est surélevé par rapport à la plate forme extérieur pour retenir les remblais et pour éviter les poteaux courts

Le voile périphérique travail comme une dalle pleine verticale, sur deux appuis parallèles.

$$e \geq \frac{l_x}{20}$$

$$L_x = h_e - h_p = 288 - 20 = 268 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{268}{20} \Rightarrow e \geq 13.4 \text{ cm}$$

l_x : La petite portée de panneau de la dalle.

h_e : hauteur d'étage.

h_p : hauteur du plancher.

On opte pour une épaisseur de 15 cm.

II.3.3 Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux, en béton armé ils servent souvent d'intermédiaire entre les éléments porteurs horizontaux (poutres) et les fondations. Leur pré-dimensionnement

se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU tout en vérifiant les critères suivant:

- Critère de résistance.
- Critères de stabilité de forme.
- Règlement du RPA 99/ver2003

❖ **Evaluation des charges et surcharges : DTR B.C.2.2**

✚ **Charges revenant au plancher terrasse inaccessible :**

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité(KN/m ²)	Poids(KN/m ²)
Gravillon de Protection	0.04	20	0,80
Etanchéité Multicouche	0.02	6	0,12
Isolation thermique en liège	0.04	4	0,16
Béton en Forme de Pente(0.15%)	0.10	22	2,20
planché à Corps Creux	16+4	/	2,80
Enduit de ciment	0.015	18	0,27
$G_t = 6,35 \text{ KN/m}^2$			
$Q_t = 1 \text{ KN/m}^2$			

✚ **Charges revenant à l'étage courant à corps creux :**

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité(KN/m ²)	Poids(KN/m ²)
revêtement en carrelage.	0.02	20	0,40
mortier de pose.	0.02	20	0,40
lit de sable.	0.02	18	0,36
planché à Corps Creux	16+4	/	2,80
enduit de ciment	0.015	18	0.27
cloison de séparation	0.10	9	0,90
$G_t = 5,13 \text{ KN/m}^2$			
$Q_t = 1.5 \text{ KN/m}^2$			

✚ Charges revenant aux dalles pleines :

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité(KN/m ²)	Poids(KN/m ²)
revêtement en carrelage.	0.02	20	0,40
mortier de pose.	0.02	20	0,40
lit de sable.	0.02	18	0,36
dalle pleine.	0.15	25	3.75
enduit de ciment	0.015	18	0.27
$G_t = 5.18 \text{ KN/m}^2$			
$Q_t = 1.5 \text{ KN/m}^2$			

✚ Charges revenant aux volées d'escalier :

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité(KN/m ²)	Poids(KN/m ²)
poids propre.	0.17 /cos	25	5,07
poids de revêtement horizontal.	0.02	22	0,44
poids de revêtement vertical.	0.02x0,16 /0,28	22	0,25
mortier horizontal.	0.015	20	0,3
mortier vertical.	0.015x0.16/0.28	20	0,17
Enduit ciment	0.015	18	0,27
Poids des marches	0.16/2	22	1,76
$G_t = 8,26 \text{ KN/m}^2$			
$Q_t = 2,5 \text{ KN/m}^2$			

✚ Charges revenant aux paliers :

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité(KN/m ²)	Poids(KN/m ²)
poids propre	0.17	25	4,25
revêtement	0.02	22	0,44
mortier de pose	0.015	20	0,30
enduit ciment	0.015	18	0,27
$G_t = 5,26 \text{ KN/m}^2$			
$Q_t = 2,5 \text{ KN/m}^2$			

✚ Charge de l'acrotère :

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité(KN/m ²)	Poids(KN/m ²)
poids propre.	0.10	25	1,71
enduit de ciment intérieur.	0.015	20	0,15
enduit de ciment extérieur.	0.02	20	0,20
			G_t = 2,06 KN /m²
			Q_t = 1 KN /m²

✚ Charge des murs de façade en double cloisons :

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité(KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
Brique creuse	0,15	9	1,35
L'âme d'aire	0,05	/	/
Brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0,4
Enduit de plâtre intérieur	0,02	10	0,2
			G_t = 2,85 KN/m²

➤ Poids des murs de façade sur les poutres

❖ Cloisons à ouvertures :

$$G=0.75 \times G_{cloison} \times (H_{\text{stage}} - h_{pp})$$

Pour les poutres principales : $G=0.75 \times 2.85 \times (2.88 - 0.4) = 5.30 \text{Kn/m}$

Pour les poutres secondaire : $G=0.75 \times 2.85 \times (2.88 - 0.35) = 5.41 \text{Kn/m}$

❖ Cloisons sans ouvertures :

$$G=G_{cloison} \times (H_{\text{stage}} - h_{pp})$$

Pour les poutres principales : $G=2.85 \times (2.88 - 0.4) = 7.07 \text{Kn/m}$

Pour les poutres secondaire : $G=2.85 \times (2.88 - 0.35) = 7.21 \text{Kn/m}$

➤ On fixera les dimensions des poteaux au préalable, comme suite :

10eme et 9eme étages : poteau (30 × 35) cm²

8eme et 7eme étages : poteau (35x35) cm²

6eme et 5eme étages : poteau (35x40) cm²

4eme et 3eme étages : poteau (40x40) cm²

2eme et 1er étages : poteau (40x45) cm²

RDC et premier entresols : poteau (45x45) cm²

Entresol 2 et 3 : poteau (45 x50) cm²

❖ poids propre des différents sections de poteaux :

$$G = 25 \text{ b h } h_{\text{pot}}$$

Niveaux	Poids volumique u béton	Hauteur d'étage (m)	Surface du poteau (m ²)	Poids du poteau (Kn)
Entre sol 2 et 3	25 Kn/m ²	2,88	0,225	16,2
RDC et premier entre sol	25 Kn/m ²	2,88	0,2025	14,58
2eme et 1er étages	25 Kn/m ²	2,88	0,18	12,96
4eme et 3eme étages	25 Kn/m ²	2,88	0,16	11,52
6eme et 5eme étages	25 Kn/m ²	2,88	0,14	10,08
8eme et 7eme étages	25 Kn/m ²	2,88	0,1225	8,82
10eme et 9eme étages	25 Kn/m ²	2,88	0,105	7,56

❖ Les poteaux les plus sollicités sont :

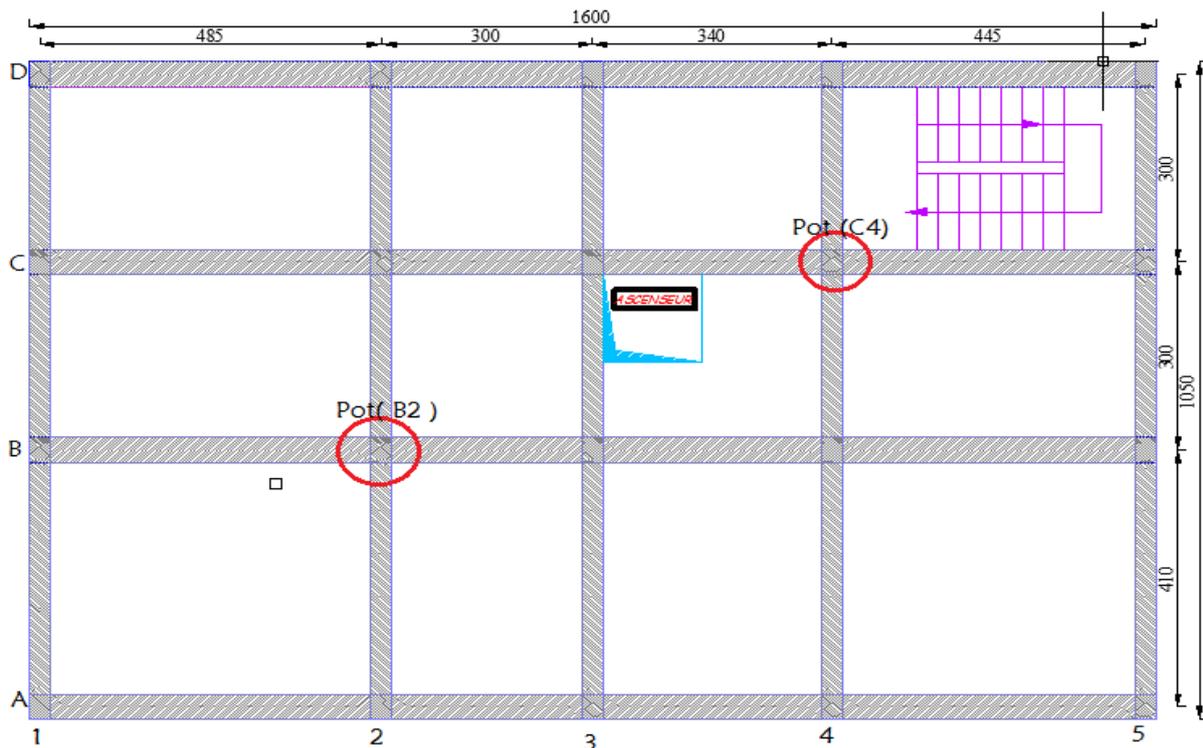


Figure II.13: Vue en plan des poteaux les plus sollicités

❖ Décence de charges

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et Surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau (B2) ou (C4)

La loi de dégression : DTR B.C.2.2

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

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- sous la terrasse : Q_0 .
- sous le premier étage à partir du sommet ($i=1$) : Q_0+Q_1 .
- sous le deuxième étage ($i=2$) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- sous le troisième étage ($i=3$) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- sous le quatrième étage ($i=4$) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.

Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

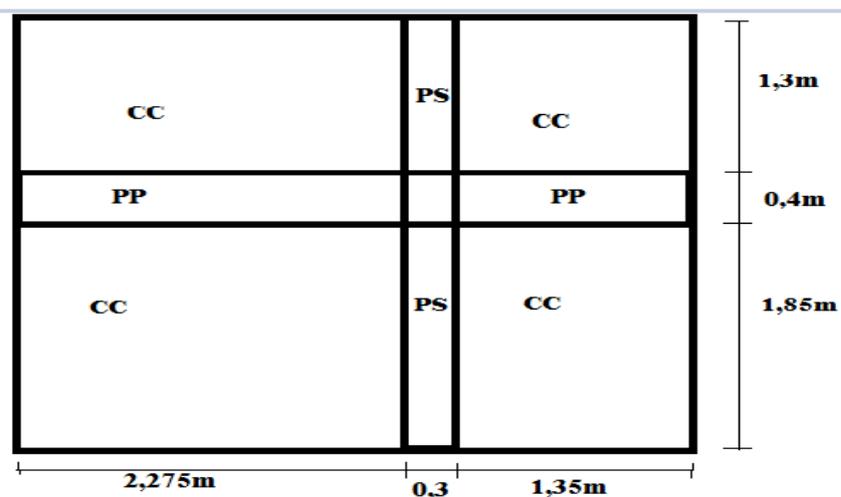
❖ **Calcul de la surface afférente :**✚ **Poteau B2:**

Figure II.14 .Surface afférente du Poteau B2

$$S_{\text{aff}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (2,275 \times 1,85) + (1,35 \times 1,85) + (2,275 \times 1,3) + (1,35 \times 1,3)$$

$$S_{\text{aff}} = 11,42 \text{ m}^2$$

Poids des poutres :

$$PP = (2,275 + 1,35) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 10,875 \text{ KN}$$

$$PS = (1,85 + 1,3) \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = 8,27 \text{ KN}$$

Poids des planchers :

- Plancher terrasse inaccessible : $6,35 \times 11,42 = 72,52 \text{ kN}$

- Plancher étage courant en corps creux : $5.13 \times 11.42 = 58,58 \text{ kN}$
- Plancher étage courant en dalle pleine : $5.18 \times 11.42 = 59.16 \text{ Kn}$
- Poids de l'acrotère : $2.06 \times (2,275+1,35) = 7,47 \text{ kN}$

La dégression des charges d'exploitations est :

Dans notre cas nous avons plus de cinq (5) niveaux, ainsi que nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

Sous la terrasse : $Q_0 = 1 \times 11,42 = 11,42 \text{ Kn/m}^2$

Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : $Q_0 + Q_1 = 11.42 + 1.5 \times 11.42 = 28.55 \text{ Kn/m}^2$

Sous le deuxième étage (i=2) : $11.42 + 0.95 (17.13 + 17.13) = 43.987 \text{ Kn/m}^2$

Sous le troisième étage (i=3) : $11.42 + 0.9 (17.13 \times 3) = 57.67 \text{ Kn/m}^2$

Sous le quatrième étage (i=4) : $11.42 + 0.85 (17.13 \times 4) = 69.66 \text{ Kn/m}^2$

Pour n étage (n = 5) : $Q_5 = 11.42 + \frac{3+5}{2 \times 5} (17.13 \times 5) = 79.94 \text{ Kn/m}^2$

❖ Tableau de la décente de charges :

Niveaux	Élément	G(KN)	Q(KN)
N14	Plancher terrasse inaccessible	72.52	11,42
	Poutre principale (30x40)	10.87	
	Poutre secondaire (30x35)	8.27	
	Poteaux (30x35)	7.56	
Totale		99.22	11.42
N13	N14	99.22	17,13
	Plancher étage courant en CC	58.58	
	Poutre principale (30x40)	10.87	
	Poutre secondaire (30x35)	8.27	
Totale		184.5	28.55
N12	N13	184.5	17.13
	Plancher étage courant en CC	58.58	
	Poutre principale (30x40)	10.87	
	Poutre secondaire (30x35)	8.27	
Totale		271.04	43.967
N11	N12	271.04	17.13
	Plancher étage courant en CC	58.58	
	Poutre principale (30x40)	10.87	

	Poutre secondaire (30x35)	8.27	
	Poteaux (35x35)	8.82	
Totale		357.58	57.67
N10	N11	357.58	
	Plancher étage courant en CC	58.58	
	Poutre principale (30x40)	10.87	17.13
	Poutre secondaire (30x35)	8.27	
	Poteaux (35x40)	10.08	
Totale		445.38	69.66
N09	N10	445.38	
	Plancher étage courant en CC	58.58	
	Poutre principale (30x40)	10.87	17.13
	Poutre secondaire (30x35)	8.27	
	Poteaux (35x40)	10.08	
Totale		533.18	79.94
N08	N09	533.18	
	Plancher étage courant en CC	58.58	
	Poutre principale (30x40)	10.87	17.13
	Poutre secondaire (30x35)	8.27	
	Poteaux (40x40)	11.52	
Totale		622.42	88.5
N07	N08	622.42	
	Plancher étage courant en CC	58.58	
	Poutre principale (30x40)	10.87	17.13
	Poutre secondaire (30x35)	8.27	
	Poteaux (40x40)	11.52	
Totale		711.66	97.07
N06	N07	711.66	
	Plancher étage courant en CC	58.58	
	Poutre principale (30x35)	10.87	17.13
	Poutre secondaire (30x30)	8.27	
	Poteaux (40x45)	2.96	
Totale		792.34	105.63
N05	N06	792.34	
	Plancher étage courant en CC	58.58	
	Poutre principale (30x40)	10.87	17.13

	Poutre secondaire (30x35)	8.27	
	Poteaux (40x45)	12.96	
Totale		883.02	114.2
N04	N05	883.02	
	Plancher étage courant en CC	58.58	
	Poutre principale (30x40)	10.87	17.13
	Poutre secondaire (30x35)	8.27	
	Poteaux (45x45)	14.58	
Totale		975.32	122.76
N03	N04	975.32	
	Plancher étage courant en Dp	59.16	
	Poutre principale (30x40)	10.87	17.13
	Poutre secondaire (30x35)	8.27	
	Poteaux (45x45)	14.58	
Totale		1068.2	131.33
N02	N03	1068.2	
	Plancher étage courant en CC	58.58	
	Poutre principale (30x40)	10.87	17.13
	Poutre secondaire (30x35)	8.27	
	Poteaux (45x50)	16.2	
Totale		1162.12	139.89
N01	N02	1162.12	
	Plancher étage courant en CC	58.58	
	Poutre principale (30x40)	10.87	17.13
	Poutre secondaire (30x35)	8.27	
	Poteaux (45x50)	16.2	
Totale		1256.04	148.46

$$Nu = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 1256.04 + 1.5 \times 148.46$$

$$Nu = 1918.34 \text{ KN}$$

Poteau C4 :

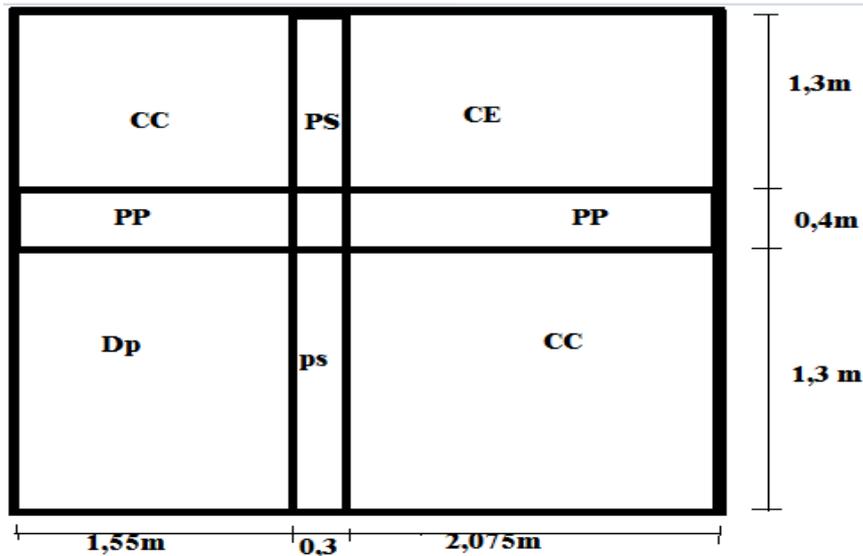


Figure II.15 .Surface afférente du Poteau C4

$$S_{\text{aff}} = (2.075 \times 1.3) \times 2 + (1.55 \times 1.3) \times 2$$

$$S_{\text{aff}} = 9.42 \text{ m}^2$$

Poids des éléments de construction :

Poids total de l'escalier:

$$Q_t = 2.5 (4.7 \times 2.6) = 30.55 \text{ KN}$$

$$G_t = G_p + G_v = 5.26 (1.5 \times 2.6) + 8.26 (1.2 \times 2.2) \times 2 + 5.26 (1.1 \times 2.6)$$

$$G_t = 20.51 + 43.61 + 15.04 = 79.16 \text{ KN}$$

$$P_e = 1.35 G_t + 1.5 Q_t = 1.35 \times 79.16 + 1.5 \times 30.55 = 152.69 \text{ KN}$$

Le poids que le poteau retient de la cage d'escalier est :

$$P = \frac{P_e}{4} = 38.17 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } 6.35 \times [(2.075 \times 1.3) + (1.55 \times 1.3)] + 5.18 \times 1.55 \times 1.3 = 40.36 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant en corps creux : } 5.13 \times 4.71 + 5.18 \times 1.55 \times 1.3 = 34.6 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher en dalle pleine : } 5.18 \times [(2.075 \times 1.3) + (1.55 \times 1.3) \times 2] = 34.84 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'acrotère : } 2.06 \times (2.075 + 1.55) = 7.47 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres principales : } (1.55 + 2.075) \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 10.87 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } (1.3 + 1.3) \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 6.82 \text{ KN}$$

La dégression des charges d'exploitations est :

$$\text{Sous la terrasse : } Q_0 = 1 \times 9.42 = 9.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : } Q_0 + Q_1 = 9.42 + [1.5 \times ((2.075 \times 1.3) + (1.55 \times 1.3) \times 2) + (2.5 \times 2.075 \times 1.3)] = 26.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sous le deuxième étage (i=2) : } 9.42 + 0.95(16.83 + 16.83) = 41.41 \text{ KN/m}^2$$

Sous le troisième étage (i=3) : $9.42+0.9(16.83 \times 3)= 54.86\text{KN/m}^2$

Sous le quatrième étage (i=4) : $9.42+0.85(16.83 \times 4)= 66.64 \text{ KN/m}^2$

Pour n étage (n = 5) : $Q_5 = 9.42 + \frac{3+5}{2 \times 5} (16.83 \times 5)=76.74 \text{ KN/m}^2$

❖ **Tableau de la décente de charges :**

Niveaux	Elément	G(KN)	Q(KN)
N14	Plancher terrasse inaccessible	40.36	9.42
	Poutre principale (30x40)	10.87	
	Poutre secondaire (30x35)	6.82	
	Poteaux (30x35)	7.56	
	Poids de l'escalier	38.17	
Totale		103.78	9.42
N13	N14	103.78	16.83
	Plancher étage courant	34.6	
	Poutre principale (30x40)	10.87	
	Poutre secondaire (30x35)	6.82	
	Poteaux (30x35)	7.56	
Poids de l'escalier	38.17		
Totale		201.8	26.25
N12	N13	201.8	16.83
	Plancher étage courant	34.6	
	Poutre principale (30x40)	10.87	
	Poutre secondaire (30x35)	6.82	
	Poteaux (35x35)	8.82	
Poids de l'escalier	38.17		
Totale		301.08	44.41
N11	N12	301.08	16.83
	Plancher étage courant	34.6	
	Poutre principale (30x40)	10.87	
	Poutre secondaire (30x35)	6.82	
	Poteaux (35x35)	8.82	
Poids de l'escalier	38.17		
Totale		400.36	54.86
N10	N11	400.36	16.83
	Plancher étage courant	34.6	
	Poutre principale (30x40)	10.87	

	Poutre secondaire (30x35)	6.82	
	Poteaux (35x40)	10.08	
	Poids de l'escalier	38.17	
Totale		500.9	66.64
N09	N10	500.9	
	Plancher étage courant	34.6	
	Poutre principale (30x40)	10.87	16.83
	Poutre secondaire (30x35)	6.82	
	Poteaux (35x40)	10.08	
	Poids de l'escalier	38.17	
Totale		601.44	76.74
N08	N09	601.44	
	Plancher étage courant	34.6	
	Poutre principale (30x40)	10.87	16.83
	Poutre secondaire (30x35)	6.82	
	Poteaux (40x40)	11.52	
	Poids de l'escalier	38.17	
Totale		703.42	85.15
N07	N08	703.42	
	Plancher étage courant	34.6	
	Poutre principale (30x40)	10.87	16.83
	Poutre secondaire (30x35)	6.82	
	Poteaux (40x40)	11.52	
	Poids de l'escalier	38.17	
Totale		805.4	93.57
N06	N07	805.4	
	Plancher étage courant	34.6	
	Poutre principale (30x35)	10.87	16.83
	Poutre secondaire (30x30)	6.82	
	Poteaux (40x45)	12.96	
	Poids de l'escalier	38.17	
Totale		908.82	101.98
N05	N06	908.82	
	Plancher étage courant	34.6	
	Poutre principale (30x40)	10.87	16.83
	Poutre secondaire (30x35)	6.82	

	Poteaux (40x45)	12.96	
	Poids de l'escalier	38.17	
Totale		1012.24	110.4
N04	N05	1012.24	
	Plancher étage courant	34.6	
	Poutre principale (30x40)	10.87	16.83
	Poutre secondaire (30x35)	6.82	
	Poteaux (45x45)	14.58	
	Poids de l'escalier	38.17	
Totale		1117.28	118.81
N03	N04	1117.28	
	Plancher étage courant en Dp	34.84	
	Poutre principale (30x40)	10.87	16.83
	Poutre secondaire (30x35)	6.82	
	Poteaux (45x45)	14.58	
	Poids de l'escalier	38.17	
Totale		1222.56	127.23
N02	N03	1222.56	
	Plancher étage courant	34.6	
	Poutre principale (30x40)	10.87	16.83
	Poutre secondaire (30x35)	6.82	
	Poteaux (45x50)	16.2	
	Poids de l'escalier	38.17	
Totale		1329.22	135.64
N01	N02	1329.22	
	Plancher étage courant	34.6	
	Poutre principale (30x40)	10.87	16.83
	Poutre secondaire (30x35)	6.82	
	Poteaux (45x50)	16.2	
	Poids de l'escalier	38.17	
Totale		1435.88	144.06

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 1435.88 + 1.5 \times 144.06$$

$$N_u = 2154.53 \text{ KN}$$

Le poteau le plus sollicité est le poteau B2.

Pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées, l'effort doit être majoré par 10%, D'après le BAEL 91 modifier 99(B.8.1,1).

$$Nu^* = 1.1 \times Nu = 2369.98 \text{ kN}$$

❖ **Vérification à la compression BAEL 91 modifier 99(B.8.4,1).**

Exemple de calcul pour le premier niveau

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \quad \overline{\delta bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$B = \frac{Nu^*}{\overline{\delta bc}} = \frac{2369.98 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.167 \text{ m}^2$$

$$B = 0.45 \times 0.5 = 0.225 \text{ m}^2$$

$$B = 0.225 \text{ m}^2 > B = 0.167 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 10.53 \text{ MPa} < \overline{\delta bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

Les conditions sont vérifiées

Les résultats des vérifications à la compression de tous les niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Nu (Kn)	Section des poteaux (m ²)	B calculé (m ²)	B adopté (m ²)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\delta bc}$ (MPa)
Entresol 3	2369.98	0.45 × 0.5	0.167	0.225	10.53	14.2
Entresol 2	2167.69	0.45 × 0.5	0.153	0.225	9.63	14.2
Entresol 1	1841.301	0.4 × 0.45	0.130	0.202	9.11	14.2
RDC	1855.19	0.4 × 0.45	0.131	0.202	9.18	14.2
1 ^{er} étage	1685.34	0.4 × 0.45	0.119	0.180	9.36	14.2
2 ^{ème} étage	1517.86	0.4 × 0.45	0.107	0.180	8.43	14.2
3 ^{ème} étage	1350.41	0.4 × 0.4	0.095	0.160	8.44	14.2
4 ^{ème} étage	1185.07	0.4 × 0.4	0.083	0.160	7.41	14.2
5 ^{ème} étage	927.05	0.35 × 0.4	0.065	0.140	6.62	14.2
6 ^{ème} étage	853.79	0.35 × 0.4	0.060	0.140	6.09	14.2
7 ^{ème} étage	685.05	0.3 × 0.35	0.048	0.122	5.61	14.2
8 ^{ème} étage	520.38	0.3 × 0.35	0.037	0.122	4.26	14.2
9 ^{ème} étage	342.98	0.3 × 0.35	0.024	0.105	3.27	14.2

10ème étage	169.66	0.3 × 0.35	0.012	0.105	1.61	14.2
Les conditions sont vérifiées pas de risque de compression des poteaux.						

❖ **Vérification au flambement : BAEL 91 modifier 99(B.8.4,1).**

La formule a vérifiée est :

$$N_u \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{ll} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{array} \right. ; \quad l_f = 0.7 \times l_0 ; \quad \lambda = \frac{l_f}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$; I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Avec :

B_r : Section réduit du poteau.

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité de béton (Cas durable).

$\gamma_s = 1,15$: Coefficient de sécurité de l'acier.

η : Coefficient de réduction qui est fonction de l'élanement .

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Hauteur du poteau.

i : C'est le rayon de giration.

Exemple de calcul :

$$l_f = 0.7 \times 2.88 = 2.016 \text{ m}$$

$$B = 0.45 \times 0.5 = 0.225 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.45 \times 0.5^3}{12} = 4.69 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{4.69 \times 10^{-3}}{0.225}} = 0.144 \text{ m}$$

$$= \frac{2.016}{0.144} = 13.97 \Rightarrow 0 \leq \lambda < 50$$

$$= \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{13,97}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$B_r \times \frac{N_u}{\left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \Rightarrow B_r \geq \frac{2381.07 \times 10^{-3}}{0.82 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} \Rightarrow B_r = 0.13 \text{ m}^2$$

$$B_r = (45 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.206 \text{ m}^2 \text{ C'est la section nette du poteau}$$

$$B_r = 0.206 \text{ m}^2 > B_r = 0.13 \text{ m}^2$$

Les résultats des vérifications à la compression de tous les niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	$I(\times 10^{-3})m^4$	Bm^2	i m			B_r calculé m^2	B_r adopté m^2
Entresol 3	4.69	0.225	0.144	13.97	0.824	0.130	0.206
Entresol 2	4.69	0.225	0.144	13.97	0.824	0.122	0.206
Entresol 1	3.42	0.202	0.130	15.52	0.818	0.112	0.180
RDC	3.42	0.202	0.130	15.52	0.818	0.103	0.180
1 ^{er} étage	3.04	0.180	0.129	15.51	0.818	0.094	0.160
2 ^{ème} étage	3.04	0.180	0.129	15.51	0.818	0.085	0.160
3 ^{ème} étage	2.13	0.160	0.115	17.46	0.810	0.075	0.140
4 ^{ème} étage	2.13	0.160	0.115	17.46	0.810	0.066	0.140
5 ^{ème} étage	1.87	0.140	0.115	17.46	0.810	0.057	0.120
6 ^{ème} étage	1.87	0.140	0.115	17.46	0.810	0.048	0.120
7 ^{ème} étage	1.25	0.122	0.101	19.95	0.798	0.038	0.110
8 ^{ème} étage	1.25	0.122	0.101	19.95	0.798	0.029	0.110
9 ^{ème} étage	1.07	0.105	0.101	19.95	0.798	0.020	0.09
10 ^{ème} étage	1.07	0.105	0.101	19.95	0.798	0.010	0.09
Les conditions sont vérifiées, pas de risque de flambement des poteaux.							

❖ Vérifications des conditions de RPA :

Pour la zone IIa

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots 1 \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \dots\dots\dots 3 \end{cases} \quad \text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{dalle}}$$

poteau \ condition	45× 50	45× 45	40× 45	40× 40	35× 40	35× 35	30× 35
1	45 > 25	45 > 25	40 > 25	40 > 25	35 > 25	35 > 25	30 > 25
2	45 > 13.4	45 > 13.4	40 > 13.4	40 > 13.4	35 > 13.4	35 > 13.4	30 > 13.4
3	$\frac{1}{4} < \frac{0.9}{4} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{1}{4} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{0.9}{4} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{1}{4} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{0.9}{4} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{0.1}{4} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{0.9}{4} < 4$
Les conditions de RPA sont vérifiées							

II.4 Conclusion

Le pré dimensionnement se fait en guise d'un avant-projet en répondant aux exigences qui est données par le RPA99/2003, BAEL91, et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter. Ils ont été pré dimensionnés comme suite :

- L'épaisseur de corps creux a été estimée à (16+4) cm
- L'épaisseur des dalles pleins adopté est de :
 - ✓ 17cm : pour les paliers et volées ;
 - ✓ 15cm : pour le plancher à dalle pleine.
 - Les poutres :
 - ✓ Poutres principales : (30*40) cm² ;
 - ✓ Poutres secondaires : (30*35) cm² ;
 - ✓ Poutres palières : (30*30) cm² ;
- Les voiles ont une épaisseur de 15 cm .
- Les poteaux ont été pré dimensionnés à la compression simple selon les règles du BAEL 91 (art. B.8.4), ces poteaux doivent répondre aussi au critère de stabilité de forme exigé par le RPA99/2003. Les dimensions des poteaux ont été alors fixées comme suit :
 - ✓ 10eme et 9eme étages : poteau (30× 35) cm²
 - ✓ 8eme et 7eme étages : poteau (35x35) cm²
 - ✓ 6eme et 5eme étages : poteau (35x40) cm²
 - ✓ 4eme et 3eme étages : poteau (40x40) cm²
 - ✓ 2eme et 1er étages : poteau (40x45) cm²
 - ✓ RDC et premier entresol : poteau (45x45) cm²
 - ✓ Entre sol 2 et 3 : poteau (45 x50) cm²

CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

III.1.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.2.Etude des planchers

III.2.1.Définition

Le plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, on assurant l'isolation phonique et thermique, et il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre + la charge d'exploitation).

III.2.2.Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple, sont des sections en T_e en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

✚ Disposition des poutrelles

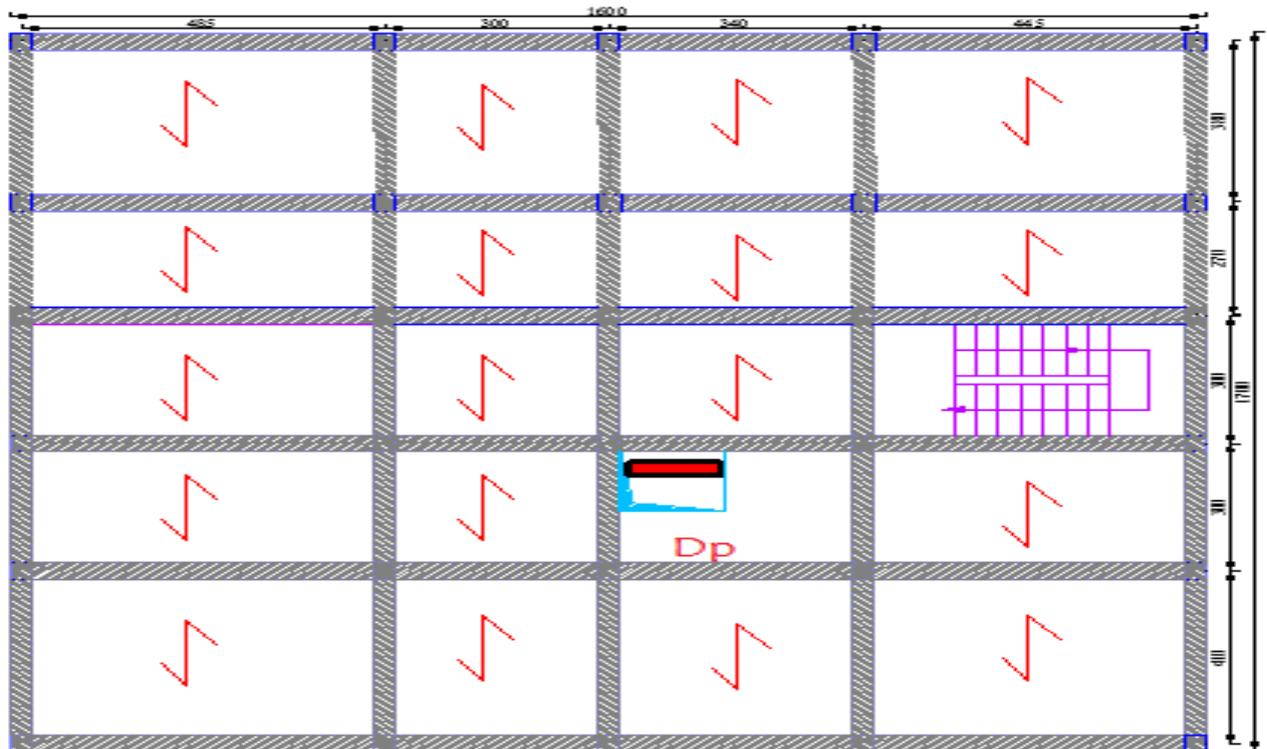


Figure III.1 : Plan de disposition des poutrelles

✚ Méthode de calcul des poutrelles

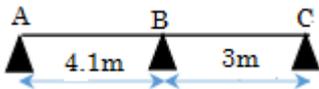
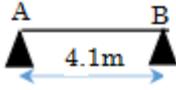
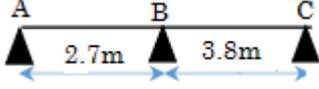
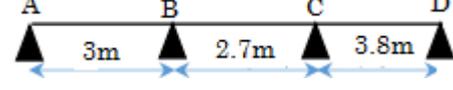
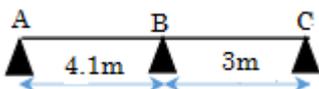
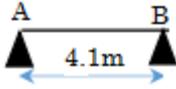
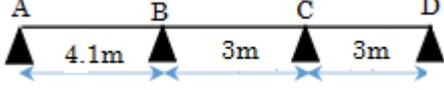
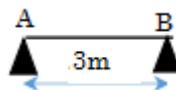
Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues. Les méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles en béton armé sont :

- La méthode forfaitaire (Annexe E.1 de BAEL 91)
- La méthode de CAQUOT (Annexe E.2 de BAEL 91)

Les différents types de poutrelles

Les différents types de poutrelles sont représenté dans le tableau suivant

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Niveau	Types	Schémas statique
Terrasse inaccessible Et Etage courant	1	
	2	
	3	
	4	
	5	
Les entre sol	1	
	2	
	3	
	4	

✚ Calcul des charges revenant aux poutrelles

Tableau III.2. Charges revenant aux poutrelles dans les différents niveaux

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	ELU (KN/ml) $Q_u = (1,35G+1,5Q) \times l_0$	ELS(KN/ml) $Q_s = (G+Q) \times l_0$
Terrasse inaccessible	6.35	1	0.65	6.55	4.78
Etage courant	5.13	1.5	0.65	5.96	4.31

✚ Calcul des sollicitations

➤ Etude de Plancher terrasse inaccessible

❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : BAEL99(B.6.210)

Pour appliquer la méthode forfaitaire il faut que les quatre conditions suivantes soient vérifiées :

1^{ère} condition : Plancher est à surcharge modérée $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$

2^{ème} condition : Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

3^{ème} condition : le moment d'inertie est considéré constant sur toutes les travées.

4^{ème} condition : la fissuration est peut nuisible.

Tableau III.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Niveau	Les Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Méthode adoptée

		qui ne sont pas vérifiées.	
Etage courant(R+10) et terrasse inaccessible	Type (1, 3, 4,5)	2ème condition	Méthode de Caquot minorée
	Type2	/	RDM
Les entre sol	Type (1, 3, 4)	2ème condition	Méthode de Caquot minorée
	Type2	/	RDM

✓ Pour la poutrelle type 1 :

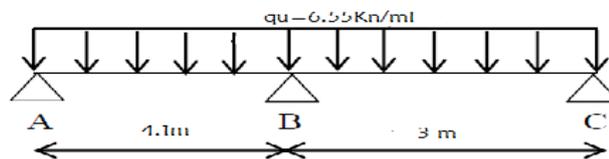


Figure III.2 : schéma statique de la poutrelle

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant non vérifiées pour le type 1 ; donc on utilise la méthode de CAQUOT minorée.

La méthode de CAQUOT : (Annexe E.2 de BAEL 91)

- **Domaine d'application : (BAEL 91 Article B.6.2, 210)**

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

- **Principe de la méthode :**

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

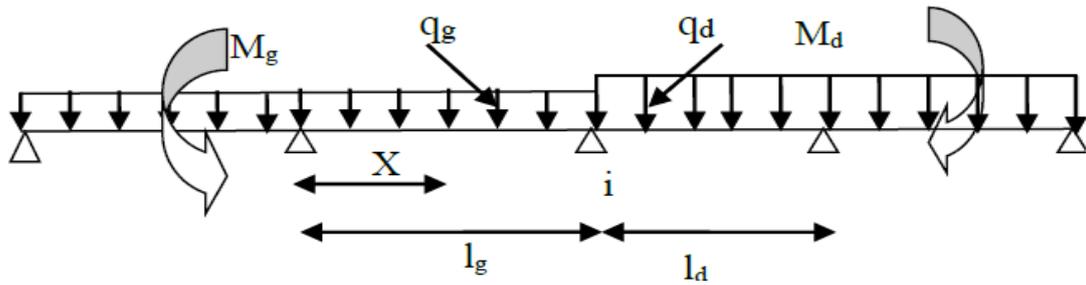


Figure III.3. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

▪ **Moment en appuis :**

$$M_t = \frac{q_g \cdot L'_g{}^3 + q_d \cdot L'_d{}^3}{8,5 \cdot (L'_g + L'_d)}$$

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

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

▪ **Moment en travée :**

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

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

L'abscisse X correspondant au moment maximal s'écrit :

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

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

▪ **L'effort tranchant :**

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

❖ **Application :**

$$G' = 6.35 \times 2/3 = 4.23 \text{ KN / m}^2$$

$$qu' = ((1,35 \times 4.23) + (1,5 \times 1)) \times 0,65 = 4.69 \text{KN/ml.}$$

$$qs' = (4.23+1) \times 0,65 = 3.40 \text{KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

A L'ELU :

$$\text{Travée AB} \quad M_{0u}^{AB} = \frac{q'u \cdot L_{AB}^2}{8} \quad M_{0u}^{AB} = 9.85 \text{Kn. m}$$

$$\text{Travée BC:} \quad M_{0u}^{BC} = \frac{q'u \cdot L_{BC}^2}{8} \quad M_{0u}^{BC} = 5.28 \text{Kn. m}$$

A L'ELS :

$$\text{Travée AB} \quad M_{0s}^{AB} = \frac{q's \cdot L_{AB}^2}{8} \quad M_{0s}^{AB} = 7.14 \text{Kn. m}$$

$$\text{Travée BC:} \quad M_{0s}^{BC} = \frac{q's \cdot L_{BC}^2}{8} \quad M_{0s}^{BC} = 3.82 \text{Kn. m}$$

➤ **Calcul des longueurs fictives**

$$L_{AB'} = L_{AB} = 4.10 \text{ m};$$

$$L_{BC'} = L_{BC} = 3 \text{ m};$$

➤ **Calcul des moments aux appuis**

• **Appuis de rives :**

$M_A = M_C = 0$ Le **BEAL** exige des aciers de fissuration :

$$M_{Au} = M_{cu} = -0,15 M_{0u} = -1.48 \text{KN. m}$$

$$M_{As} = M_{cs} = -0,15 M_{0s} = -1.07 \text{KN. m}$$

• **Appuis intermédiaires:**

$$M_{Bu} = -\frac{q_g \cdot L_g'^3 + q_d \cdot L_d'^3}{8,5 \cdot (L_g' + L_d')} = -7.45 \text{ Kn/m}$$

$$M_{Bs} = \frac{q_g \cdot L_g'^3 + q_d \cdot L_d'^3}{8,5 \cdot (L_g' + L_d')} = -5.41 \text{ Kn/m}$$

➤ Calcul des moments en travées

• Travée (AB)

$$x_0 = 1,77 \text{ m}$$

$$M_{tu}^{AB \max} = \frac{6.55}{2} \frac{1.77}{4.1} (4.1 - 1.77) - 7.45 \left(\frac{1.77}{4.1} \right) = 10.28 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ts}^{AB \max} = \frac{4.78}{2} \frac{1.77}{4.1} (4.1 - 1.77) - 5.41 \left(\frac{1.77}{4.1} \right) = 7.51 \text{ Kn.m}$$

• Travée (BC)

$$x_0 = 1,88 \text{ m}$$

$$M_{tu}^{BC \max} = \frac{6.55}{2} \frac{1.88}{3} (3 - 1.88) + \left(-7.45 \left(1 - \frac{1.88}{3} \right) \right) = 4.11 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ts}^{BC \max} = \frac{4.78}{2} \frac{1.88}{3} (3 - 1.88) + \left(-5.41 \left(1 - \frac{1.88}{3} \right) \right) = 3.01 \text{ Kn.m}$$

➤ Evaluation de l'effort tranchant

• Travée (AB)

$$V_A = \frac{q \cdot l_1}{2} \frac{M_A - M_B}{L_1} = \frac{6.55 \cdot 4.1}{2} \frac{0 - (-7.45)}{4.1} = 11.6 \text{ kn}$$

$$V_B = -\frac{q \cdot l_1}{2} \frac{M_A - M_B}{L_1} = -\frac{6.55 \cdot 4.1}{2} \frac{0 - (-7.45)}{4.1} = -15.23 \text{ kn}$$

• Travée (BC)

$$V_C = \frac{q \cdot l_2}{2} \frac{M_B - M_C}{L_1} = \frac{6.55 \cdot 3}{2} \frac{-7.45 - 0}{3} = 12.31 \text{ kn}$$

$$V_C = -\frac{q \cdot l_2}{2} \frac{M_B - M_C}{L_1} = -\frac{6.55 \cdot 3}{2} \frac{-7.45 - 0}{3} = -7.34 \text{ kn}$$

✓ Pour la poutrelle type 2 :

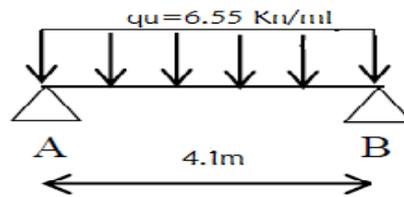


Figure III.4 : schéma statique de la poutrelle

Eton que la poutrelle est isostatique donc on va utiliser la méthode RDM.

➤ **Calcul des moments isostatique :**

A L'ELU :

$$M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 13.76 \text{ KN.m}$$

A L'ELS:

$$M_0^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 10.04 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_{Au} = M_{Bu} = -0,15 M_{0u} = -2.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{As} = M_{Bs} = -0,15 M_{0s} = -1.51 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des Moments en travées :**

A L'ELU :

$$M_{tAB} = M_{0u} = 13.76 \text{ KN.m}$$

A L'ELS:

$$M_{tAB} = M_{0s} = 10.04 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul d'effort tranchant :**

A L'ELU :

$$V_A = \frac{q \times l}{2} = 13.43 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q \times l}{2} = -13.43 \text{ KN}$$

Avec :

Md: moment en appui de droite de la travée considérée.

Mg: moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée

Tableau III.4 : résultants des sollicitations sur les poutrelles de tous les niveaux.

Types	Etats limites						
	ELU				ELS		
	$M_{ap.inter}$ (kn.m)	$M_{travée}$ (kn.m)	M_{rive} (kn.m)	V_{max} (kn)	$M_{ap.inter}$ (kn.m)	$M_{travée}$ (kn.m)	M_{rive} (kn.m)
	Terrasse inaccessible						
1	-7.45	10.28	-1.48	15.23	-5.41	7.51	-1.07
2	/	13.76	-2.06	13.43	/	10.04	-1.51
3	-6.33	8.86	-1.27	14.10	-4.59	6.48	-0.92
4	-6.01	9.00	-1.27	14.02	-4.36	6.58	-0.92
5	-7.02	10.47	-1.48	15.13	-5.09	7.65	-1.07
	Etage courant (R+10)						
1	-7.09	9.23	-1.4	13.96	-5.08	6.69	-1.01
2	/	12.52	-1.88	12.23	/	9.06	-1.36

3	-6.02	7.96	-1.21	12.92	-4.31	5.77	-0.87
4	-5.72	8.09	-1.21	12.84	-4.10	5.86	-0.87
5	-6.68	9.41	-1.4	13.86	-4.79	6.82	-1.01
Etage courant (les entre sol)							
1	-7.09	9.23	-1.4	13.96	-5.08	6.69	-1.01
2	/	12.52	-1.88	12.23	/	9.06	-1.36
3	-6.68	9.41	-1.4	13.86	-4.79	6.82	-1.01
4	/	6.7	-1.00	8.94	/	4.85	-0.73

Ferrailage :

Remarque :

Dans ce qui suit, on fixe l'idée d'opter le même ferrailage pour un niveau donné et ce pour des raisons de contrainte de chantier, donc le calcul se résume uniformément à étudier les cas défavorables parmi les différents types de poutrelle.

Si on analyse le tableau III.1. On voit bien que les types 1 et 2 sont les cas les plus défavorables pour le plancher étage courant et terrasse inaccessible.

- Exemple de calcul pour le plancher terrasse inaccessible :

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

❖ Les sollicitations maximales :

A'ELU:

$$\begin{cases} M_a^R = -2.06 \text{ Kn.m} \\ M_a^I = -7.45 \text{ Kn.m} \\ M_t = 13.76 \text{ Kn.m} \\ V^{max} = 15.23 \text{ Kn} \end{cases}$$

A'ELS:

$$\begin{cases} M_a^R = -1.51 \text{ Kn.m} \\ M_a^I = -5.41 \text{ Kn.m} \\ M_t = 10.04 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b = 55\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $h_t = 20\text{cm}$.

❖ Calcul à l'ELU:

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en **T** soumise à une flexion simple :

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

Avec :

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

- ✓ Si : $M_{TU} > M_U$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \cdot h$)
- ✓ Si : $M_{TU} < M_U$ L'axe neutre passe par la nervur, donc le calcul se fera pour une section en **T**

❖ Armatures longitudinale :

a) Ferrailage en travée :

$$d = h - c \quad d = 20 - 2 = 18$$

$$M_{TU} = 0,55 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right)$$

$$M_{TU} = 0,049 \text{ Mn.m} = 49,98 \text{ Kn.m}$$

$$M_{TU} = 49,98 \text{ Kn.m} \quad M_U = 13,76 \text{ Kn.m} \quad \text{Calcul d'une section rectangulaire } b \cdot h$$

c : c'est l'enrobage des armatures.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad \mu_{bu} = \frac{13,76 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,55 \cdot 0,18^2} \quad \mu_{bu} = \mathbf{0,054} < \mathbf{0,186}$$

Le diagramme passe par le pivot « **A** » et les armatures comprimées sont pas nécessaire ($A' = 0$), et $\varepsilon_s = 10\%$, $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$.

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,054}\right) \rightarrow \alpha = \mathbf{0,069}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad Z = 0,18(1 - 0,4 \cdot 0,069) \quad Z = 0,175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Zf_{st}} \quad A_t = \frac{13,76 \cdot 10^{-3}}{0,175 \cdot 348} \quad A_t = 2,26 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_t^{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad A_t^{min} = \frac{0,23 \cdot 0,55 \cdot 0,18 \cdot 2,1}{400} \quad A_t^{min} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} < A_t^{Calculé} \quad \text{On ferraille avec } A_t^{Calculé}$$

b) Ferrailage en appuis (Partie Supérieure):

▪ Appuis de rive :

$$\text{Nous avons : } M_a^R = -2,06 \text{ Kn.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \cdot h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^R}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} \quad \mu_{bu} = \frac{2,06 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,1 \cdot 0,18^2} \quad \mu_{bu} = 0,046 < 0,186$$

Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A'_s=0$), et $\epsilon_s = 10\%$, $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,046} \right) \rightarrow \alpha = 0,059$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad Z = 0,18(1 - 0,4 \cdot 0,059) \quad Z = 0,175 \text{ m}$$

$$A_a^R = \frac{M_a^R}{Zf_{st}} \quad A_a^R = \frac{2,06 \cdot 10^{-3}}{0,175 \cdot 348} \quad A_a^R = 0,34 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{aR}^{min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad A_{aR}^{min} = \frac{0,23 \cdot 0,1 \cdot 0,18 \cdot 2,1}{400} \quad A_{aR}^{min} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{aR}^{min} < A_{aR}^{Calculé} \quad \text{On ferraille avec } A_{aR}^{Calculé}$$

• Appuis Intermédiaire :

Nous avons : $M_a^I = -7.44 \text{ Kn.m}$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \cdot h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^I}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} \quad \mu_{bu} = \frac{7.44 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.1 \cdot 0.18^2} \quad \mu_{bu} = 0.162 < 0.186$$

Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A'_s=0$), et $\varepsilon_s = 10\%$, $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$.

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.162}\right) \rightarrow \alpha = 0.222$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad Z = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.195) \quad Z = 0.164 \text{ m}$$

$$A_a^I = \frac{M_a^I}{Z f_{st}} \quad A_a^I = \frac{7.44 \cdot 10^{-3}}{0.164 \cdot 348} \quad A_a^I = 1.3 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{al}^{min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad A_{al}^{min} = \frac{0.23 \cdot 0.1 \cdot 0.18 \cdot 2.1}{400} \quad A_{al}^{min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{al}^{min} < A_{al}^{Calculé} \quad \text{On ferraille avec } A_{al}^{Calculé}$$

c) Choix des armatures :

$$A_t = 2.26 \text{ cm}^2 \quad A_t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\text{en travée ;}$$

$$A_a^I = 1.3 \text{ cm}^2 \quad A_a^I = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\text{en appui intermédiaire ;}$$

$$A_a^R = 0.34 \text{ cm}^2 \quad A_a^R = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\text{en appui de rive.}$$

❖ Armatures transversales:

$$l_t \quad \min\left(\phi_l^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}\right) \rightarrow l_t \quad \min\left(10\text{mm}, \frac{200}{35}, \frac{100}{10}\right) = 5.71 \text{ mm} \quad l_t = 6 \text{ mm}$$

On choisit un étrier de ϕ_6

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

➤ Vérifications nécessaires

▪ A'ELU

a) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91 A.5.1, 1)

$$V^{max} = 15,49 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b_0 \cdot d} \quad \tau_u = \frac{15,49 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,18} \quad \tau_u = 0,86 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible, et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) \text{ (BAEL91 A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13 \cdot 25,5 \text{ Mpa}) \quad \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_u = 0,86 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

⇒ Pas de risque de cisaillement

b) L'espacement : (BAEL91 A.5.1, 23)

$$S_{t1} = \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \quad S_{t1} = (16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \quad S_{t1} = 16,2 \text{ cm} \dots\dots\dots 1$$

$$S_{t2} = A_t \frac{0,8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0,3f_{tj}K)}$$

 $K=1$: Flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage ; $\alpha = 90^\circ$: Flexion simple, armatures droites.

$$S_{t2} = A_t \frac{0,8f_e}{b_0(\tau_u - 0,3f_{t28})} \quad S_{t2} = 0,57 \frac{0,8 \cdot 400}{10(0,86 - 0,3 \cdot 2,1)} = 79,3 \text{ cm} \quad S_{t2} = 79,3 \text{ cm} \dots\dots\dots 2$$

$$S_{t3} = \frac{A_t f_e}{0,4 \cdot b_0} \quad S_{t3} = \frac{0,57 \cdot 400 \cdot 10^{-4}}{0,4 \cdot 0,1} = 57 \text{ cm} \quad S_{t3} = 57 \text{ cm} \dots\dots\dots 3$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = 15 \text{ cm}$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales: $S_t = 15 \text{ cm}$

c) Vérification des armatures longitudinales :

Appui de rive :

$$A_{Longitudinale} \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \dots\dots\dots \text{BAEL91 (A.5.1, 312)}$$

$$A_{Long} = 2,36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$3,15 \text{ cm}^2 \frac{1,15}{400} 15,49 \cdot 10^{-3} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{Long} = 3,15 > \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = 0,44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appui intermédiaire :

$$A_{Longitudinale} \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) \dots\dots \text{BAEL91 (A.5.1, 321)}$$

$$A_{Long} = 2,36 + 1,57 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$3,93 \frac{1,15}{400} \left(15,49 \cdot 10^{-3} + \frac{-7,44 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,18} \right) = -0,875 \text{ cm}^2$$

$$A_I = 3,93 > \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = -0,875 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Cisaillement au niveau de la jonction Table-Nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0,9 \cdot d \cdot b \cdot h_0}$$

$$\tau_u = \frac{15,49 \cdot 10^{-3} \left(\frac{0,55-0,1}{2} \right)}{0,9 \cdot 0,18 \cdot 0,55 \cdot 0,04} = 0,98$$

$$\tau_u = 0,98 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la bielle : BAEL91 (A.5.1, 313)

$$\frac{2V_u}{b_0 a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{On a : } V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = \min(0,9d ; \text{largueur de l'appui} - 4 \text{ cm}) \quad a = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_u = 15,49 \text{ Kn} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 108,135 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Ferrailage des poutrelles les plus sollicité

Niveau	Cisaillement (Mpa)	Jonction table- nervure (Mpa)	Bielle (Mpa)	Armatures longitudinales (cm ²)	
				Appuis de rive	Appuis intermédiaire
	$\tau_u = \frac{V^{max}}{b_0 d} \bar{\tau}$ $\bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa}$	$\frac{b_1 v_u}{0,9bdh_0} \bar{\tau}$	$v_u < 0,267ab_0 f_{c28}$	$A_L \frac{\gamma_s V^{max}}{f_e}$	$A_L \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V^{max} + \frac{M_u}{0,9d} \right)$
Terrasse inaccessible	0.86 < 3.33	0.98 < 3.33	15.49 < 108.135	2.86 > 0.44	3.93 > -0.875
Etage courant	0.77 < 3.33	0.88 < 3.33	13.96 < 108.135	2.86 > 0.40	3.93 > -0.857
Les conditions sont vérifiées					

- Ferrailage transversal des poutrelles est $A=0.57 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \varnothing_6 \Rightarrow \text{etrier } \varnothing_6$

Les vérifications à l'ELU sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.6. Vérification des contraintes.

Niveau	Cisaillement (Mpa)	Jonction table- nervure (Mpa)	Bielle (Mpa)	Armatures longitudinales (cm ²)	
				Appuis de rive	Appuis intermédiaire
	$\tau_u = \frac{V^{max}}{b_0 d}$ $\bar{\tau}$ $\bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa}$	$\frac{b_1 v_u}{0,9bdh_0}$ $\bar{\tau}$	v_u $0,267ab_0 f_{c28}$	A_L $\frac{\gamma_s V^{max}}{f_e}$	A_L $\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V^{max} + \frac{M_u}{0,9d} \right)$
Terrasse inaccessible	0.86 < 3.33	0.98 < 3.33	15.49 < 108.135	2.86 > 0.44	3.93 > -0.875
Etage courant	0.77 < 3.33	0.88 < 3.33	13.96 < 108.135	2.86 > 0.40	3.93 > -0.857
Les conditions sont vérifiées					

- à l'ELS :

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible (FPN), donc la vérification n'est pas nécessaire.

- Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \frac{y}{I} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

- a) En travée :

$$M_{ser} = 10.04 \text{ Kn.m}, A_t = 2.36 \text{ cm}^2.$$

- Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} + 15A'(h_0 - d') - 15A(d - h_0) \text{ Avec } A' = 0$$

$$H = \frac{0,55 \cdot 0,04^2}{2} - 15 \cdot 2,36 \cdot 10^{-4} (0,18 - 0,04)$$

$H = -5,56 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3 > 0$ L'axe neutre passe par la nervure ; d'où calcul d'une section en T.

▪ Calcul de y

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [(b - b_0)h_0 + 15(A + A')] y - [(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15(Ad + Ad')] = 0$$

$$\bar{y} = 257,58$$

$$y = 4,21 \text{ cm}$$

▪ Le moment d'inertie I

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)}{3} (y - h_0)^3 + 15A (d - y)^2 + 15A' (d - y)^2$$

$$I = \frac{55 \cdot 4,21^3}{3} - \frac{(55-10)}{3} (4,21 - 4)^3 + 15 \cdot 2,36 (18 - 4,21)^2$$

$$I = 8117,67 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = 10,04 \cdot 10^{-3} \frac{4,21 \times 10^{-2}}{8117,67 \times 10^{-8}} = 5,21 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,21 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) En appui :

➤ Appuis intermédiaire

$$M_{ser} = -5,41 \text{ Kn.m}, A_I = 1,57 \text{ cm}^2.$$

▪ Position de l'axe neutre

$$H = \frac{bh_0^2}{2} + 15A'(h_0 - d') - 15A(d - h_0) \text{ Avec } A' = 0$$

$$H = \frac{0,55 \cdot 0,04^2}{2} - 15 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} (0,18 - 0,04)$$

$H = 1,10 \cdot 10^{-4} m^3 > 0$ L'axe neutre passe par la table de compression ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \cdot h$.

▪ Calcul de y

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

$$y = 217,22$$

$$y = 3,5 \text{ cm}$$

▪ Le moment d'inertie I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = 5737,43 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5,41 \cdot 10^{-3} \frac{3,5 \cdot 10^{-2}}{5737,43 \cdot 10^{-8}} = 3,3 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3,3 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

➤ Appuis de rive

$$M_{ser} = 1,51 \text{ Kn.m}, A_I = 0,79 \text{ cm}^2.$$

▪ Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b h_0^2}{2} + 15 A' (h_0 - d') - 15 A (d - h_0) \text{ Avec } A' = 0$$

$$H = \frac{0,55 \cdot 0,04^2}{2} - 15 \cdot 0,79 \cdot 10^{-4} (0,18 - 0,04)$$

$H = 2,74 \cdot 10^{-4} m^3 > 0$ L'axe neutre passe par la table de compression ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \cdot h$.

▪ Calcul de y

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

$$\bar{\sigma} = 0.0153$$

$$y = 2.57 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A(d - y)^2$$

$$I = 3132.51 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.51 \cdot 10^{-3} \frac{2.57 \cdot 10^{-2}}{3132.51 \cdot 10^{-8}} = 1.24 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.24 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Tableau III.7. Vérification des contraintes dans le béton.

Poutrelle	Position	M_{ser} (Kn. m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b Mpa	$\bar{\sigma}_b$ Mpa	Observation
Plancher inaccessi ble	Travée	10.04	2.36	3.5	8230.77	4.27	15	Vérifiée
	Appui intermédiaire	-5.41	1.57	3.5	5737.43	3.3	15	Vérifiée
	Appui de rive	-1.51	0.79	2.57	3132.51	1.24	15	Vérifiée
Etage courant	Travée	9.06	2.36	3.5	8230.77	3.85	15	Vérifiée
	Appui intermédiaire	-5.08	1.57	3.5	5737.43	3.10	15	Vérifiée
	Appui de rive	-1.36	0.79	2.57	3132.51	1.11	15	Vérifiée

➤ État limite de déformation BAEL91 (B.6.8, 424)

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

➤ Évaluation de la flèche

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{3.6}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0,049 > \frac{1}{22.5} = 0,044$$

Vérifié

$$\frac{20}{410} = 0,049 < \frac{10.04}{10 \cdot 13.76} = 0.073$$

Non vérifié

$$\frac{2.36}{10 \cdot 18} = 0,013 > \frac{3.6}{400} = 0.009073$$

Non vérifié

Les deux dernières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit :

$$f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec :

f_{vg}, f_{ig} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés) .

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

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

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ BAEL(B. 6. 5, 3)} \quad f_{adm} = \frac{410}{500} \quad f_{adm} = 0,82 \text{ cm}$$

- Evaluation des moments en travée : BAEL (B.6.5, 2)

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

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

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

$$q_{jser} = 0,65 \cdot 2,8 \qquad q_{jser} = 1.82 \text{ Kn/m};$$

$$q_{gser} = 0,65 \cdot 6,35 \qquad q_{gser} = 4.13 \text{ Kn/m};$$

$$q_{pser} = 0,65(6,35 + 1) \qquad q_{pser} = 4.78 \text{ Kn/m}.$$

$$M_{gser} = w \frac{q_g \cdot L^2}{8}; M_{jser} = w \frac{q_j \cdot L^2}{8}; M_{pser} = w \frac{q_p \cdot L^2}{8}; \text{ avec } w = \frac{8M_{ts}^{max}}{q_p \cdot L^2} = 1$$

$$M_{jser} = \frac{1,82 \cdot 4,1^2}{8} \qquad M_{jser} = 3.82 \text{ Kn.m}$$

$$M_{gser} = \frac{4,13 \cdot 4,1^2}{8} \qquad M_{gser} = 8.68 \text{ Kn.m}$$

$$M_{pser} = \frac{4,78 \cdot 4,1^2}{8} \qquad M_{pser} = 10.04 \text{ Kn.m}$$

▪ Propriété de la section:

✓ Position de l'axe neutre :

$$y=4.21\text{cm}$$

✓ Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

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

$$y_G = \frac{10 \frac{20^2}{2} + (55-10) \frac{4^2}{2} + 15(2,36 \cdot 18+0)}{10 \cdot 20 + (55-10)4 + 15(2,36+0)} \qquad y_G = 7.21 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{55}{3} \cdot 7.21^3 - \frac{10 \cdot (7.21-20)^3}{3} - \frac{(55-10) \cdot (7.21-4)^3}{3} + 15[2,36(18 - 7.21)^2 + 0]$$

$$I_0 = 17470.83 \text{ cm}^4 \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton).)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \quad \rho = \frac{2,36}{10 \cdot 18} \quad \rho = \mathbf{0,013} \quad \text{Avec} \quad A=2,36 \text{ cm}^2$$

- **Modules de Young instantané et différé**

$E_{ij} = \mathbf{32164,19 \text{ Mpa}}$: Module de déformation longitudinale instantanée ;

$E_{vj} = \mathbf{10721,39 \text{ Mpa}}$: Module de déformation longitudinale différée.

- **Coefficients λ**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton

$$v = \frac{2}{5} i : \text{Coefficient de déformation différée}$$

$$i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} : \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$i = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2+3\frac{0,10}{0,55})0,013} \quad i = \mathbf{3,17} \quad , \quad v = 0,4 \cdot 3,17 \quad v = \mathbf{1,27}$$

- **Calcul des contraintes** $I=8117,67 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{js} = 15 \frac{M_{jser} (d-y)}{I}, \sigma_{gs} = 15 \frac{M_{gser} (d-y)}{I}, \sigma_{ps} = 15 \frac{M_{pser} (d-y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \frac{3,82 \cdot 10^5 (0,18-0,0421)}{8117,67} \quad \sigma_{js} = \mathbf{97,34 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \frac{8,68 \cdot 10^5 (0,18-0,0421)}{8117,67} \quad \sigma_{gs} = \mathbf{221,18 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \frac{10,04 \cdot 10^5 (0,18-0,0421)}{8117,67} \quad \sigma_{ps} = \mathbf{255,83 \text{ Mpa}}$$

- **Calcul des inerties fictives**

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu = 0$ $\mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,013 \cdot 97,34 + 2,1} \quad \mu_j = \mathbf{0,49}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,013 \cdot 221,18 + 2,1} \quad \mu_g = 0,73$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,013 \cdot 255,83 + 2,1} \quad \mu_p = 0,76$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu_j}; I_{f_{ig}} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu_g}; I_{f_{ip}} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu_p}; I_{f_{vg}} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu_g}$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1,1 \cdot 17470,83}{1 + 3,17 \cdot 0,49} \quad I_{f_{ij}} = 7526,69 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1,1 \cdot 17470,83}{1 + 3,17 \cdot 0,73} \quad I_{f_{ig}} = 5798,83 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1,1 \cdot 17470,83}{1 + 3,17 \cdot 0,76} \quad I_{f_{ip}} = 5637,07 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1,1 \cdot 17470,83}{1 + 1,27 \cdot 0,73} \quad I_{f_{vg}} = 9972,45 \text{ cm}^4$$

▪ Evaluation des flèches :

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

$$f_{ji} = \frac{3,82 \cdot 4,1^2 \cdot 10^7}{10 \cdot 32164,19 \cdot 7526,69} \quad f_{ji} = 0,26 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{8,68 \cdot 4,1^2 \cdot 10^7}{10 \cdot 32164,19 \cdot 5798,83} \quad f_{gi} = 0,78 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{10,04 \cdot 4,1^2 \cdot 10^7}{10 \cdot 32164,19 \cdot 5637,07} \quad f_{pi} = 0,93 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{8,68 \cdot 4,1^2 \cdot 10^7}{10 \cdot 10721,39 \cdot 9972,45} \quad f_{gv} = 1,36 \text{ cm}$$

▪ La flèche totale :

$$f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji}$$

$$f = 1,36 + 0,93 - 0,78 - 0,26 \quad f = 1,25 \text{ cm}$$

$$f = 1,25 \text{ cm} > f_{adm} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm}$$

La condition de flèche n'est pas vérifiée.

▪ **Conclusion :**

Pour : $A=2,36 \text{ cm}^2$ nous avons $f = 1.25 \text{ cm} > f_{adm} = 0.82 \text{ cm}$;

On augmente la section d'acier et celle de la poutrelle dans la terrasse inaccessible comme suivant :

$A=3HA12+1HA10=4.18 \text{ cm}^2$; $b=60\text{cm}$ et $b_0=12\text{cm}$

La vérification de l'état limite de déformation dans les différents niveaux est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III.8. Vérification de la flèche

Planchers	Etage courant	Terrasse inaccessible
A cm²	2HA10+1HA12=2.7	3HA12+1HA10=4.18
b cm	60	60
b₀ cm	12	12
q_{jser} Kn/m	2.4	1.82
q_{gser} Kn/m	3.33	4.13
q_{pser} Kn/m	4.31	4.78
M_j^{ser} Kn. m	5.05	3.82
M_g^{ser} Kn. m	7.01	8.67
M_p^{ser} Kn. m	9.05	10.04
I₀ cm⁴	20027	22394
ρ	0.012	0.019

i	3.23	2.09
v	1.29	0.83
σ_{sj} Mpa	112.98	56.22
σ_{sg} Mpa	156.64	127.49
σ_{sp} Mpa	202.44	147.57
μ_j	0.52	0.43
μ_g	0.63	0.69
μ_p	0.7	0.73
$I_{f_{ij}}$ cm ⁴	8163.6	12978
$I_{f_{ig}}$ cm ⁴	7257.7	10070
$I_{f_{ip}}$ cm ⁴	6759	9776.1
$I_{f_{vg}}$ cm ⁴	12143	15606
f_{ij} cm	0.32	0.15
f_{ig} cm	0.5	0.45
f_{ip} cm	0.69	0.53
f_{vg} cm	0.9	0.86
f cm	0.77	0.79
f_{adm} cm	0.82	0.82
Vérification	La flèche est vérifiée	La flèche est vérifiée

➤ **Ferraillage de la dalle de compression :**

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)** la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Elle sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- **20 cm (5p.m)** : Pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;
- **33cm (3p.m)** : Pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise des barres de type rond lisse de nuance $f_e=235$ MPa

L'écartement l entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à :

$$A = \frac{4 \cdot l}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{235} = \mathbf{1.11 \text{ cm}^2/ml}$$

Quant aux armatures parallèles aux nervures autres que les armatures supérieures de ces dernières, elles doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires.

$$A_{\parallel} = \frac{A}{2} = \mathbf{0.55 \text{ cm}^2/ml}$$

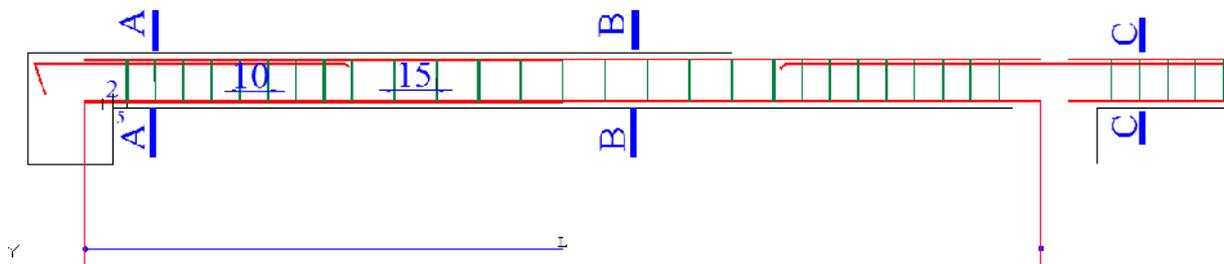
On choisit

$$A = 5\text{HA6} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2/ml} \quad \text{avec} \quad S_t = 20\text{cm}$$

$$A_{\parallel} = 3 \text{ } \emptyset 6 = \mathbf{0.85 \text{ cm}^2/ml} \quad \text{avec} \quad S_t = 33\text{cm}$$

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\emptyset 6$ (150x150) cm^2

🔧 Détails de ferrailage des poutrelles :



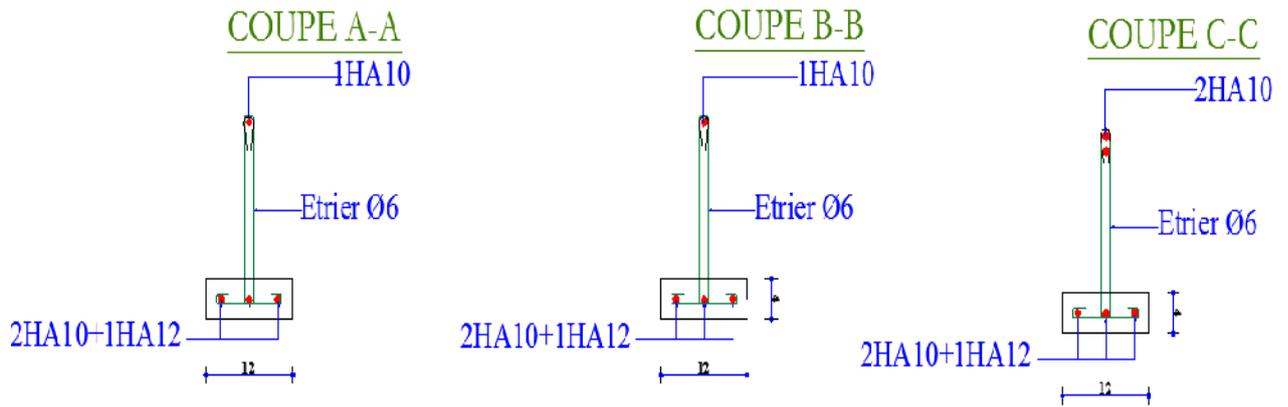


Figure III.5 : Shéma de ferrailage des poutrelles type 1 de l'étage courant

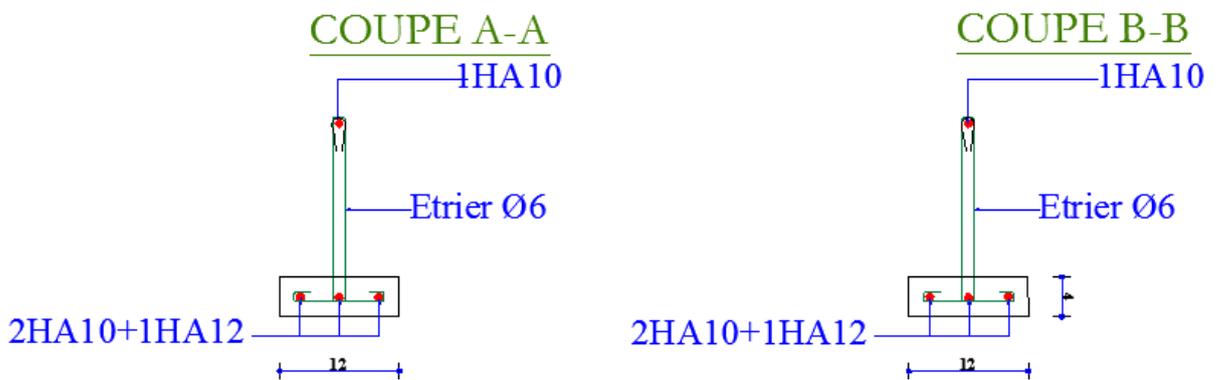


Figure III.6 : Shéma de ferrailage des poutrelles type 2 de l'étage courant

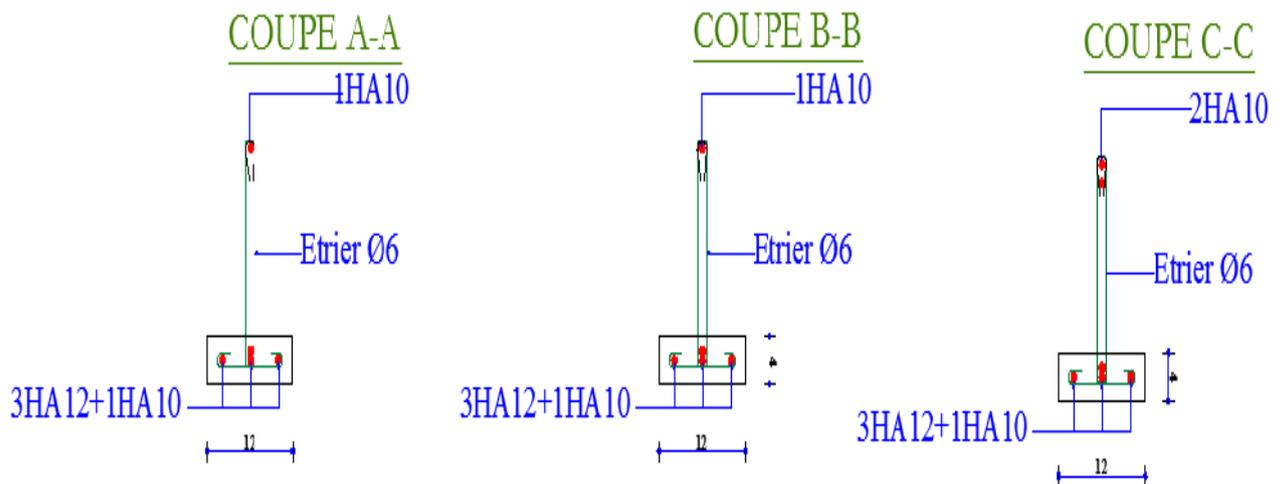


Figure III.7 : Shéma de ferrailage des poutrelles type 1 de la terrasse inaccessible

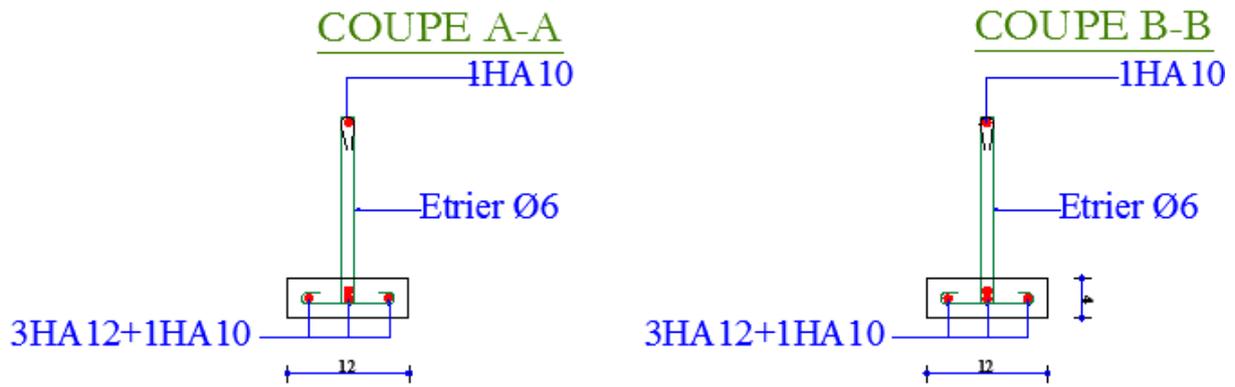


Figure III.8 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 2 de la terrasse inaccessible

✚ Détails de ferrailage de la dalle de compression :

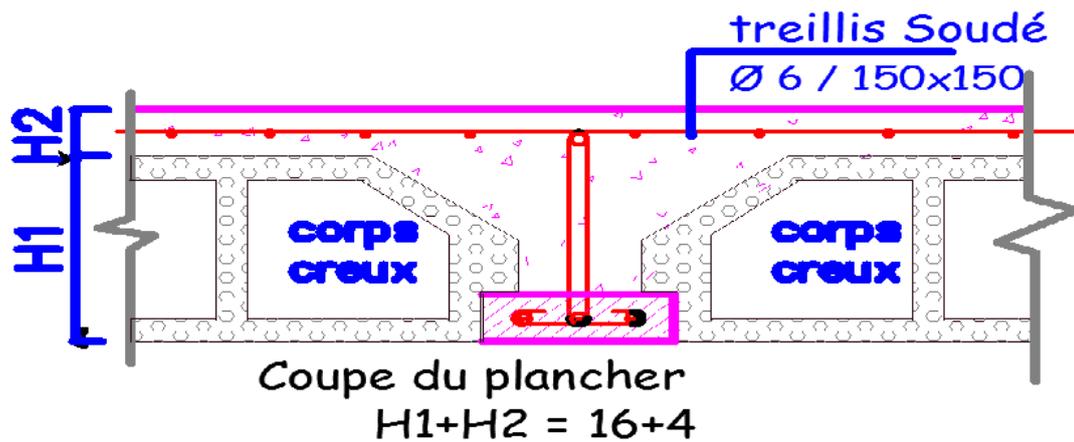


Figure III.9 :coupe du plancher avec schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.3.Etude des dalles pleines :

✚ Dalle sur quatre (04) appuis

$$\begin{cases} L_x = 4.1 - 0.4 = 3.7 \text{ m} \\ L_y = 4.85 - 0.3 = 4.55 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \rho = \frac{3.7}{4.55} \quad \rho = 0.81$$

$\rho = 0.81 > 0.4$ *La dalle travaille dans les deux sens*

$$G=5.18 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q=1.5 \text{ Kn/m}^2$$

➤ **Calcul à l'ELU:**

$$P_u = 1,35G + 1,5Q \quad q_u = 9.24 \frac{\text{Kn}}{\text{m}}$$

$$\mu_x = 0.0550 \quad \text{Annex 2}$$

$$\mu_y = 0.6135 \quad \text{Annex 2}$$

$$M_{0x} = \mu_x L_x^2 q_u = 6.96 \text{Kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 4.27 \text{Kn.m}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_t^x = 0,85 M_{0x} = 5.92 \text{Kn.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_{0y} = 3.63 \text{Kn.m}$$

➤ **Moments en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_{0x} = -3.48 \text{Kn.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 M_{0x} = -2.09 \text{Kn.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_{max} = \frac{P_u L_x}{2} \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 11.89 \text{Kn}$$

➤ **Calcul à l'ELS:**

$$P_s = G + Q \quad q_s = 6.68 \frac{\text{Kn}}{\text{m}}$$

$$\mu_x = 0.0671 \quad \text{Annexe 2}$$

$$\mu_y = 0.7246 \quad \text{Annexe 2}$$

$$M_{0x} = 6.14 \text{Kn.m}$$

$$M_{0y} = 4.45 \text{Kn.m}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_t^x = 5.22 \text{Kn.m}$$

$$M_t^y = 3.78 \text{Kn.m}$$

➤ **Moments en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -3.07 \text{Kn.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -1.33 \text{Kn.m}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bande de **1m (b=1m)**

F.P.N c = 2 cm ce qui donne d=e-c=15-2=13 cm

➤ **Selon Lx:**

▪ **En travée:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.92 \times 10^{-3}}{1 \cdot 0.13^2 \cdot 14.2} = 0,025 < 0,186 \dots \dots \dots \text{pivot A} \quad A' = 0$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,031$$

$$Z = d(1 - 0.4 \quad) = 0,128m$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{Z f_{st}} = \frac{5.92 \times 10^{-3}}{0.128 \cdot 348} = 1.33 \times 10^{-4} m^2 = 1.33 \text{Cm}^2$$

▪ **En appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.48 \times 10^{-3}}{1 \cdot 0.13^2 \cdot 14.2} = 0,014 < 0,186 \dots \dots \dots \text{pivot A} \quad A' = 0$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,018$$

$$Z = d(1 - 0.4 \quad) = 0,129m$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{Z f_{st}} = \frac{3.48 \times 10^{-3}}{0.129 \cdot 348} = 0.77 \times 10^{-4} m^2 = 0.77 \text{Cm}^2$$

➤ Selon Ly

Le ferrailage de la dalle sur quatre appuis selon le sens y est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.9. Ferrailage de la dalle dans le sens y.

	μ_{bu}	A		Z m	A Cm^2
En travée	0,016	0	0,02	0,129	0.84
En appuis	0,014	0	0,018	0,129	0.77

➤ Vérification de la condition de non fragilité

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4$ et $f_e E400$ $\rho_0 = 0.0008$

$$\rho > 0,4 \quad \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b e \\ A_y^{min} = \rho_0 b e \end{cases}$$

$$A_{xmin} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.81) 100 \cdot 15 = 1.31 Cm^2$$

$$A_{ymin} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1,2 Cm^2$$

➤ Vérification des espacements:

$$\begin{cases} S_t = \min(3e; 33) Cm \text{ (sens principale X)} \\ S_t = \min(4e; 45) Cm \text{ (Sens secondaire Y)} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} S_t = \min(45; 33) Cm \quad S_t = 33 \\ S_t = \min(60; 45) Cm \quad S_t = 45 \end{aligned} \Rightarrow S_t = 25 Cm$$

Le ferrailage de la dalle sur quatre appuis est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.10. Ferrailage de la dalle

	En travée				En appuis			
	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	S_t (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	S_t
Sens xx	1.33	1.31	4HA10=3.14	25	0.84	1.31	4HA10=3.14	25
Sens yy	0.41	1.2	4HA10=3.14	25		1.2		

➤ **Vérification des diamètres des barres**

$$= 10 \frac{e}{10} = \frac{150}{10} = 15mm$$

➤ **Verification au cisaillement:**

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b d} = \frac{11.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,091Mpa.$$

$$\tau_{adm} = 0,05 f_{c28} = 1,25 Mpa$$

$$\tau_u^{max} = 0.091 < \tau_{adm}=1.25 Mpa \quad \text{pas de risque de cisaillement}$$

➤ **Vérification a l'ELS :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}=15Mpa$$

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

$$50y^2 + 47.1y - 612.3 = 0 \quad \bar{\quad} = 353.1 \quad y = 3.06cm$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (d' - y)^2] \quad I = 5608.74 Cm^4$$

Le tableau suivant résume les vérifications des contraintes dans le béton

Tableau III.11. Vérification des contraintes dans le béton dans la dalle.

Le sens		M (Kn.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_{adm}(Mpa)$	remarque
x-x	Travée	5.22	3.06	5608.74	2.85	15	Vérifiée
y-y	Travée	3.78	3.06	5608.74	2.06	15	Vérifiée
x-x	Appui	3.07	3.06	5608.74	1.67	15	vérifiée
y-y							

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

La Fissure est peu nuisible aucune vérification à faire

➤ **Vérification de la flèche**

Selon x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \cdot M_x}\right) \rightarrow \frac{0.15}{3.7} \quad \max\left(0.037; \frac{5.22}{20 \cdot 6.14}\right) \rightarrow 0.040 < 0,042 \quad \text{Non vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} \geq \frac{2}{f_e} \cdot \frac{3.14}{100 \cdot 13} \geq \frac{2}{400} \quad 0.0024 < 0,005 \quad \text{Vérifiée} \\ l = 8m \quad l = 3.7m < 8m \quad \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Selon y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20 \cdot M_y}\right) \rightarrow \frac{0.15}{4.55} \quad \max\left(0.037; \frac{3.78}{20 \cdot 4.45}\right) \rightarrow 0.033 < 0,042 \quad \text{Non vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} \geq \frac{2}{f_e} \cdot \frac{3.14}{100 \cdot 13} \geq \frac{2}{400} \quad 0.0024 < 0,005 \quad \text{Vérifiée} \\ l = 8m \quad l = 3.7m < 8m \quad \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées donc sa vérification est nécessaire dans les deux sens.

Les vérifications de la flèche sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.12. Vérification de la flèche de la dalle sur quatre appuis.

Sens	f_{ji}	f_{gi}	f_{pi}	f_{gv}	f f_{adm}	Observation
X-X	0.324	0.447	0.576	1.342	1.14 7.4	Vérifiée
Y-Y	0.136	0.189	0.244	0.567	0.485 8.9	Vérifiée

🔗 **Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis :**

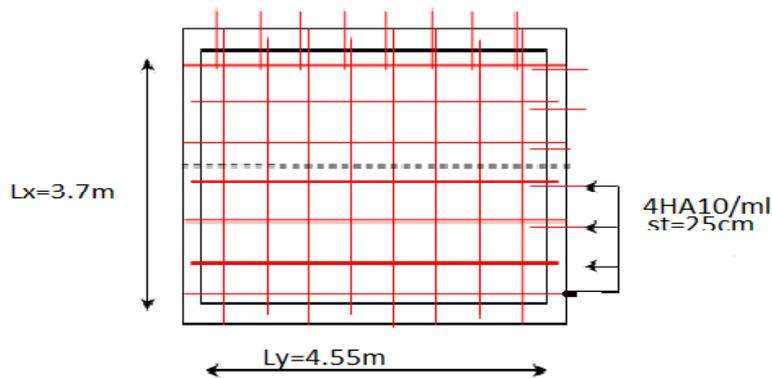
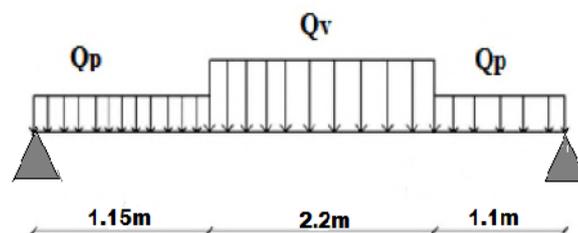


Figure III.10 :Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

III.3.Calcul de l'escalier

L'escalier travaille à la flexion simple



FigureIII.11 :Shéma statique des charges sur l'escalier

🔧 Charges et surcharges :

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_V = 8.26 \text{ Kn/m}^2 \\ Q_V = 2,5 \text{ Kn/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le palier : } \begin{cases} G_P = 5.26 \text{ Kn/m}^2 \\ Q_P = 2,5 \text{ Kn/m}^2 \end{cases}$$

Avec :

G_V : Charge permanente de la volée.

Q_V : Charge d'exploitation de la volée.

G_P : Charge permanente du palier.

Q_P : Charge d'exploitation du palier.

🔧 Calcul du chargement

➤ A l'ELU :

$$\begin{cases} q_V = (1,35G_V + 1,5Q_V) \cdot 1 \\ q_p = (1,35G_p + 1,5Q_p) \cdot 1 \end{cases} \quad \begin{aligned} q_V &= 14,9 \text{ Kn/m}^2 \\ q_p &= 10,85 \text{ Kn/m}^2 \end{aligned}$$

➤ A l'ELS :

$$\begin{cases} q_V = (G_V + Q_V) \cdot 1 \\ q_p = (G_p + Q_p) \cdot 1 \end{cases} \quad \begin{aligned} q_V &= 10,76 \text{ Kn/m}^2 \\ q_p &= 7,76 \text{ Kn/m}^2 \end{aligned}$$

🔗 Calcul des sollicitations

La poutre est isostatique, Pour déterminer les sollicitations on utilise la méthode de résistance des matériaux.

❖ Calcul des réactions d'appuis

➤ A l'ELU :

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B = q^p \cdot 1,15 + q^v \cdot 2,2 + q^p \cdot 1,1$$

$$R_A + R_B = 57,19 \text{ Kn}$$

$$\sum M_A = 0 \quad 4,45 R_B - 10,85 \cdot 1,1 \left(\frac{1,1}{2} + 3,35 \right) - 14,9 \cdot 2,2 \left(\frac{2,2}{2} + 1,15 \right) - 10,85 \cdot \frac{1,15^2}{2} = 0$$

$$R_B = 28,65 \text{ Kn}$$

$$R_A = 28,55 \text{ Kn}$$

➤ A l'ELS :

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B = q^p \cdot 1,15 + q^v \cdot 2,2 + q^p \cdot 1,1$$

$$R_A + R_B = 41,13 \text{ Kn}$$

$$\sum M_A = 0 \quad 4,45 R_B - 7,76 \cdot 1,1 \left(\frac{1,1}{2} + 3,35 \right) - 10,76 \cdot 2,2 \left(\frac{2,2}{2} + 1,15 \right) - 7,76 \cdot \frac{1,15^2}{2} = 0$$

$$R_B = 20,60 \text{ Kn}$$

$$R_A = 20.53 \text{ Kn}$$

❖ Effort tranchant

Trançon I 0 x 1 m

$$T_y(x) = 28.65 - 10.85x$$

$$T_y(0) = 28.65 \text{ Kn}$$

$$T_y(1.1) = 16.71 \text{ Kn}$$

Trançon II 0 x 3.3

$$T_y(x) = 33.101 - 14.9x$$

$$T_y(0) = 33.101 \text{ Kn}$$

$$T_y(3.3) = -16.07 \text{ Kn}$$

$$\Rightarrow T_y(x) = R_B = 28.65 \text{ Kn}$$

❖ Moment fléchissant

Trançon I 0 x 1 m

$$M(x) = 28.65x - 5.42x^2$$

$$M(0) = 0 \text{ Kn.m}$$

$$M(1.1) = 24.95 \text{ Kn.m}$$

Trançon II 0 x 3.3

$$M(x) = -7.45x^2 + 33.101x - 2.45$$

$$M(0) = -2.45 \text{ Kn.m}$$

$$M(3) = 25.65 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \quad 2 \quad (-7.45)x + 33.101 = 0$$

$$x = 2.22 \text{ m}$$

$$M(2.22) = 34.32 \text{ Kn.m}$$

❖ Les sollicitations maximales :

$$\begin{cases} M_{max} = 34,32 \text{ Kn.m} \\ V_{max} = 28,65 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments réels :

L'escalier est semi-encasté dans ses appuis

$$M_t^{max} = 0,75 \cdot 34,32 = 25,74 \text{ Kn.m}$$

$$M_a^{max} = -0,5 \cdot 34,32 = -17,16 \text{ Kn.m}$$

✚ Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une section $b \cdot e$ ($100 \cdot 17$) cm^2 en travée et en appuis dans le sens principale.

❖ Les caractéristiques géométriques de la section :

$$\begin{cases} S = b \cdot h; (b = 100\text{cm}, h = 17\text{cm}) \\ e = 17\text{cm} \\ d = 15\text{cm} \end{cases}$$

❖ En travée :

$$M_t = 25,74 \text{ Kn.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{25,74}{1 \cdot (0,15)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,08 < 186 \quad \dot{A} = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \leftrightarrow \alpha = 0,105$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad Z = 0,144\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} \quad A_t = 5,14 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferrailage de 4HA14=6.16 cm^2

❖ **En appuis :**

$$M_a = 17.16 \text{ Kn.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.16}{1 \cdot (0,15)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,054 < 186 \quad \dot{A} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \leftrightarrow \alpha = 0,07$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad Z = 0.145\text{m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \cdot f_{st}} \quad A_a = 3.4 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferrailage de **4HA12=4.52 cm²**

Les armatures de répartition :.....BAEL91 (Art.8.2.41)

Dans le sens secondaire on met des armatures de répartition et lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés, les armatures de répartition sont aux moins égales à $\frac{A}{4}$ alors :

➤ **En travée :**

$$A_r = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

$$A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant résume le ferrailage de l'escalier

Tableau III.13. Ferrailage de l'escalier.

	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$	$A_r (\text{cm}^2)$	$A_r^{adp} (\text{cm}^2)$	$S_t (\text{cm})$
Travée	5.14	1.81	4HA14=6.16	1.54	4HA8=2.01	25
Appuis	3.4	1.81	4HA12=4.52	1.13	4HA8=2.01	25

❖ **Vérification à l'ELU**

➤ **Espacements des barres :**

▪ **Pour les armatures principales (longitudinales) :**

$$\begin{cases} S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} & \min(3 e; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} & \min(3 e; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En appuis.} \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées on opte pour un $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Pour les armatures de répartition (transversales) :**

$$\begin{cases} S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} & \text{Soit } 25 \text{ cm} & \min(4 e; 45) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} & \text{Soit } 25 \text{ cm} & \min(4 e; 45) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En appuis.} \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées on opte pour un $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,15 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v^{max}}{bd} = \frac{28,65 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,15} = 0,19 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : BAEL (Art A5.1.313).**

▪ **Influence sur le béton :**

$$V_{max} \leq 0,267 \alpha b f_{c28}.$$

$$\text{Avec } \alpha = 0,9 d = 0,135 \Rightarrow 0,267 \cdot 0,135 \cdot 1 \cdot 25 = 0,9 \text{ MN}.$$

$$V_{max} = 28,65 \text{ Kn} < 901,12 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

- Influence sur les armatures longitudinales :

$$A_l = A_{Sup} + A_{Inf} \quad A_l = 6.16 + 4.52 = 10.68 \text{ cm}^2$$

On vérifiée que :

$$A_l = 10.68 \text{ cm}^2 \quad \frac{\gamma_s}{f_e} V_a^{max} = \frac{1.15}{400} 28.65 \cdot 10^{-3} = 0.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

- ❖ Vérification à l'ELS :

- Calcul des sollicitations :

De la même manière on trouve :

$$M_{max} = 24.73 \text{ Kn.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.75 M_{max} & M_t = 18.55 \text{ Kn.m} \\ M_a = -0.5 M_{max} & M_a = -12.36 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

- Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL (Art B.7.3)

Les éléments (escalier) sont à l'abri des intempéries, alors la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à effectuer.

- Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} y \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Avec:

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \end{cases}$$

- En travée :

$$\begin{cases} \frac{100}{2} y^2 + 15 \cdot 6.16 y - 15 \cdot 6.16 \cdot 15 = 0 & y = 4.42 \text{ cm} \\ I = \frac{100}{3} \cdot 4.42^3 + 15 \cdot 6.16 (15 - 4.42)^2 & I = 13221.29 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{18.55 \cdot 10^{-3}}{13221.29 \cdot 10^{-8}} \cdot 4.42 \cdot 10^{-2} = 6.2 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Ok}$$

▪ En appuis :

$$\begin{cases} \frac{100}{2}y^2 + 15 \cdot 4.52 \cdot y - 15 \cdot 4.52 \cdot 15 = 0 & y = 3.88 \text{ cm} \\ I = \frac{100}{3} \cdot 3.88^3 + 15 \cdot 4.52(15 - 3.88)^2 & I = 10330.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.36 \cdot 10^{-3}}{10330.8 \cdot 10^{-8}} \cdot 3.88 \cdot 10^{-2} = \mathbf{4.64 \text{ Mpa}} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 = \mathbf{15 \text{ Mpa}} \dots \dots \text{Ok}$$

➤ Vérification de la flèche : BAEL (B.7.5)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \cdot M_0}\right) \dots \dots \dots 1 \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots 2 \\ L \leq 8m \dots \dots \dots 3 \end{cases}$$

(1) ... $\frac{17}{445} = \mathbf{0.038} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{18.55}{20 \cdot 24.73}\right) = \mathbf{0.037}$ Vérifié.

(2) ... $\frac{6.16}{100 \cdot 15} = \mathbf{0,0041} < \frac{2}{400} = \mathbf{0,005}$ Vérifié.

(3) ... $L = 4.45m < 8m$ Vérifié.

Les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✚ Schéma de ferrailage

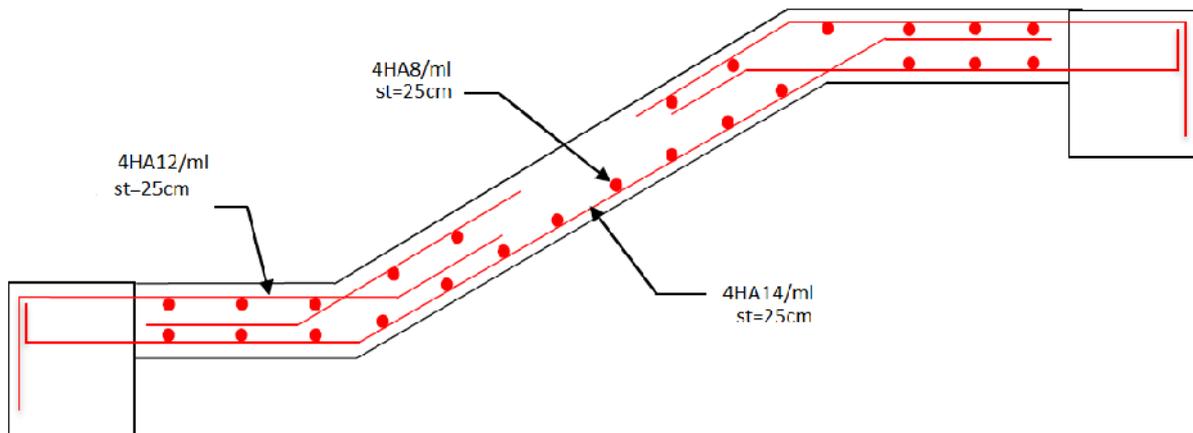


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4. Étude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

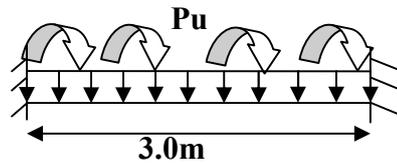


Figure III.13. Schéma statique de la poutre palière.

1. Calcul à la flexion simple

➤ Calcul des sollicitations

g_0 : Poids propre de la poutre.

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$g_1 = [1.35 \times (1.44 - 0.35)] = 1.47 \text{ KN/m}$$

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B (Figure III.12).

$$\text{ELU: } R_B = 28.646 \text{ KN/m}_1$$

$$\text{ELS: } R_B = 20.6 \text{ KN/m}_1$$

$$P_u = 1.35(g_0 + g_1) + R_B$$

$$P_u = 1.35(1.47 + 2.25) + 28.646 = 33.67 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 33.67 \text{ KN/m}$$

$$M_t = 0.85 \frac{P_u \times L^2}{24} = 10.73 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \frac{P_u \times L^2}{12} = -12.63 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 50.5 \text{ KN}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.14. Ferrailage de la poutre palière.

position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
En travée	10.73	0.032	0.041	0.275	1.12	1.01
En appuis	-12.63	0.038	0.048	0.275	1.32	1.01

➤ **Ferraillage**

Exigence du RPA

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5\text{cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 1.51\text{cm}^2$

$$A^t = 1.51\text{cm}^2$$

2. Vérification à l'ELU

-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{50.5 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.60\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.25\text{MPa}$ Condition vérifiée.

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(50.5 \times 10^{-3} + \frac{10.73 \times 10^6}{0.9 \times 280}\right) \times \frac{1.15}{400} = 1.45\text{cm}^2$$

-calcul de l'espacement

$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \longrightarrow St \leq 25.2\text{cm}$ on opte: $St=15\text{cm}$.

3. Calcul de la section des d'armatures longitudinales

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 (Art A.5.4.2 .2.)

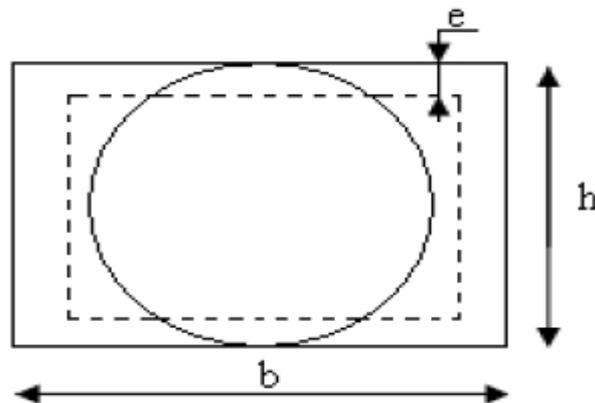


Figure III.14. Section creuse équivalente

$$M_{\text{torsion}} = M_a \frac{1}{2} = 17.16 \frac{3}{2} = 25.74 \text{Kn.m}$$

-U : périmètre de la section.

-.Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

-e : épaisseur de la paroi.

-A_l : section d'acier.

$$-e = \emptyset / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.54 \text{ cm}^2$$

4. Choix des armatures

• En travée

$$A^t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 1.51 + \frac{5.92}{2} = 4.47 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

• En appui

$$A^a = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} = 1.51 + \frac{5.92}{2} = 4.47 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit } 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

5. Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{\text{flexion}}^2 + \tau_{\text{torsion}}^2}$ contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

On a $V_{\text{max}} = 50.5 \text{KN}$ [BAEL91 Art A.5.421].

$$\tau_{\text{flexion}} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{50.5 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{25.74 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 4.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 4.1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28} / \gamma; 4 \text{ MPa}) = 2.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

On doit augmenter la section de la poutre palière.

On redimensionne la poutre palière Pour une section de 35*40.

Dont :

$$\text{ELU: } R_B = 28.646 \text{KN/m}_1$$

$$\text{ELS: } R_B = 20.6 \text{KN/m}_1$$

$$P_u = 35.35 \text{ KN/m}$$

$$M_t = 0.85 \frac{P_u \times L^2}{24} = 11.27 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \frac{P_u \times L^2}{12} = -13.26 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 53.02 \text{ KN}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.15. Ferrailage de la poutre palière.

position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	11.27	0.016	0.02	0.377	0.85	1.01
En appuis	-13.26	0.023	0.047	0.377	1.01	1.01

➤ **Ferrailage Exigence du RPA**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 7 \text{ cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 1.51 \text{ cm}^2$

$$A^t = 1.51 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU

-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{53.02 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.4 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(53.02 \times 10^{-3} + \frac{11.27 \times 10^6}{0.9 \times 280}\right) \times \frac{1.15}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

-calcul de l'espacement

$St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \longrightarrow St \leq 34.2 \text{ cm}$ on opte: $St = 20 \text{ cm}$.

Calcul de la section des d'armatures longitudinales

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. (Art A.5.4.2 .2.)

-U : périmètre de la section.

- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

-e : épaisseur de la paroi.

- A_I : section d'acier.

$$-e = \emptyset / 6 = h/6 = 6.67 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.094 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.23 \text{ m}^2$$

$$A_I = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.84 \text{ cm}^2$$

. Choix des armatures

• En travée

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 1.51 + \frac{4.84}{2} = 3.93 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

• En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 1.51 + \frac{4.84}{2} = 3.93 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit } 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

7. Calcul des armatures transversales

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ Flexion simple

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.20}{400} = 0.7 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 0.20 \times (0.4 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } \tau_v = \frac{vu}{b \times h} = \frac{53.02 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.4} = 0.37 \text{ Mpa}$$

✓ Torsion

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 35 = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times s_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{10.73 \times 10^{-6} \times 0.2}{2 \times 94000 \times 400} = 0.28 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 2.1 + 0.28 = 2.38 \text{ cm}^2$ soit $4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$; donc un cadre et un étrier.

Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}$ contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

On a $V_{max} = 53.02 \text{KN}$ [BAEL91 Art A.5.421].

$$\tau_{flexion} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{53.02 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.4 \text{MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{25.74 \times 10^{-3}}{0.094 \times 2 \times 0.0667} = 2.05 \text{MPa}$$

$\tau_u = 2.08 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28} / 1.5; 5 \text{Mpa}) = 2.5 \text{Mpa}$ Condition vérifiée

Calcul des armatures transversales

Soit $St = 20 \text{cm}$.

✓ Flexion simple

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.2}{400} = 0.7 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.2 \times (0.38 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.047 \text{cm}^2$$

Avec: $\tau_v = \frac{vu}{b \times h} = \frac{53.02 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.4} = 0.38 \text{Mpa}$

✓ Torsion

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 35 = 2.1 \text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times s_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{25.74 \times 10^{-6} \times 0.2}{2 \times 94000 \times 400} = 0.68 \text{cm}^2$$

D'ou $A_t = 2.1 + 0.68 = 2.78 \text{cm}^2$ soit $4HA10 = 3.14 \text{cm}^2$; donc un cadre et un étrier.

Vérification à l'ELS

Tableau III.16. Vérification des contraintes

➤ Vérification de l'état limite de compression de béton

$$ps = (g_0 + g) + R_{Bs} = 33.52 \text{ KN/m} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t = 0.85 \frac{Ps \times L^2}{24} = 10.68 \text{KN.m} \\ M_a = -0.5 \frac{Ps \times L^2}{12} = -12.57 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Les vérifications de l'état limite de compression de béton sont résumées dans le tableau suivant

État limite de déformation

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{300} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.13 > \frac{M_{lx}}{10 \times M_{lx}} \Rightarrow 0.13 > \frac{10.68}{10 \times 12.57} = 0.085$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Schéma de ferrailage de la poutre palière**

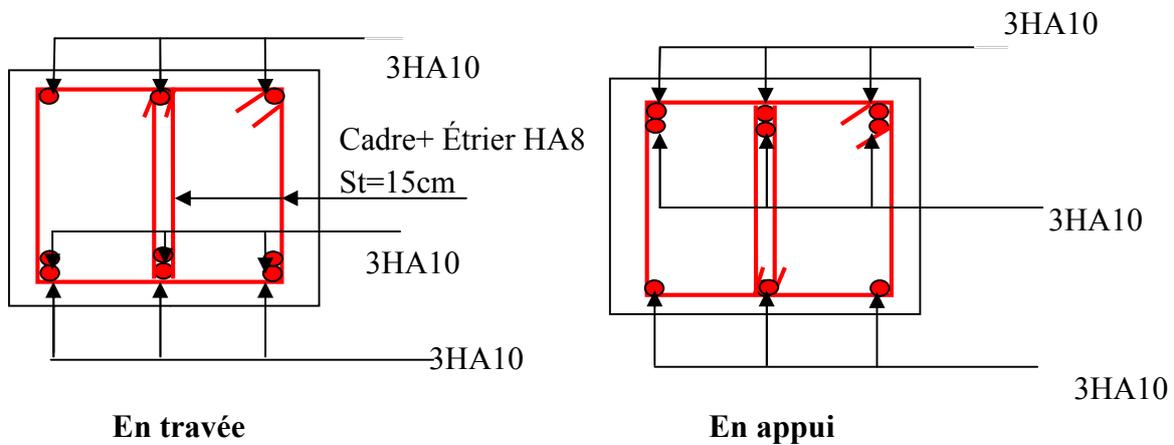


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.22).

NB : Le calcul se fera pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale à 1,20 m, pour les autres on adoptera le même ferrailage.

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
En travée	10.68	17.16	47527.12	3.86	15	Vérifiée
En appui	-12.57	17.16	47527.12	4.54	15	Vérifiée

5.1 Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

5.2 Evaluation des charges et surcharges

❖ poids propre :

$$G_0 = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0,0068 = 1.7125 \text{ KN}$$

$$G^{rev} = 18 \times 0,03 = 0,54 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 1.7125 \text{ KN}$

❖ charge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN}$$

❖ Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$A = 0,15$ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;
 Avec $\left\{ \begin{array}{l} C_p = 0,8 \text{ facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 1.7125 \text{ KN poids propre de l'acrotère.} \end{array} \right.$

$$\text{Donc, } F_p = 0.82 \text{ KN}$$

➤ Calcul des sollicitations

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.71 = 0.82 \text{ KN}$$

$$\text{Donc, } F_p = 0.82 \text{ KN}$$

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.33 \text{ m} \quad X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.06 \text{ m}$$

1. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 2.06 \text{ KN}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$N_{F_p} = 0 \text{ KN}$$

$$M_G = 0KN.m$$

$$M_Q = Q \times h = 1.5 \times 0.6 = 0.9KN.m$$

$$M_F = F_p \times Y_g = 0.97 \times 0.33 = 0.32KN.m$$

Le calcul se fait en flexion composée de bonde de 1m.

Tableau III.17. Les sollicitations du calcul.

2. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 2.78KN$$

$$M_u = 1.35KN.m$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.35}{278} = 0.49m$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m$$

$e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul.

Avec: $e = e_1 + e_2 + e_a$

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.06	2.78	3.41
M (KN.m)	1.22	1.35	1.5

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : l'excentricité structurale.

e_2 : Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2cm$$

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

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \dots \dots \dots$ **(RPA. Art. A.4.3.5)**

φ : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ($\varphi=2$).

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes ; au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

L_f : Longueur de flambement ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m$.

h_0 : Hauteur de la section égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,10} = 0.0086 \text{ m}$$

D'où $e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.49 + 0.0086 = 0.52m$

3. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 2.78KN$$

$$M_u = N_u \times e = 2.78 \times 0.52 = 1.45KN.m$$

$h=10cm$; $d=7cm$; $b=100cm$.

Selon le BAEL 91:

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.5KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = 0.021$$

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

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.026$$

$$\text{D'où : } z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.069cm$$

$$A = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 0.62cm^2$$

Ainsi, la section à la flexion composée sera : $A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.54cm^2$

4. Vérification à l'ELU

-Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,07 \times \frac{2,1}{400} = 0.845cm^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte pour 4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/ml.$$

- Armatures de répartition

$$A_r = A_s/4 = 2,01/4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2/ml.$$

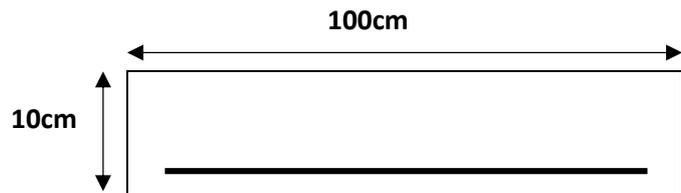


Figure III.16. Section à ferrailer.

- **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/3 = 33.33\text{cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30\text{cm}$.

- **Vérification au cisaillement.**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 0.82 + 1.5 = 3.14 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0.021 \text{ Mpa}$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum \mu_i)}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 10048 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.39 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa. } \psi = 1.5 \text{ Pour les HA.}$$

$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

G. Vérification à l'ELS

$$d=0.07\text{m}; N_{ser}=2.06\text{KN}; M_{ser}=1.5\text{KN.m}$$

-Vérification des contraintes

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

-Position de l'axe neutre

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{1.5}{2.06} + \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.75\text{m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur de la section } \rightarrow c = 0.07 - 0.75 = -0.68\text{m}$$

$$c = -0.68\text{m} ; y = y_c + c$$

Calcul de y_c :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots(*)$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d-c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.68)^2 + \frac{(0.07 + 0.68) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -1.37 m^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d-c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.68)^3 - (0.07 + 0.68)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.61 m^2$$

On remplaçant q et p dans (*), sa résolution donne :

Soit :

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = -8.84 \times 10^{-3} < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq yc \leq h-C \Leftrightarrow 0.68 \leq yc \leq 0.78$$

$$\left\{ \begin{array}{l} yc1 = a \cos\left(\frac{\psi}{3}\right) = 0,73 \\ yc2 = a \cos\left(\frac{\psi}{3} + 120^\circ\right) = -1.34 \\ yc3 = a \cos\left(\frac{\psi}{3} + 240^\circ\right) = 0,61 \end{array} \right.$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} a = 2\sqrt{-p/3} = 1.35 \\ \psi = \cos^{-1}\left(\frac{3q\sqrt{-3}}{2p}\right) = 171.23^\circ \end{array} \right.$$

Donc, on prend $yc = 0,73 \Rightarrow y = 0,05 m$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d-y) = 1,24 \times 10^{-3}$$

$$D'où \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,06 \times 10^{-3}}{1,24 \times 10^{-3}} = 1.66 Mpa < 15 Mpa \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

5. Schéma de ferrailage

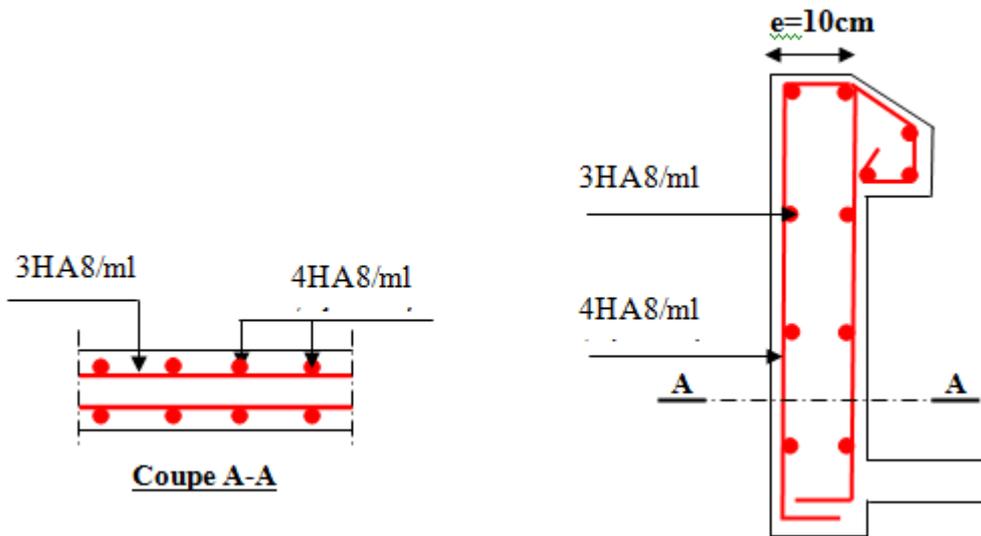


Figure III.17: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

3. Etude de l'ascenseur

3.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

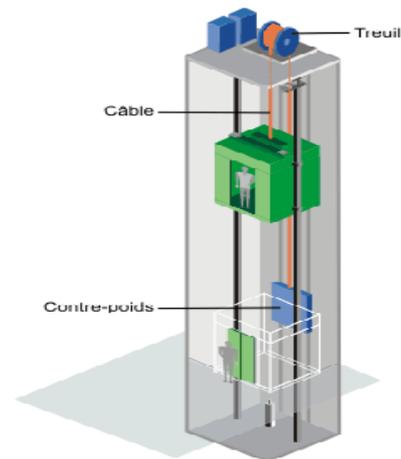
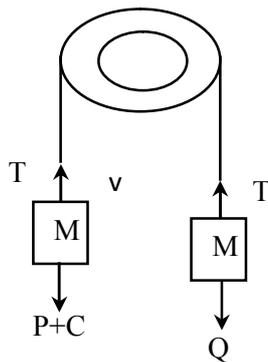


Figure III.18. Schéma statique et concept d'ascenseur

3.2. Les caractéristiques

- $V = 0,63 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- $F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- $B_s \times T_s = 1.40 \times 1.40 \text{ m}^2$ dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

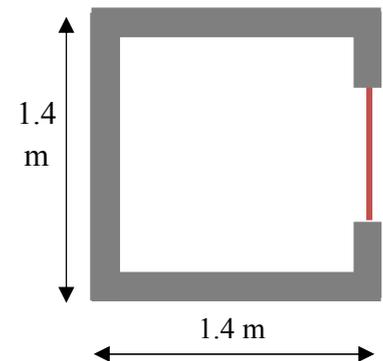


Figure III.19. Coupe transversale d'ascenseur

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 5 = 15 + 5 + 43 = 63 \text{ KN}$$

3.3. Dalle de salle machine (locale).

- h_0 : épaisseur de la dalle
- h : épaisseur de revêtement
- a_0 et U sont à l_x
- b_0 et V sont à l_y

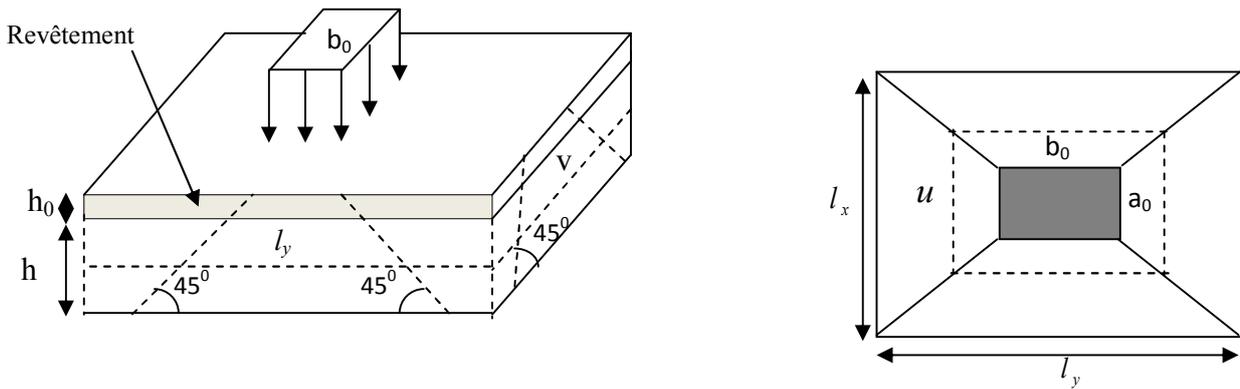


Figure III.20. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0,75$ le revêtement est moins résistant ;

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 \cdot 0,15 \cdot 5 = 102,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + 2 \cdot 0,15 \cdot 5 = 102,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

❖ **M_1^x et M_1^y Du système de levage :**

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + \nu \cdot M_2) \cdot q \cdot (U \cdot V) \\ M_1^y = (M_2 + \nu \cdot M_1) \cdot q \cdot (U \cdot V) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction de U/l_x , V/l_y et ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 ; U/l_x = 102,5/140 = 0,73 ; V/l_y = 102,5/140 = 0,73$$

Soit $M_1 = M_2 = 0,053$

Avec $\nu = 0$ à l'ELU et $\nu = 0,2$ à l'ELS

$$q_u = 1,35 P = 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,053 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^x = 4,73 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,053 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^y = 4,73 \text{ KN.m}$$

❖ **M_2^x et M_2^y dû aux poids propre de la dalle :**

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x/l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

L'épaisseur de la dalle :

$$e = \frac{l_x}{20} = 0.07m \text{ On opte pour un } e=15\text{cm}$$

Le poids propre de la dalle : $G_1 = 25 \cdot 0.15 = 3.75 \text{Kn/m}^2$

Le poids du revêtement : $G_2 = 20 \cdot 0.04 = 0.8 \text{Kn/m}^2$

$$G = G_1 + G_2 = 4.55 \text{Kn/m}^2$$

$$G = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1.96} = 25.5 \text{Kn/m}^2$$

$$G = G + G^{**} = 30.05 \text{Kn/m}^2$$

$$Q = 1 \text{Kn/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 30.35 + 1.5 \times 1 = 42.07 \text{KN/ml}$$

$$M_2^x = 0.0368 \times 42.07 \times 1.4^2 = 3.03$$

$$M_2^y = M_2^x = 3.03 \text{KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 4.73 + 3.03 = 7.76 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 4.73 + 3.03 = 7.76 \text{KN.m}$$

➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.85 M_x = 6.59 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0.3 M_x = -2.33 \text{KN.m}$$

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)
Travée	6.59	0,032	0,04	0,118	1,6	1,2	4HA10 = 3,14
Appui	2.33	0,011	0,014	0,119	0.56	1,2	3HA10 = 2,36

Tableau III.22.Ferrailage de la dalle D'ascenseur

➤ Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec U_c Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (102,5 + 102,5) = 410 \text{ cm}$$

$$85,05 \leq \frac{0,045 \times 4,10 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$85,05 \leq 461,25$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T_U = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{85,05}{3 \times 1,02} = 28,917 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{28,917 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0,053 + 0,2 \times 0,053) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \\ M_1^y = (0,076 + 0,2 \times 0,053) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \end{cases}$$

$$M_1^x = 4.17$$

$$M_1^y = 4.17$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4.55 + 1 = 5,55 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0441 \times 5,55 \times 1,4^2 = 0.48$$

$$M_2^y = M_2^x = 0.48$$

La Superposition des Moments:

$$M_x = M_y = M_1^x + M_2^x = 4.17 + 0,48 = 4.65 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0.3 M_x = -1.39 \text{ KN.m}$$

Tableau III.23. Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	σ_{bc} $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	3.95	3,14	2,92	4713,12	3,59 < 15	167,03 < 201,63	Vérifiée
Appui	1.39	2,36	2,72	4713,12	2,58 < 15	103,49 < 201,63	Vérifiée

➤ Schémas de ferrailage

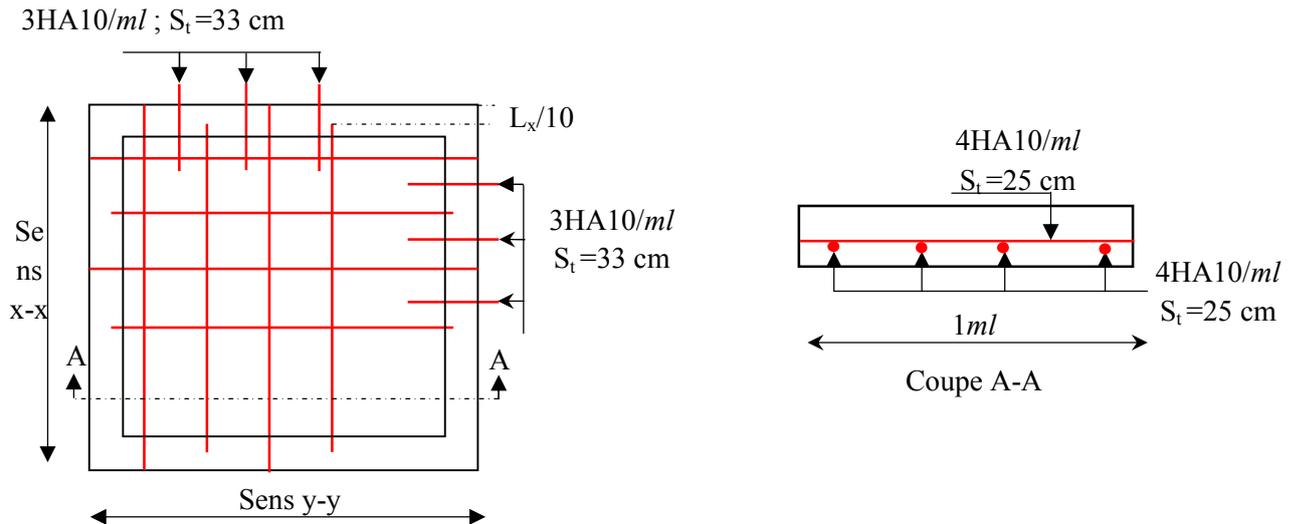


Figure III.21. Schéma de ferrailage du local machine

3.4. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (140×140 et $h=15$ cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement : $G_1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{1,8 \times 1,8} = 15,43 \text{ KN/m}^2$.
- $G^{\text{total}} = G_1 + G_2 = 20,18 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1,35 \times G^{\text{total}} = 27,243 \text{ KN/m}^2$$

$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0368 ; \mu_y = 1$$

➤ Calcul des moments à l'ELU

$$M_x = 0,0368 \times 27,243 \times 1,8^2$$

$$M_y = M_x = 3,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 2,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -1,30 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.24. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)
Travée	2,76	0,013	0,016	0,119	0,67	1,2	3HA10 = 2,36
Appui	- 1,30	0,006	0,008	0,120	0,31	1,2	3HA10 = 2,36

➤ Calcul à l'ELS

$$P_s = 20,18 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0441 \times 20,18 \times 1,4^2$$

$$M_y = M_x = 1.744 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 1,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -0.872 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.25. Vérification des contraintes

Position	M_x (KN.m)	A_s cm^2	y (cm)	I cm^4	σ_{bc} $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	σ_{st} $\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Observation
Travée	2,45	2,36	2,58	3713,72	1,70 < 15	93,22 < 201,63	Vérifiée
Appui	- 1,152	2,36	2,58	3713,72	0,8 < 15	43,83 < 201,63	Vérifiée

➤ La flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x} \right) l_x \quad e = 15 \text{ cm} > 7,67 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t \frac{2bd_x}{f_e} \quad A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schémas de ferrailage

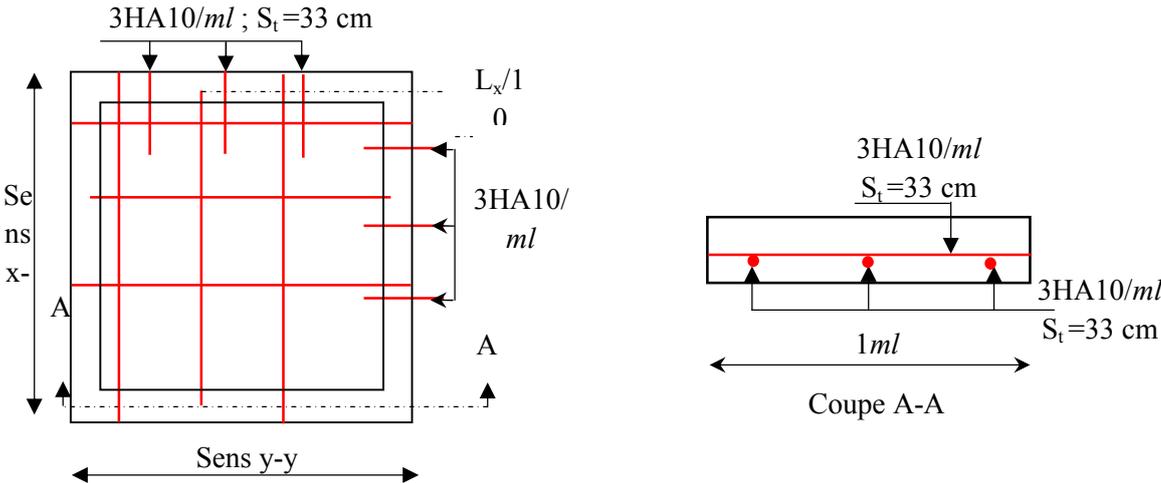


Figure III.22. Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Ce chapitre traite l'étude sismique du bâtiment en respectant la réglementation en vigueur (RPA 99/version 2003), étant donnée que le bâtiment est implanté à Bejaia, zone(IIa) de moyenne sismicité.

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique qui agissent sur la structure pendant un séisme constitue une étape majeure du génie parasismique. En connaissant l'intensité et la variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Le bâtiment étudié ayant été jugé irrégulier, une modélisation sur un logiciel de calcul par éléments finis a été effectuée pour évaluer les effets de l'action sismique sur le bâtiment.

IV.2. Logiciel utilisé

La modélisation été faite par le logiciel SAP2000version 19.0.0, ce dernier est un programme structurel autonome basé sur des éléments finis pour l'analyse et la conception des structures civiles. Il offre une interface utilisateur intuitive et puissante avec de nombreux outils pour aider à la construction rapide et précise des modèles, avec les techniques analytiques sophistiquées nécessaires pour faire les plus complexes projets.

IV.3. Méthodes de calcul

Le plus grand défi pour la conception des bâtiments sur la base de leur performance sismique à été le développement des méthodes à la fois simples et efficaces pour l'analyse, la conception et la vérification des effets des séismes sur les structures. Les méthodes d'analyse doivent être capables de prédire la demande des forces et des déplacements imposés par les séismes de façon réaliste. En réponse à ces besoins, certaines réglementations, notamment le RPA99version 2003, à incorporé des méthodes pour déterminer la demande en déplacement imposé à un bâtiment susceptible d'avoir un comportement inélastique pendant un séisme.

IV.3.1. La méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le

projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes

- Zone IIa

*groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m

* groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

* groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

L'effort sismique V , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \quad D \quad Q \quad \frac{1}{R} \quad W \quad \text{RPA99 (Article 4.2.3).}$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone RPA99 (Tableau 4.1). C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique et du groupe d'usage.
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure. Il est en fonction du système de Contreventement. RPA99 (Tableau4.3).
- **Q** : Facteur de qualité de la structure. il est déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \frac{6}{1} P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4).}$$
 - P_q : est la pénalité à retenir selon les critères de qualité.
- **W** : Poids total de la structure

Le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Étant donné par : $W_i = WGi + \beta WQi$ RPA (Formule 4.5)

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;

WGi : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i » ;

WQi : Surcharges d'exploitation au niveau « i » ;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

▪ **D : Facteur d’amplification dynamique moyen**

Le coefficient D est le facteur d’amplification dynamique moyen, il est en fonction de la période fondamentale de la structure T, de la catégorie de site et du facteur de correction d’amortissement . **RPA99 (Formule 4-2)**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 < T < T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 < T < 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases}$$

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$ 0,7 **RPA99/2003 (Formule 4.3)**

ξ : Le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

T : la période fondamentale de la structure qui est le min entre les deux expressions suivante :

$$\left. \begin{aligned} T &= C_T \times H^{3/4} \dots\dots\dots (1) \\ T &= \frac{0,09H}{L} \dots\dots\dots (2) \end{aligned} \right\}$$

H: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris)

C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

IV.3.2. Méthode d’Analyse Modale Spectrale

 **Notion de spectre de réponse**

L’essentiel des dommages lors de séismes sont dus aux mouvements du sol qui font vibrer les bâtiments. Ces mouvements sont enregistrés notamment par des accéléromètres, sous forme de série temporelle retraçant l’histoire de l’accélération subie par le sol, et donc par les constructions, au cours de la durée du phénomène vibratoire (de quelques secondes à quelques dizaines de secondes). Malgré la très grande variabilité de ces accélérogrammes d’un événement à l’autre, ou d’un site à l’autre, il est indispensable de résumer l’information qu’ils contiennent en un petit nombre de paramètres les plus significatifs possibles quant à leur potentiel destructeur.

Une des approches, communément utilisée par les ingénieurs, consiste à représenter ces mouvements sismiques par un spectre de réponse élastique en accélération, En effet, le spectre de réponse permet de déterminer, selon les fréquences caractéristiques des bâtiments et des équipements, l’accélération (et donc la force) maximale à laquelle ils seraient soumis.

L'intérêt principal du spectre de réponse est qu'en première approximation, un bâtiment ou un ouvrage peut être assimilé à un oscillateur simple : la seule connaissance de sa période propre T (liée au type de structure, à la taille et aux propriétés du matériau constitutif) et de son amortissement (lié au matériau et aux dispositions constructives) permet d'estimer l'accélération, la vitesse et le déplacement maximaux subis par l'ouvrage, et, par conséquent, les forces et contraintes à l'intérieur de la structure.

❖ Construction du spectre de réponse

Dans le cas le plus simple, le comportement d'un bâtiment sous sollicitation sismique est assimilable à celui d'un oscillateur harmonique caractérisé par sa masse m , sa constante de rigidité k et une constante d'amortissement critique c . Lorsque l'oscillateur est soumis à une excitation sismique l'équation du mouvement à laquelle il obéit peut s'écrire par la deuxième loi de Newton (appelé également relation fondamentale de la dynamique) :

$$\sum F = m \ddot{x}_a$$

Avec

F : les forces extérieures agissant sur le corps

m : la masse de l'oscillateur

\ddot{x} : l'accélération absolue de la masse

$$\text{Soit } -c\dot{x} - kx = m\ddot{x}_a$$

avec $f = -c\dot{x}$ force d'amortissement et $F = -kx$ force élastique pour le cas d'un oscillateur simple linéaire, x et \dot{x} sont les déplacement et la vitesse relatifs.

L'équation de mouvement devient dans le cas de l'oscillateur :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad (1)$$

avec $x = x_a - x_g$, x_g déplacement du sol (sollicitation sismique).

En résolvant l'équation (1) pour un accélérogramme de référence $x_g(t)$, la valeur du déplacement relatif $x(t)$ est établie à chaque instant. On peut ainsi obtenir la valeur maximale du déplacement (S_d).

Pour un taux d'amortissement critique donné ξ , en faisant varier la valeur de la période propre de l'oscillateur (T), on peut tracer la courbe du déplacement maximal en fonction de la période, c'est le spectre de déplacement ($S_d(T, \xi)$).

Dans le calcul des structures on utilise le spectre d'accélération, car il donne directement l'effort subi par la structure.

La force élastique maximale développée dans un système tel que celui montré sur la figure IV.1 est $F_{max} = K \times x_{max}$ qu'on peut écrire sous la forme $F_{max} = m\omega^2 x_{max}$

$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}}$ est la pulsation propre.

$\omega^2 x_{max}$: représente la pseudo-accelération.

En traçant les valeurs maximales de l'accélération en fonction de la période propre pour un taux d'amortissement critique donné on obtient le spectre d'accélération absolue $S_a(T, \xi)$. Son utilisation est directe car pour un système à 1 D.D.L, La force maximale développée devient

$$F_{max} = m S_a = m \times g \times \frac{S_a}{g} \Rightarrow F_{max} = W \times \frac{S_a}{g}, W: \text{le poids de la structure.}$$

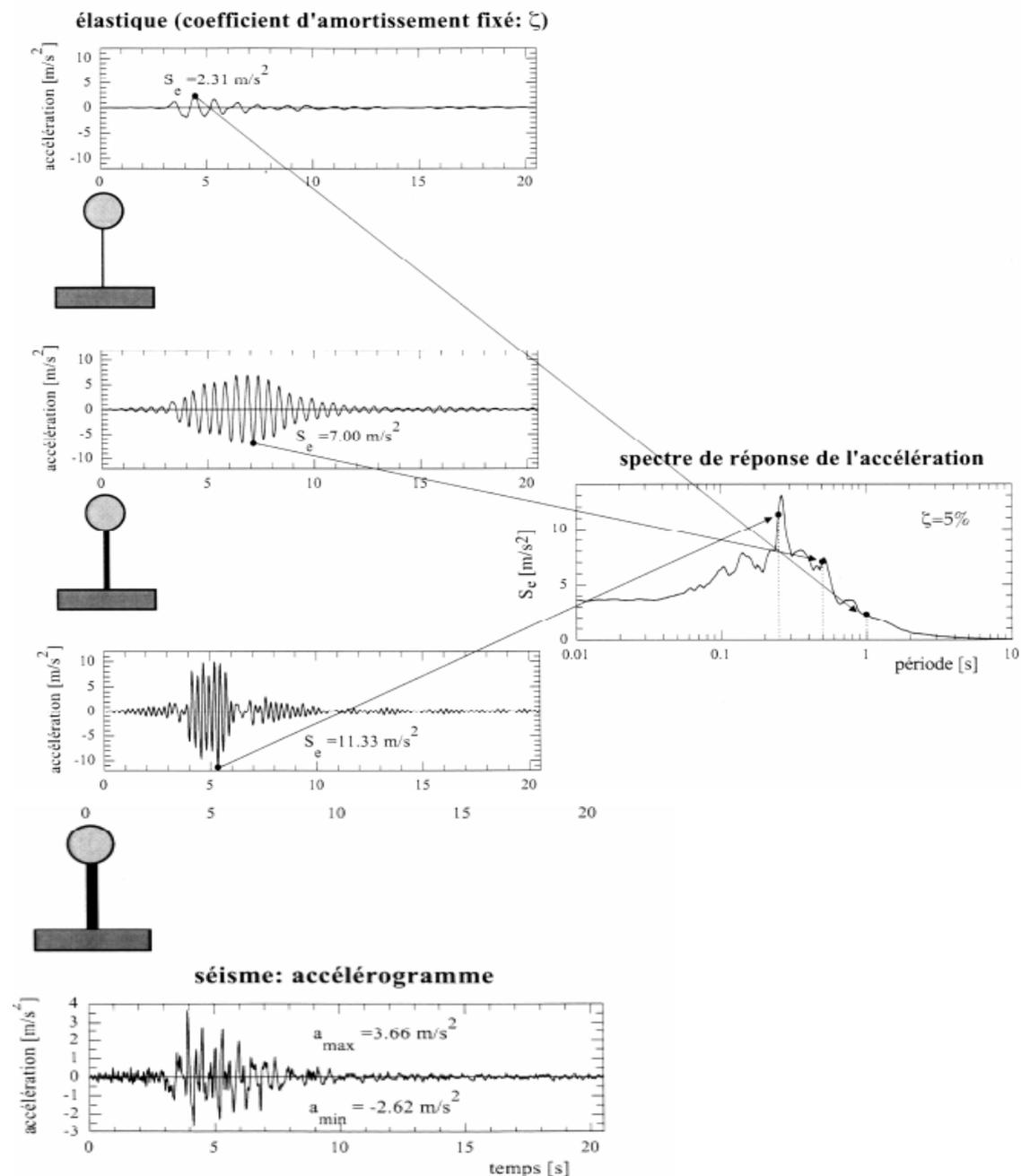


Figure IV.1 : Illustration du calcul du spectre de réponse de l'accélération.

Source Génie parasismique semestre d'été 2007 EPFL-ENAC-SGC. P. Lestuzzi

❖ Spectre RPA

Le règlement parasismique algérien fournit pour une zone sismique donnée le spectre de réponse, ce dernier est issu d'un traitement statiquement d'une banque de données accélérométriques. La forme du spectre est illustrée dans la figure ci-dessous.

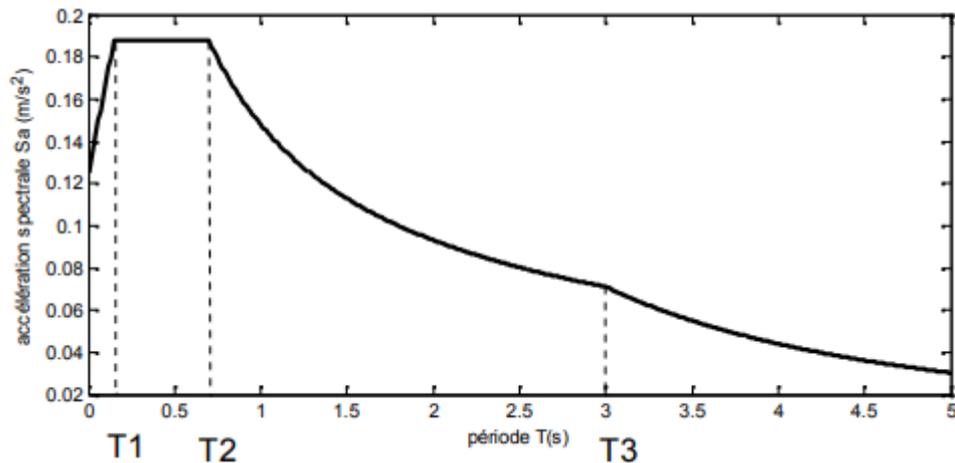


Figure IV.2 : forme standard du spectre de réponse élastique RPA99/2003

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante : RPA99/2003(4.3.3)

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1 + (T/T_1) (2,5\eta (Q/R) - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

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 de site.

Q : facteur de qualité.

La division par le facteur R, rend le spectre de calcul inélastique. sa forme est donnée sur la figure IV.3.

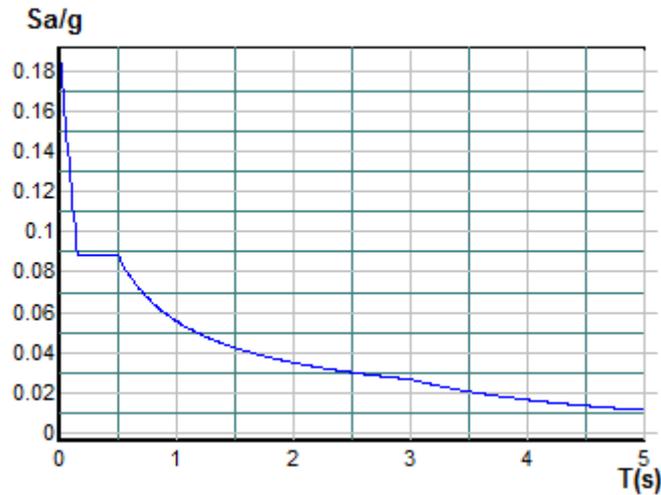


Figure IV.3 : Spectre de réponse correspondant au bâtiment.

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire

IV.4. Modélisation

IV.4.1. Disposition des voiles

Les voiles des entresols sont disposés comme suite

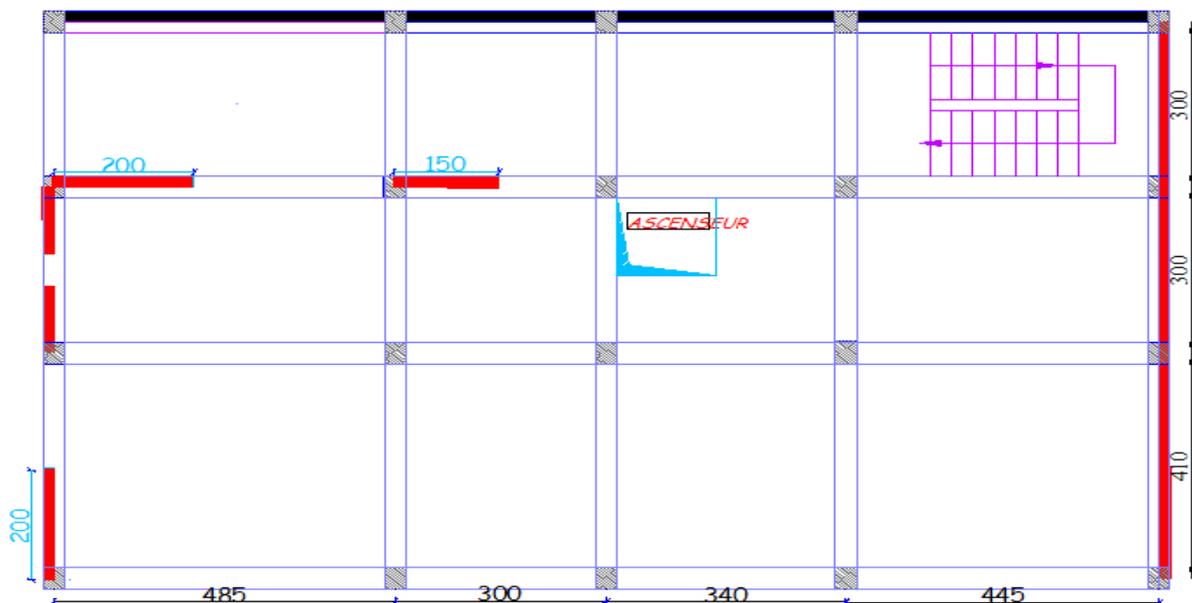


Figure IV.4 : Vu en plan de la disposition des voiles des entresols.

Les voiles des étages courant sont disposés comme suite :

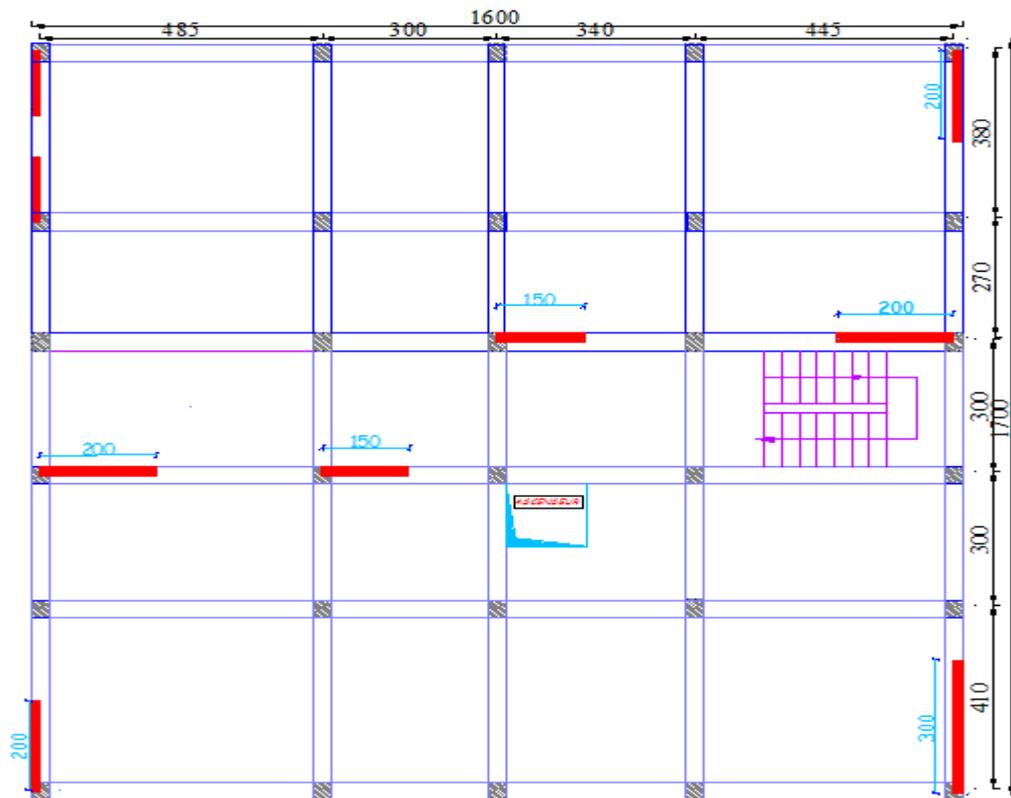


Figure IV.5 : Vu en plan de la disposition des voiles des étages courant.

Voile périphérique
 voile de contreventement

IV.4.2. Modèles 3D

Pour réaliser un modèle représentatif de l'ouvrage étudié, on a modélisé le bâtiment y compris les entresols, figure IV.6.

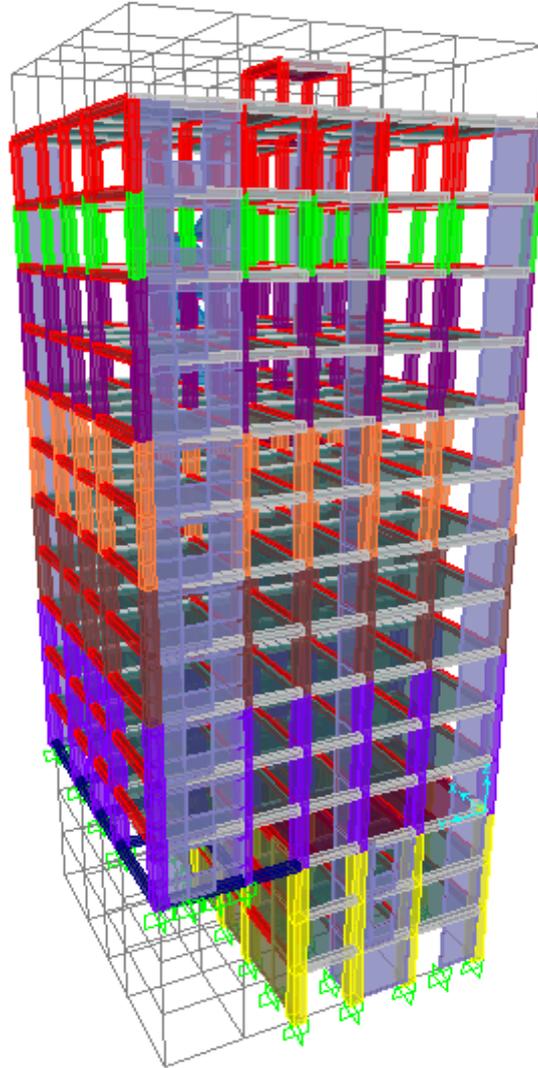


Figure IV.6 : Vu en 3D du bâtiment avec entresols

En examinant le comportement du bâtiment on a constaté que les entresols avaient un comportement rigide. En soumettant le bâtiment aux forces sismique dans les deux directions x et y, on a constaté que les entresols sont tellement rigides que les déformations à la base du RDC sont pratiquement nulles dans les deux sens tel que montré sur les figures IV.7 et IV.8.

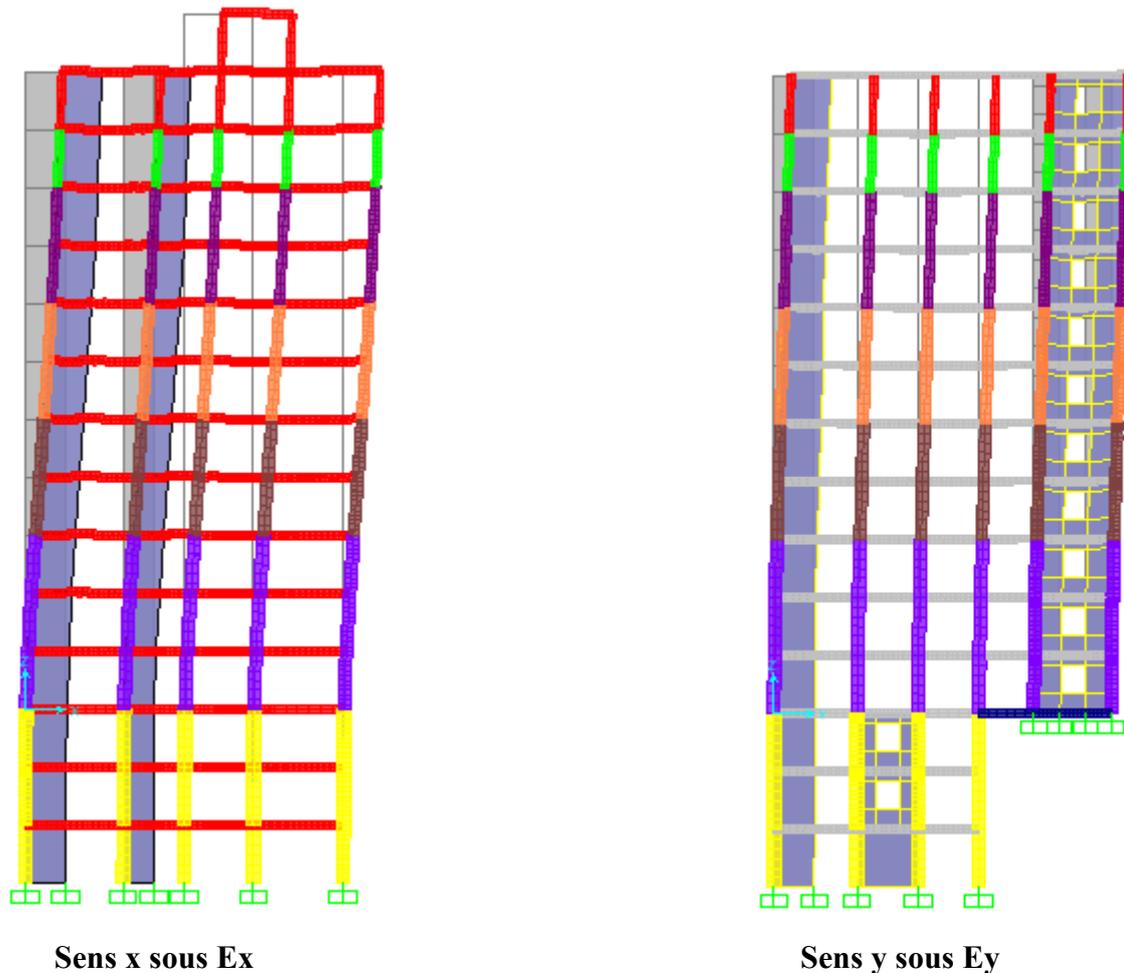


Figure IV.7: déformation de la structure sous Ex et Ey.

A l’issue de ces observations on à conclu qu’il est justifié de considérer un modèle encasté au niveau du RDC. L’hypothèse de considérer les entresols comme une boîte rigide est accentuée par le fais de disposer autant de voiles que possible aux niveaux des entresols, tout en respectant le plan architectural.

IV.4.3. Comparaison entre les résultats des deux modèles, avec et sans entresols.

Le tableau IV.1 résume les caractéristiques des deux modèles

Tableau IV.1: Caractéristique des deux modèles.

	Modèle avec entresols	Modèle sans entresols
Q_x	1.20	1.15
Q_y	1.15	1.10
W (KN)	44890.29	36691.66
H (m)	43.2	34.56

$$\text{Modèle avec entresols } \begin{cases} Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 = 1.2 \\ Q_y = 1 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 = 1.15 \end{cases}$$

$$\text{Modèle sans entresols} \begin{cases} Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0 = 1.15 \\ Q_y = 1 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0 = 1.10 \end{cases}$$

Calcul de l'effort sismique par la méthode statique équivalente

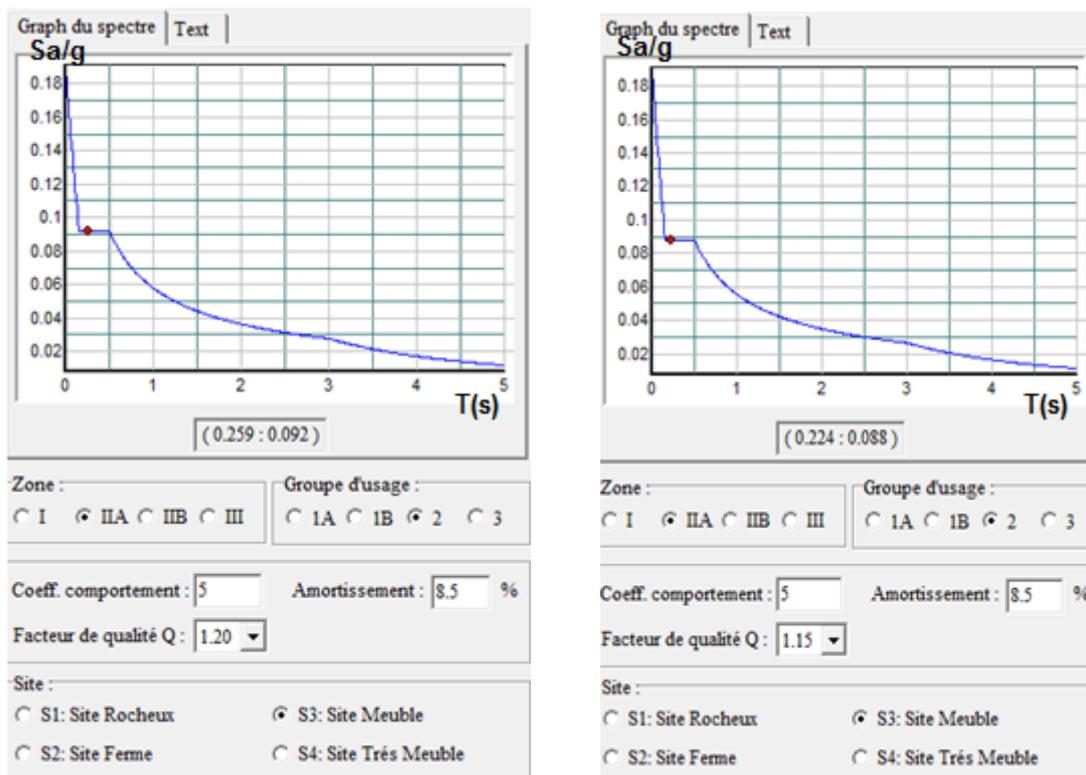
Les résultats obtenus par la méthode statique équivalente sont résumés dans le tableau IV.2.

Tableau IV.2 : les résultats de la méthode statique équivalente.

	Modèle avec entresols	Modèle sans entresols
$T_x = T_y$ (S)	0.84	0.71
$D_x = D_y$	1.44	1.61
V_x (KN)	2333.58	2044.37
V_y (KN)	2236.34	1955.48

Analyse dynamique

Le spectre de calcul des deux modèles avec et sans entresols sont donnés sur la figure IV.8



Avec entresols.

Sans entresols.

Figure IV.8: Spectre de réponse des deux modèles avec et sans entresols dans le sens x-x.

Analyse modale

Les figures IV.8 et IV.9 et IV.10 représente les modes de vibration dans le modèle avec entresols.

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

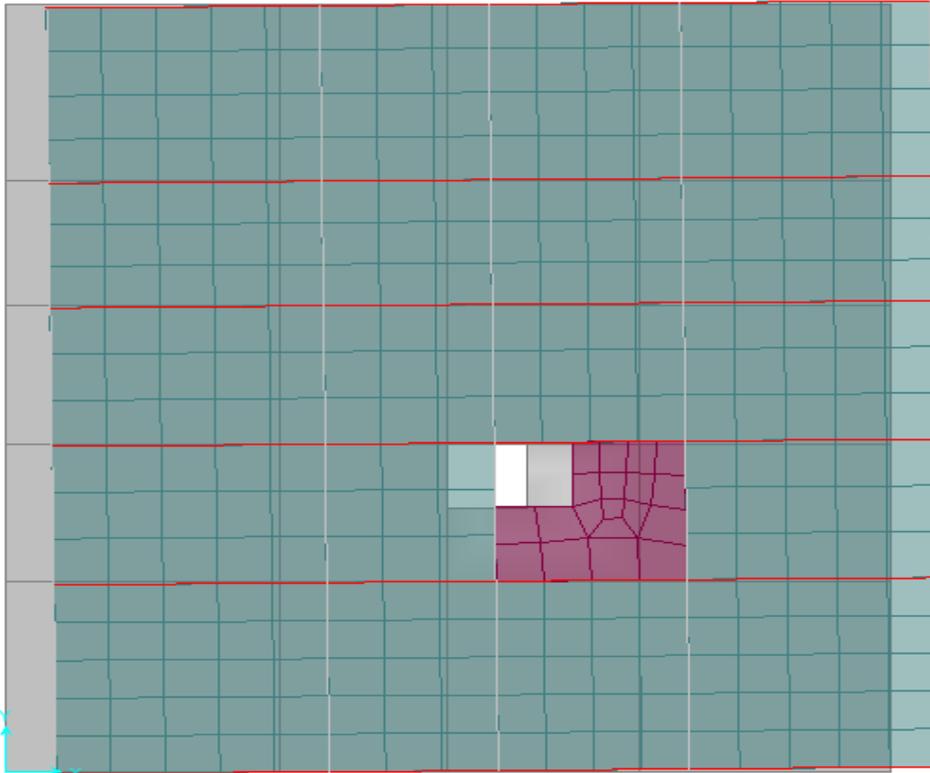


Figure IV.8. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

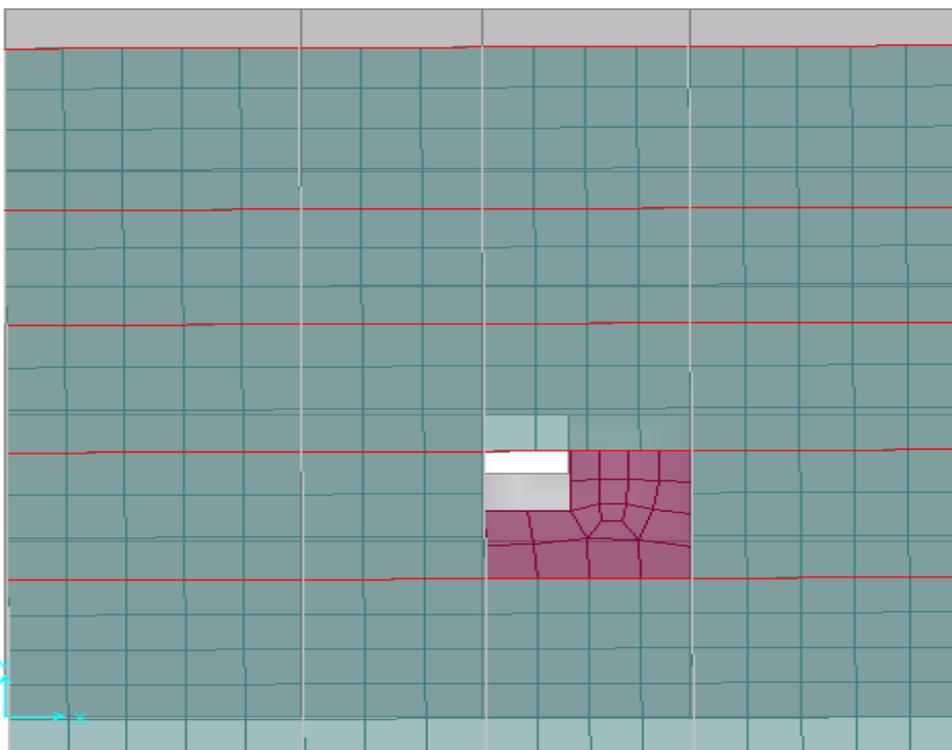


Figure IV.9. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

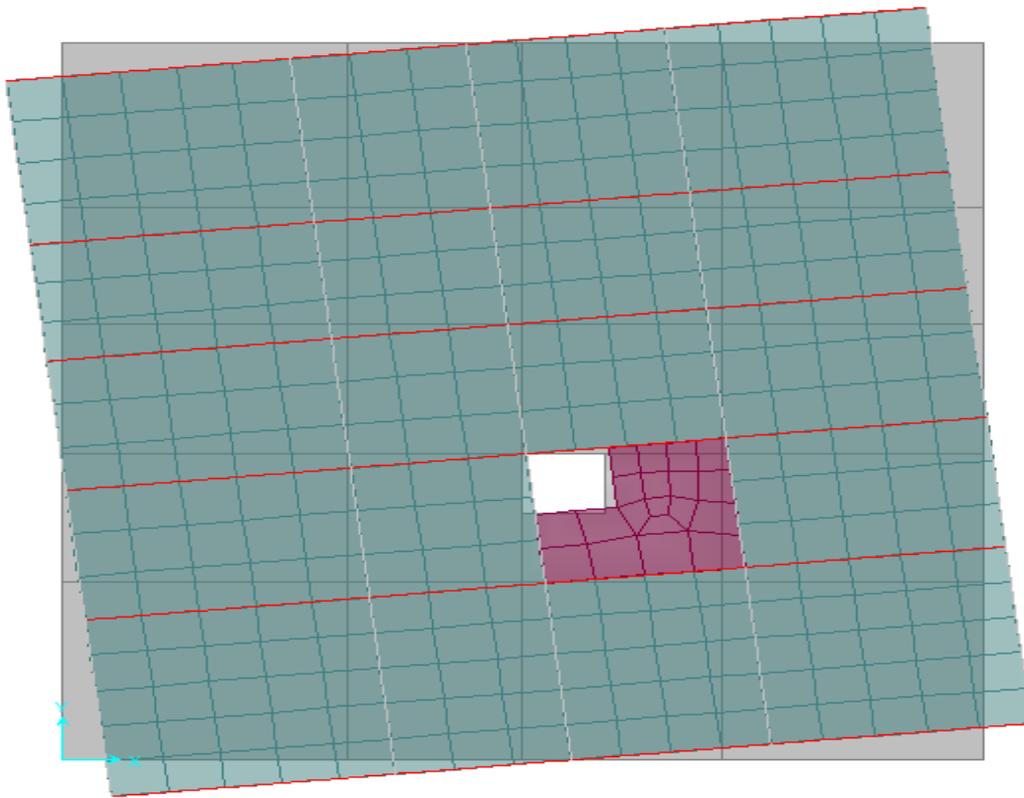


Figure IV.10. Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).

Les figures IV.11 et IV.12 et IV.13 représente les modes de vibration dans le modèle sans entresols.

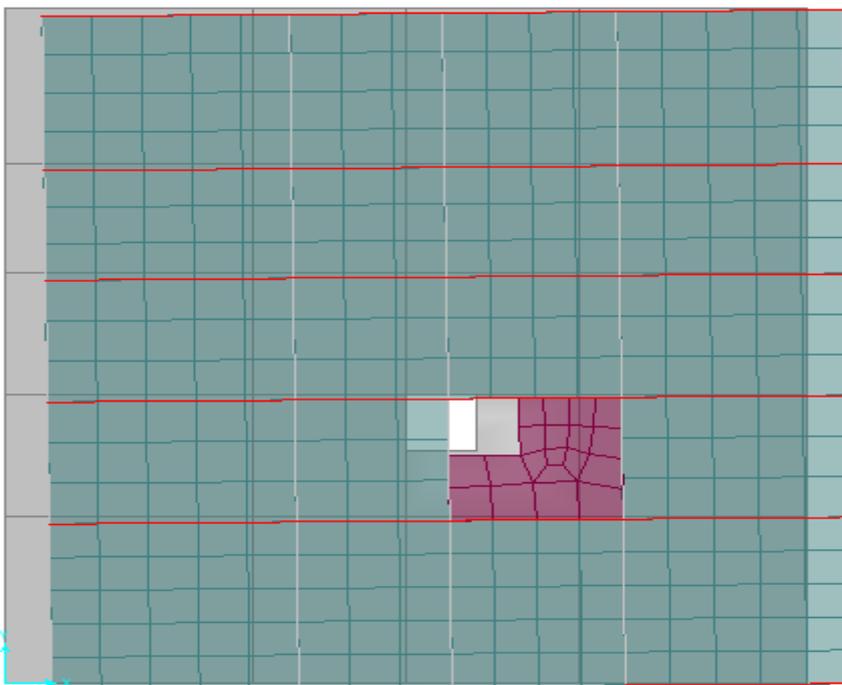


Figure IV.11. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

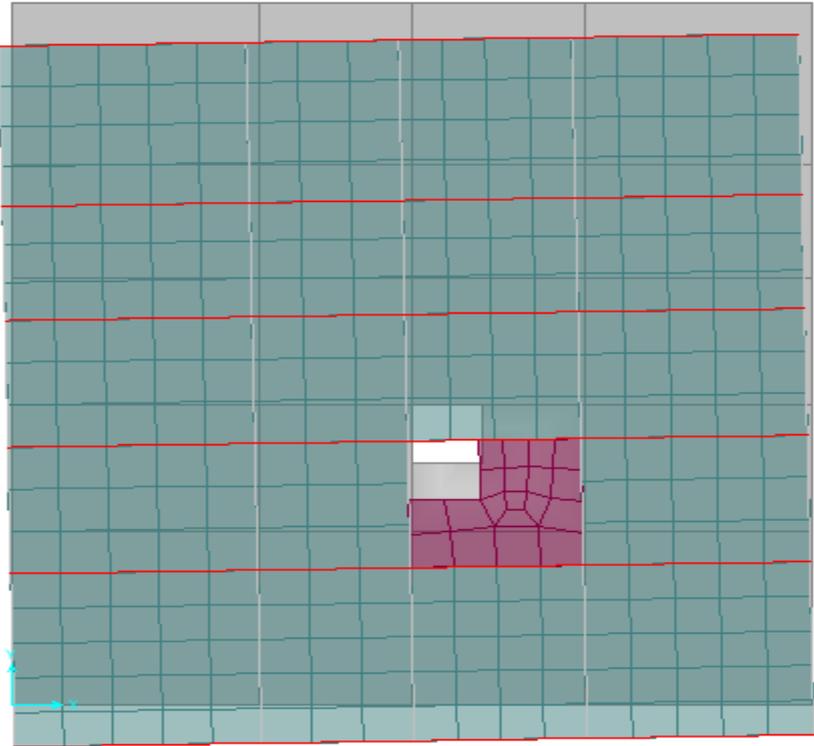


Figure IV.12. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

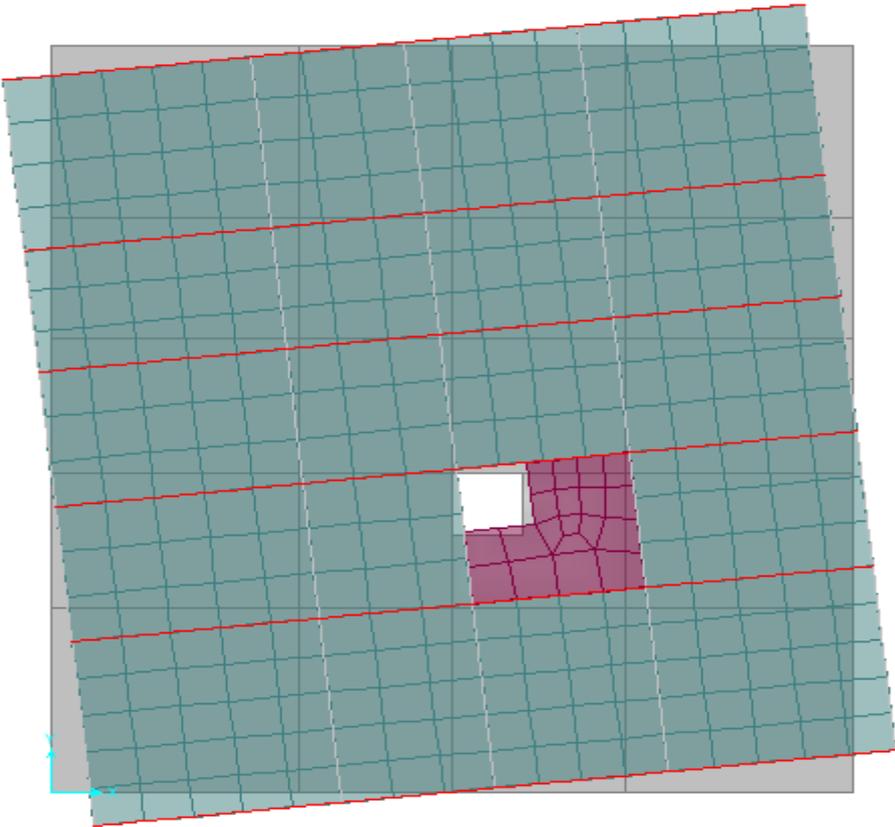


Figure IV.13. Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).

Les périodes de vibration ainsi que les pourcentages de participation massique sont donnés dans les tableaux IV.3 et IV.4.

Tableau IV. 3: Périodes de vibration et taux de participation massique du modèle avec entresols.

Modes	Période (s)	Masses cumulées% Ux (%)	Masses cumulées (%) Uy
1	0,94	63	0.03
2	0,84	63	58
3	0,75	64	58
4	0,31	75	58
5	0,26	74	69
6	0,22	76	70
7	0,20	76	70
8	0,20	76	72
9	0,19	76	72
10	0,15	81	72
11	0,12	81	76
12	0,11	81	77
:			
98	0.04	0.96	0.95

Tableau IV. 4: Périodes de vibration et taux de participation massique du modèle sans entresols.

Modes	Période (s)	Masses cumulées U _x (%)	Masses cumulées U _y (%)
1	0.77	72	1.02
2	0.75	74	68
3	0.67	74	70
4	0.26	85	70
5	0.24	85	82
6	0.21	85	82
7	0.19	86	83
8	0.19	87	86
9	0.18	87	86
10	0.13	91	86
11	0.11	91	91
12	0.10	91	92

Dans la première variante le taux de participation massique selon les deux sens est atteint les 90% au 98eme mode par ce que le bâtiment présente une assez grande irrégularité en élévation. Par contre dans la 2eme variante les 90% sont atteint au bout du 11eme mode.

❖ Vérification de la période

Modèle avec entresols :

$$\begin{cases} T_{xst} = 0.84 \times 1.3 = 1.09 \text{ s} > T_{xd} = 0.94 \text{ s} \\ T_{yst} = 0.84 \times 1.3 = 1.09 \text{ s} > T_{yd} = 0.84 \text{ s} \end{cases}$$

Modèle sans entresols :

$$\begin{cases} T_{xst} = 0.712 \times 1.3 = 0.925 \text{ s} > T_{xd} = 0.77 \text{ s} \\ T_{yst} = 0.712 \times 1.3 = 0.925 \text{ s} > T_{yd} = 0.75 \text{ s} \end{cases}$$

La période est vérifiée pour les deux modèles.

❖ Vérification de la résultante des forces sismiques

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dyn}} \leq 0.8 V_{\text{st}} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

Si $V_{\text{dyn}} < 0.8 V_{\text{st}}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{\text{st}} / V_{\text{dyn}}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau IV.5

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

	Sens	V_{statique} (KN)	$0.8 V_{\text{statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	Observation
Avec entresols	X-X	2333.58	1866.86	1883.88	Vérifiée
	Y-Y	2236.34	1789.07	2062.82	Vérifiée
Sans entresols	X-X	2044.37	1635.49	1885.43	Vérifiée
	Y-Y	1955.48	1564.38	1833.13	Vérifiée

❖ Vérification de l'interaction voiles-portiques

▪ Sous charges verticales (ELS)

Le système utilise est constitué un contreventement mixte voile et portique dans ce cas les voiles doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dus aux charges verticales.

$$\frac{F_{\text{Portique}}}{F_{\text{Portique}} + F_{\text{Voiles}}} \leq 80 \%$$

$$\frac{F_{\text{Voiles}}}{F_{\text{Voiles}} + F_{\text{Portique}}} \quad 20 \%$$

Modèle avec entresols :

Tableau IV. 5: Charges verticales reprises par les portiques et les voiles du modèle avec entresols.

Niveaux	Charges reprends-en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
1 ^{er} entre sol	24415.12	11582.01	35997.125	67.83	32.17
2 ^{ieme} entre sol	23090.29	10062.78	33153.067	69.65	30.35
3 ^{ieme} entre sol	21140.84	9162.88	30303.724	69.76	30.24
RDC	34156.90	5884.06	40040.968	85.30	14.70
Etage 1	30487.14	5727.94	36215.077	84.18	15.82
Etage 2	27114.87	5263.17	32378.038	83.74	16.26
Etage 3	23515.39	5025.79	28541.185	82.39	17.61
Etage 4	20311.94	4516.02	24827.959	81.81	18.19
Etage 5	16973.99	4140.63	21114.622	80.39	19.61
Etage 6	13990.00	3524.61	17514.611	79.88	20.12
Etage 7	10915.61	2999.40	13915.015	78.44	21.56
Etage 8	8146.23	2269.76	10415.987	78.21	21.79
Etage 9	5346.47	1572.89	6919.361	77.27	22.73
Etage 10	2721.14	835.47	3556.609	76.51	23.49

Les résultats obtenus montrent que la non vérification de l'interaction verticale dans les entresols est due au nombre de voiles à ce niveau. L'interaction verticale n'est pas vérifiée dans les niveaux supérieurs mais elle ne l'est que de très peu.

Modèle sans entresols :

Tableau IV. 6: Charges verticales reprises par les portiques et les voiles sans entresols.

Niveaux	Charges reprends-en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
RDC	33483.98	6620.13	40104.105	83.49	16.51
Etage 1	30295.86	5980.95	36276.81	83.51	16.49
Etage 2	26984.66	5449.78	3243443	83.20	16.80
Etage 3	2306.72	5183.04	28589.76	81.87	18.13
Etage 4	20221.14	4649.00	24870.14	81.31	18.69
Etage 5	16884.88	4265.10	21149.973	79.83	20.17
Etage 6	13913.41	3630.50	17543.90	79.31	20.69
Etage 7	10842.21	3095.45	13937.66	77.79	22.21
Etage 8	8089.11	2344047	10433.58	77.53	22.47
Etage 9	5299.92	1629.83	6929.45	76.48	23.52
Etage 10	2692.99	867.44	3560.431	75.64	24.36

Les résultats obtenus montrent que l'interaction verticale est vérifiée, sauf dans les derniers niveaux mais elle ne l'est que de très peu, et c'est du à la réduction des sections des poteaux.

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{F_{\text{Portique}}}{F_{\text{Portique}} + F_{\text{Voiles}}} \quad 25 \%$$

$$\frac{F_{\text{Voiles}}}{F_{\text{Voiles}} + F_{\text{Portique}}} \quad 75 \%$$

Modèle avec entresols :

Tableau IV. 7 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens.

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
1 ^{er} entre sol	141.366	916.13	13.37	86.63	104.147	417.874	19.95	80.05
2 ^{ieme} entre sol	79.178	919.298	7.93	92.07	32.765	314.425	9.44	90.56
3 ^{ieme} entre sol	140.55	1076.775	11.55	88.45	135.527	155.473	46.57	53.43
RDC	1332.734	399.978	76.92	23.08	745.968	990.273	42.96	57.04
Etage 1	776.583	843.625	47.93	52.07	508.386	1123.91	31.15	68.85
Etage 2	973.497	553.28	63.76	36.24	618.785	930.826	39.93	60.07
Etage 3	845.74	578.139	59.40	40.60	590.705	866.162	40.55	59.45
Etage 4	871.797	439.45	66.49	33.51	658.222	693.151	48.71	51.29
Etage 5	710.035	472.774	60.03	39.97	572.703	655.233	46.64	53.36
Etage 6	708.059	340.611	67.52	32.48	615.731	475.455	56.43	43.57
Etage 7	523.953	372.266	58.46	41.54	490.335	444.867	52.43	47.57
Etage 8	493.759	231.802	68.05	31.95	510.227	261.009	66.16	33.84
Etage 9	333.896	190.577	63.66	36.34	387.304	195.438	66.46	33.54
Etage 10	236.877	132.696	64.09	35.91	325.908	161.293	66.89	33.11

Les résultats obtenus montrent que l'interaction horizontale dans les des sens est vérifiée sauf dans les trois premiers niveaux, ceci est du au nombre de voiles disposés à ce niveau.

Modèle sans entresols :

Tableau IV. 8 : Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens.

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(% des charges horizontales)		Charges horizontales		(% des charges horizontales)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	920.267	951.865	49.16	50.84	689.19	1111.34	38.28	61.72
Etage 1	973.962	806.734	54.70	45.30	619.676	1125.78	35.50	64.50
Etage 2	1074.563	624.107	63.26	36.74	750.178	917.104	44.99	55.01
Etage 3	959.136	644.39	59.81	40.19	719.152	856.943	45.63	54.37
Etage 4	987.805	498.796	66.45	33.55	799.446	670.967	54.37	45.63
Etage 5	798.115	547.126	59.33	40.67	686.609	649.766	51.38	48.62
Etage 6	787.829	399.414	66.36	33.64	727.63	459.684	61.28	38.72
Etage 7	570.781	433.716	56.82	43.18	566.098	446.103	55.93	44.07
Etage 8	525.563	279.443	65.28	34.72	575.369	246.71	69.99	30.01
Etage 9	338.621	235.037	59.03	40.97	421.086	195.083	68.34	31.66
Etage 10	210.251	150.41	58.30	41.70	312.323	141.08	68.88	31.12

Les résultats obtenus montrent que l'interaction horizontale dans les deux sens est vérifiée.

❖ 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 RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} \quad \mathbf{0,3} \quad \text{Formule 7.2 (RPA99/2003)}$$

N_d : L'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B_c : L'aire de la section transversale du poteau.

Tableau IV. 9 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	poteaux	B (cm ²)	Nd (Kn)	V	Observation
Les entres sol	65×65	4225	2119.64	0.201	Verifies
RDC+1 ^{er} et 2eme étage	60×60	3600	2387.27	0.265	Verifies
3eme et 4eme étage	55×55	3025	1236.41	0.163	Verifies
5eme et 6eme étage	50×50	2500	868.71	0.139	Verifies
7eme et 8eme étage	45×45	2025	618.77	0.122	Verifies
9eme étage	40×40	1600	388.92	0.097	Verifies
10eme étage	35×35	1225	283.72	0.093	Verifies

L'effort normal de compression est vérifié.

❖ Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))

$$\delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art 4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.10.

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements relatifs.

niveau	h _k (m)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ _{ek} (m)	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	· _k (m)	$\frac{\cdot_k}{h_k}$	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	δ _{k-1} (m)	· _k (m)	$\frac{\cdot_k}{h_k}$
1 ^{er} entre sol	2.88	0.0000 9	0.0005	0	0.0005	0.0002	0.0000 6	0.0003 39	0	0.0003	0.0001
2 ^{ème} entre sol	2.88	0.0002	0.001	0.0005	0.0005	0.0002	0.0001	0.0005	0.0003	0.0002	0.0000 5
3 ^{ème} entre sol	2.88	0.0004	0.002	0.001	0.001	0.0003	0.0000 8	0.0004	0.0005	-0.0001	- 0.0000 3
RDC	2.88	0.0015	0.007	0.002	0.005	0.0019	0.0006	0.003	0.0004	0.0026	0.0009
Etage 1	2.88	0.0032	0.016	0.007	0.008	0.0029	0.0017	0.008	0.003	0.0055	0.0019
Etage 2	2.88	0.0052	0.026	0.016	0.01	0.0035	0.003	0.015	0.008	0.0065	0.0022
Etage 3	2.88	0.0072	0.036	0.026	0.01	0.0035	0.0046	0.023	0.015	0.008	0.0027
Etage 4	2.88	0.0092	0.046	0.036	0.01	0.0035	0.0063	0.031	0.023	0.0085	0.0029
Etage 5	2.88	0.0112	0.056	0.046	0.01	0.0035	0.0081	0.040	0.031	0.009	0.0031
Etage 6	2.88	0.013	0.065	0.056	0.009	0.0031	0.01	0.050	0.040	0.0095	0.0033
Etage 7	2.88	0.0146	0.073	0.065	0.008	0.0028	0.0118	0.059	0.050	0.009	0.0031
Etage 8	2.88	0.016	0.08	0.073	0.007	0.0024	0.0135	0.067	0.059	0.0085	0.0029
Etage 9	2.88	0.0173	0.086	0.08	0.006	0.0022	0.0152	0.076	0.067	0.0085	0.0029
Etage 10	2.88	0.0183	0.091	0.086	0.005	0.0017	0.0158	0.079	0.076	0.003	0.001

❖ **Vérification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)**

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\cdot_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i : \text{Effort tranchant d'étage au niveau "k"}$$

·_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau IV.11.

Tableau IV.11 : Vérification des effets P-Δ

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	' κ	Δ_k	V_k (KN)	' κ
RDC	2.88	36552.371	0.001	1217.325	0.0104	-0.0001	291	-0.0044
Etage 1	2.88	33048.329	0.005	1732.712	0.0364	0.0026	1736.241	0.0172
Etage 2	2.88	29534.341	0.008	1620.208	0.0538	0.0055	1632.296	0.0345
Etage 3	2.88	26020.568	0.01	1526.777	0.0592	0.0065	1549.611	0.0379
Etage 4	2.88	22630.481	0.01	1423.879	0.0552	0.008	1456.867	0.0431
Etage 5	2.88	19240.297	0.01	1311.247	0.0509	0.0085	1351.373	0.0420
Etage 6	2.88	15963.468	0.01	1182.809	0.0469	0.009	1227.936	0.0406
Etage 7	2.88	12687.002	0.009	1048.67	0.0378	0.0095	1091.186	0.0383
Etage 8	2.88	9511.397	0.008	896.219	0.0294	0.009	935.202	0.0318
Etage 9	2.88	6337.84	0.007	725.561	0.0212	0.0085	771.236	0.0242
Etage 10	2.88	3290.841	0.006	524.473	0.0142	0.0085	582.742	0.0167

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

IV.7.Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA99/Version 2003, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Les sections des éléments après modélisation sont comme suite :

Poteaux

Les entres sol : $65*65\text{ cm}^2$

RDC et 1^{er} et 2eme étage : $60*60\text{ cm}^2$

3eme et 4eme étage : $55*55\text{ cm}^2$

5eme et 6eme étage : $50*50\text{ cm}^2$

7eme et 8eme étage : $45*45\text{ cm}^2$

9eme étage : $40*40\text{ cm}^2$

10eme étage : $35*35\text{ cm}^2$

Poutres

Poutres principales : $30*40\text{ cm}^2$

Poutres secondaire : $30*35\text{ cm}^2$

Voiles : 15cm

 Voile périphérique: 15cm.

CHAPITRE V

Etude des éléments porteurs

V.1.Introduction

Dans ce présent chapitre on s'intéresse au calcul des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles). Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

- Les poutres sont calculées à la flexion simple.
- Poteaux et voiles sont calculés à la flexion composée.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les combinaisons données par le RPA99 version 2003 et BAEL91 modifiée 99 pour la détermination des sollicitations sont :

$$\left. \begin{array}{l}
 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\
 G + Q \dots\dots\dots ELS \\
 G + Q \quad E \dots\dots\dots ELA \\
 0,8G \quad E \dots\dots\dots ELA
 \end{array} \right\}$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left. \begin{array}{l}
 N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_1 \\
 M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A_2 \\
 N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A_3
 \end{array} \right\} \Rightarrow A = \max (A_1 , A_2 , A_3)$$

V.2.1.Les exigences du RPA99v2003

✚ Les armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).

- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les valeurs numériques relatives à notre projet conformément aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le **tableau V.1**.

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le

RPA

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entresols 1 et 2 et 3	65×65	33.8	169	235.5
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	28.8	144	216
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
9 ^{ème} étage	40×40	12.8	64	96
10 ^{ème} étage	35×35	9.8	49	73.5

✚ Les armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t = \min(10 \Phi_i^{min}, 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{zone IIa}$

En zone courante : $t \geq 15 t_l^{min}$ zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes} & \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 t_l minimums.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel SAP2000.V19, les résultats sont récapitulés dans le tableau V.2.

Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux.

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
Entresols 1 et 2 et 3	2699.557	9.0703	-27,109	28,070	91.9753	255.676	61.118
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	2253.085	64.018	-938.59	18.7045	149.1515	985.92	116.75
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1434.522	17.0394	-265.92	4.0561	134.9225	671.157	112.005
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	1073.713	4.7461	-30.14	0.8019	101.1213	540.524	96.291
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	763.145	4.6843	-1.976	27.4207	67.1644	304.848	75.925
9 ^{ème} étage	473.813	4.4858	-18.503	8.8187	47.4011	157.41	63.668
10 ^{ème} étage	334.974	2.9924	-21.692	0.4116	43.6922	71.89	45.798

V.2.3. Ferrailage des poteaux

✚ Ferrailage longitudinal

❖ Exemple de calcul

Fissuration peu préjudiciable ($e = 3$ cm) .

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront résumés dans un tableau récapitulatif.

➤ **Calcul sous N_{\min} et M_{corr}**

Soit : $N_{\min} = -938.591$ (traction) KN ; $M_{\text{corr}} = 18.7045$ KN.m 0,8G + Ey

$b = 60$ cm ; $h = 60$ cm ; $d = 57$ cm ;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1.18m > \frac{h}{2} = 0.3 \Rightarrow \text{le centre de pression est en dehors de la section}$$

N est un effort de traction et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée.

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 18.7045 + 938.591 \left(0.57 - \frac{0.6}{2} \right) = 272.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{272.12 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,6 \times 0,57^2} = 0,0755$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,098 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,548 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 12.42 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -11.04 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

➤ **Calcul sous N_{\max} et M_{cor}**

Soit : $N_{\max} = 2253.085$ (compression) KN ; $M_{\text{cor}} = 64.018$ KN.m G + Q + Ey

$b = 60$ cm ; $h = 60$ cm ; $d = 57$ cm ;

Situation accidentelle: $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{64.018}{2253.085} = 0.028m < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ le centre de pression est à l'intérieur de la section .}$$

Il faut vérifier :

$$N(d-d') - M_{ua} \leq (0,337h - 0,81d') b \times h \times f_{bu}$$

Avec :

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 64.018 + 2253.085 \times (0.57 - 0.3) = 672.35 \text{ kN}$$

$$(0,337h - 0,81d') b \times h \times f_{bu} = (0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,03) \times 0,6 \times 0,6 \times 18,48 = 1,18$$

Donc

$$(0,337h - 0,81d') b \times h \times f_{bu} = 1,18 > N(d - d') - M_{ua} = [2253.085 \times (0.57 - 0.03) - 672.35] \times 10^{-3} = 0.544$$

La condition n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{672.35 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.57^2 \times 18.48} = 0.187 < \mu_l \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.187 > 0.186 \quad \text{On est en pivot B}$$

$$\varepsilon_s = 3.5\text{‰} \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.187}\right) = 0.260$$

$$Z = 0.57 \times (1 - 0.4 \times 0.260) = 0.511 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{672.35 \times 10^{-3}}{0.511 \times 400} = 32.89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 32.89 - \frac{2253.085 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -23.44 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul sous M_{max} et N_{cor} :**

$$\text{Soit : } M_{max} = 149.1515 \text{ KN} \quad ; \quad N_{cor} = 985.92 \text{ (compression) KN.m} \quad \dots\dots\dots 0,8G + E_y$$

$$b = 60 \text{ cm} ; \quad h = 60 \text{ cm} ; \quad d = 57 \text{ cm} ;$$

$$\text{Situation accidentelle: } \gamma_b = 1,15 \text{ et } \gamma_s = 1$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.15 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

Il faut vérifier :

$$N(d - d') - M_{ua} \leq (0,337h - 0,81d') b \times h \times f_{bu}$$

Avec :

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 149.1515 + 985.92 \left(0.57 - \frac{0.6}{2} \right) = 415.35 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h-0,81d') b \times h \times f_{bu} = (0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,03) \times 0,6 \times 0,6 \times 18,48 = 1,18$$

Donc

$$(0,337h-0,81d') b \times h \times f_{bu} = 1,18 > N(d-d') - M_{ua} = [985,92 \times (0,57 - 0,03) - 415,35] \times 10^{-3} = 0,117$$

La condition n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{415,35 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,6 \times 0,57^2} = 0,115$$

$$\mu_{bu} = 0,115 < 0,186 \quad \text{On est en pivot A}$$

$$A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,115} \right) = 0,153$$

$$Z = 0,57 \times (1 - 0,4 \times 0,153) = 0,535 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{415,35 \times 10^{-3}}{0,535 \times 400} = 19,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 19,41 - \frac{985,92 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -5,24 \text{ cm}^2$$

Le tableau V.3 résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Choix des barres
Entres sol 1 et 2 et 3	65×65	S.P.C	0,48	33,8	36,7	12HA16+4HA20
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	S.P.C	0	28,8	30,29	12HA16+4HA14
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55×55	S.E.T	3,12	24,2	24,63	16HA14

étage							
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	S.E.T	0.48	20	20,36	4HA16+8HA14	
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	S.P.C	1.67	16.2	16.84	8HA14+4HA12	
9 ^{ème} étage	40×40	S.P.C	1.27	12.8	13.57	12HA12	
10 ^{ème} étage	35×35	S.P.C	3.08	9.8	10.68	4HA12+4HA14	

✚ Ferrailage transversal

Le tableau V.4 résume le ferrailage transversal dans les poteaux

Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	Entresols 1 et 2 et 3	RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Sections	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
$l_t^{min}(cm)$	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2
$l_t^{max}(cm)$	2	1.6	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
$l_r (cm)$	80	64	56	56	48	48	48
$l_0 (cm)$	248	248	248	248	248	248	248
$l_f (cm)$	174	174	174	174	174	174	174
λ_g	2.68	2.9	3.16	3.48	3.87	4.35	4.97
$V(KN)$	61.118	116.75	112.005	96.291	75.925	63.668	45.798
$t_{zone\ nodal}(cm)$	10	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}(cm)$	15	15	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$A_t(cm^2)$	1.32	2.73	2.86	2.71	2.37	2.24	1.84
$A_t^{min}(cm^2)$	7.8	7.2	5.81	5.1	3.93	2.77	1.61
$A_t^{adop}(cm^2)$	8.36	7.66	6.28	5.4	4.71	3.02	2.01
Choix	6HA12 + 2HA10	4HA10+ 4HA12	8HA10	8HA10	6HA10	6HA8	4HA8

D'après le Code De Béton Armé (**CBA93. Art A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \frac{l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

V.2.4. Vérifications nécessaires

✚ Vérification au flambement

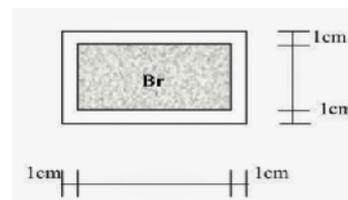
Selon le CBA93 (artB.8.2.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que : $N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$

Tel que :

Nu : Effort normal ultime.



B_r : Section réduite de béton en m^2 .

$\gamma_b=1.5$ Coefficients de sécurité béton, acier.

$\gamma_s=1.15$ Coefficients de sécurité béton, acier.

α : Coefficient de flambage qui est en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élanement mécanique est donné par :

$\lambda=3.46 \times \frac{l_f}{b}$ pour les sections rectangulaires

$l_f= 0.7l_0$ longueur de flambement.

On prendra comme exemple de calcul les poteaux des entresols.

$$N_d = 2699.557Kn$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 174 \text{ Cm} ; \lambda = 3.46 \times \frac{174}{65} = 9.26 < 50 ; \alpha = 0.838$$

$$B_r = (0.65 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.397m^2$$

$$N_u = 0.838 \times \left(\frac{0.397 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 36.7 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) \times 10^3 = 7229.02KN$$

$N_d = 2699.557KN < 7229.02KN$ pas de risque de flambement.

Le tableau V.5 résume les résultats de la vérification au flambement des poteaux.

Tableaux V.5 : Vérification au flambement des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (KN)	N _d (KN)	Obs
Entresols 1 et 2 et 3	65×65	248	174	9.26	0.838	36.7	0.397	7229.02	2699.557	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	248	174	10.03	0.836	30.29	0.336	6082.56	2253.085	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×55	248	174	10.95	0.834	24.63	0.281	5054.37	1434.522	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	248	174	12.04	0.830	20,36	0.230	4162.71	1073.713	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	248	174	13.38	0.826	16.84	0.185	3313.63	763.145	Vérifiée
9 ^{ème} étage	40×40	248	174	15.05	0.820	13.57	0.144	2573.71	473.813	Vérifiée
10 ^{ème} étage	35×35	248	174	17.2	0.811	10.68	0.109	1938.29	334.974	Vérifiée

Pas de risque de flambement.

✚ Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc\ 1} &= \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \quad \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} &= \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \quad \bar{\sigma}_{bc} \end{aligned} \right.$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

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

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

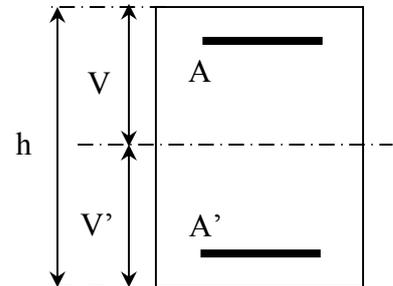


Figure V.1. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau V.6.

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Entresols 1 et 2 et 3	RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Sections	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
d (cm)	62	57	52	47	42	37	32
A (cm ²)	36.7	30.39	24.63	20,36	16.84	13.57	10.68

V (cm)	35.9	33.03	30.17	27.39	24.66	21.92	19.52
V (cm)	29.1	26.97	24.83	22.61	20.34	18.08	15.48
I_{yy} (m ⁴)	0,019	0,014	0,009	0,006	0,004	0,003	0,001
N_{ser} (KN)	1972.616	1518.857	1048.199	784.351	558.151	347.562	246.597
M_{ser} (KN.m)	39.3395	32.1137	30.89	32.1457	32.2594	30.3779	31.8659
M_{serG} (KN.m)	106.41	78.13	58.88	50.89	44.31	37.05	36.85
σ_{bc1} (MPa)	6.68	6.06	5.44	5.46	5.49	4.88	9.2
σ_{bc2} (MPa)	6.30	5.72	5.08	5.05	5.01	4.4	7.72
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée						

✚ Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau V.7.

Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Entresols 1 et 2 et 3	65×65	174	2.68	0.04	62	61.118	0.152	1,00	Vérifiée
RDC et 1^{er} et 2^{ème} étage	60×60	174	2.9	0,04	57	116.75	0.341	1,00	Vérifiée
3^{ème} et 4^{ème} étage	55×55	174	3.16	0,04	52	112.005	0.392	1,00	Vérifiée
5^{ème} et 6^{ème} étage	50×50	174	3.48	0,04	47	96.291	0.410	1,00	Vérifiée
7^{ème} et 8^{ème} étage	45×45	174	3.87	0,04	42	75.925	0.402	1,00	Vérifiée

9 ^{ème} étage	40×40	174	4.35	0,04	37	63.668	0.430	1,00	Vérifiée
10 ^{ème} étage	35×35	174	4.97	0,04	32	45.798	0.409	1,00	Vérifiée

❖ Détermination de la zone nodale

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

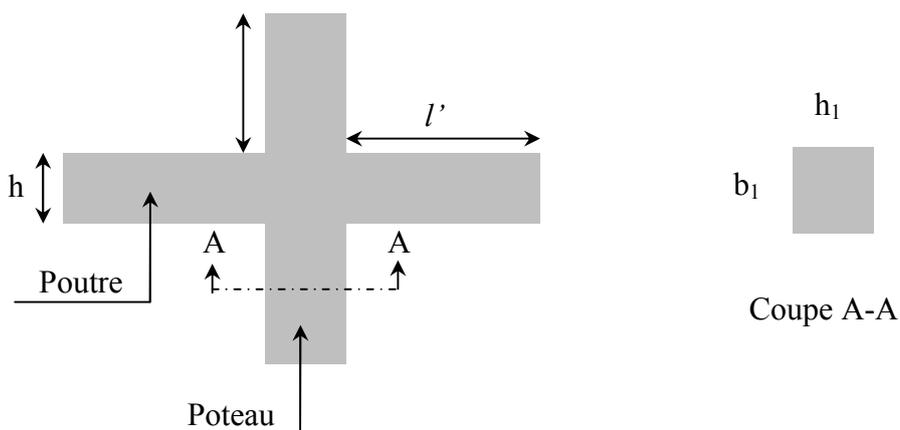


Figure V.2. Zone nodale

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	Entresols 1 et 2 et 3		RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
	Sections	65×65		60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
$L'(cm)$	P.P	80	80	80	80	80	80	80
	P.S	70	70	70	70	70	70	70
$h'(cm)$	65		60	60	60	60	60	60

❖ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50\text{cm}$.

✚ Schémas de ferrailage

Les poteaux des entre sols.

Les poteaux du RDC et le 1^{er} et 2^{eme} étage.

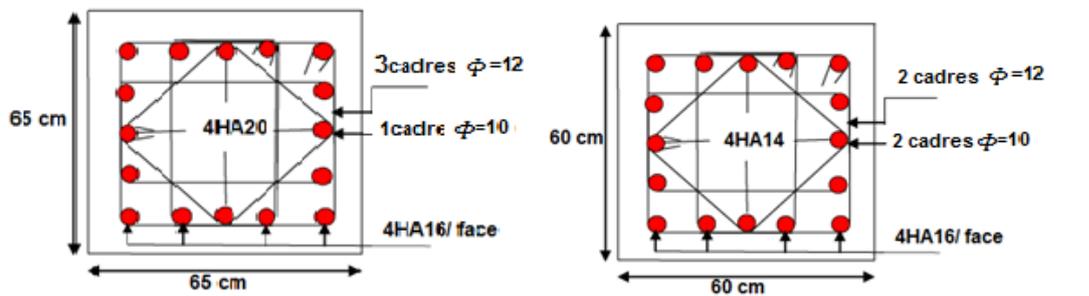
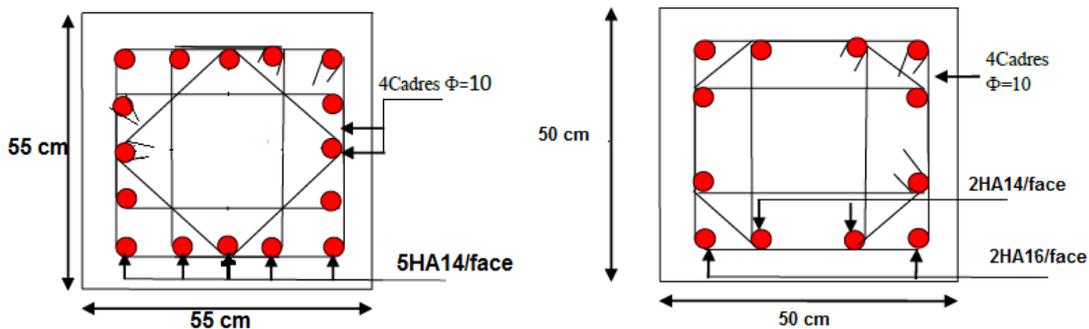


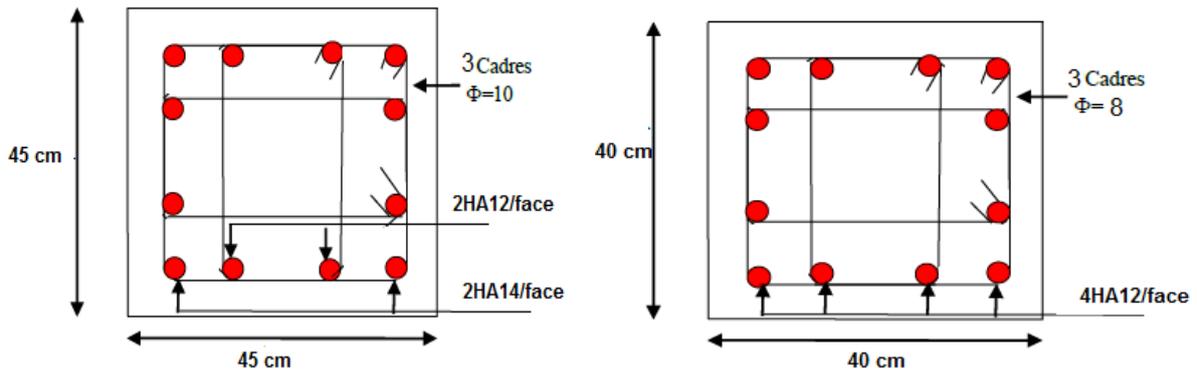
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux des six premiers niveaux.



Les poteaux du 3^{eme} et 4^{eme} étage.

Les poteaux du 5^{eme} et 6^{eme} étage.

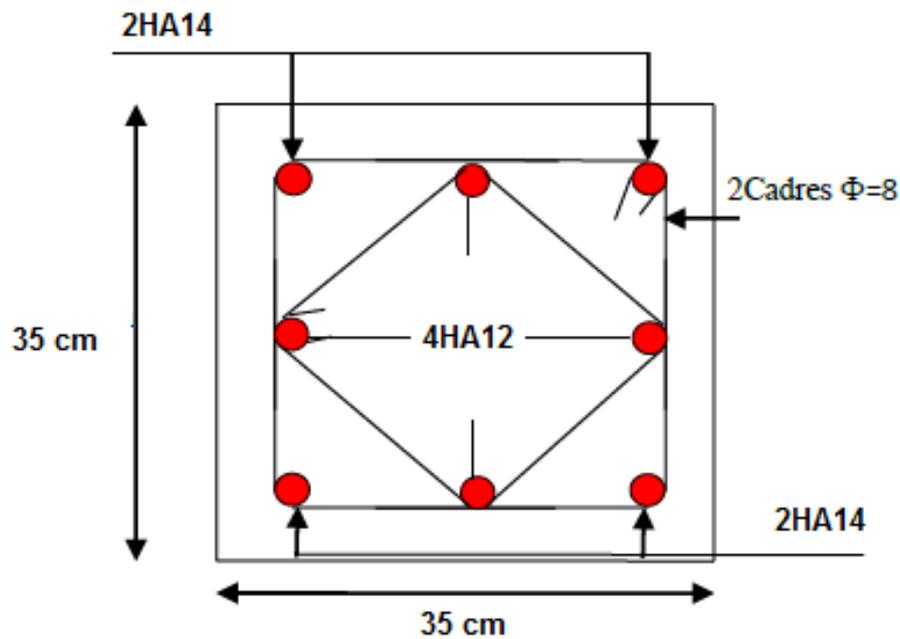
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux du 3^{eme} au 6^{eme} étage.



Les poteaux du 7eme et 8eme étage.

Les poteaux du 9eme étage.

Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux du 7eme au 9eme étage.



Les poteaux du 10eme étage.

Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux du dixième étage.

V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales (30×40) qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires (30×35) assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000.V19. Combinées par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

V.3.1 Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% de la section de béton en zone courante.
- 6% de la section de béton en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa)

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir Un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

-
- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

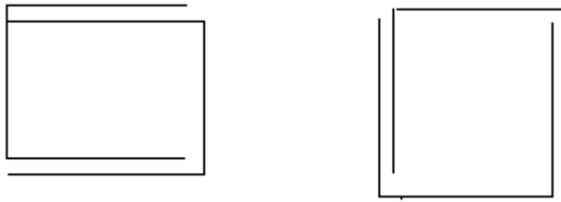


Figure V.7. 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

b) Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.

L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

- $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_1 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 de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

Le tableau V.9 résume les sections minimales et maximales données pas le RPA99V2003.

Tableau V.9. Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
Principale	30×40	6	48	72
Secondaire	30×35	5,25	42	53

V.3.3 Sollicitation de calculs

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau V.10.

Tableau V.10. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$	M_{appui}	V	$M_{travée}$	M_{appui}	V
Les entre sols	42.0577	-73.3497	91.923	22.0545	-29.3224	47.393
RDC	70.6307	-88.6271	64.02	60.4825	-60.1602	122.599
Les étages courants	100.1323	-119.7141	188.849	88.6353	-89.9251	178.852
Terrasse inaccessible	34.4949	-59.2796	96.202	31.4544	-46.0595	58.226

V.3.4 Ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

➤ Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) la plus sollicitée Avec

les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_a = 119.7141 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (G + Q + E_x) \\ M_t = 100.1323 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (G + Q + E_x) \end{cases}$$

• Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{119.7141 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 18,47} = 0,158 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,158 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,158}) = 0,216 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,338m$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{119.7141 \times 10^{-3}}{0,338 \times 400} \times 10^4 = 8.85cm^2$$

• Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{100.1323 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 18,47} = 0,132 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,132 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,132}) = 0,177 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,343m$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{100.1323 \times 10^{-3}}{0,343 \times 400} \times 10^4 = 7.29 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poutres est résumé dans le tableau V.11:

Tableau.11. Armatures longitudinales dans les poutres.

Niveaux	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres
entre sol	PP	30×40	Appuis	6.09	6	6HA12=6.79
			Travée	3.39		6HA12=6.79
	PS	30×35	Appuis	2.65	5,25	6HA12=6.79
			Travée	2.02		6HA12=6.79
RDC	PP	30×40	Appuis	7.02	6	3HA12+3HA14=8.01
			Travée	5.52		6HA12=6.79
	PS	30×35	Appuis	5.43	5,25	6HA12=6,79
			Travée	5.75		6HA12=6,79
Les étages courants	PP	30×40	Appuis	10.52	6	3HA16+3HA14=10,65
			Travée	8.37		3HA16+3HA14=10,65
	PS	30×35	Appuis	8.26	5,25	6HA14=9.24
			Travée	8.7		6HA14=9.24
Terrasse inaccessible	PP	30×40	Appuis	4.71	6	6HA12=6,79
			Travée	2.74		6HA12=6.79
	PS	30×35	Appuis	4.38	5,25	6HA12=6.79
			Travée	2.9		6HA12=6.79

a) Longueur de recouvrement

Soit l_r la longueur de recouvrement telle que $l_r > 40 \times \phi$

$$\begin{cases} \phi_l = 16 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 64 \text{ cm} \\ \phi_l = 14 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 56 \text{ cm} \\ \phi_l = 12 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 48 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Les armatures transversales

1. Diamètre des armatures transversales

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min\left(1,2 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10}\right)cm = \min(1,2 ; 1,143 ; 3)cm ; \text{Donc on prend } \phi_t = 10mm$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1,2 ; \frac{35}{35} ; \frac{30}{10}\right)cm = \min(1,2 ; 1 ; 3)cm ; \text{Donc on prend } \phi_t = 10mm$$

On prend $\phi_t = 10mm$ (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et secondaires.

2. Calcul des espacements des armatures transversales

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

▪ **$S_t \leq \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3})$**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 85,442cm$$

$$S_{t2} = \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} = 33,3cm$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 23,415cm$$

▪ **Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2)**• **Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$,**

- Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(10cm ; 14,4cm ; 30cm)$ Soit : **$S_t=10 \text{ cm}$**

- Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(8,75cm ; 14,4cm ; 30cm)$ Soit : **$S_t=8 \text{ cm}$**

• **Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$**

- Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20cm$; Soit : **$S_t=15cm$**

- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow S_t \leq 17,5cm$; Soit : **$S_t=15cm$**

3. Vérifications des armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ pour les poutres principale}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ pour les poutres secondaires}$$

$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{t\min} = 1,35 \text{ cm}^2$ condition vérifiée pour toutes les poutres.

-Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,159 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{array} \right.$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

2) Vérification des contraintes tangentielles

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \text{ Tel que: } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \text{ (F.P.N.).} \quad \text{BAEL91 Art (A.5.1.1) [4]}$$

Les résultats sont récapitulés sur le tableau V.12

Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Vérification
Principales	188.849	1,701	3.25	Vérifiée
Secondaires	178.852	2.2	3.25	Vérifiée

Donc y a pas de risque de cisaillement car $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa}$.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

➤ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ BAEL91 (Art IV.1)

➤ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ BAEL91 (Art IV.2)

Les résultats sont résumés dans le tableau V.13

Tableau V.13. Vérification au cisaillement.

Poutres	A_l (cm^2)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm^2)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm^2)	Observation
Principales	10,65	188.849	119.7114	4.72	-4.27	Vérifiée
Secondaires	9.24	178.852	89.9251	4.47	-4.78	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 il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont regroupés dans le tableau V.14

Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	y (m)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Principales	Appui	52.9708	0,517	1357821	2.01	15	Vérifiée

	Travée	34.4929	0,517	1357821	1.31	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	25.7577	0,423	794265.55	1.37	15	Vérifiée
	Travée	19.14	0,423	794265.55	1.01	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont

$$\text{satisfaites : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{485} = 0,082 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,082 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,0333 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10,65 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,37} = 0,00959 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{410} = 0,085 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,076 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,033 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,32} = 0,0096 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.5 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, 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 des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25 ca consiste à vérifier la condition suivante

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \text{ RPA99/2003 (Article 7.6.2)}$$

Ce pendant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

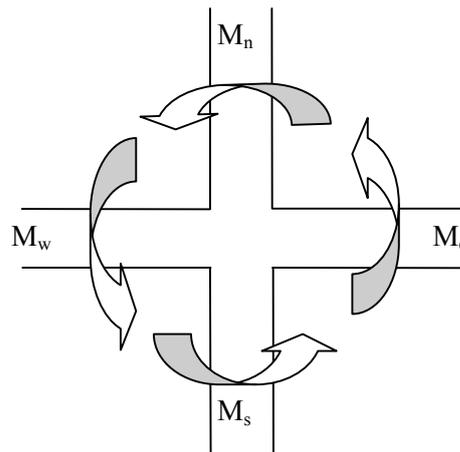


Figure V. 8. Les moments sur la zone nodale

V.3.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux

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

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.85 \times h$$

h : La hauteur totale de la section du béton.

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau V.15.

Tableau V.15. Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Les entre sols 1, 2,3	65×65	55.25	36.7	705.63
RDC+1,2étages	60×60	51	30.29	537.587
3, 4ème étages	55×55	46.75	24.63	400.7
5, 6ème étages	50×50	42,5	20.36	301.124
7,8ème étages	45×45	38.25	16.84	224.157
9ème étages	40×40	34	13.57	160.56
10ème étages	35×35	29.75	10.68	110.57

V.2.5.2 Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau V.16

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Les entre sols	P.P (30×40)	34	6.79	80.339
	P.S (30×35)	29.75	6.79	58.49
RDC	P.P (30×40)	34	8.01	94.774
	P.S (30×35)	29.75	6.79	70,297
Les étages courants	P.P (30×40)	34	10.65	126.011
	P.S (30×35)	29.75	9.24	95.661
Terrasse	P.P (30×40)	34	6.79	80.339

inaccessible	P.S (30×35)	29.75	5.65	58.49
--------------	-------------	-------	------	-------

V.3.5.2 Vérification

Les résultats des vérifications des zones nodales sont donnés dans le tableau V.17

Tableau V.17.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
les entre sols	P.P	537.587	705.63	80.339	1243.2	200.847	Vérifier
	P.S			58.49		146.225	Vérifier
RDC	P.P	537.587	537.587	94.774	1075.17	236.935	Vérifier
	P.S			70,297		175.743	Vérifier
1 ^{ème} étages	P.P	537.587	537.587	126,011	1075.17	315.0275	Vérifier
	P.S			95.661		239.1525	Vérifier
2 ^{ème} Etage	P.P	400.07	537.587	126,011	937.657	315.0275	Vérifier
	P.S			95.661		239.1525	Vérifier
3 ^{ère} étages	P.P	400.07	400.07	126,011	800.14	315.0275	Vérifier
	P.S			95.661		239.1525	Vérifier
4 ^{ème} Etage	P.P	301.124	400.07	126.011	701.194	315.0275	Vérifier
	P.S			95.661		239.1525	Vérifier
5 ^{ème} Etage	P.P	301.124	301.124	126,011	602.24	315.0275	Vérifier
	P.S			95.661		8	239.1525
6 ^{ème} Etage	P.P	224.157	301.124	126,011	525.28	315.0275	Vérifier
	P.S			95.661		239.1525	Vérifier
7 ^{ème} Etage	P.P	224.157	224.157	126,011	448.31	315.0275	Vérifier
	P.S			95.661		239.1525	Vérifier
8 ^{ème} Etage	P.P	160.56	224.157	126,011	384.71	315.0275	Vérifier
	P.S			95.661		239.1525	Vérifier
9 ^{ème} Etage	P.P	110.57	160.56	126,011	271.13	315.0275	Vérifier
	P.S			95.661		239.1525	Vérifier
10 ^{ème} Etage	P.P	110.57	110.57	80.339	221.14	200.8475	Vérifier
	P.S			58.49		146.225	Vérifier

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres :

1) Poutres principales

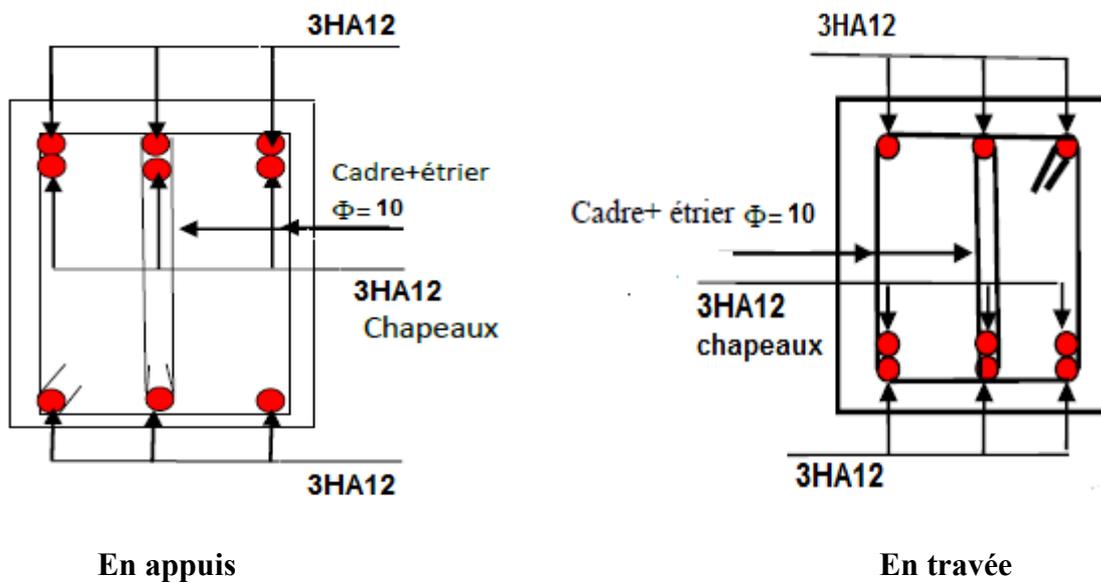


Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale des entre sols.

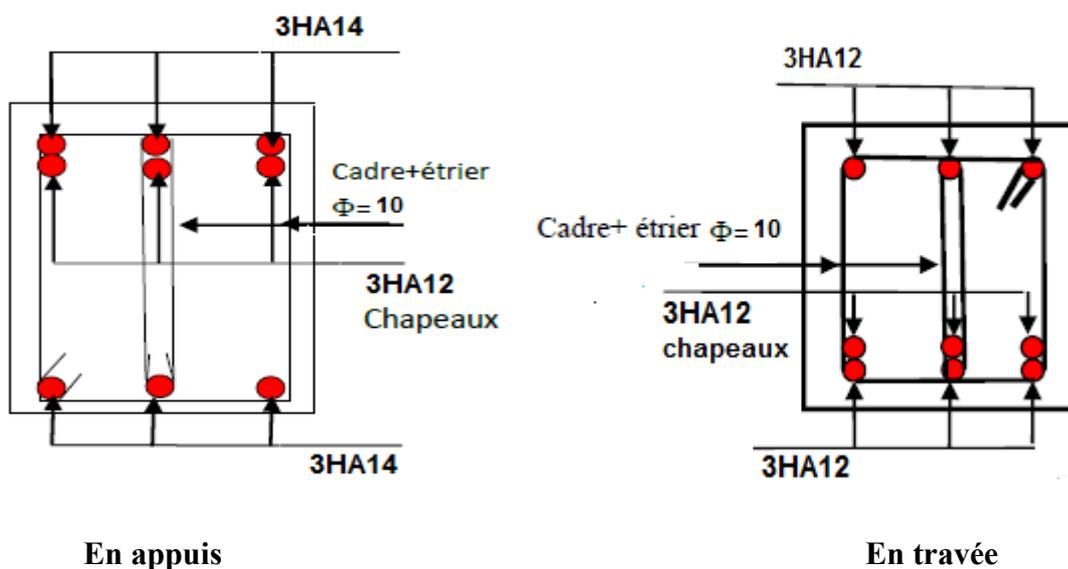


Figure V.10. Schéma de ferrailage de la poutre principale de RDC.

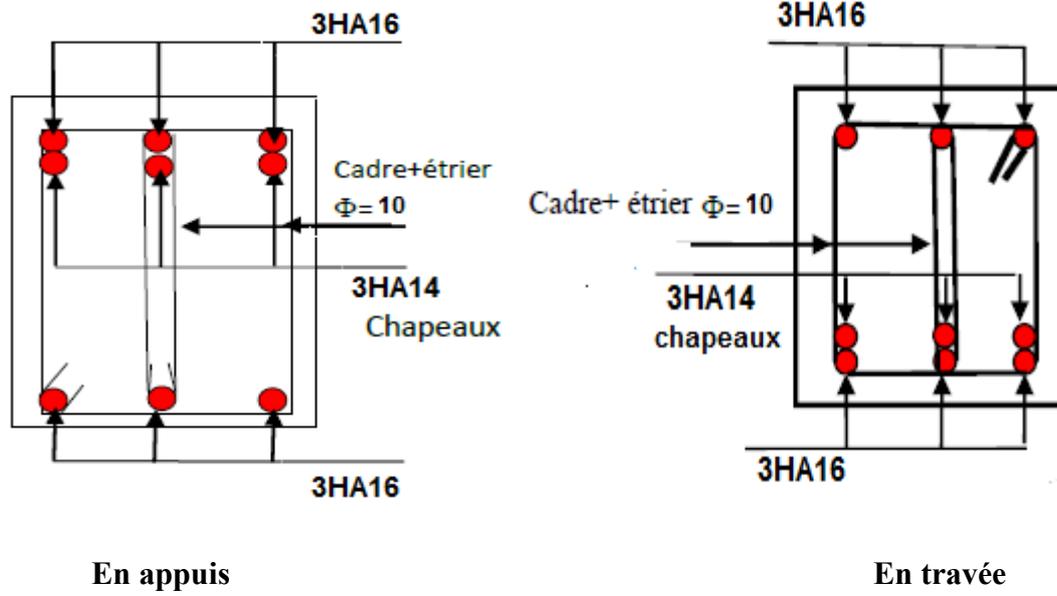


Figure V.11. Schéma de ferrailage de la poutre principale des étages courant.

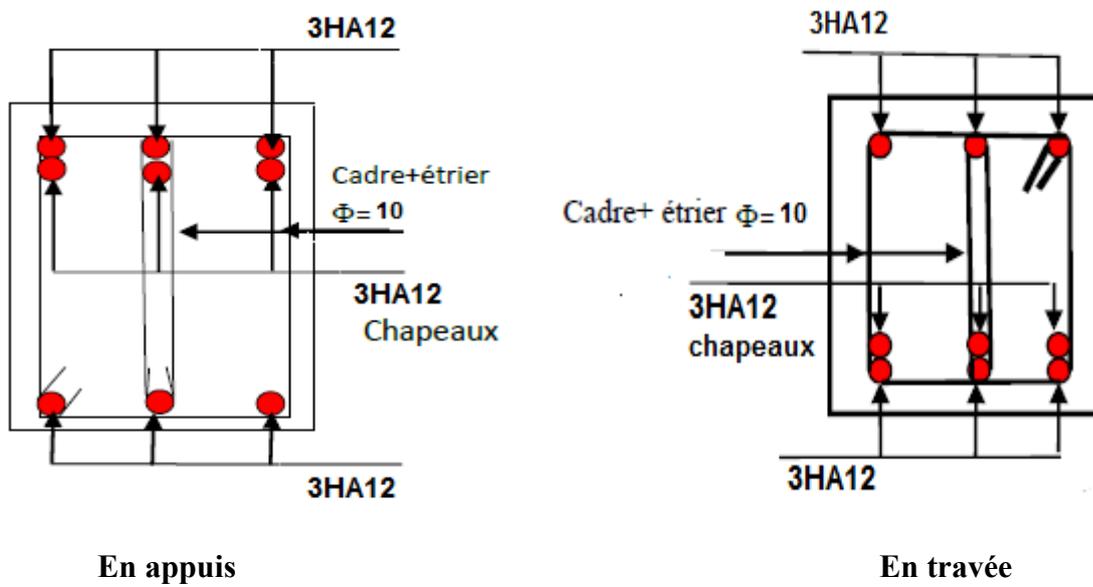


Figure V.12. Schéma de ferrailage de la poutre principale de la terrasse inaccessible.

2) Poutres secondaire

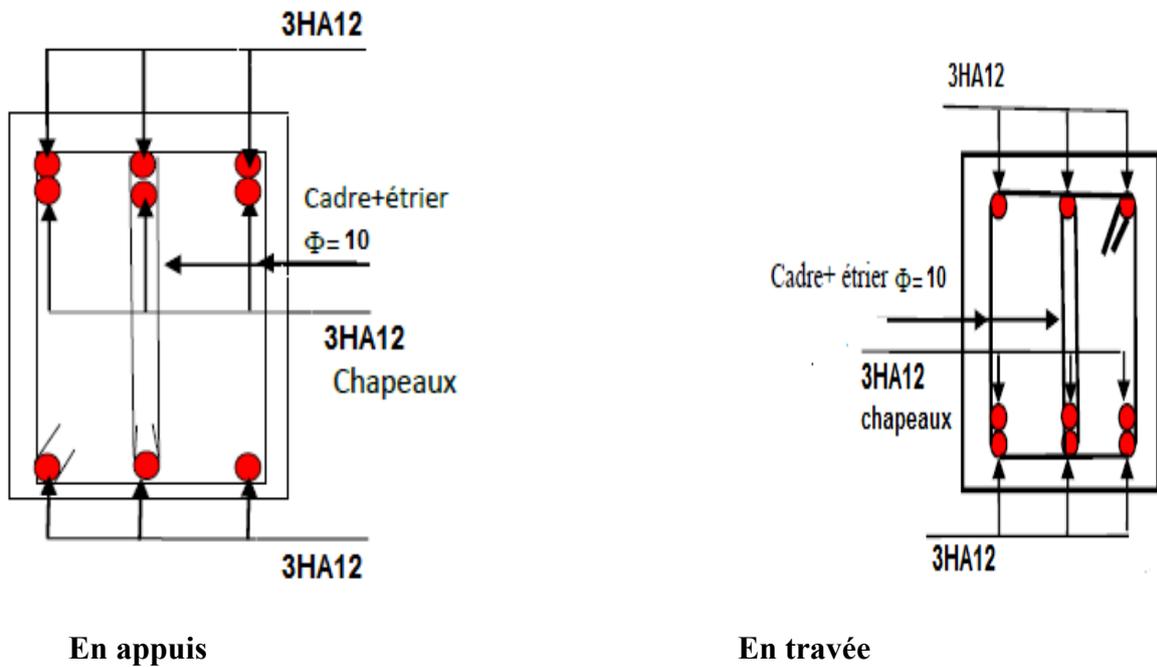


Figure V.13. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire entre sol et la terrasse inaccessible

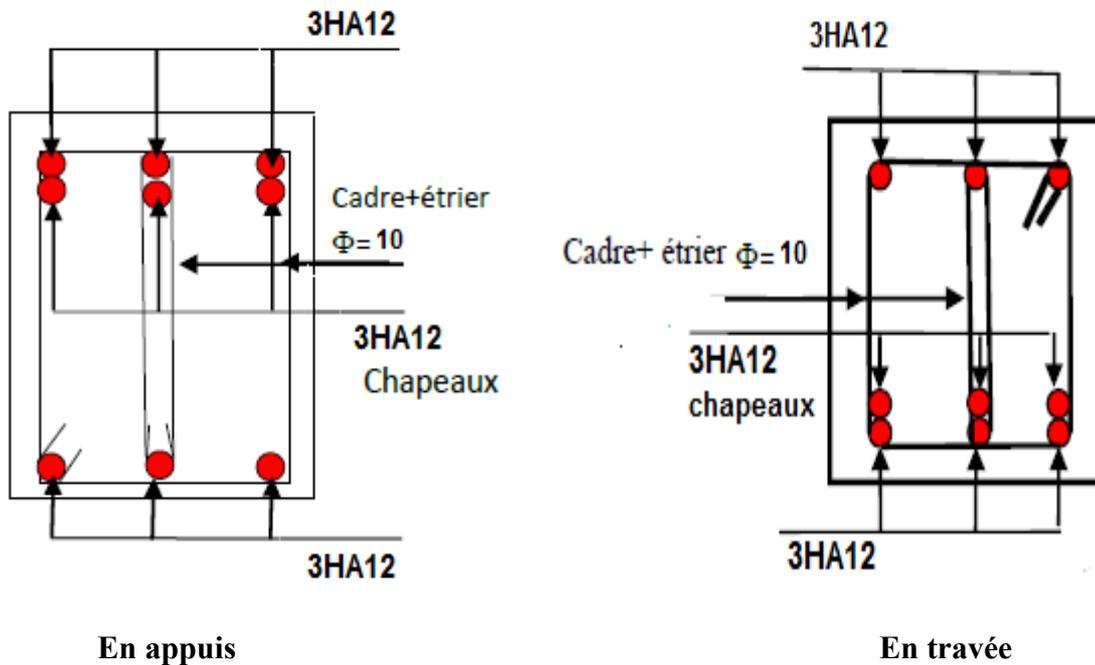
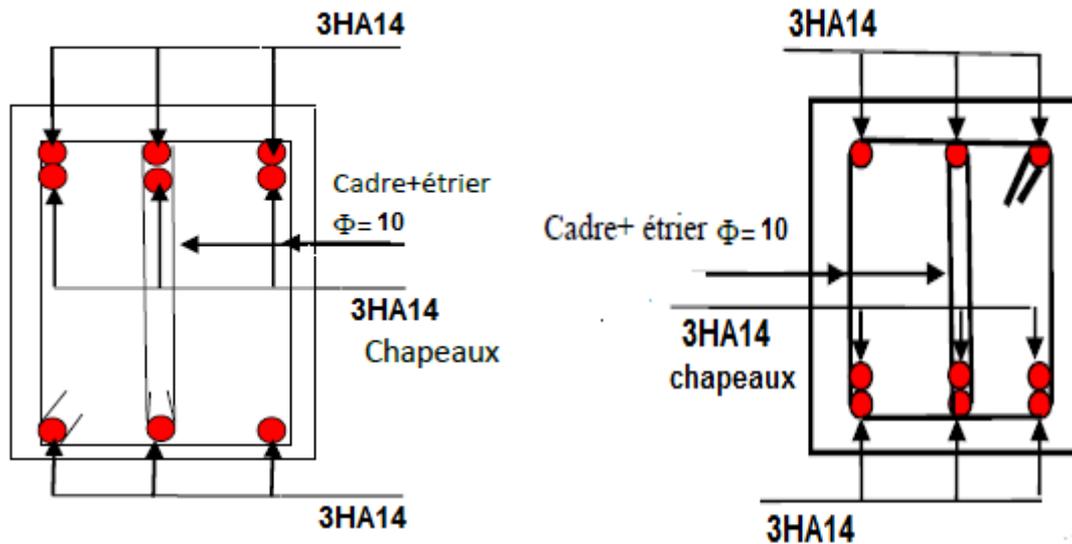


Figure V.14. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire RDC.



En appuis

En travée

Figure V.15. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire des étages courant.

V.3. Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant 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 encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\checkmark \text{ Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1,5 ; \text{ Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1,5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. 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.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$* 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$* G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\left. \begin{array}{l} M^{max} \\ N^{max} \\ N^{min} \end{array} \right\} \begin{array}{l} N_{corresp} \\ M_{corresp} \\ M_{corresp} \end{array}$$

V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version 2003

1. 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 :

$$\checkmark A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

Avec :

L_t : longueur de la zone tendue

e : épaisseur du voile

- ✓ 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
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

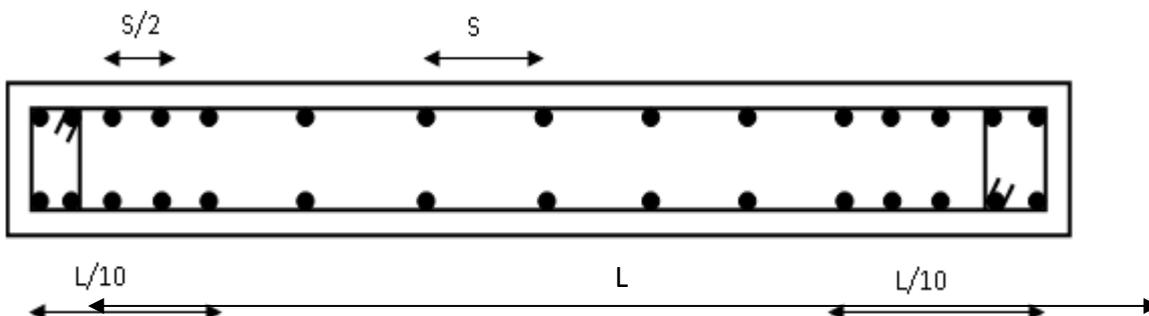


Figure V.16. Disposition des armatures verticales

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V=1,4V_u$

5. Règles communes aux 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 $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ 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 est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

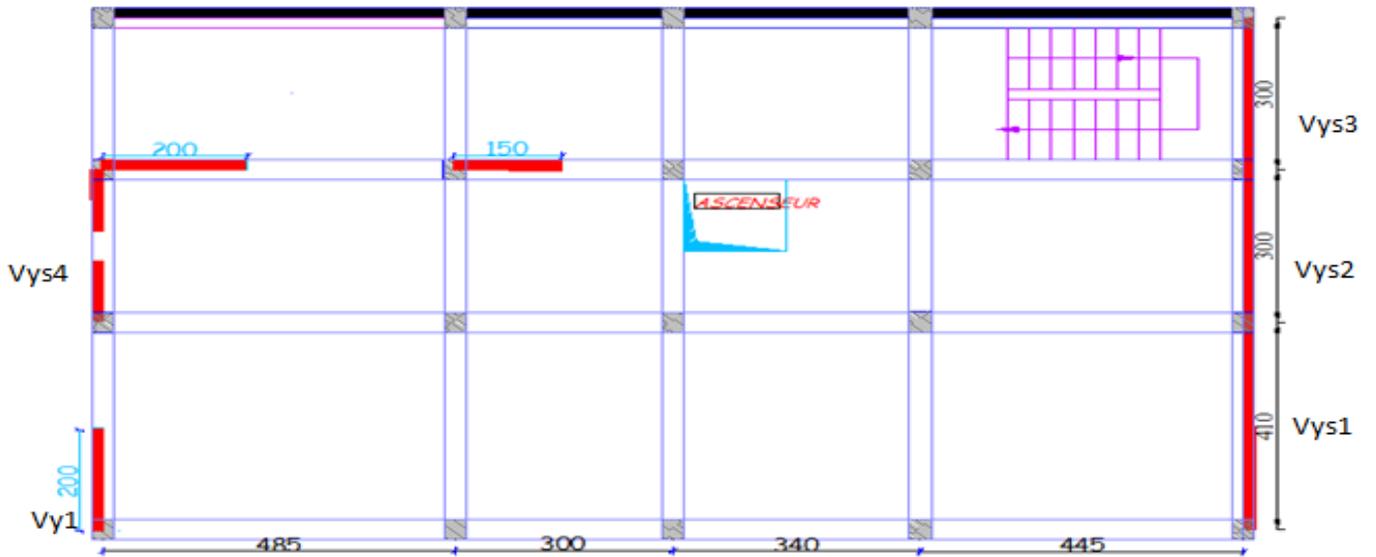


Fig. V.17.les entre sols

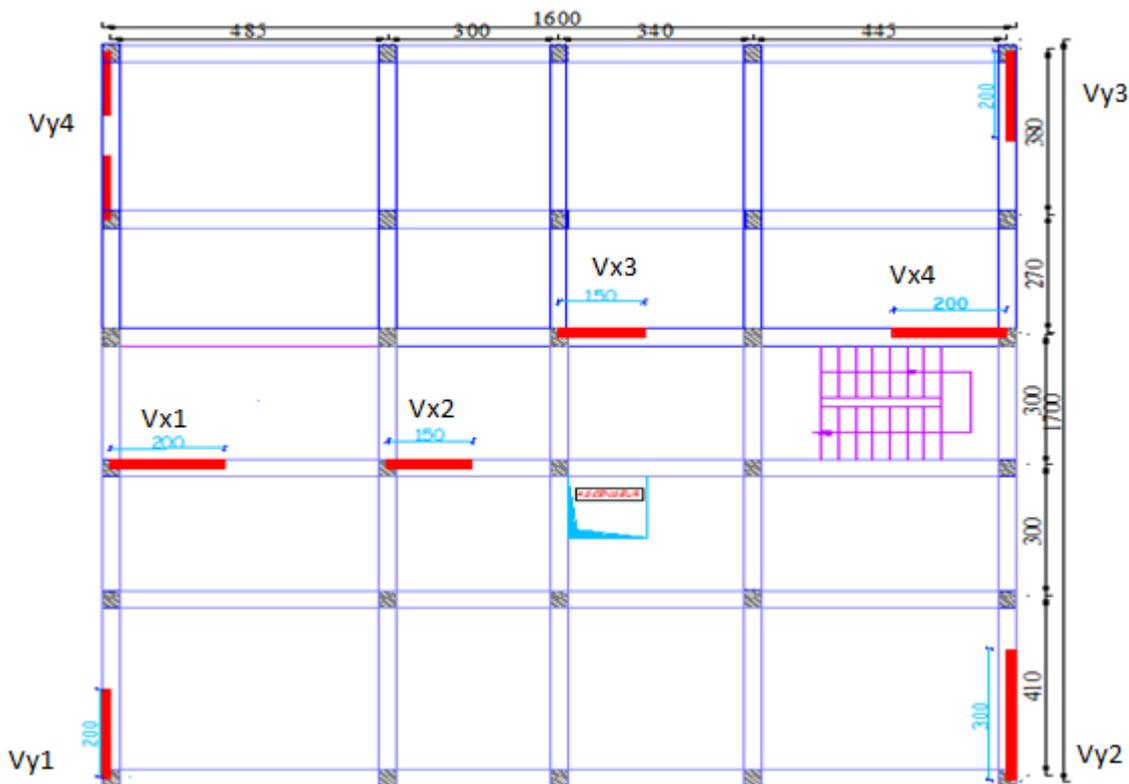


Figure V.18.RDC et étage courant

V.4.3. Calcul des sollicitations dans les différents types des voiles

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V19.

Le tableau V.18 résume les sollicitations données par le logiciel SAP 2000 pour le voile Vy3.

Tableau V.18. Les sollicitations dans les voiles $V_{y3} = 2m$ à tous les niveaux.

Niveau	N_{max} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		N_{min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC+1,2 étages	-910.713	9.0801	545.4048	-860.661	-303.401	534.3108	189.598
3, 4,5 étages	-713.91	28.278	217.1223	-386.902	-248.115	211.8779	119.913
6, 7,8ème étages	500.329	67.210	104.3368	-187.582	-130.994	91.8491	80.929
9,10ème étages	216.389	25.700	78.5357	-47.1014	-48.854	65.889	55.344

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 » pour une section ($b \times L$)

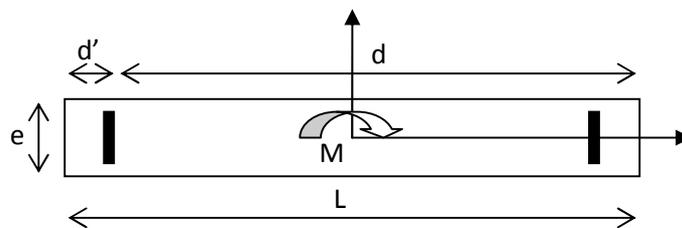
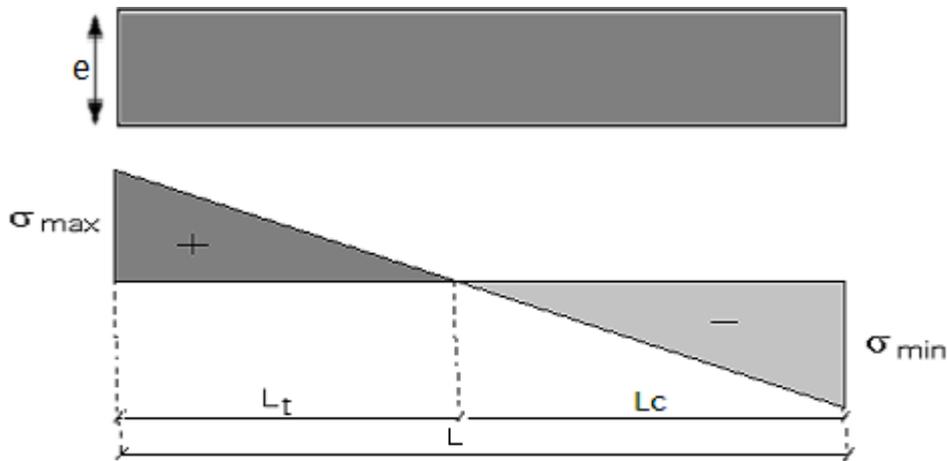


Figure V.19. Schéma d'un voile plein

- A_v^{min} : section d'armatures verticales minimale dans le voile ($A_v^{min} = 0,15\% \times b \times L$).
- A_v^{min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{min} / ten = 0,2\% \times b \times L_t$)
- $A_v^{min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée
($A_v^{min} / comp = 0,1\% \times b \times L_c$)
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.

- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{min} = 0.15\% \times b \times L$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée
- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement
- N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement
- L_t : longueur de la zone tondue



$$L_t = \frac{\sigma_{\max} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

- L_c : longueur de la zone comprimée avec : $L_c = L - 2L_t$.

On va exposer un seul exemple de calcul pour le voile V_{y3} et les autres seront résumés dans les tableaux.

1. Calcul sous $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$

- ✓ Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et 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.

$$L = 2 \text{ m}, d = 1,95 \text{ m}, e = 0,15 \text{ m}.$$

$$N_{\max} = -910.713 \text{ KN}; M_{\text{corres}} = 9.0801 \text{ KN.m (combinaison I' ELU)}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{9.0801}{910.713} = 0,01 \text{ m} < \frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section} \quad \text{II faut}$$

vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(a) = (0,337 \times L - 0,81 \times d') \times b \times L \times f_{bu}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{L}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 9.0801 + 910.713 \times \left(1,95 - \frac{2}{2}\right) = 874.25 \text{ KN.m}$$

$$(a) = (0,337 \times 2 - 0,81 \times 0,05) \times 0,15 \times 2 \times 14,2 = 2.6987 \text{ MN}$$

$$(b) = [910.713 \times (1,95 - 0,05) - 874.25] \times 10^{-3} = -0.78 \text{ MN}$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{874.25 \times 10^{-3}}{0,15 \times (1,95)^2 \times 14,2} = 0,108$$

$$\mu_{bu} = 0,108 < 0,186 \rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{(\gamma_s = 1.15)} = 348 \text{ MPa}.$$

$$\mu_{bu} = 0,108 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,108}) = 0,14$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 1,95 \times (1 - 0.4 \times 0,14) = 1.84 \text{ m}.$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{874.25 \times 10^{-3}}{1.84 \times 348} \times 10^4 = 13.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -13.65 - \frac{910.713 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = +12.49 \text{ cm}^2.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{874.25 \times 10^{-3}}{0,15 \times (1,95)^2 \times 14,2} = 0,108$$

$$\mu_{bu} = 0,108 < 0,186 \rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{(\gamma_s = 1.15)} = 348 \text{MPa.}$$

$$\mu_{bu} = 0,108 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{cm}^2$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,108}) = 0,14$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 1,95 \times (1 - 0,4 \times 0,14) = 1,84 \text{m.}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{874.25 \times 10^{-3}}{1,84 \times 348} \times 10^4 = 13,65 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -13,65 - \frac{910.713 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = +12,49 \text{cm}^2.$$

2. Calcul sous $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$

$$M_{\max} = -545.4048 \text{KN.m}; N_{\text{corres}} = -860.661 \text{KN} (\text{combinaison } G + Q + EY)$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{545.4048}{860.661} = 0,633 \text{m} < \frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section} \quad \text{II}$$

faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(a) = (0,337 \times L - 0,81 \times d') \times b \times L \times f_{bu} = 3,51 \text{MN}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d - \frac{L}{2}) \Rightarrow M_{uA} = 545.4048 - 860.661 \times (1,95 - \frac{2}{2}) = 272.628 \text{KN.m}$$

$$(b) = [860.661 \times (1,95 - 0,05) - 272.628] \times 10^{-3} = 1,36 \text{MN}$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1363.032 \times 10^{-3}}{0,15 \times (1,95)^2 \times 18,47} = 0,13$$

$$\mu_{bu} = 0,13 < 0,186 \rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{(\gamma_s = 1)} = 400 \text{MPa.}$$

$$\mu_{bu} = 0,13 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{cm}^2$$

$$\alpha = 0,174 \Rightarrow z = 1,813 \text{m}; \quad A_1 = 3,5 \text{cm}^2; \quad A_s = -17,96 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{cm}^2.$$

3. Calcul sous $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$

$$N_{\min} = -303.401 \text{KN}; M_{\text{corres}} = 534.3108 \text{KN.m} (\text{combinaison } 0,8G + E_y)$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{534.3108}{303.401} = 1,76 \text{m} > \frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'extérieur de la section} \quad \text{II}$$

faut vérifier la condition suivante :

(a) ≤ (b).....(I)

$$(a) = (0,337 \times L - 0,81 \times d') \times b \times L \times f_{bu} = 3.51 MN$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{L}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 534.3108 - 303.401 \times \left(1,95 - \frac{2}{2}\right) = 246.08 KN.m$$

$$(b) = [534.3108 \times (1,95 - 0,05) - 246.08] \times 10^{-3} = 0.77 MN$$

⇒ (I) n'est pas vérifiée.

Donc la section partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{246.08 \times 10^{-3}}{0,15 \times (1,95)^2 \times 18,47} = 0,023$$

$$\mu_{bu} = 0,023 < 0,186 \rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{(\gamma_s = 1)} = 400 MPa.$$

$$\mu_{bu} = 0,078 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 cm^2$$

$$\alpha = 0,029 \Rightarrow z = 1.92m; \quad A_1 = 3.2 cm^2; \quad A_s = 10.78 cm^2.$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de V_{y3} aux niveaux de RDC.

Soit $A_v/\text{face} = 12.49 cm^2$.

Calcul de l'espacement des barres verticales

$$S_t \quad \min(1,5 e; 30cm) = 20 cm$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$L_t = \frac{\sigma_{\max} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{303.401 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2} + \frac{534.3108 \times 10^{-3}}{(0,15 \times 2^3) / 12} \times 1,5 = -2.53 MPa.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{303.401 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2} + \frac{534.3108 \times 10^{-6} \times 189.598}{(0,15 \times 2^3) / 12} \times 1,5 = 0.51 MPa.$$

$$L_t = \frac{2.53 \times 2}{2.53 + 0.51} = 1.66m.$$

✓ armatures horizontales

Elle se calcule selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}; \quad V_{\max} = 189.598KN; \quad \tau_u = \frac{1,4 \times V_u}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 189.598 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2} = 0,88MPa.$$

$$\text{Soit : } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e} \times e \times S_h = \frac{0,88}{0,8 \times 400} \times 15 \times 20 \Rightarrow A_h = 0,825cm^2.$$

1. les vérifications nécessaires

1. Vérification au Cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 MPa .$$

$$\tau = 0,88MPa < \tau_{adm} = 5MPa \quad RPA 99Art (7.7.2.) \dots\dots\dots C'est vérifiée$$

2. Vérification des sections minimales

$$A_{\min(ZT)} = 0.20\% \times e \times l_t = 0.20\% \times 15 \times 166 = 4,98cm^2 (A_{\min} \text{ en zone tendue par RPA}).$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0,23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 195 \times 15 \times 2,1 / 400 = 3.53cm^2 (A_{\min} \text{ dans le voile par BAEL}).$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.10\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.10\% \times 15 \times (200 - 2 \times 166) = -1.98cm^2 (A_{\min} \text{ en ZC par RPA}).$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 15 \times 200 = 4.5cm^2 (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par RPA}).$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{V(ZT)} = 10.78cm^2$$

Les résultats de calcul des différents voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens x-x

Tableau V.19. Ferrailage du voile $V_{x1}=2m$ à tous les niveaux

Niveau	Les Entre sols	RDC+1 étages	2, 3,4 étages	5, 6,7ème étages	8, 9,10ème étages
L (cm)	200	200	200	200	200
e (cm)	15	15	15	15	15
M(KN.m)	29.2584	146.1815	65.0865	209.4508	35.6714

N(KN)	-1025.802	-1055.138	-904.169	-703.296	-330.368
V(KN)	81.521	198.166	174.362	153.052	92.72
τ_U Mpa	0.42	1.02	0.9	0,79	0.48
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
Section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
Av cal /face (cm ²)	15.37	18.32	14.4	12.71	9.88
Av min/face (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
Av adop/face (cm ²)	15.39	20.11	15.39	12.95	11.31
N ^{barre} /face	10HA14	10HA16	10HA14	6HA12+4HA14	10HA12
S _t (cm)	Extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm ²)	0.045	0.109	0.097	0.085	0.051
Ah min/face/(cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{barre} /face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.20. Ferrailage du voile V_{x2}=1.5m à tous les niveaux

Niveau	Les Entre sols	entre sol+RDC+1 étage	2, 3,4 étages	5, 6,7ème étages	8, 9,10ème étages
L (cm)	150	150	150	150	150
e (cm)	15	15	15	15	15
M(KN.m)	0.7359	47.7179	12.919	23.3671	23.8315
N(KN)	-1111.16	-941.997	-797.23	-639.306	-365.626
V(KN)	35.67	140.71	159.787	142.453	81.057
τ_U Mpa	0.24	0.97	1.1	0,98	0.56
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
Section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
Av cal /face (cm ²)	15.99	14.91	11.83	9.86	5.94
Av min/face (cm ²)	3.375	3.375	3.375	3.375	3.375
Av adop/face (cm ²)	17.28	15.39	12.95	11.31	7.85

N ^{barre} /face		6HA14+4HA16	10HA14	6HA12+4HA14	10HA12	10HA10
S _t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	12	12	12	12	12
Ah cal/face/ml (cm ²)		0.026	0.104	0.118	0.105	0.06
Ah min/face/(cm ²)		0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)		1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{barre} /face		2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)		20	20	20	20	20

Tableau V.21. Ferrailage du voile V_{x3}=1.5m à tous les niveaux

Niveau	RDC+1étages	2, 3,4 étages	5, 6,7ème étages	8,9,10ème étages	
L (cm)	150	150	150	150	
e (cm)	15	15	15	15	
M(KN.m)	4.66	0.1007	26.6445	7.7385	
N(KN)	1009.557	-831.539	-667.268	-37.7883	
V(KN)	192.734	157.276	150.672	83.824	
τ_v Mpa	1.33	1.08	1.04	0,58	
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	
Section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	
Av cal /face (cm ²)	14.64	11.96	10.36	5.65	
Av min/face (cm ²)	3.375	3.375	3.375	3.375	
Av adop/face (cm ²)	15.39	12.95	11.31	7.85	
N ^{barre} /face		10HA14	6HA12+4HA14	10HA12	10HA10
S _t (cm)	Extrémité	10	10	10	10
	Milieu	12	12	12	12
Ah cal/face/ (cm ²)		0.14	0.11	0.11	0.062
Ah min/face/(cm ²)		0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)		1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{barre} /face		2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)		20	20	20	20

Tableau V.22. Ferrailage du voile V_{x4}=2m à tous les niveaux

Niveau	entre sol+RDC+1 étage	2, 3,4 étages	5, 6,7ème étages	8, 9,10ème étages
L (cm)	200	200	200	200
e (cm)	15	15	15	15
M(KN.m)	47.4889	99.3486	84.9207	2.5097
N(KN)	-1293.334	-1071.99	-842.774	-44.5903
V(KN)	303.088	218.605	175.516	95.056
τ_v Mpa	1.51	1.13	0.91	0,49
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
Section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
Av cal /face (cm ²)	19.61	17.55	12.13	5.62
Av min/face (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5
Av adop/face (cm ²)	20.11	18.22	13.76	7.85
N ^{barre} /face	10HA16	4HA14+6HA16	4HA12+6HA14	10HA10
S _t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)	0.16	0.12	0.09	0.052
Ah min/face/(cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{barre} /face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.23. Ferrailage du voile Vy1=2m à tous les niveaux

Niveau	Les Entre sols	RDC+1 étages	2, 3,4 étages	5, 6,7ème étages	8, 9,10ème étages
L (cm)	200	200	200	200	200
e (cm)	15	15	15	15	15
M(KN.m)	7.884	95.1655	94.6009	58.939	43.3505
N(KN)	-1153.612	-954.026	-801.757	-622.226	-337.605
V(KN)	127.238	42.505	91.948	103.095	61.137
τ_v Mpa	0.43	0.14	0.31	0,35	0.21

$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
Section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
Av cal /face (cm ²)	16.69	15.08	12.88	9.79	5.47
Av min/face (cm ²)	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75
Av adop/face (cm ²)	17.28	15.39	12.95	9.93	7.85
N ^{barre} /face	6HA14+4HA16	10HA14	6HA12+4HA14	6HA12+4HA10	10HA10
S _t (cm)	Extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm ²)	0.046	0.015	0.033	0.037	0.022
Ah min/face/(cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{barre} /face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.24. Ferrailage du voile Vys1=4.1m à les entre sols

Niveau	Entre sol 1	Entre sol 2	Entre sol 3
L (cm)	4.1	4.1	4.1
e (cm)	15	15	15
M(KN.m)	68.2624	2.8084	102.0224
N(KN)	-1923.42	-1771.856	-1612.566
V(KN)	118.056	286.851	560.522
τ_U Mpa	0.29	0.72	1.41
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
Section	S.E.T	S.E.T	S.E.T
Av cal /face (cm ²)	28.36	25.49	24.25
Av min/face (cm ²)	9.225	9.225	9.225
Av adop/face (cm ²)	30.79	27.89	26.26
N ^{barre} /face	20HA14	14HA12+6HA16	14HA14+6HA10
S _t (cm)	Extrémité	10	10

	Milieu	20	20	20
Ah cal/face/ (cm ²)		0.031	0.077	0.15
Ah min/face/(cm ²)		0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)		1.57	1.57	1.57
N ^{barre} /face		2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)		20	20	20

Tableau V.25. Ferrailage du voile V_{ys2}=3m aux entresols.

Niveau		Entre sol 1	Entre sol 2	Entre sol 3
L (cm)		300	300	300
e (cm)		15	15	15
M(KN.m)		14.6555	63.8599	129.0467
N(KN)		-1300.432	-1146.851	-932.704
V(KN)		41.118	90.358	362.766
τ_v Mpa		0.14	0.31	1.25
$\bar{\tau}$ (MPa)		5	5	5
Section		S.E.T	S.E.T	S.E.T
Av cal /face (cm ²)		18.9	17.4	15.26
Av min/face (cm ²)		6.75	6.75	6.75
Av adop/face (cm ²)		19.01	17.9	15.55
N ^{barre} /face		10HA12+5HA14	10HA10+5HA16	10HA10+5HA14
S _t (cm)	Extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face/ (cm ²)		0.015	0.033	0.13
Ah min/face/(cm ²)		0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)		6.79	6.79	6.79
N ^{barre} /face		2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)		20	20	20

Tableau V.26. Ferrailage du voile V_{ys3}=3m à tous les niveaux

Niveau	Entre sol 1	Entre sol 2	Entre sol 3	Entre sol 4	Entre sol 5	Entre sol 6
L (cm)	300	300	300	300	300	300
e (cm)	15	15	15	15	15	15

M(KN.m)	50.6979	43.5566	45.7833	40.9606	87.5282	45.3076
N(KN)	-1438.295	-1397.551	-1354.352	-1307.865	-1279.238	-1231.313
V(KN)	46.491	45.381	98.867	95.902	179.452	160.684
τ_U Mpa	0.16	0.15	0.34	0.33	0.62	0.55
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
Section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
Av cal /face (cm ²)	18.61	18.01	17.5	16.86	17.08	15.95
Av min/face (cm ²)	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75
Av adop/face (cm ²)	19.01	19.01	17.9	17.9	17.9	17.9
N ^{barre} /face	5HA14+ 10HA12	5HA14+ 10HA12	5HA16+ 10HA10	5HA16+ 10HA10	5HA16+ 10HA10	5HA16+ 10HA10
S _t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm ²)	0.017	0.016	0.036	0.035	0.066	0.06
Ah min/face/(cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{barre} /face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.27 Ferrailage du voile $V_{y2}=3m$ à tous les niveaux

Niveau	entre sol+RDC+1 étages	2,3,4 étages	5, 6,7ème étages	8,9,10ème étages
L (cm)	300	300	300	300
e (cm)	15	15	15	15
M(KN.m)	56.5042	123.4948	123.6717	85.2538
N(KN)	-1705.763	-1192.213	-910	-488376
V(KN)	185.365	312.203	220.489	113.717
τ_U Mpa	0.96	1.08	0.76	0,39
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
Section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T

Av cal /face (cm ²)	25.73	18.91	14.85	8.24
Av min/face (cm ²)	6.75	6.75	6.75	6.75
Av adop/face (cm ²)	25.76	19.01	15.24	11.78
N ^{barre} /face	5HA12+10HA16	5HA14+10HA12	5HA10+10HA12	5HA10+10HA10
S _t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)	0.103	0.11	0.08	0.04
Ah min/face/(cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{barre} /face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.28. Ferrailage du voile V_{y3}=2m à tous les niveaux

Niveau	RDC+1 étages	2, 3,4 étages	5, 6,7ème étages	8, 9,10ème étages
L (cm)	200	200	200	200
e (cm)	15	15	15	15
M(KN.m)	9.0801	15.2397	29.1891	35.6714
N(KN)	-910.713	-753.169	-584.855	-330.368
V(KN)	189.598	116.339	102.736	48.007
τ _U Mpa	0.98	0.6	0,53	0,25
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
Section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
Av cal /face (cm ²)	13.28	11.15	7.85	4.79
Av min/face (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5
Av adop/face (cm ²)	13.76	11.31	7.85	7.85
N ^{barre} /face	6HA14+4HA12	10HA12	10HA10	10HA10
S _t (cm)	Extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm ²)	0.105	0.06	0,057	0,0.26
Ah min/face/(cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{barre} /face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.29. Ferrailage du voile V_{ys4}=3m à entre sol

Niveau	Entre sol 1	
L (cm)	300	
e (cm)	15	
M(KN.m)	23.5117	
N(KN)	-1402.116	
V(KN)	82.491	
τ_U Mpa	0.28	
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	
Section	S.E.T	
A_v cal /face (cm ²)	20.49	
A_v min/face (cm ²)	6.75	
A_v adop/face (cm ²)	20.55	
N^{barre} /face	6HA14+10HA12	
S_t (cm)	Extrémité	10
	Milieu	20
A_h cal/face/ (cm ²)	0.03	
A_h min/face/(cm ²)	0.45	
A_h adop/face (cm ²)	1.57	
N^{barre} /face	2HA10	
S_t (cm)	20	

+ Schéma de ferrailage

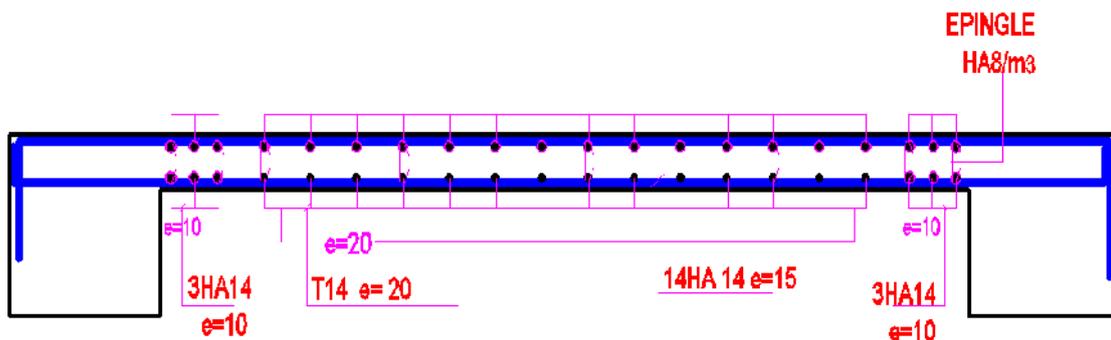


Figure V.20. Schéma de ferrailage du voile $V_{ys1} = 4.1\text{ m}$.

Voiles avec ouverture :

3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul ont été déterminées à l'aide du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans des tableaux.

1. Les linteaux : (RPA99 version 2003 (art7.7.3))

Tableau V.29. Sollicitation de calcul dans les linteaux// à y-y'

Linteau du voile a ouverture Vy4											
Etage	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
M_d (KN.m)	151.40	238.51	228.47	207.04	170.61	149.70	14.28	94.60	59.23	43.21	51.70
M_g (KN.m)	138.91	223.85	216.73	193.11	157.91	136.31	102.21	82.93	49.39	32.64	39.61
V (KN)	65.58	56.23	46.28	50.11	36.76	39.54	26.85	27.7	16.45	14.83	20.76
Linteau du voile a ouverture Vys4											
Etage	Entre sol 1					Entre sol 2					
M_d (KN.m)	39.0648					11.7359					
M_g (KN.m)	36.8395					9.9787					
V (KN)	28.304					16.907					

M_d : moment à droite des linteaux ; **M_g** : moment à gauche du linteau ; **V** : effort tranchant

3.4. Calcul du ferrailage :

a.1) Les Linteaux :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}} \quad \text{RPA99version2003 (art7.7.3.1)}$$

b_0 : épaisseur du linteau

d : hauteur utile = 0.9 h

h : hauteur totale de la section brute

$$\bar{V} = 1.4 \times 65.58 = 91.81 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{91.81 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.9 \times 1} = 0.68 \text{ MPa} \leq 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \quad \text{RDC+10 niveau.}$$

$$\tau_b = \frac{28.304 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.9 \times 1} = 0.21 \text{ MPa} \leq 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \quad \text{Entre sol.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement dans les linteaux

Les linteaux sont ferrailés par trois types d'armatures

- Des aciers longitudinaux de flexion,
- Des aciers transversaux,
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

Les armatures diagonal sont pas obligatoire puisque $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales se fait a la flexion simple sous les sollicitation les plus défavorable obtenue (tab5.15). Tous les linteaux seront ferrailés de la même manière.

$$(A_t, A'_t) \geq 0.0015.b.h \quad (0.15\%)$$

Les sections a ferrailées sont de 1.2×1

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau V.30.

Tableau V.30.Ferrailage longitudinal des linteaux

Linthead	Section (m ²)	M (KN.m)	A'cal (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} barres
Vy4	1.2 × 1	238.51	6.24	2.25	6.79	6HA12
Vys4		39.0648	0.98	2.25	4.71	6HA10

1) Armatures transversales

2.1) Contrainte limite de cisaillement

$$\tau_b \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5MPa \quad \text{RPA99version2003 (art7.7.2)}$$

2.2) Section des armatures transversales

$$A_t \geq 0,0015 .b .s \quad (0, 15\%) \quad \text{pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28}$$

$$A_t > 0, 0025 .b .s \quad (0, 25\%) \quad \text{pour } \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1.2}{1} = 1.2 \text{ (linthead long)} \quad \text{st} \leq \frac{A_t . f_e . Z}{V} \quad \text{RPA99version2003(art7.7.3.1)}$$

Où

St : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversale

$z = h - 2d'$, d' : enrobage.

V : effort tranchant dans la section considérée

l : portée du linteau.

Soit $st = 15 \text{ cm}$ $A \geq \frac{56.23 \times 10^{-3} \times 0.15}{400 \times 0.9} = 0.23 \text{ cm}^2$

$A_{\min} = 0.0025 b.st = 0.0025 \times 0.15 \times 0.15 = 0.56 \text{ cm}^2$

Les résultats des sections des armatures transversales sont résumés dans le tableau V.31

Tableau V.31. Ferrailage transversale des linteaux.

Linteau	$A_{\text{cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adop}} \text{ (cm}^2\text{)}$	N ^{bre} barres	St (cm)
Vy4	0.23	0.56	0.79	1HA10	15
Vys4	0.12	0.34	0.79	1HA10	15

3) Armatures longitudinales de peau :

Elles doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

$A_p = 0.002 \times e \times h$

$A_p = 0.002 \times 0.15 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$

Soit 4HA10 = 3.14 cm² (4HA10/face) avec un espacement s = 15 cm

a.2) Les Trumeaux

Tableau V.32. Ferrailage du voile $V_{y4} = 1.3\text{m}$ à tous les niveaux

Niveau	RDC+1 étages	2 ,3,4 étages	5, 6,7ème étages	8,9,10ème étages
L (cm)	130	130	130	130
e (cm)	15	15	15	15
M(KN.m)	46.0099	40.4255	36.2843	230.2552

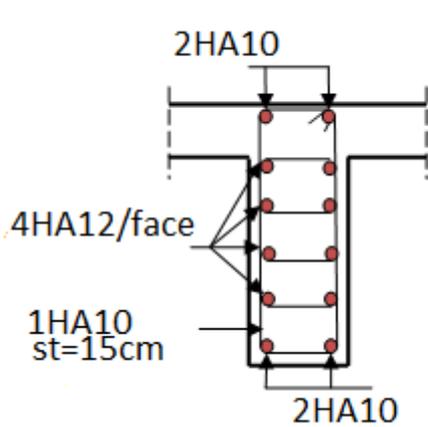
N(KN)	-964.356	-862.753	-688.244	-397.772
V(KN)	191.579	162.266	85.696	20.252
τ_U Mpa	1.52	1.29	0.68	0,16
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
Section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
Av cal /face (cm ²)	15.38	13.74	11.09	6.72
Av min/face (cm ²)	2.925	2.925	2.925	2.925
Av adop/face (cm ²)	16.08	14.2	12.32	7.66
N ^{barre} /face	8HA16	4HA14+4HA16	8HA14	4HA10+4HA12
S _t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face (cm ²)	0.16	0.14	0.073	0.017
Ah min/face/(cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{barre} /face	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.33. Ferrailage du voile Vys4=0.9m à tous les niveaux

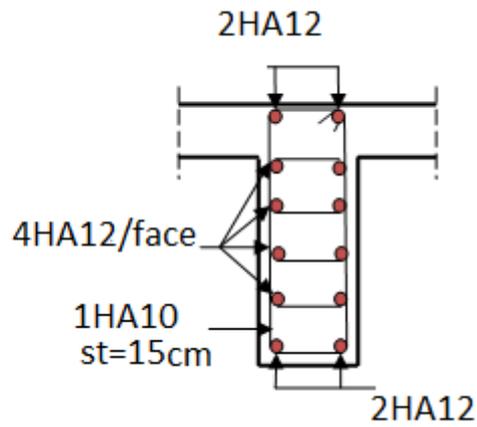
Niveau	Entre sol 2	Entre sol 3
L (cm)	90	90
e (cm)	15	15
M(KN.m)	5.2639	4.86
N(KN)	-737.297	-709.265
V(KN)	31	73.109
τ_U Mpa	0.35	0.84
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5
Section	S.E.T	S.E.T
Av cal /face (cm ²)	10.85	10.42
Av min/face (cm ²)	2.025	2.025
Av adop/face (cm ²)	12.06	12.06
N ^{barre} /face	6HA16	6HA16
S _t (cm)	Extrémité	10
	Milieu	20

Ah cal/face/ (cm ²)	0.037	0.09
Ah min/face/(cm ²)	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	1.57	1.57
N ^{barre} /face	2HA10	2HA10
S _t (cm)	20	20

✚ Schéma de ferrailage des linteaux.



Linteau des entre sols



Linteau de l'étage courant

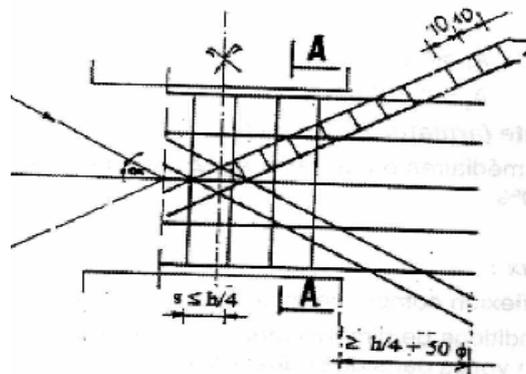


Figure. V.21.Schéma de ferrailage des linteaux

CHAPITRE VI

Etude d'infrastructure

I. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

II. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

ELS

ELU

III. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bar pour une profondeur d'ancrage de 2.5 m.

IV. Choix du type de fondation

Notre projet comporte deux parties de fondation à étudier. La partie 01 supporte 14 niveaux et la partie 02 supporte 11 niveau .et dans l'objectif d'optimiser le dimensionnement des fondations. On va étudier les deux parties séparément.

IV.1 Etude de la partie 01

IV.1.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V19.

N = 2153.151 KN

S : Surface d'appuis de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \sqrt{\frac{0,65}{0,65} \times \frac{2153.151}{200}} \Rightarrow B = 3.28 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3m, on remarque qu'il va y avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

IV.1.2. Vérification de la semelle filante.

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L = \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B = \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i: L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 7763.336 \text{ KN}$$

$$B = \frac{7763.336}{200 \times 10.1} = 3.84 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

IV.1.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L : Distance maximale entre deux files successives, $L=4.85\text{m}$.

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_r = \frac{L}{20} = \frac{485}{20} = 24.25 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t = \frac{L}{10} = \frac{485}{10} = 48.5 \text{ cm}$$

➤ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} = \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol .la valeur qui correspond à notre sol d'après la bibliographie

(A.GREKOW et al., 1964 ;A.FUENTES ,1983) est $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen);

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

I = $\frac{b \cdot h_t^3}{12}$, inertie de la semelle ;

$$h_t = \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.85^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.6978m = 69.78cm$$

Donc, $h_t = 69.78 \Rightarrow h_t = 80 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} = \frac{1 \times 0.8^3}{12} = 0.043m^4 \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.216 \times 10^7 \times 0.043}{4 \times 10^4 \times 1}} = 3.43 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4.85 \times \frac{\pi}{2} \times 3.43 = 5.38 \dots\dots\dots \text{Vériiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 36083.339 \text{ KN}$$

$$P_{rad} = h_r \times S_{bat} \times \rho = 0.3 \times 175.76 \times 25 = 1318.22 \text{ KN}$$

$$P_{ner} = b_{a,pot} \times \gamma_b \times h_t \times L_{ner} = 0.65 \times 25 \times 62.8 \times 0.8 = 816.4 \text{ KN}$$

$$N = 36083.339 + 1318.22 + 816.4 = 38217.959 \text{ KN}$$

$$S_{rad} = \frac{38217.959}{200} = 191.09 \Rightarrow S_{rad} = S_{bat} = 175.76 \text{ m}^2$$

Donc, le radier est avec débord.

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 80 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

La surface du radier $S_{rad} = 191.09 \text{ m}^2$

✚ **Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \quad \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

Pour un débord de 1m on calcul la contrainte moyenne

$$S_{rad} = 203.86$$

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} = 2345.48 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 8.675 \text{ m}$$

$$I_y = \frac{h \times b^3}{12} = 5113.93 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 5.875 \text{ m}$$

❖ Sens X-X

Données :

$$N = 38217.959 \text{ KN}; M_x = 16499.3794 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{38.218}{203.86} + \frac{16.499 \times 5.875}{2345.48} = 0.228 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{38.218}{203.86} - \frac{16.499 \times 5.875}{2345.48} = 0.146 \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.228 + 0.146}{4} = 0.2075 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y

Données :

$$N = 38217.959 \text{ KN}; M_x = 14944.8365 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_y} = \frac{38.218}{203.86} + \frac{14.944 \times 8.675}{5113.93} = 0.214 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{38.218}{203.86} - \frac{14.944 \times 8.675}{5113.93} = 0.16 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.214 + 0.16}{4} = 0.2 \text{ MPa} = \bar{\sigma}_{sol} = 0.200 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

La contrainte dans le sol n'est pas vérifiée dans le sens X donc on doit augmenter le débord.

Pour un débord de 1.2m

$$S_{rad} = 209.72$$

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} = 2495.74 m^4 \text{ et } X_G = 8.775 m$$

$$I_y = \frac{h \times b^3}{12} = 5382.92 m^4 \text{ et } Y_G = 5.975 m$$

$$\text{Sens } X - X: \sigma_{moy} = 0.20 MPa = \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 MPa$$

$$\text{Sens } Y - Y: \sigma_{moy} = 0.194 MPa < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 MPa$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 MPa$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d = \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul.

$$N_d = 38217.959 KN$$

$$V_d = \frac{38217.959 \times 4.85}{2 \times 209.72} = 441.91 KN$$

$$d = \frac{441.91 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0.177 m, \text{ Soit } d = 25 cm$$

$$\tau_u = \frac{441.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 1.77 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa$$

Donc, pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d < 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(65 \times 65) cm^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\left. \begin{array}{l} A = a + h_t = 0.65 + 0.8 = 1.45 \\ B = b + h_t = 0.65 + 0.8 = 1.45 \end{array} \right\} \Rightarrow U_c = 5.8 m$$

$$N_d = 2153.151 KN < 0.045 \times 5.8 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3480 KN$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 209,72 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 8,64 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 38217,959 \text{KN} > 1,15 \times 8,64 \times 209,72 \times 10 = 20837,78 \text{KN} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :**

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

Avec :

B : La largeur du radier.

▪ **Dans le sens x-x :**

$$N_{\text{total}} = 38217,959 \text{KN}, M_x = 16499,3794 \text{ Kn.m}$$

$$e_x = \frac{16499,3794}{38217,959} = 0,43 \text{m} < \frac{18,75}{4} = 4,69 \text{ m}$$

$$e_x = 0,43 \text{ m} < 4,69 \text{m} \dots \text{condition vérifié}$$

▪ **Dans le sens y-y :**

$$N_{\text{total}} = 38217,959 \text{ Kn}, M_y = 14944,8365 \text{ Kn.m}$$

$$e_y = \frac{14944,8365}{38217,959} = 0,39 \text{ m} < \frac{12,75}{4} = 3,19 \text{ m}$$

$$e_y = 0,39 \text{ m} < 3,19 \text{ m} \dots \text{condition vérifié}$$

🌈 **Ferraillage du radier général**

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferraillage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

➤ Calcul des sollicitations

A L'ELU

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = h_r \times S_{rad} \times \rho = 0.3 \times 209.72 \times 25 = 1572.9 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = 816.4 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 49281.39 + 1572.9 + 816.4 = 51670.69 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{51670.69}{209.72} = 246.38 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.85 - 0.65 = 4.2 \text{ m} ; L_y = 4.1 - 0.65 = 3.45 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.45}{4.2} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0539 \times 246.38 \times 3.45^2 \\ M_{0y} = 0.6313 \times 158.06 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 158.06 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 99.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 134.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 84.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_{0x} = -47.42 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 36083.339 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{36083.339}{209.72} = 172.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 124.3 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 91.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$M_{tx} = 105.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 77.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -37.29 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)

Tableau VI.1. Section d'armateur du radier

Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix	St (cm)	
travée	X-X	134.35	15.37	2.62	15.39	10HA14	10
	Y-Y	84.81	9.43	2.4	10.78	7HA14	15
Appui	- 47.42	5.16	2.62	5.65	5HA12	20	

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Condition de non fragilité**

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\alpha = 0.82 > 0,4$

$$A_{minx} = \alpha \times \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) \times b \times h_r = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.82}{2} \right) \times 100 \times 30 = 2.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \alpha \times b \times h_r = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des armatures**

- Armatures // L_x :

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

- Armatures // L_y :

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

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \tau = 0,05 \quad f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \quad V_x = \frac{246.39 \times 3.45}{2} \times \frac{4.2^4}{4.2^4 + 3.45^4} = 292.05 \text{ Kn}$$

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = 163.84 \text{ Kn}$$

$$V_u = \max(V_x; V_y) = 292.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{292.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1.08 \text{ Mpa} < \tau = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right)$$

$$\eta = 1.6$$

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	σ_{st} $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	105.66	9.09	99085.62	9.69 < 15	Vérifiée	286.47 > 201,63	Non vérifiée
	y-y	77.98	7.87	75423.34	8.14 < 15	Vérifiée	396.67 > 201,63	Non vérifiée
appui		-37.29	5.97	44574.15	4.99 < 15	Vérifiée	263.9 > 201,63	Non vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10 ⁻²)		A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	105.66	0.38	0.298	15.72	16.08	8HA16	12.5
	y-y	77.98	0.28	0.260	11.44	12.06	6HA16	17
appui		- 37.29	0.13	0.184	5.32	6.79	6HA12	17

➤ Schéma de Ferrailage du radier

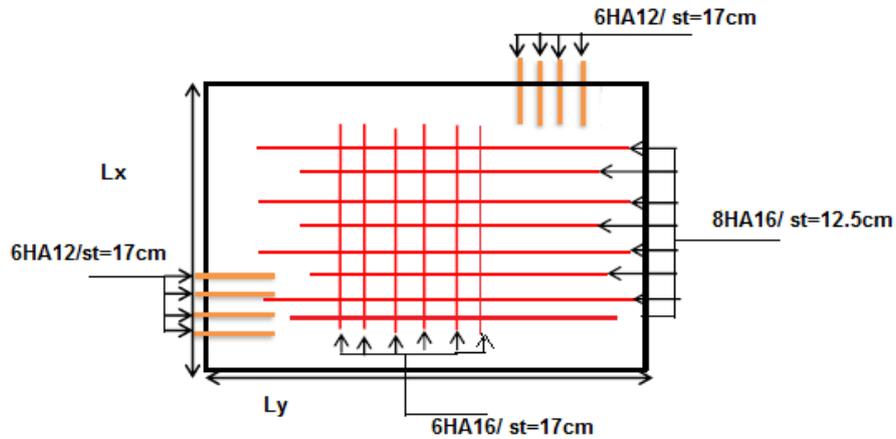


Figure VI.1. Schéma de ferrailage du radier

➤ Ferrailage du débord

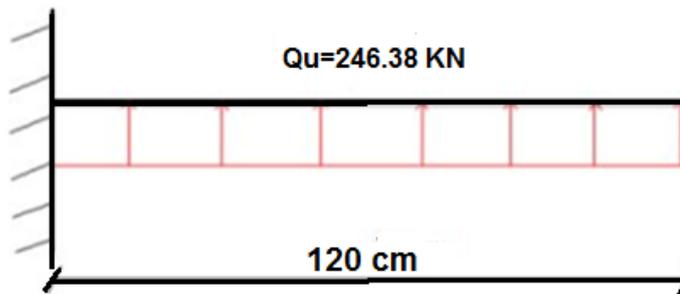


Figure VI.2. Schéma statique du débord

• Calcul du moment sollicitant

$$M_u = - \frac{Q_u \times l^2}{2} = -177.39 \text{ KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Section d'armateur du débord

M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A _{adop} (cm ² /m)	N ^{bre} de barres / ml	St (cm)	A _r (cm ² /m)	A _{r adop} (cm ² /m)
-177.39	14.47	4.46	16.08	8HA16	12.5	4.02	4HA12=4.52

• **Vérifications à l'ELS**

$$M_s = -\frac{Q_s \times l^2}{2} = -\frac{172.05 \times 1.2^2}{2} = -123.88 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation	M_s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	σ_{st} $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	-123.88	11.16	207381.5	6.67 < 15	Vérifiée	231.53 > 201.63	Non vérifiée

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.6. Section d'armature du débord à l'ELS

Localisation	M_s KN.m	β 10 ⁻²		A_{cal} cm ² /ml	A_{adop} cm ² /ml	N ^{bre} de barres	S _t cm	Ar cm ² /ml	$A_{r\ adop}$ cm ² /ml
Travée	-123.88	0.45	0.320	18.59	18.85	6HA20	17	4.71	4HA14= 6.16

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$b = 1m, \quad d = 0.37m$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$V_u = Q_u \times l = 295.656 \text{ KN} \quad \tau_u = 0.799 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

IV.1.4 Etude des nervures

✚ **Définition des charges qui reviennent sur les nervures**

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures. Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Charges triangulaires**

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{l_{xi}^2}{l_{xi}} \quad \text{dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{array} \right. \quad \text{Dans le cas d'une seul charge triangulaire par travée.}$$

Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

➤ Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

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

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

🌈 Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

➤ 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 : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

➤ 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.

➤ L'effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

• Sens X-X

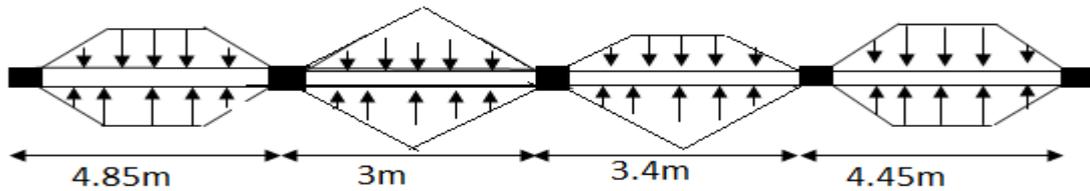


Figure VI.3. Schéma statique de la nervure selon X-X

• Sens Y-Y

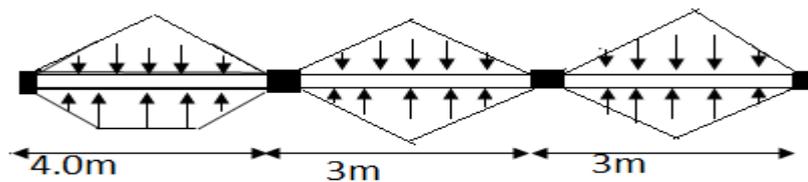


Figure VI.4. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_{max} (KN)
X-X	AB	4.85	590.06	0	-1178.95	2.01	1684.15	1195.55	1674.18
	BC	3	386	-1178.95	-327.91	2.23	331.4	-214.94	295.32
	CD	3.4	443.98	-327.91	-956.44	1.28	602.39	37.86	939.63
	DE	4.45	560.09	-956.44	-207.96	2.52	540.49	54.64	1078.00
Y-Y	AB	4.1	528.22	0	-755.503	1.70	1077.56	764.31	1267.12
	BC	3	386	-755.503	-343.313	1.85	410.61	-90.705	441.60
	CD	3	386	-343.313	0	1.79	418.02	241.162	464.56

Tableaux VI.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
X-X	AB	4.85	410.04	0	-819.56	2.01	1170.34	830.686
	BC	3	269.54	-819.56	-228.98	2.23	231.41	-149.152
	CD	3.4	310.04	-228.98	-667.89	1.28	420.66	26.444
	DE	4.45	391.12	-667.89	-145.22	2.52	951.12	579.22
Y-Y	AB	4.1	368.86	0	-527.571	1.70	752.47	533.726
	BC	3	269.54	-527.571	-239.732	1.85	286.72	-63.342
	CD	3	269.54	-239.732	0	1.79	291.89	168.401

✚ Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

➤ **Détermination de la largeur b**

• **Sens X-X**

On a :

$$h = 0.80 \text{ m} ; h_0 = 0.30 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.60 \text{ m} ; d = 0.75 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0.6}{2} \min(2.425 \text{ m} ; 0.3 \text{ m})$$

Donc, $b = 1.2 \text{ m}$.

• **Sens Y-Y**

On a :

$$\frac{b - 0.6}{2} \min(2.05 \text{ m} ; 0.3 \text{ m})$$

Donc, $b = 1.2 \text{ m}$.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

➤ **Armatures longitudinales**

Le tableau VI.9 représente le ferrailage longitudinal des nervures

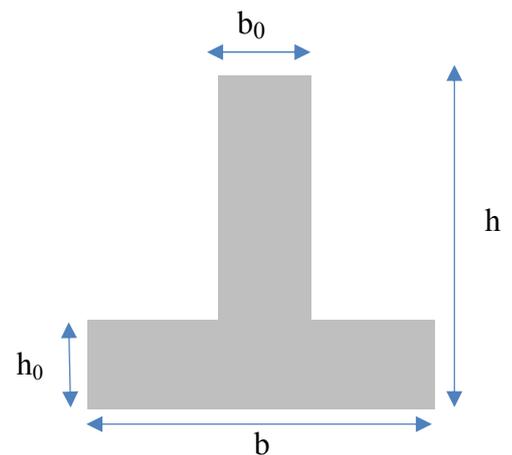


Figure VI.5. Schéma des nervures

Tableau VI.9. Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	1195.55	49.15	10.87	58.49	3HA32+7HA25
	Appui	-1178.95	48.34		49.09	10HA25
Y-Y	Travée	1077.56	43.91	10.87	49.09	10HA25
	Appui	-755.503	30.19		30.82	5HA25+2HA20

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t = \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 22.86; 60) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4 \cdot 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres 10)

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

🚧 **Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2.5 \text{ MPa}$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{1674.18 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.75} = 1.86 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1267.12 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.75} = 1.41 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.	σ _{st} σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
X-X	Travée	830.686	27.69	2850261	7.78<15	Vérifiée	199.31>201,63	Vérifiée
	Appui	-819.56	26.29	2525479	8.53<15	Vérifiée	237.07>201,63	Non vérifiée
Y-Y	Travée	533.726	26.29	2525479	5.55<15	Vérifiée	154.38>201,63	Vérifiée
	Appui	-527.571	23.23	1834778	6.68<15	Vérifiée	223.29>201,63	Non vérifiée

Remarque

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

Tableau VI.11. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cat} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres
X-X	Appui	-819.56	0.72	0.389	62.27	64.75	5HA25+5HA32
Y-Y	Appui	-527.571	0.46	0.323	39.09	39.27	8HA25

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2$.

Soit : 2HA14 = 3,08 cm² par face.

📌 Schéma de ferrailage des nervures

Sens X-X

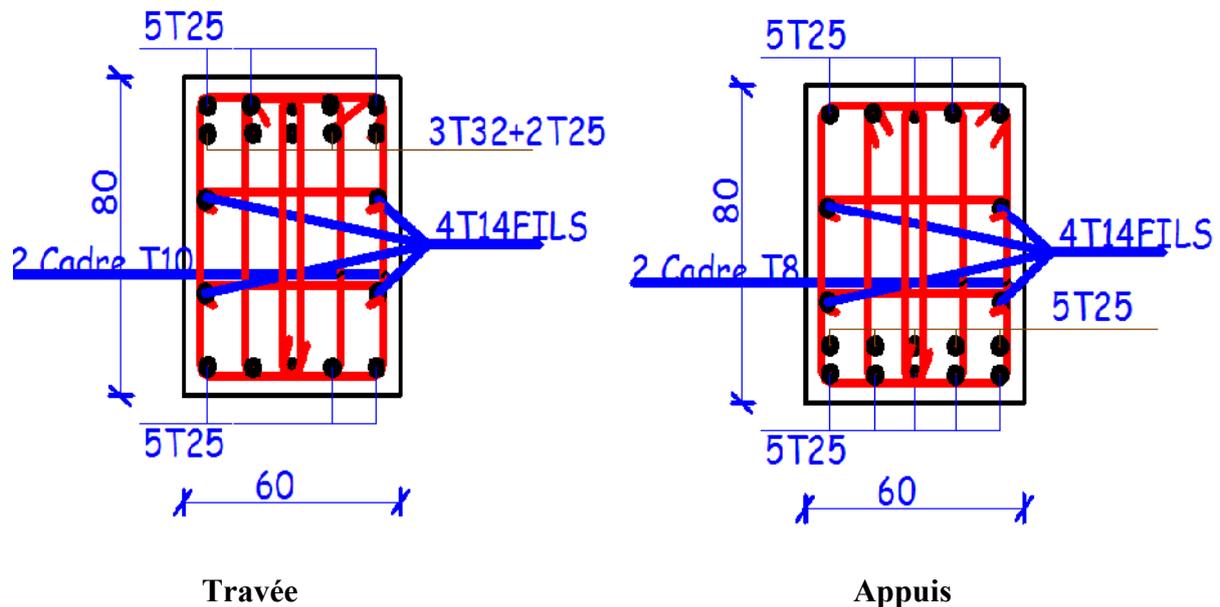


Figure VI.6 : schéma de ferrailage des nervures dans le sens x

Sens Y-Y

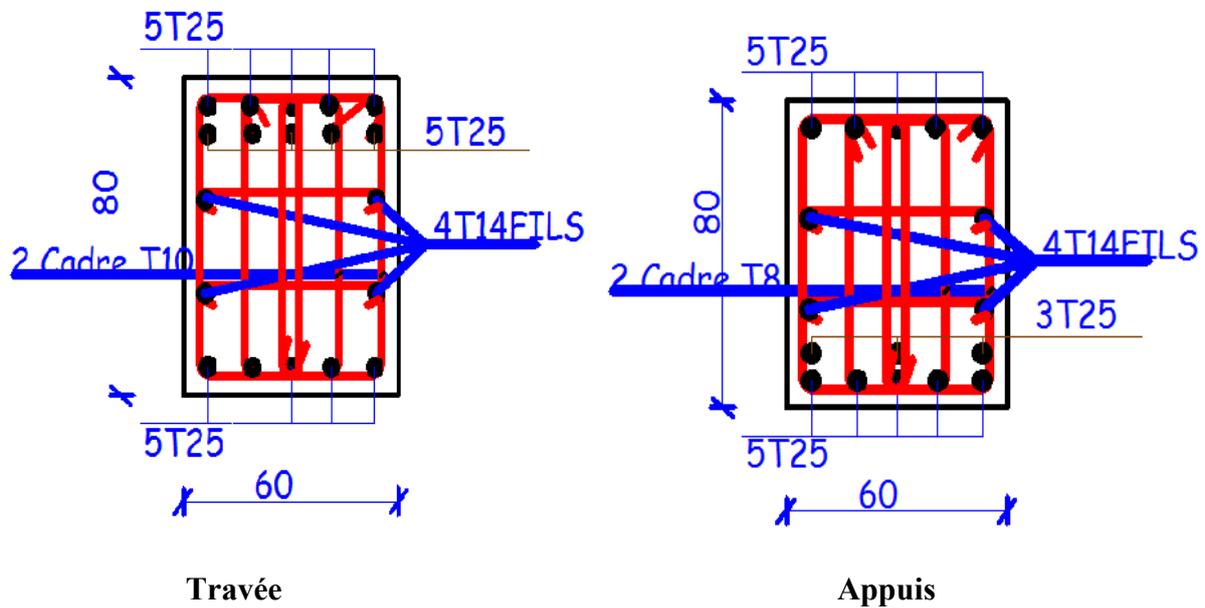


Figure VI.7 : schéma de ferrailage des nervures dans le sens x

IV.2 Etude de la partie 02

On calcul la 2ème partie de la même manière.

IV.2.1. Vérification de la semelle isolée

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V19.

$$N = 1185.896 \text{ KN}$$

$$B = 2.43 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3m, on remarque que la semelle isolé passe mais pour la continuité du RDC et pour évité le risque de tassement différentielle on va opter pour un radier général.

IV.2.2. Radier général

🔧 Pré dimensionnement du radier

Tableau VI.12 : les dimensions du radier

h_t (m)	h_r (m)	d' (m)	N (KN)	$S_{bat}(m^2)$	$S_{rad}(m^2)$
0.80	0.30	0.05	14188.83	102.05	70.94

$S_{rad} = S_{bat} = 102.05 \text{ m}^2$, le radier est sans débord.

✚ Vérifications nécessaires

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans le sol

	X_G	Y_G	I	I	σ_{min}	σ_{max}	σ_{moy}	$\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	8.175	3.575	498.03	/	0.123	0.155	0.147	Vérifiée
Y-Y	8.175	3.575	/	2604.22	0.119	0.158	0.148	Vérifiée

➤ **Vérification au cisaillement**

Tableau VI.14 : Vérification au cisaillement.

$V_D(KN)$	$d_{cat}(m)$	$d_{dap}(m)$	$\tau_u(MPA)$	$\bar{\tau}_u(MPA)$
337.17	13.5	20	1.68	2.5

➤ **Vérification au poinçonnement**

Sous le poteau le plus sollicité :

$$N=1185.896 \text{ KN} < 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}=3480 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

$$N = 14188.83 \text{ KN} > 1.15 \times 8.64 \times 102.05 \times 10 = 10139.69 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :**

$$e_x = \frac{2280.3967}{14188.83} = 0.161 \text{ m} < \frac{16.35}{4} = 4.09 \text{ m} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{6190.776}{14188.83} = 0.44 \text{ m} < \frac{7.15}{4} = 1.79 \text{ m} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✚ Ferrailage du radier général

➤ **Calcul des sollicitations**

Tableau VI.15 : les sollicitations de calcul dans le radier.

	sens	N (KN)	Q(KN/ m^2)	L(m)	ρ	μ	M_0 KN.m	M_t KN.m	$M_a(Kn.m)$
ELU	X-X	18939.75	185.59	3.2	0.91	0.0447	84.95	72.21	-25.48
	Y-Y	18939.75	185.59	3.5	0.91	0.8036	68.27	58.03	-25.48
ELS	X-X	14188.83	139.04	3.2	0.91	0.0518	73.57	62.53	-22.07
	Y-Y	14188.83	139.04	3.5	0.91	0.8646	63.76	54.20	-22.07

➤ **Ferrailage longitudinal**

Tableau VI.16. Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St (cm)
travée	X-X	72.21	7.98	3.26	10.78	7HA14	15
	Y-Y	58.03	6.36	3.26	7.92	7HA12	15
Appui		- 25.48	2.74	3.26	3.93	5HA10	20

➤ **Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité

On a $e = 30 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0.91 > 0,4$

$$A_{minx} = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.91}{2} \right) \times 100 \times 30 = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures :**

- Armatures // L_x :

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

- Armatures // L_y :

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

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \tau = 0,05 \quad f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 174.8 \Rightarrow \tau_u = 0.65 \text{ Mpa} < \tau = 1,25 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau VI.17. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	σ_{st} $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	62.53	7.87	71361.31	6.89 < 15	Vérifiée	251.44 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	54.20	6.9	53471.54	6.99 < 15	Vérifiée	305.61 > 201,63	N. Vérifiée
appui		-22.07	5.08	30509.61	3.67 < 15	Vérifiée	237.85 > 201,63	N. Vérifiée

Tableau VI.18. Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10^{-2})		A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	62.53	0.42	0.311	12.81	14.2	4HA16+ 4HA14	12.5
	y-y	54.20	0.37	0.294	11.04	12.32	8HA14	12.5
appui		- 22.07	0.15	0.184	4.35	6.79	6HA12	17

➤ **Schéma de Ferrailage du radier**

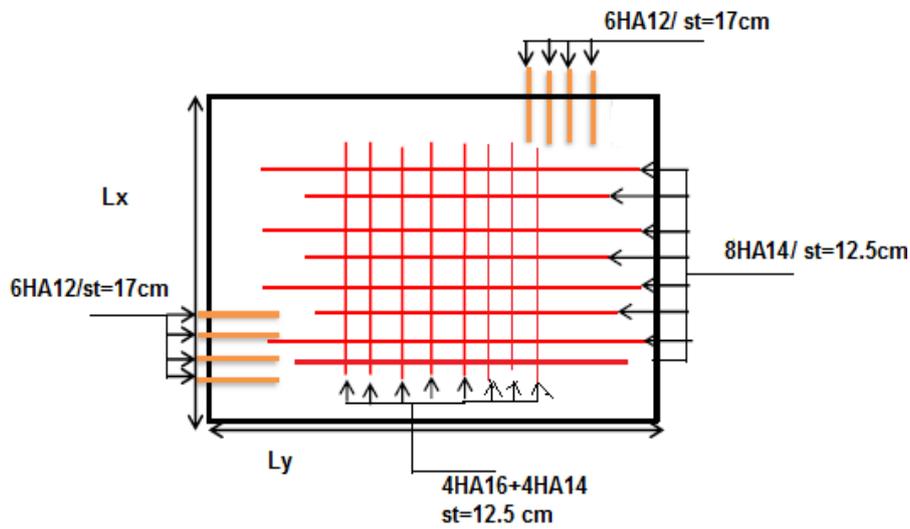


Figure VI.8 : schéma de ferrailage du radier

IV.2.3 Etude des nervures

✚ **Calcul des sollicitations**

Sens X-X

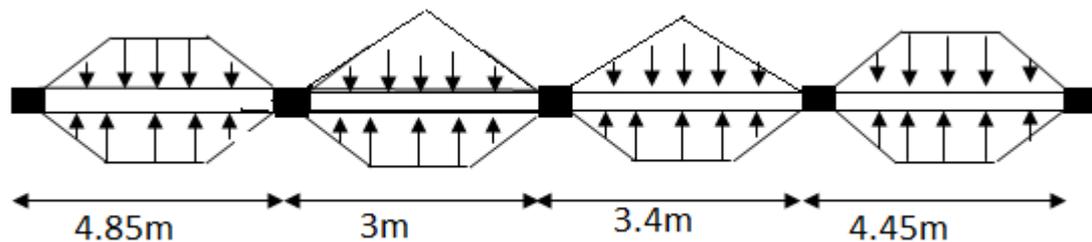


Figure VI.9. Schéma statique de la nervure selon X-X

Sens Y-Y

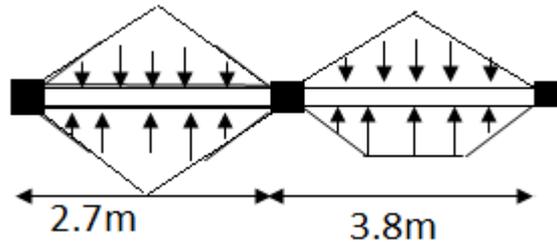


Figure VI.10. Schéma statique de la nervure selon X-X

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux VI.17. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_{max} (KN)
X-X	AB	4.85	420.54	0	-844.52	2.011	1200.48	850.309	1193.94
	BC	3	294.17	-844.52	-246.751	2.177	527.05	-147.211	241.99
	CD	3.4	331.55	-246.751	-694.622	1.303	452.96	34.571	695.36
	DE	4.45	404.69	-694.622	0	2.611	971.58	684.527	744.34
Y-Y	AB	2.7	259.82	0	-468.879	0.682	178.79	60.357	524.41
	BC	3.8	378.91	-468.879	0	2.154	671.71	410.459	596.54

Tableaux VI.18. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
X-X	AB	4.85	315.06	0	-632.698	2.011	899.37	637.033
	BC	3	220.39	-819.56	-184.862	2.177	197.43	-110.285
	CD	3.4	248.39	-228.98	-520.388	1.303	339.35	25.902
	DE	4.45	303.18	-667.89	0	2.611	727.88	512.824
Y-Y	AB	2.7	194.66	0	-351.276	0.682	133.95	45.223
	BC	3.8	283.87	-351.276	0	2.154	503.23	307.504

✚ Ferrailage des nervures

➤ **Armature longitudinal**

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.19. Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
X-X	Travée	850.309	34.17	10.87	34.36	7HA25
	Appui	-844.52	33.94		34.36	7HA25
Y-Y	Travée	410.459	16.09	10.87	20.11	10HA16
	Appui	-468.879	18.43		20.11	10HA16

Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t = \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 22.86; 60) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 4 \cdot 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres 10)

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$

✚ Vérifications nécessaires

➤ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2.5 \text{ MPa}$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{1193.94 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.75} = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{596.54 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.75} = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI.20. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.	σ _{st} σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
X-X	Travée	637.033	23.86	1975354	7.69<15	Vérifiée	247.36>201,63	Non vérifiée
	Appui	-632.698	23.86	1975354	7.64<15	Vérifiée	245.68>201,63	Non vérifiée

Y-Y	Travée	307.504	21.17	1387122	4.69<15	Vérifiée	179.01>201,63	Vérifiée
	Appui	-351.276	13.87	1387122	5.36<15	Vérifiée	204.49>201,63	Non vérifiée

Tableau VI.21. Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cat} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
X-X	Travée	637.033	0.47	0.326	47.26	49.09	10HA25
	Appui	-632.698	0.35	0.287	46.26	49.09	10HA25
Y-Y	Appui	-351.276	0.26	0.252	25.36	26.89	6HA20+4HA16

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 0.4 = 1.2 \text{ cm}^2$.

Soit : 2HA14 = 3,08 cm² par face.

📌 Schéma de ferrailage des nervures

Sens X-X

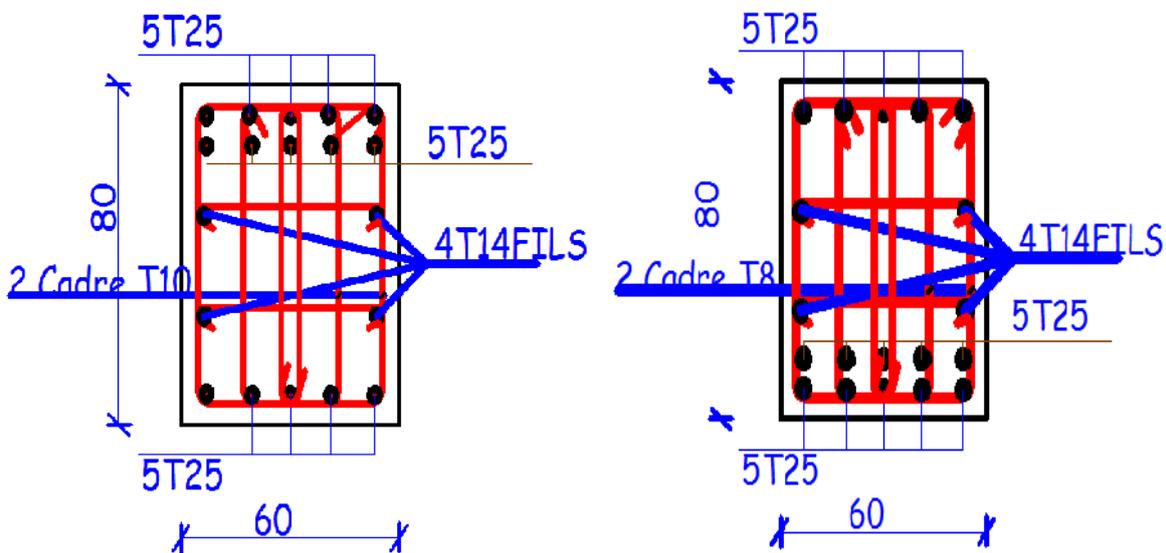


Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x

Sens Y-Y

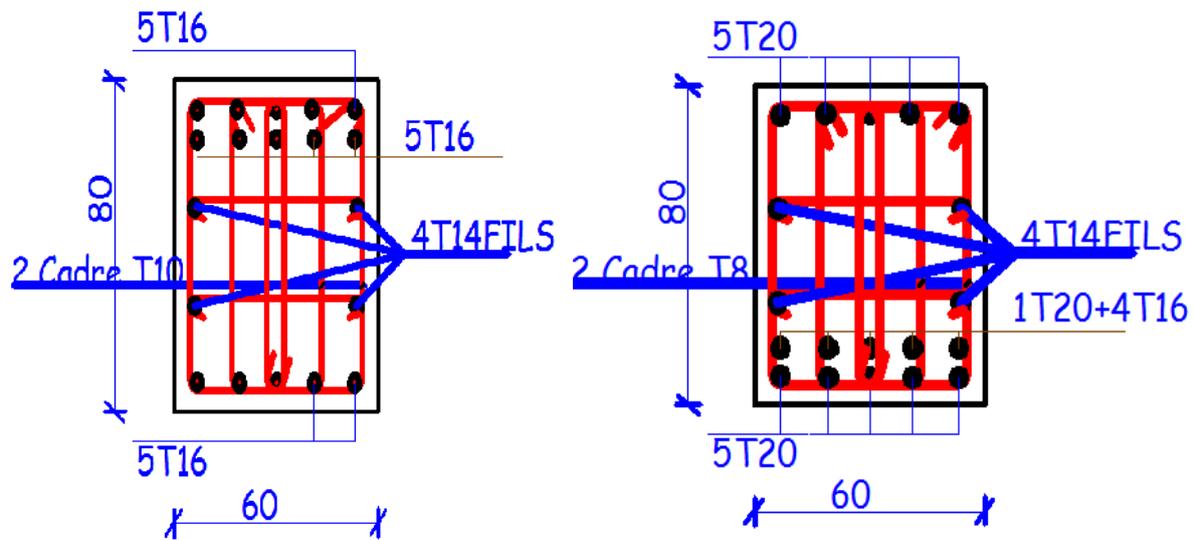


Figure VI.12. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y

V. Voiles périphériques

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

V.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur $h=8.64$ m
- Longueur $L=4.85$ m
- Épaisseur $e=15$ cm
- **Caractéristiques du sol**
- Poids spécifique $\gamma_h = 21 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 17^\circ$
- Cohésion : $c = 0.26 \text{ bars}$

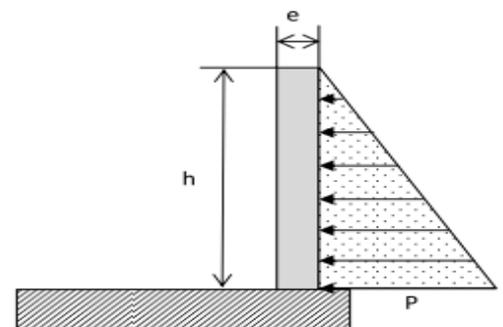


Figure VI.13. Poussée des terres sur voiles périphériques

➤ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

▪ **Méthode de calcul**

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2 .

▪ **Sollicitations**

a) **Poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 8.64 \times 21 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{17}{2}\right) - 2 \times 26 \times tg\left(\frac{180}{4} - \frac{17}{2}\right) = 60.86$$

b) **Charge due à la surcharge**

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{17}{2}\right) = 5.47 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Ferraillage**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

▪ **Calcul à l'ELU**

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 142.32 \text{ KN/m}$$

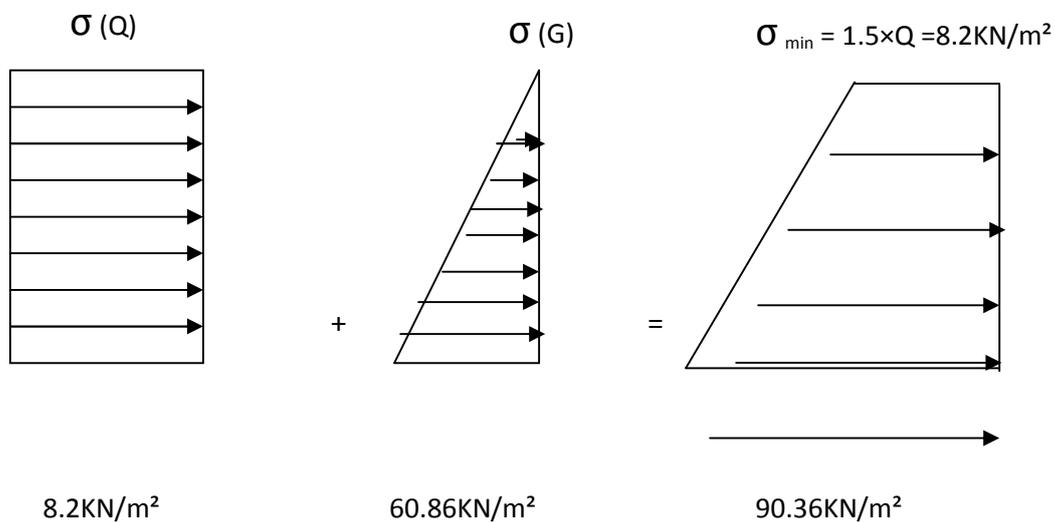


Figure VI.14: Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 2,48\text{m}; \quad L_y = 4,55\text{m}; \quad e = 15\text{cm}; \quad b = 100\text{cm}$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = \left[\frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \right] \times 1ml = 69.82 KN / m^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.54 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe 2)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0908 \times 69.82 \times 2,48^2 = 39 KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.2500 \times 60.75 = 9.75 KN.m \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 33.15 KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 8.28 KN.m \end{cases}$$

• **Moment en appui**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -19.5 KN.m$$

$$\rho = 0,54 > 0,4$$

$$e = 15 \text{ cm} > 12$$

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

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,54) 100 \times 15 = 1,476 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition exigée par le RPA.}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.22 Ferrailage du voile périphérique.

Sens	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	Choix
X-X	Travée	39	9.46	1,5	10.05	5HA16
	Appui	19.5	4.9	1,5	6.16	4HA14
Y-Y	Travée	9.75	2.4	1,5	3.14	4HA10
	Appui	19.5	4.9	1,5	6.16	4HA14

Espacement des armatures

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$

Soit : $St=15cm$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$

Soit : $St=20cm$

Vérifications

Effort tranchant : (Fissurations nuisibles)

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5MPa.$$

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{69.82 \times 2.48}{2} \times \frac{4.55^4}{2.48^4 + 4.55^4} = 79.55KN$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{69.82 \times 4.55}{2} \times \frac{2.48^4}{2.48^4 + 4.55^4} = 12.88KN$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{79.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.66MPa < 2.5MPa & \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_{uy} = \frac{12.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.107 < 2.5MPa & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

Vérification à l'ELS

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 51.11KN / m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe 1).}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0948 \times 51.11 \times 2.48^2 = 29.8KN.m \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.4050 \times 29.8 = 12.07KN.m \end{cases}$$

• **Moments en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 25.33 KN .m \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 10.26 KN .m \end{cases}$$

- **Moments en appui**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_x = -14.9 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot Ft28}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.23 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	M _{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	25.33	12.29	15	102.97	201.63	Vérifiée
	Appui	14.9	12.49	15	205.85	201.63	N'est pas Vérifiée
Y-Y	Travée	10.26	17.21	15	592.72	201.63	N'est pas Vérifiée
	Appui	14.9	12.49	15	205.85	201.63	N'est pas Vérifiée

Remarque

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appuis dans le sens y-y et en appuis dans le sens x-x sont pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.24 : Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens	Localisation	M _{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	appui	14.9	9.33	15	110.41	201,63	8.04	4HA16
Y-Y	Travée	10.26	8.6	15	141.71	201.63	6.16	4HA14
Y-Y	appui	14.9	9.33	15	110.41	201.63	80.4	4HA16

-Schéma de ferrailage du voile périphérique

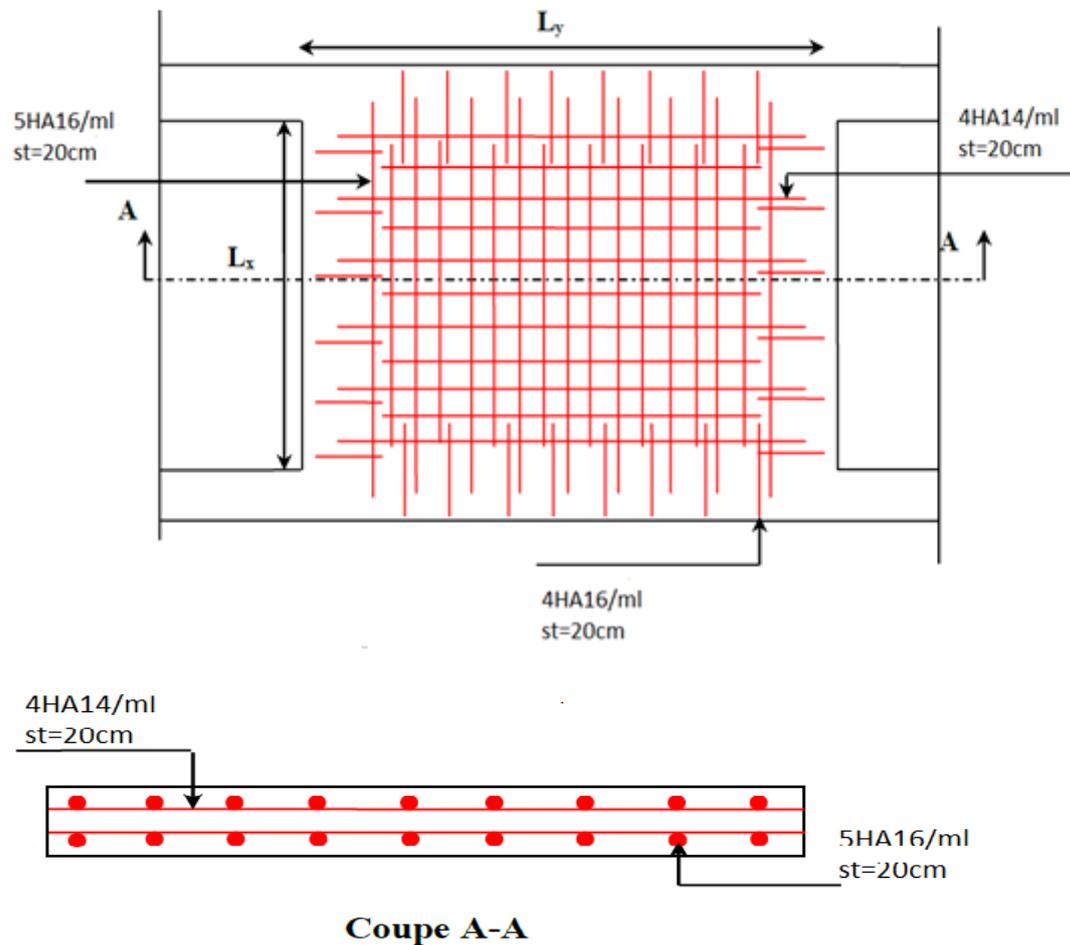


Figure VI.14.Schéma de ferrailage du voile périphérique

VI. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les deux parties de fondation (radier). et pour avoir une structure bien stable par rapport au tassement différentiel nous devrions modéliser le sol, évaluer les tassements des deux parties de l'ouvrage pour estimer le tassement différentiel, il pourra servir comme effort supplémentaire à appliquer à la partie décrochée.

Les différentes solutions qu'on peut proposer pour éviter tout tassement différentiel sont :

- Excaver toute la partie basse de l'ouvrage
- Renforcer le sol (colonnes balastées, pieux) pour minimiser au maximum le tassement
- Côté structure : disposer des voiles de part et d'autre (par rapport au décrochement vertical) pour améliorer la continuité de la rigidité.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cycle de formation, et notamment d'approfondir nos connaissances sur la réglementation en vigueur dans le domaine du bâtiment.

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, il convient de souligner les différentes étapes nécessaires à la bonne réalisation d'une étude de dimensionnement :

- Avant de commencer les calculs de dimensionnement de la structure du bâtiment, la première étape consiste à pré-dimensionner les éléments de cette structure.
- Pour obtenir un modèle structurel dont le comportement reflèterait au mieux celui du bâtiment en situation de séisme (modèle dynamique), il est indispensable que soient intégrés dans la modélisation, les bonnes caractéristiques géométriques des éléments et leurs rigidités, les bonnes conditions d'appui et plus particulièrement les sollicitations, notamment, la sollicitation sismique.
- La mise en place d'une bonne disposition de voiles ou refends afin de rapprocher le centre de masse du centre de gravité. Une telle disposition permet une bonne distribution des efforts dus au séisme et induit un meilleur comportement de la structure du bâtiment.
- L'étude dynamique avec un logiciel de modélisation est indispensable, plus particulièrement lorsque le bâtiment présente des irrégularités géométriques. Le modèle adopté peut influencer les résultats des calculs. Dans notre projet on a constaté que les entresols sont tellement rigides que la déformation au niveau de la base du RDC est pratiquement nulle. Ce constat a permis de justifier l'utilisation d'un modèle avec une base encastree au niveau du RDC.
- La sécurité des personnes et celle de la structure, soumise aux effets des actions sismiques, n'est pas à craindre si les exigences réglementaires (issues de codes de calculs et règles parasismiques), portant sur la résistance mécanique des éléments, la ductilité de la structure et son équilibre d'ensemble, la résistance mécanique du système de fondations, les déformations admissibles et la stabilité de forme, sont simultanément observées.
- Le contexte géotechnique et topographique du site d'implantation, constitue également un paramètre important, notamment en ce qui concerne les valeurs des tassements différentiels du sol sous les fondations pouvant générer d'importantes sollicitations sur

Conclusion générale

la structure du bâtiment. Lorsque les tassements sont à craindre, il est plus judicieux d'inclure le sol dans la modélisation. Un modèle sol-structure permet une meilleure estimation des tassements, d'où un dimensionnement plus approprié des fondations.

- Le type de fondation que retient un géotechnicien, dans le cadre de la réalisation d'une étude de sol, est celui qui ne génère pas de tassements absolus ou différentiels excessifs (que la structure ne saurait supporter). De ce fait, la structure ne subit pas les effets de ces tassements.

Ce projet de fin d'études, d'une durée de quatre mois, fut une expérience très enrichissante puisqu'il a permis de mettre en application directe plusieurs modules enseignés à l'université de Bejaïa et notamment la dynamique des structures, la résistance des matériaux, la mécanique des sols ou encore le béton armé. Les échanges avec des professionnels, ingénieurs en bureau d'études, ont complété cet enseignement sur son côté pratique.

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques d'un béton en fonction de son âge	7
Tableau I.2 : déformations instantanées et déformations différées	9
Tableau II.1 : Charges revenant au plancher terrasse inaccessible.	27
Tableau II.2 : Charges revenant à l'étage courant à corps creux.	28
Tableau II.3 : Charges revenant aux dalles pleines.	29
Tableau II.4 : Charges revenant aux volées :	29
Tableau II.5 : Charges revenant aux paliers :	30
Tableau II.6 : Charge de l'acrotère.	30
Tableau II.7 : Charge des murs de façade en double cloisons.	31
Tableau II.8 : Poids propre des différentes sections de poteaux	32
Tableau II.8 : Poids propre des différentes sections de poteaux	35
Tableau II.9.a : La décente de charges.	39
Tableau II.9.b : La décente de charges :	39
Tableau II.10 : Résultats des vérifications à la compression de tous les niveaux.	39
Tableau II.11 : Résultats des vérifications au flambement.	40
Tableau II.12 : Résultats des vérifications des conditions de RPA	41
Tableau III.1 . Les différents types de poutrelles	42
Tableau III.2 . Charges revenant aux poutrelles dans les différents niveaux	43
Tableau III.3 . Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	43
Tableau III.4 : résultants des sollicitations sur les poutrelles de tous les niveaux.	49
Tableau III.5 . Ferrailage des poutrelles les plus sollicité	56
Tableau III.6 . Vérification des contraintes.	60
Tableau III.7 . Vérification des contraintes dans le béton.	65
Tableau III.8 . Vérification de la flèche	72
Tableau III.9 . Ferrailage de la dalle dans le sens y.	74
Tableau III.10 . Ferrailage de la dalle	74
Tableau III.11 . Vérification des contraintes dans le béton dans la dalle.	79
Tableau III.12 . Vérification de la flèche de la dalle sur quatre appuis.	83
Tableau III.13 . Ferrailage de l'escalier.	86
Tableau III.14 . Ferrailage de la poutre palière.	89
Tableau III.15 . Ferrailage de la poutre palière.	97
Tableau III.16 . Vérification des contraintes	103
Tableau III.17 . Les sollicitations du calcul.	110
Tableau IV.1 : Caractéristique des deux modèles.	111
Tableau IV. 2 : Périodes de vibration et taux de participation massique du modèle avec entresols.	125
Tableau IV.3 : les résultats de la méthode statique équivalente.	125
Tableau IV. 4 : Périodes de vibration et taux de participation massique du modèle sans entresols.	130
Tableau IV.5 . Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	130
Tableau IV. 6 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles du modèle avec entresols.	132
Tableau IV. 7 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles sans entresols.	132
Tableau IV. 8 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens.	133
Tableau IV. 9 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens.	134
Tableau IV. 10 : Vérification de l'effort normal réduit.	135
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements relatifs.	136
	137

Liste des tableaux

Tableau IV.12 : Vérification des effets P- Δ	138
Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA	141
Tableau V.2. Sollicitations dans les différents poteaux.	126
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.	145
Tableaux V.4. Ferrailage transversales des poteaux	146
Tableaux V.5 : Vérification au flambement des poteaux.	148
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton	149
Tableau V.7. Vérification des contraintes de cisaillement.	150
Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale	151
Tableau V.9. Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99	155
Tableau V.10. Les sollicitations les plus défavorables.	156
Tableau.11. Armatures longitudinales dans les poutres.	157
Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant.	159
Tableau V.13. Vérification au cisaillement.	160
Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton.	160
Tableau V.15. Moment résistant dans les poteaux	163
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres	164
Tableau V.17. Vérification de la zone nodale	172
Tableau V.18. Les sollicitations dans les voiles $V_{y3}=2m$ à tous les niveaux.	177
Tableau V.19. Ferrailage du voile $V_{x1}=2m$ à tous les niveaux	178
Tableau V.20. Ferrailage du voile $V_{x2}=1.5m$ à tous les niveaux	179
Tableau V.21. Ferrailage du voile $V_{x3}=1.5m$ à tous les niveaux	179
Tableau V.22. Ferrailage du voile $V_{x4}=2m$ à tous les niveaux	180
Tableau V.23. Ferrailage du voile $V_{y1}=2m$ à tous les niveaux	180
Tableau V.24. Ferrailage du voile $V_{ys1}=4.1m$ à les entre sols	181
Tableau V.25. Ferrailage du voile $V_{ys2}=3m$ à tous les niveaux	181
Tableau V.26. Ferrailage du voile $V_{ys3}=3m$ à tous les niveaux	181
Tableau V.27 Ferrailage du voile $V_{y2}=3m$ à tous les niveaux	182
Tableau V.28. Ferrailage du voile $V_{y3}=2m$ à tous les niveaux	182
Tableau V.28. Ferrailage du voile $V_{ys4}=3m$ à entre sol	183
Tableau V.29. Sollicitation de calcul dans les linteaux// à $y-y'$	183
Tableau V.30. Ferrailage longitudinal des linteaux	183
Tableau V.31. Ferrailage transversale des linteaux.	184
Tableau V.32. Ferrailage du voile $V_{y4}=1.3m$ à tous les niveaux	184
Tableau V.33. Ferrailage du voile $V_{ys4}=0.9m$ à tous les niveaux	185
Tableau VI.1 Ferrailage du voile périphérique.	188
Tableau VI.2 Résumé des résultats (vérification des contraintes).	189
Tableau VI.3 Résumé des résultats (vérification des contraintes)	190
Tableau VI.4. Section d'armateur du débord	191
Tableau VI.5. Vérifications des contraintes à l'ELS	191
Tableau VI.6. Section d'armateur du débord à l'ELS	192
Tableaux VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens	192
Tableaux VI.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens	193
Tableau VI.9. Résultats de ferrailage des nervures	193
Tableau VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS	194
Tableau VI.11. Ferrailage des nervures à l'ELS	494
Tableau VI.12 : les dimensions du radier	194
	195

Liste des tableaux

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans le sol	196
Tableau VI.14 : Vérification au cisaillement.	197
Tableau VI.15 : les sollicitation de calcul dans le radier .	198
Tableau VI.16. Section d'armateur du radier	198
Tableau VI.17. Vérifications des contraintes à l'ELS	199
Tableau VI.18. Section d'armateur du radier à l'ELS	200
Tableaux VI.19. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens	200
Tableaux VI.20. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens	201
Tableau VI.21. Résultats de ferrailage des nervures	201
Tableau VI.22. Vérification des contraintes à l'ELS	202
Tableau VI.23. Ferrailage des nervures à l'ELS	202
Tableau VI.24 Ferrailage du voile périphérique.	202
Tableau VI.25 Résumé des résultats (vérification des contraintes).	203
Tableau VI.26 : Résumé des résultats (vérification des contraintes	204

Liste des tableaux

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Plan de masse de l'ouvrage	4
Figure I.2 : Coupe A-A et la façade du bâtiment	5
Figure I.3 : Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge	6
Figure I.4 : Diagramme expérimental et diagramme de calcul du béton.	8
Figure I.5 : Déformations instantanée et différée (due au fluage).	9
Figure I.6 : Diagramme contraintes-Déformations de l'acier	11
Figure II.1 : coupe d'un plancher à corps creux	14
Figure II.2 : Schéma de la disposition des poutrelles pour le plan des entresols.	14
Figure II.3 : Schéma de la disposition des poutrelles pour le plan des 10 étages.	15
Figure II.4 : Plan du Réez de chaussée.	15
Figure II.5 : Coupe transversale d'une poutrelle.	16
Figure II.6 : Panneau de dalle sur quatre appuis	18
Figure II.7 : Panneau de dalle sur quatre appuis	19
Figure II.8 : Constituants d'un escalier	20
Figure II.9 : Vue en plan d'une cage d'escalier	20
Figure II.10 : Schéma statique de l'escalier	21
Figure II.11 : Schéma statique de l'escalier après redimensionnement	21
Figure II.12 : dimension de l'acrotère	23
Figure II.13 : Vue en plan des poteaux les plus sollicités	33
Figure II.14 .Surface afférente du Poteau B2	34
Figure II.15 .Surface afférente du Poteau C4	39
Figure III.1 : Plan de disposition des poutrelles	41
Figure III.2 : schéma statique de la poutrelle	42
Figure III.3 . Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot	56
Figure III.4 : schéma statique de la poutrelle	59
Figure III.5 : Shéma de ferrailage des poutrelles type 1 de l'étage courant	80
Figure III.6 : Shéma de ferrailage des poutrelles type 2 de l'étage courant	80
Figure III.7 : Shéma de ferrailage des poutrelles type 1 de la terrasse inaccessible	81
Figure III.8 : Shéma de ferrailage des poutrelles type 2 de la terrasse inaccessible	81
Figure III.9 :coupe du plancher avec schéma de ferrailage de la dalle de compression	81
Figure III.10 :Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.	87
Figure III.11 :Shéma statique des charges sur l'escalier	88
Figure III.12 :Shéma de ferrailage de l'escalier.	95
Figure III.13 .Schéma statique de la poutre palière.	95
Figure III.14 . Section creuse équivalente	97
Figure III.15 . Schéma de ferrailage de la poutre palière.	102
Figure III.16 .Section à ferrailer.	104
Figure III.17 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	107
Figure III.18 .Schéma statique et concept d'ascenseur	107
Figure III.19 .Coupe transversale d'ascenseur	108
Figure III.20 . Schéma représentant la surface d'impact	108
Figure III.21 . Schéma de ferrailage du local machine	111
Figure III.22 .Schéma de ferrailage la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	113
Figure IV.1 : Illustration du calcul du spectre de réponse de l'accélération.	119
Figure IV.2 : forme standard du spectre de réponse élastique RPA99/2003	120
Figure IV.3 : Spectre de réponse correspondant au bâtiment.	121
Figure IV.4 : Vu en plan de la disposition des voiles des entresols.	121

LISTE DES FIGURES

Figure IV.5 : Vu en plan de la disposition des voiles des étages courant.	122
Figure IV.6 : Vu en 3D du bâtiment avec entresols	123
Figure IV.7: déformation de la structure sous Ex et Ey.	124
Figure IV.8: Spectre de réponse des deux modèles avec et sans entresols.	126
Figure IV.9 : Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).	127
Figure IV.10. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).	127
Figure IV.11. Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).	128
Figure IV.12. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).	128
Figure IV.13. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).	129
Figure IV.14. Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).	129
Figure V.1. Section d'un poteau	
Figure V.2. Zone nodale	134
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux des six premiers niveaux.	151
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux du 3eme au 6eme étage.	152
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux du 7eme au 9eme étage.	152
Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux du dixième étage.	153
Figure V.7. 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)	153
Figure V. 8. Les moments sur la zone nodale	155
Figure V.9. Schéma de ferrailage de la poutre principale des entre sols.	162
Figure V.10. Schéma de ferrailage de la poutre principale de RDC.	165
Figure V.11. Schéma de ferrailage de la poutre principale des étages courant.	165
Figure V.12. Schéma de ferrailage de la poutre principale de la terrasse inaccessible.	166
Figure V.13. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire entre sol et la terrasse Inaccessible	166
Figure V.14. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire RDC.	167
Figure V.15. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire des étages courant.	168
Figure V.16. Disposition des armatures verticales	169
Figure. V.17. Les entre sols	171
Figure V.18. RDC et étage courant	171
Figure V.19. Schéma d'un voile plein	173
Figure V.20. Schéma de ferrailage du voile $V_{ys1}=4.1m$.	175
Figure. V.21. Schéma de ferrailage des linteaux	175
Figure VI.1. Schéma de ferrailage du radier	186
Figure. VI.2. Schéma statique du débord	186
Figure VI.3. Schéma statique de la nervure selon X-X	187
Figure VI.4. Schéma statique de la nervure selon Y-Y	187
Figure VI.5. Schéma des nervures	
Figure VI.6 : schéma de ferrailage des nervures dans le sens x	188
Figure VI.7 : schéma de ferrailage des nervures dans le sens x	188
Figure VI.8 : schéma de ferrailage du radier	189
Figure VI.9. Schéma statique de la nervure selon X-X	
Figure VI.10. Schéma statique de la nervure selon X-X	190
Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x	
Figure VI.12. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y	
Figure VI.13. Poussée des terres sur voile périphérique	194
Figure. VI.14: Diagramme des contraintes.	299
Figure VI.15. Schéma de ferrailage du voile périphérique	205

LISTE DES FIGURES

--	--

INDEXE

Notations

E : Séisme

G : Charges permanentes

M : Charges d'exploitations à caractère particulier.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

As : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

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

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

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

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

INDEXE

- g** : Densité des charges permanentes.
- h₀** : Epaisseur d'une membrure de béton.
- h** : Hauteur totale d'une section.
- i** : Rayon de giration d'une section de B A.
- j** : Nombre de jours.
- lf** : Longueur de flambement.
- ls** : Longueur de scellement.
- n** : Coefficient d'équivalence acier-béton ;
- p** : Action unitaire de la pesanteur.
- q** : Charge variable.
- St** : Espacement des armatures transversales.
- x** : Coordonnée en général, abscisse en particulier.
- σ_{bc}** : Contrainte de compression du béton.

Annexe I

Rapport de sol

VI- Conclusions et recommandations :

D'après la coupe lithologique des sondages carottés réalisés au niveau de l'assiette, on a constaté que le terrain en question est constitué essentiellement par des argiles graveleuses peu humides, qui reposent sur des marnes schisteuses peu humides associées à des bancs centimétriques de roche marneuses, de couleur marron claire, qui enfin reposent sur des marnes compactes, humides, de couleur grisâtre.

Les essais au Pénétrromètre Dynamique Lourd ont révélé clairement l'homogénéité du sol vis-à-vis de sa résistance, qui est bonne des les premiers mètres.

D'après l'analyse des pénétrogrammes des quinze essais réalisés, nous suggérons une contrainte admissible du sol, de :

$Q_{adm} = 2.00 \text{ Bars}$ pour un ancrage à partir de **2.50 m** par rapport au terrain actuel.

D'après les résultats des SPT (Standard Penetration Test) précédents, le site est classé dans la catégorie **S3 (site meuble)**.

Les résultats de l'essai de compression sur carotte précédents, montrent que la roche existante possède des résistances élevées.

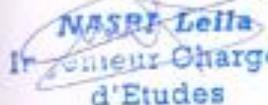
Le sol en place est d'agressivité nulle.

Remarque :

Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.

L'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux.

L'Ingénieur Chargé d'Etude :


Ingénieur Chargée
d'Etudes

Le chef de Département Technique :


DEBARI NAGIM
Chef Département
Technique

Le Directeur :


BOUCHBAZA
مدير

Annexe II

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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	0.0956	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	0.4065	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 III

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

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.6$$

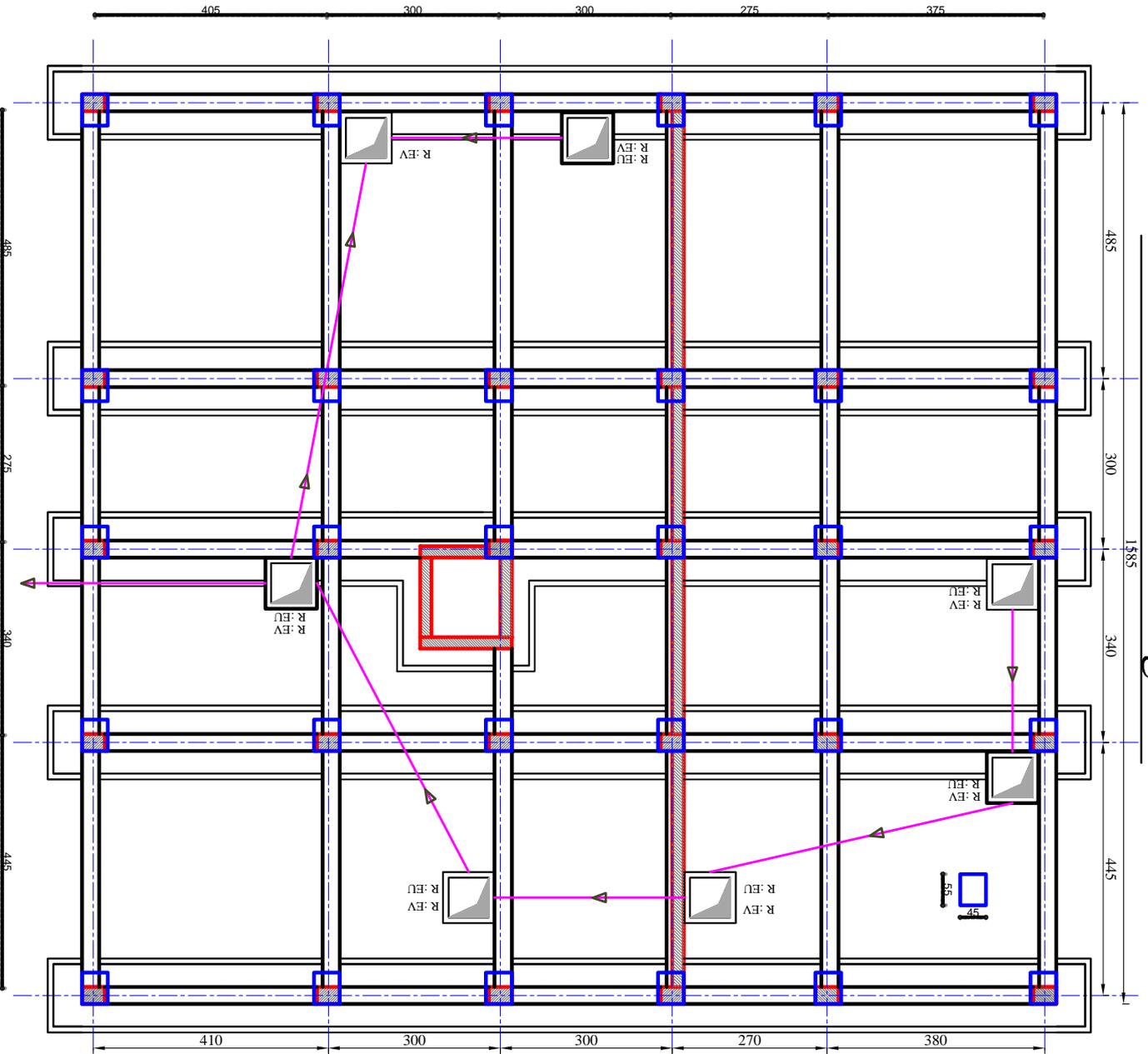
u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	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 IV

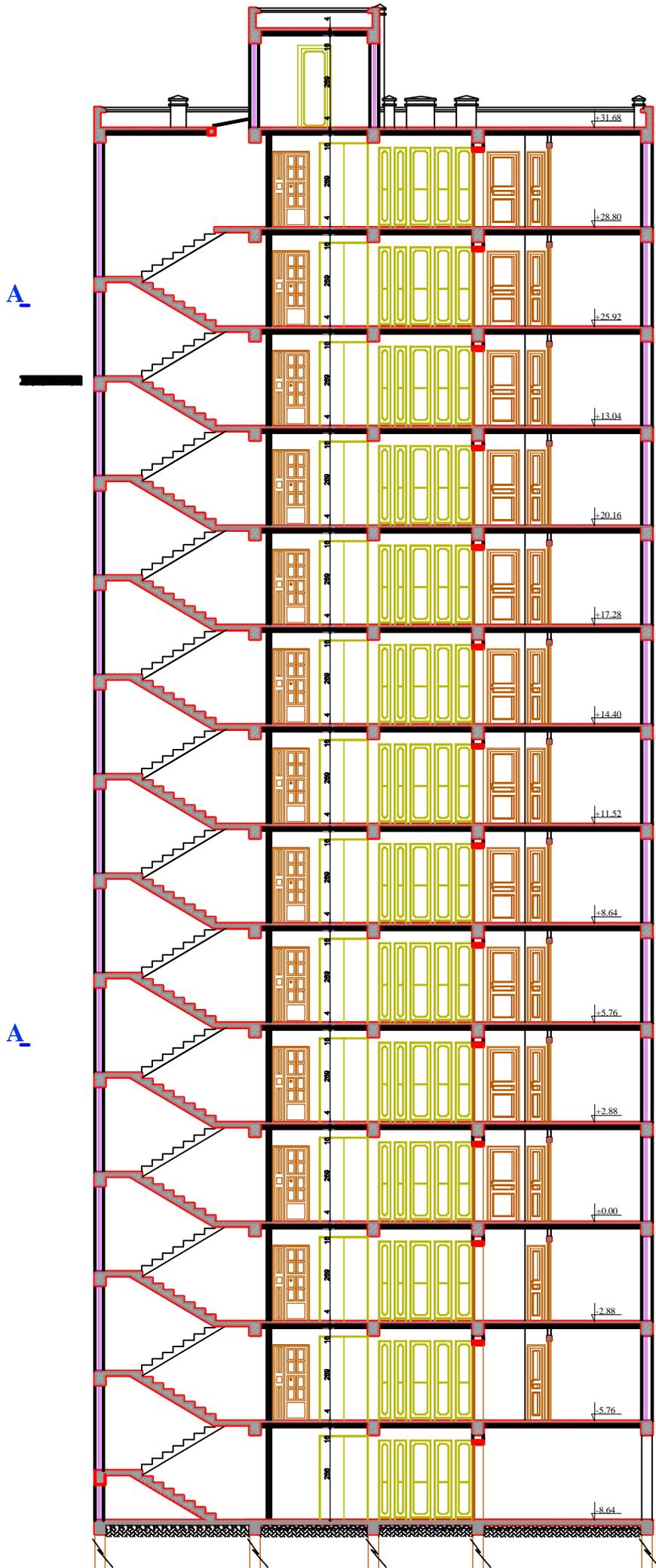
Tableau des Armatures
(en Cm^2)

\emptyset	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

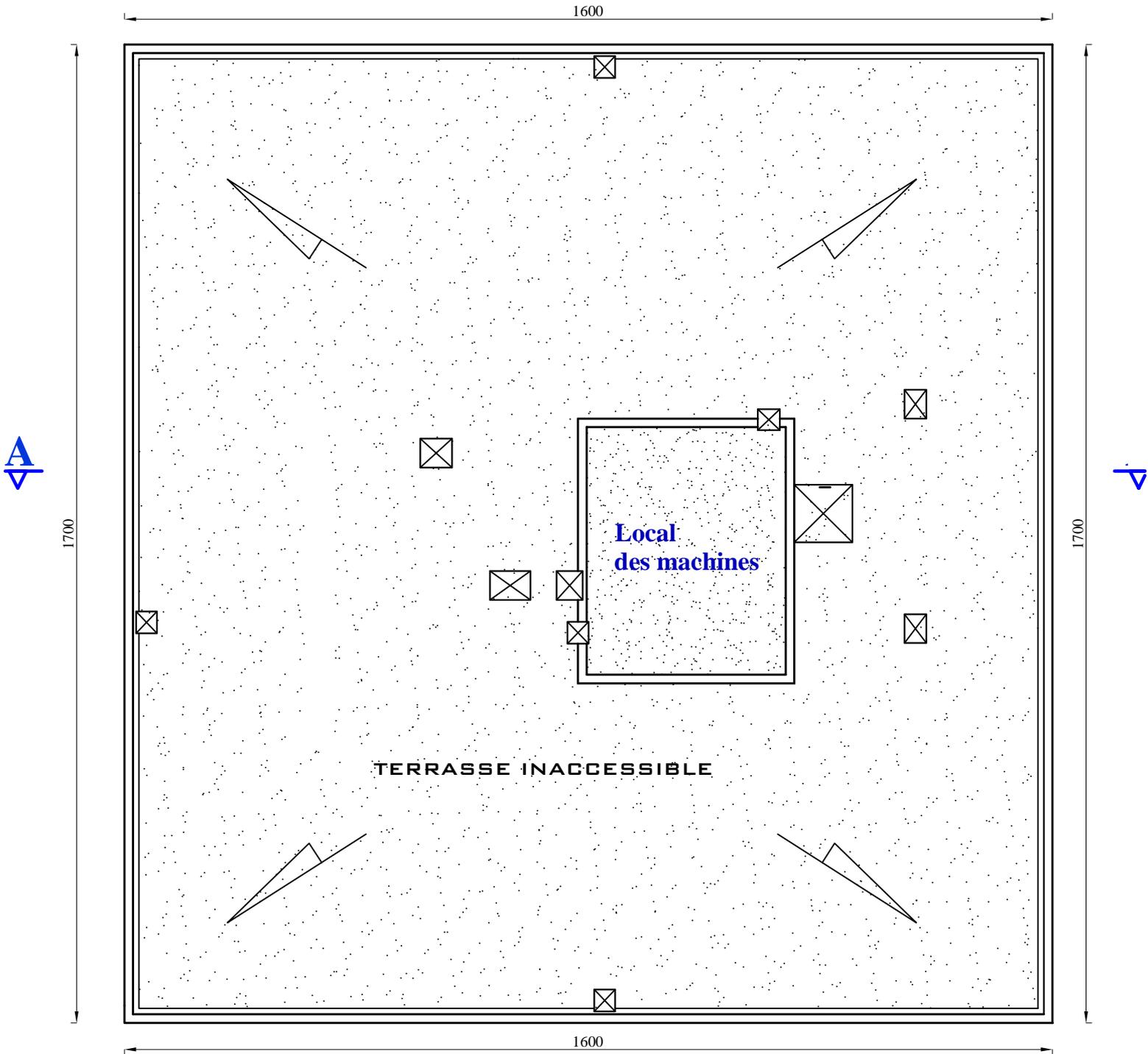
Plan Fondations et Egouts



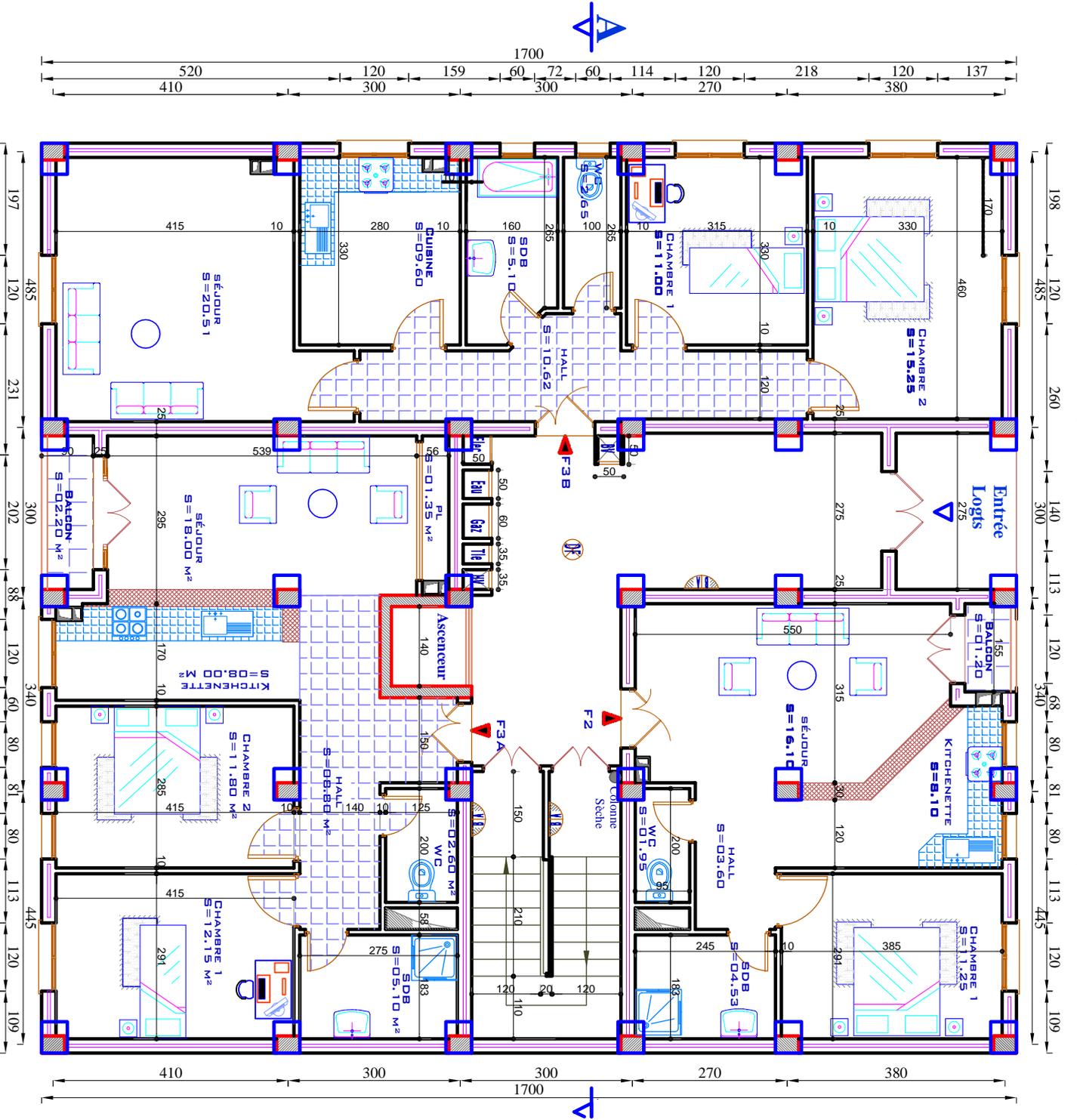
Coupe A/A



Plan Terrasse Inaccessible



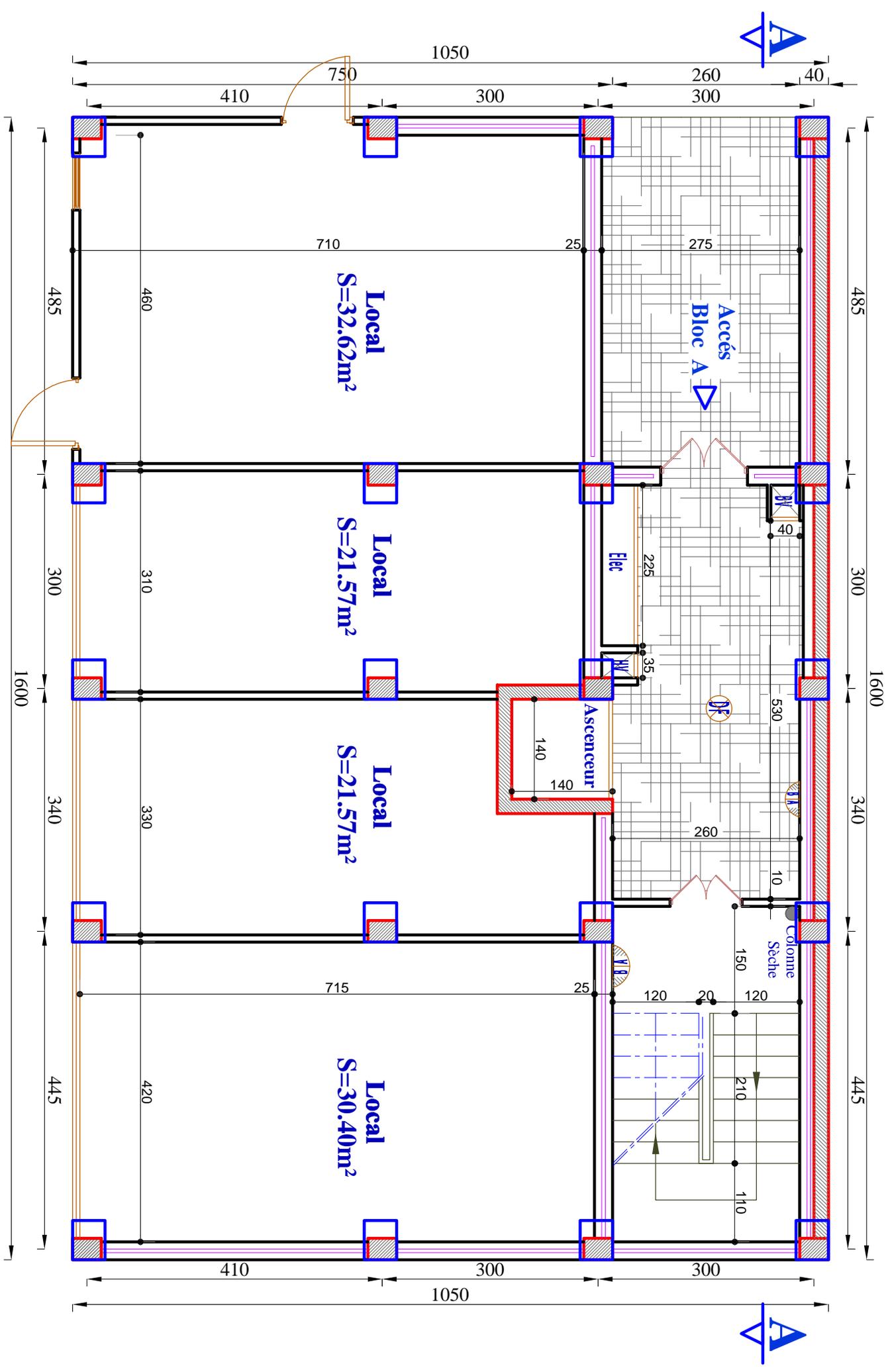
Plan Rez de Chaussée



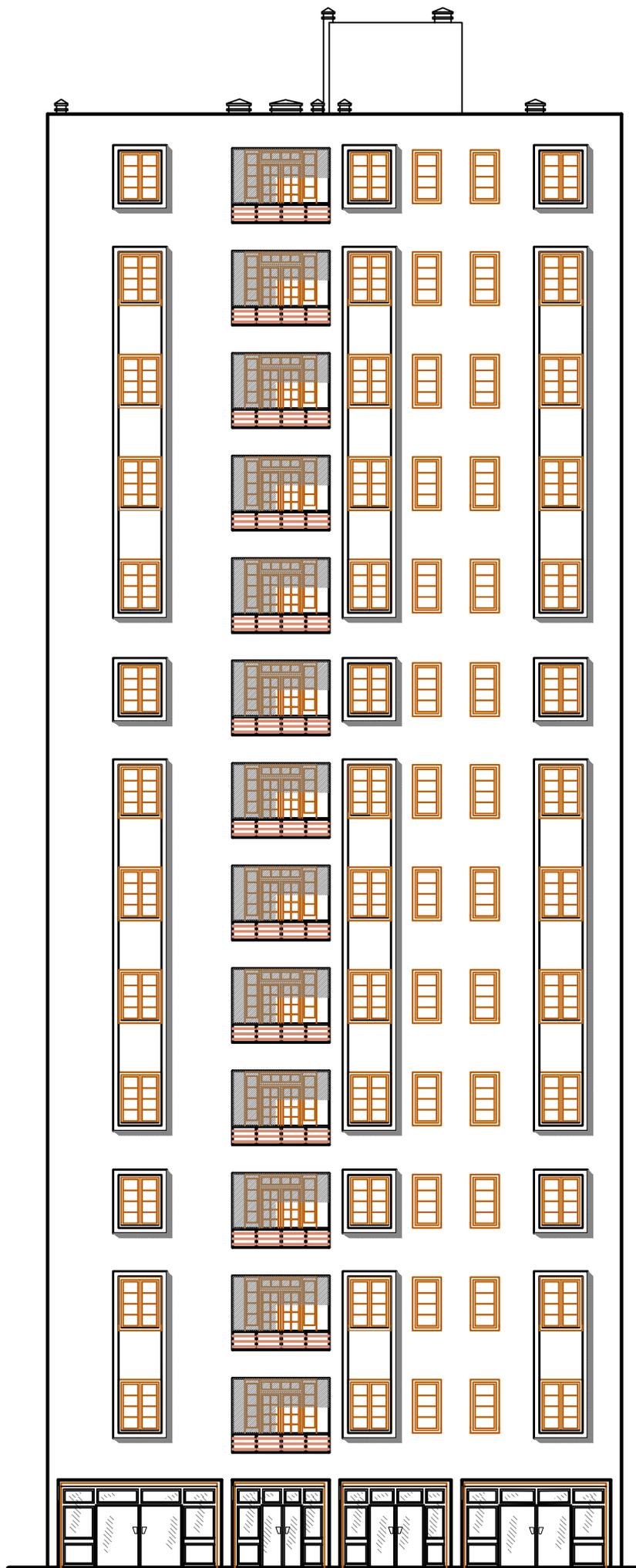
Etages 01-02-03-04-05-06-07-08 et 09



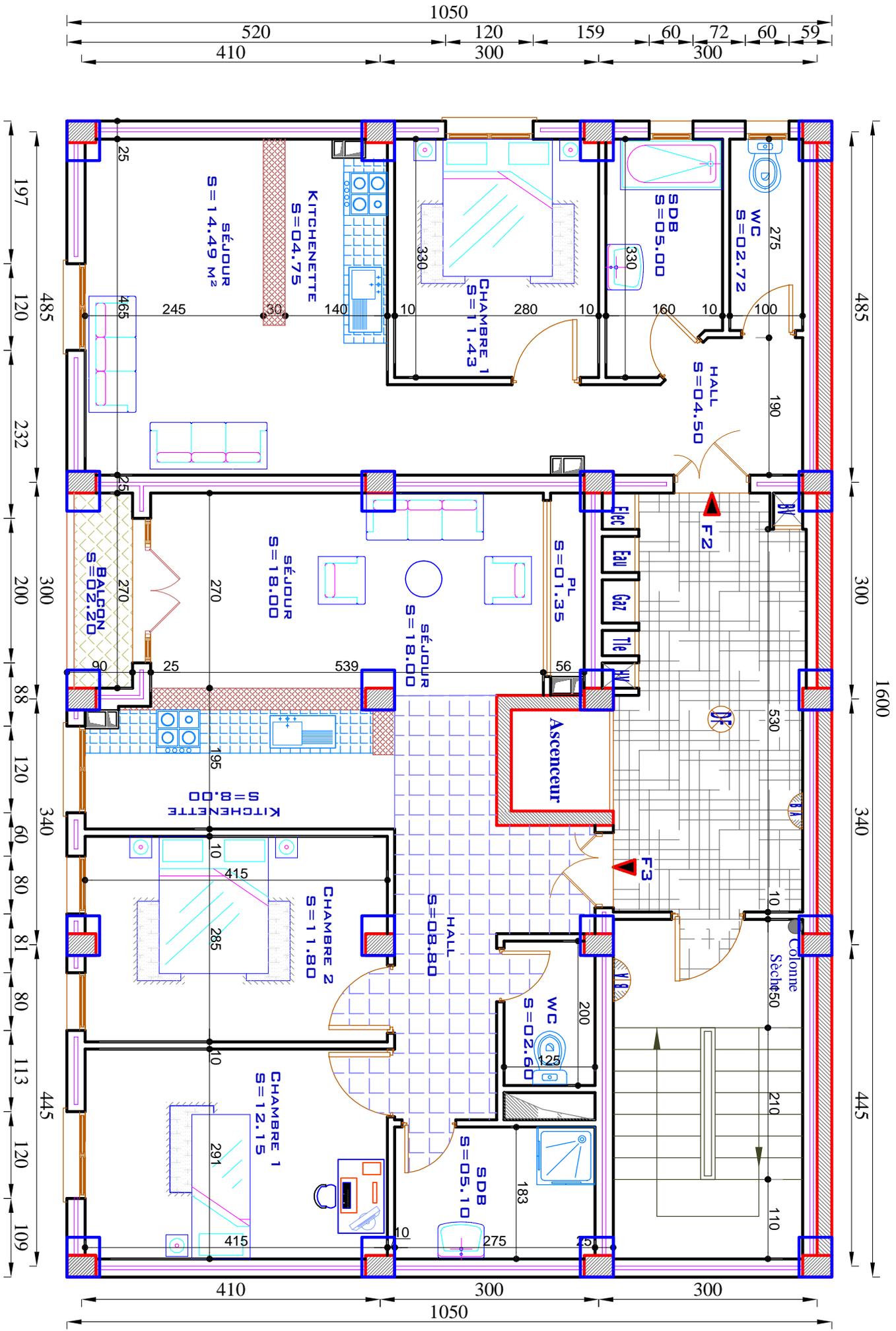
Plan Entree sol 3



Façade Principale



Plan Entree sol 02 - 01



Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de 3^{ème} année, master 01 et master 02 en Génie Civil.