

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



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de fin du cycle

En vue de l'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil
Option : Matériaux et Structure.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+7+2 Entresols) à
usage d'habitation contreventé par un
système mixte (voiles-portiques)

Encadrée par : M^{me} Kh . LAOUBI

Réalisé par :

M^r. AÏT MOUSSA Amirouche

M^r. AÏT OUARET Fahem

Jurys :

M

M

2014/2015

Remerciements

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

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

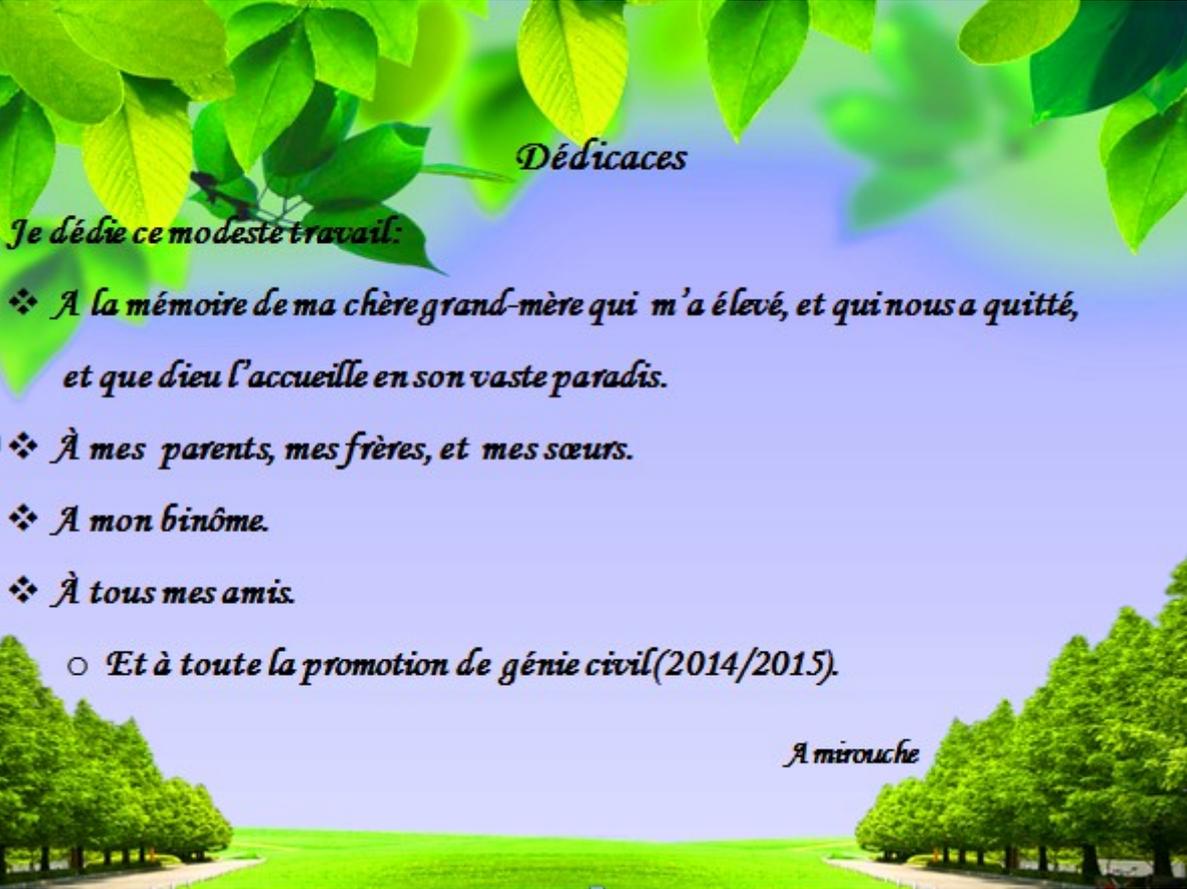
*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant
toutes nos études.*

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

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

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

Amirouche & Fahem



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail:

- ❖ *A la mémoire de ma chère grand-mère qui m'a élevé, et qui nous a quitté, et que dieu l'accueille en son vaste paradis.*
- ❖ *À mes parents, mes frères, et mes sœurs.*
- ❖ *A mon binôme.*
- ❖ *À tous mes amis.*
- *Et à toute la promotion de génie civil(2014/2015).*

A mirouche

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *À mes chers parents*
- ❖ *À mes sœurs*
- ❖ *À mes frères*
- ❖ *À tous mes copains*
- ❖ *À tous mes amies sans oublier mes enseignants et toute la promotion de génie civil (2014/2015).*

Fahem

Introduction générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, doit-il faut tenir compte dans la conception et le calcul des structures ?

A ce jour, il est quasiment impossible de prédire de manière sure et suffisamment à l'avance, les évènements sismiques. Il est en revanche possible de réduire considérablement le risque sismique en prenant des mesures adéquates pour le ramener à un niveau acceptable ; dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels.

Pour cela ; les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

L'Algérie est l'un des pays qui a beaucoup souffert des effets dévastateurs des séismes. En mesure de sécurité, elle a pris sa disposition de prévention en créant un règlement parasismique (RPA) qui tient compte des risques sismiques et les dommages causés par ce dernier.

Lors du dernier séisme du 21 Mai 2003 de Zemmouri (Boumerdes), il a été constaté que le système structural ayant le plus souffert est le portique auto stable. Les autres systèmes tels que les systèmes en voiles, les systèmes mixtes (voiles-portiques) ont montré une très bonne résistance sismique aussi bien en zone épiscopentrale qu'en zone relativement loin de l'épicentre.

Le présent travail consiste à une étude d'un bâtiment (**R+7+ 2 Entresols**), contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- * Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités sur le béton et l'acier.
- * Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- * Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- * Le quatrième chapitre, pour l'étude au séisme.
- * Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments principaux.
- * Le sixième chapitre, pour le calcul de l'infrastructure.

The background of the slide features a blue-tinted silhouette of a construction site. Two workers are visible, one standing on a higher level of a structure and another on a lower level, both surrounded by vertical rebar columns. The scene is set against a white background with a blue gradient at the bottom.

Chapitre I

Généralités

Introduction

L'ingénieur en génie civil doit prendre en considération dans l'étude des différentes structures à la fois le facteur sécuritaire et économique, et pour cela il doit avoir des connaissances de base sur lesquelles il va s'appuyer. A cet effet on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels de calcul des structures en béton armé et des descriptions du notre projet.

I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (**R+7+2 Entresols**) à usage d'habitation, cet ouvrage est situé à la cite Berchiche au côté Nord des logements F.N.P.O.S. Commune d'El kseur wilaya de Bejaia classée comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le **RPA 99 (Règlement parasismique Algérien 99 version 2003)**.

I.2 Description de l'ouvrage

I.2.1. Description architecturale : les dimensions du bâtiment sont :

✓ Largeur en plan.....	21.70m
✓ Longueur en plan	23.40m
✓ Hauteur totale de bâtiment	34.26m
✓ Hauteur des étages courants	03.06m
✓ Hauteur de RDC	03.06m
✓ Hauteur de l'entresol n° 02	03.06m
✓ Hauteur de l'entresol n° 01	03.06m

I.2.2. Données de site

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ❖ Le sol de notre site est constitué d'argiles limoneuses sableuses, de graviers et blocs d'ordre centimétrique, donc est classé dans le site meuble de catégorie S3 (*Annexe A*).
- ❖ La contrainte admissible du sol $\sigma = 1.8$ bars (*Annexe A*).
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : $D=3$ m (*Annexe A*).

I.2.3. Description des éléments secondaires de l'ouvrage

- ❖ **Les planchers** : ce sont des aires généralement, planes destinée à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe deux types :
 - **Les planchers à corps creux** : pour cette structure, tous les planchers des étages courants, RDC et l'entresol 1et 2 seront réalisés en corps creux, avec

une dalle de compression armée d'un treillis soudé (HA), rendant l'ensemble monolithique.

- **Les planchers à dalles pleines** : ce sont des éléments plans, constitués de panneaux en béton armée, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation. Pour cette structure que panneau pour transformateur, les balcons, les paliers des escaliers seront réalisés en dalle pleine.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, elle permet l'accès du l'entresol n° 01 jusqu'au la terrasse accessible.
- ❖ **Local d'ascenseur** : l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est compose essentiellement de la cabine et sa machinerie.
- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible et inaccessible son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

I.2.4. Description des éléments de remplissage de l'ouvrage

❖ La maçonnerie

- **Les murs extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à double parois dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs** : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

❖ Les revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Du carrelage de 2cm pour les plancher courants ;
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds ;
- De mortier pour les murs façade.

I.2.5. L'infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charge horizontales et verticales au sol ;
- Réaliser l'encastrement de la structures dans le sol ;
- Limiter les tassements.

❖ des voiles de soutènement

Dans notre cas on a un mur de soutènement de hauteur 8.50m au niveau du l'entresol 1 et 2 à cause de la charge répartie des poussées des terres.

I.2.6. système de contreventement

En se basant sur le *RPA99/version 2003 (Article 3-4-A-1-a)* qui nous exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone *Ila*, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques, avec justification de l'interaction.

❖ Les éléments structuraux

- ❖ **Les poutres** : sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaire ou carrés destinés à reprendre les efforts, leurs pré-dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies ; les poutres principales et les poutres secondaires.
- ❖ **Les poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- ❖ **Les voiles** : ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.2.7. Règlements et normes utilisés

L'étude de notre projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ✓ **Le CBA93** (Code De Béton Armé). [1]
- ✓ **Le RPA 99** révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien). [2]
- ✓ **Le BAEL 91**(Béton Armé Aux Etats Limites). [3]
- ✓ **DTR-BC2.2** (Document Technique Règlementaire Charges et Surcharges). [4]
- ✓ **DTR-BC2.331** (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles). [5]

I.3. Etats limites

I.3.1 Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime (ELU) : le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et acier sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

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

b) Etat limite de service (ELS) : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude et mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont :

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

I.4. Les actions

I.4.1 Définition :

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

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des charges climatiques.

I.4.1.1 Valeur caractéristique des actions

➤ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité varie constamment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.4.1.2 Valeur de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

a. Combinaisons d'actions à l'ELU

✓ **Situation durable ou transitoire**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{max}+G_{min}+1,5Q_1+\sum 1,3\psi_{oi} Q_i \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.3.3, 2I)}.$$

$\psi_{oi} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

✓ **Situation accidentelle**

$$1,35G_{max}+G_{min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i (i>1) \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article D.1.2, 3)}.$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. combinaisons d'actions à l'ELS

$$G_{max}+G_{min}+Q_1+\sum \psi_{0i}Q_i \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.3.3. 3)}.$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

- Avec :
- G max : l'ensemble des actions permanentes défavorable.
 - G min : l'ensemble des actions permanentes favorable.
 - Q1 : action variable de base.
 - Q i : action variable d'accompagnement

c. combinaisons de calcul *BAEL99 (Article V.5.2).*

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : ELU: $1,35G+1,5Q$
ELS : $G+Q$
- Situations accidentelles : $G+Q\pm E$
 $G+Q\pm 1.2xE$ (pour les poteaux seulement).
 $0.8G\pm E$

I.5. Caractéristique des matériaux

I.5.1. Le béton

I.5.1.1. Définition :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du **BAEL 91** ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible

I.5.1.2. Dosage pour 1m³ du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CPA 32,5).} \\ 400 \text{ l Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800 \text{ l de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right. \\ 175 \text{ d'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2500Kg/m³.

I.5.1.3. Résistance caractéristique du béton

a. Résistance caractéristique en compression f_{c28}

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } 28 < j < 60 \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article A.2.1.11).}$$

$$f_{cj} = 1.1 * f_{c28} \quad \text{si } j > 60j$$

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } 28 < j < 60 \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article A.2.1.11).}$$

$$f_{cj} = 1.1 * f_{c28} \quad \text{si } j > 60j$$

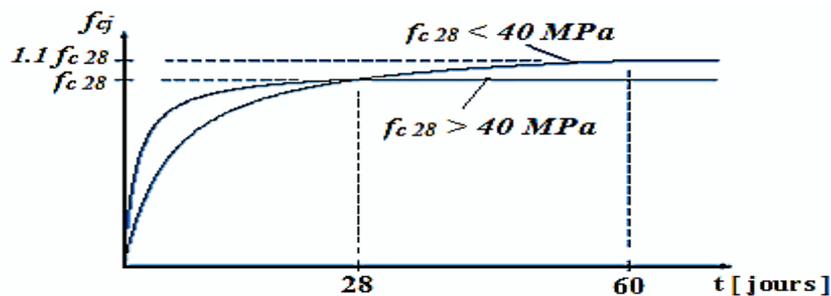


Fig.I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m³ de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance à la traction f_{tj}

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa .}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28}=25\text{Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.

c. Contrainte limite

c.1. Etat limite ultime

➤ Contrainte ultime de compression

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

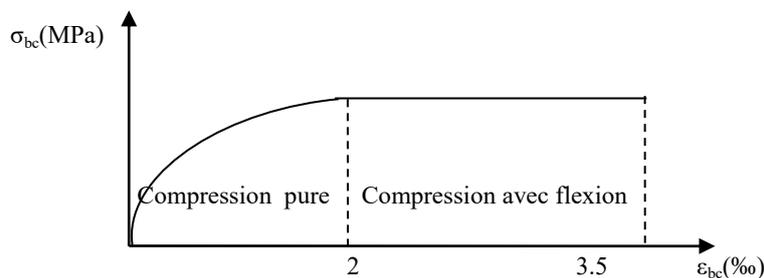


Fig.I.2 : Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,15$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement (de béton)**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

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

$$\tau_{Adm}=3,33\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm}=2,5\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

c.2. Etat de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

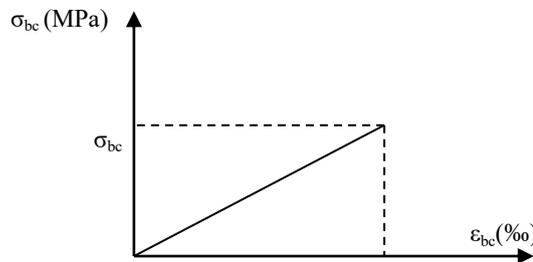


Fig.I.3 : Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

d. déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

➤ **Le module longitudinal instantané**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ , } (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa..... CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

Le module longitudinal différé

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}.$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

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

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

➤ Module déformation transversale

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Avec:

ξ_t : déformation limite transversale.

ξ_l : déformation limite longitudinale.

Le coefficient de poisson est pris égal à **0**, (à l'ELU)..... CBA93 (Article A.2.1.3).

Le coefficient de poisson est pris égal à **0,2**, (à l'ELS).

I.5.2. L'acier

I.5.2.1. Définition :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$.

I.5.2.2. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisées

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s=200000\ \text{Mpa}$

I.6. Vérification des sections sous contraintes normales

A -ELU

a. Hypothèses fondamentales de calcul

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et acier n'ont pas un comportement élastique linéaire.

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

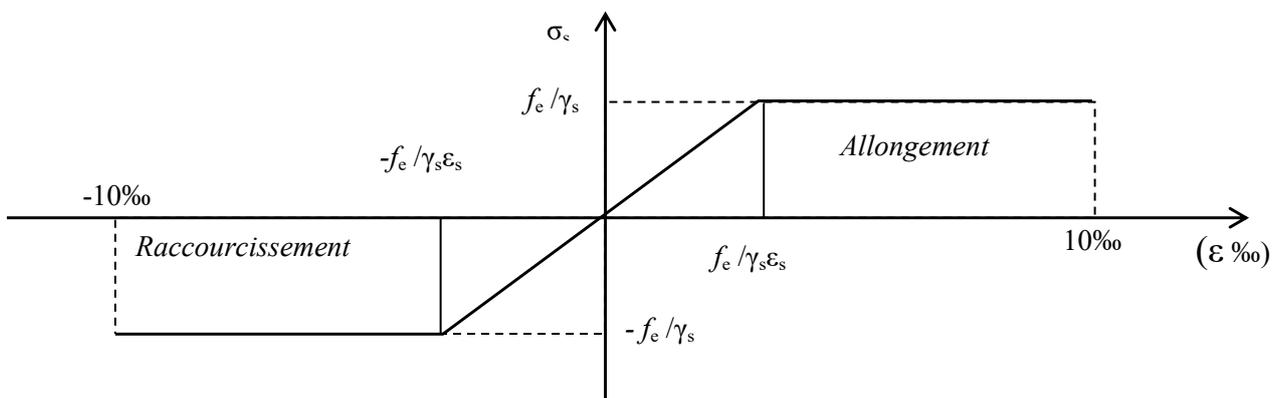


Fig.I.4 : Diagramme contrainte déformation pour les aciers.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tel que} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{cas de situations durable où transitoire.} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

A - ELS

I.6.1. Hypothèses de calcul

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$), η : est appelé coefficient d'équivalence.

I.6.2. Condition imposée par l'ELS

a. Etat limite de compression de béton

La contrainte de compression dans le béton est limitée à $0,6 f_{c28}$

Pour un béton âgé de plus de 28 jours : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.4.5.2).}$

b. Etat limite d'ouverture des fissures

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.4.5.32).}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.4.5.32).}$

η : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA) $\emptyset > 6 \text{ mm.}$

$\eta = 1,3$ pour les armatures à hautes adhérence (HA) $\emptyset < 6 \text{ mm.}$

c. Protection des Armatures (l'enrobage « e »)

On adopte : $e = h - d$ avec $d = 0,9h$.

Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier Haute adhérence (HA)	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS :	
	*FPN	/
	*FN	240
	*FTN	176

Tab I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400MPa de résistance à la traction.

The background of the slide features a blue-tinted image of construction workers. Two workers are visible, one standing on a higher level of a rebar structure and another on a lower level. The rebar consists of vertical and horizontal steel rods forming a grid. The workers are silhouetted against a lighter background, and their shadows are cast onto the surface below them.

Chapitre II
Pré dimensionnement
Des éléments

Introduction

Ce présent chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments de la structure. Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA 99 version 2003**, le **BAEL 91** et le **CBA 93** pour qu'elle résiste aux différentes sollicitations.

- Sollicitation verticales : dues aux charges permanentes et aux charges totales du plancher.
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du séisme ou vent.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → plancher → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.1.1. éléments secondaires

1. les planchers

a. Plancher à corps creux

- Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 490\text{cm} - 30\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{460}{22.5} = 20.44\text{cm}.$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$) = 20cm. (pour une raison d'économie)

Avec :

$h_{cc} = 16\text{cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

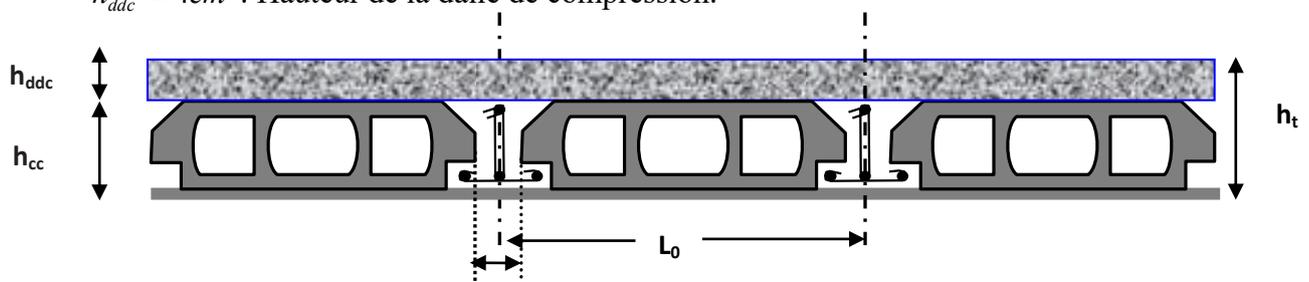


Fig. II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

- Les poutrelles :

- Définition

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

- Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur les figures (fig. II.2 ; fig. II.3; fig. II.4 ; fig. II.5).

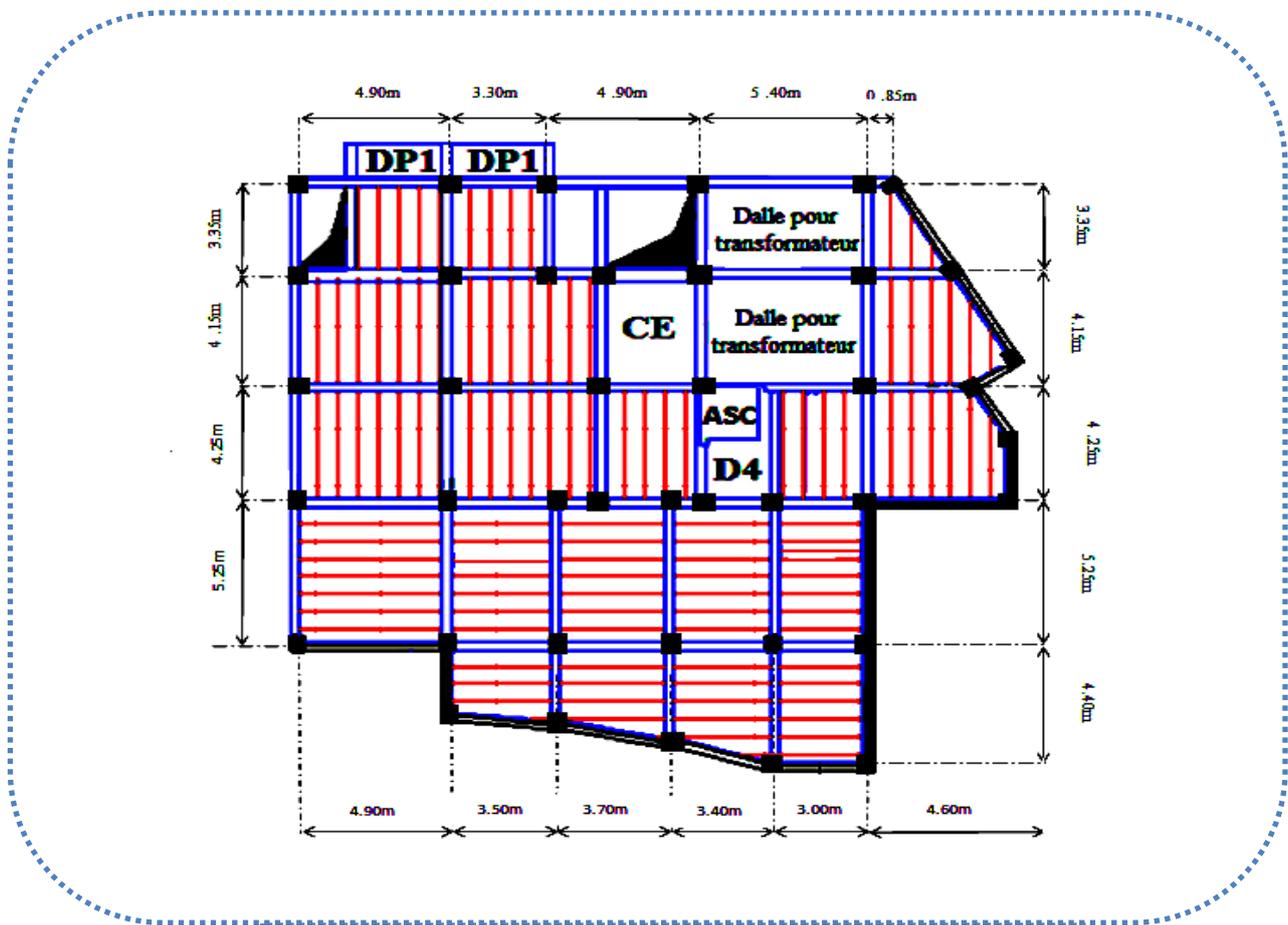


Fig.II.2.Plan de la disposition des poutrelles Entresol 2

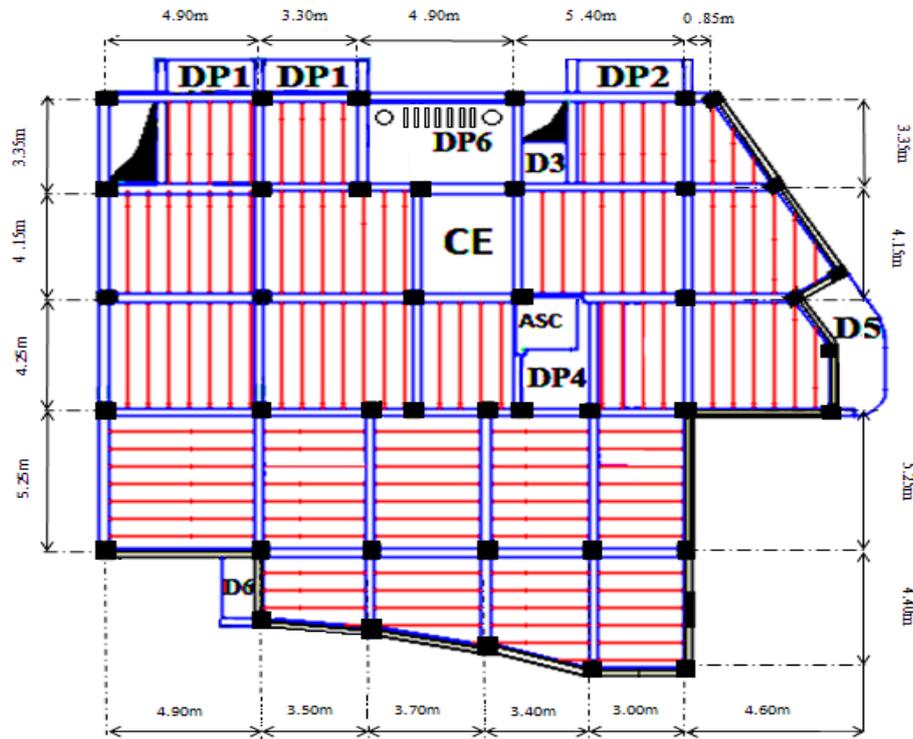


Fig.II.3.Plancher de RDC

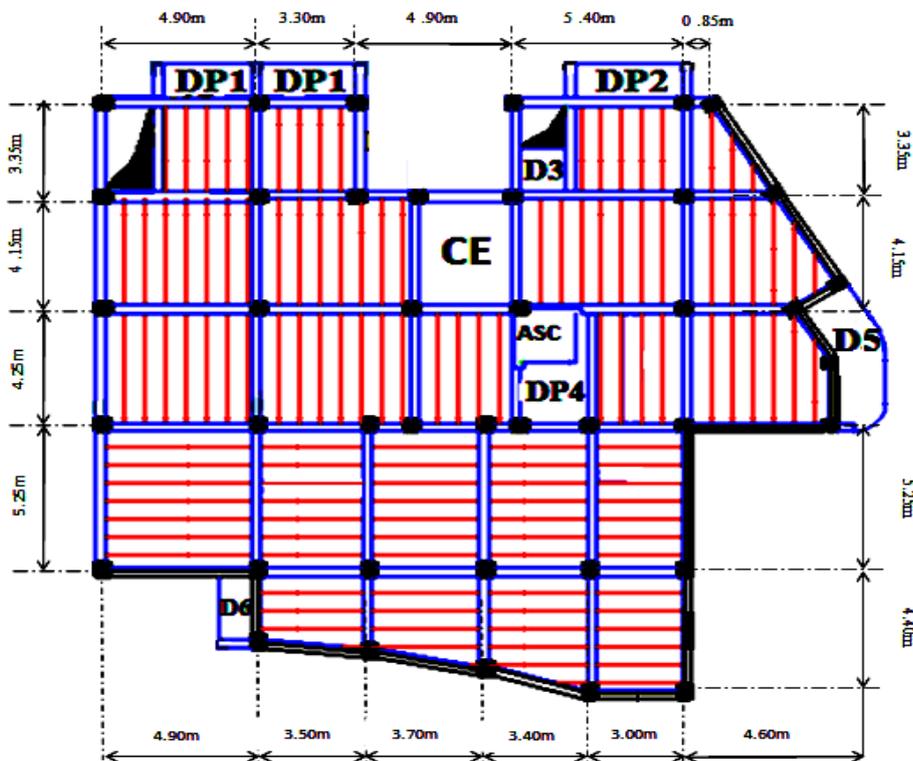


Fig.II.4.Plancher des étages courants

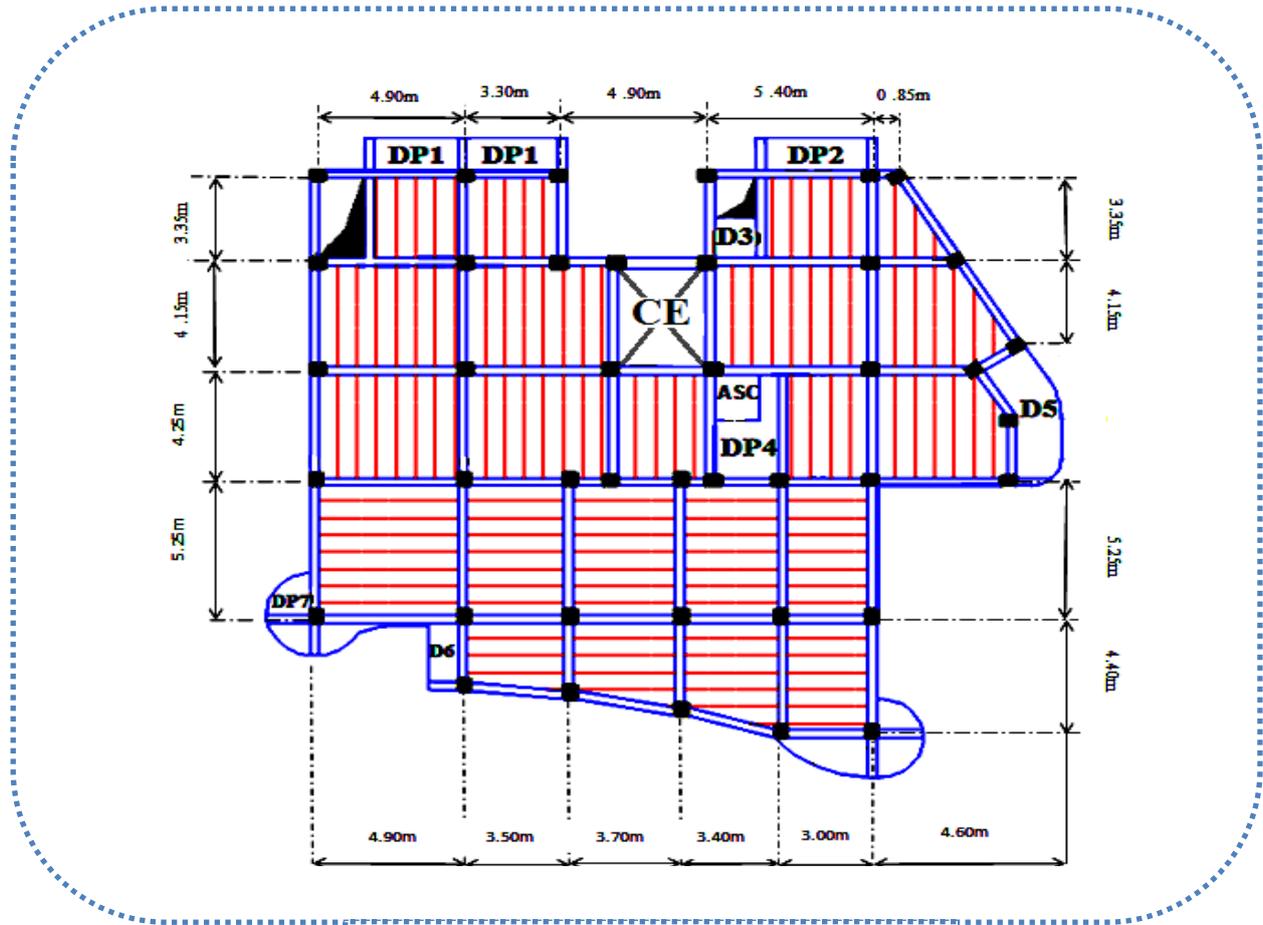


Fig.II.5.Plancher de terrasse accessible

➤ Dimensionnement des poutrelles :

- Détermination de la largeur de la table de compression

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

b : Largeur de la table de compression.

b_0 : Largeur de la nervure, $b_0= (8 \text{ à } 12)$

Alors on prend $b_0=10\text{Cm}$

l_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$L_x = 65-10=55 \text{ cm.}$$

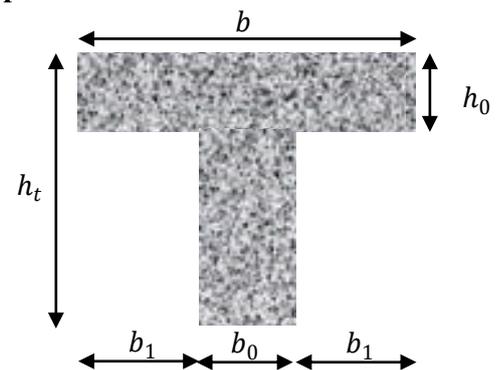


Fig. II.6. Coupe transversale d'une poutrelle.

l_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 300-30=270\text{cm.}$$

Donc :

$$L_x = 55 \text{ cm}, L_y = 270 \text{ cm}.$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{270}{10}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq (27.5; 27)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 27 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27 + 10 = 64 \text{ cm}$$

On opte pour : **b=65 cm.**

b. Plancher en dalle pleines

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

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

Notre projet comporte trois types de dalle pleine

Dalle reposant sur deux appuis

$$L_x = 132 \text{ cm}$$

$$\text{On aura donc : } \frac{132}{35} \leq e \leq \frac{132}{30} \Rightarrow 3.77 \leq e \leq 4.4$$

- $e \geq 7 \text{ cm}$ → Pour une heure de coupe-feu. **(CBA93)**

Donc : On prend **e = 10 cm**

Dalle reposant sur trois appuis

$$L_x = 152 \text{ cm}$$

$$\text{On aura donc : } \frac{152}{35} \leq e \leq \frac{152}{30} \Rightarrow 4.34 \leq e \leq 5.06$$

- $e \geq 11 \text{ cm}$ → Pour deux heures de coupe-feu. **(CBA93).**

Donc : On prend **e = 12 cm**

Dalle reposant sur quatre appuis (Dalle pour transformateur)

$$L_x = 430 \text{ cm}.$$

$$\text{On aura donc : } \frac{430}{50} \leq e \leq \frac{430}{40} \Rightarrow 8.60 \leq e \leq 10.75$$

- $e \geq 17.5 \text{ cm}$ → pour quatre heures de coupe-feu. **(CBA93).**

.Donc : On prend **e = 18cm**

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles pleines **e = 18 cm** sous réserve de vérifier la condition de flèche. Cette vérification se fait selon la condition du **CBA93 (B.6.5.3)** comme suit :

$$f_{max} < \frac{L_{max}}{500} \quad ; \text{ si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m.}$$

$$f_{max} < 0.5 \text{ cm} + \frac{L_{max}}{1000} \quad ; \text{ si la portée } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m.}$$

f_{max} : La flèche maximale à calculer pour une poutre encastree a ses extremités

Dans notre cas : $L_{max} = 512\text{cm}$, avec :

Nous avons : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{430}{512} = 0.84$, donc la flèche au centre de calcul de la façon suivante :

On calcule la flèche comme pour une poutre de portée l_x de largeur $b = 1\text{m}$ soumise aux moments de flexion de service déterminé dans le sens de x puis on multiplie le résultat obtenu par $(1 - 0,1\alpha)$.

$$e = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre :} \quad G = 2500 \times e \times 1 = 450 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation :} \quad Q = 150 \text{ kg/ml}$$

$$q = G + Q = 600 \text{ kg/ml}$$

Le calcul RDM nous donne

$$f_{max} = \frac{5ql_x^4}{384EI} \quad , \quad \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L_{max}}{1000}$$

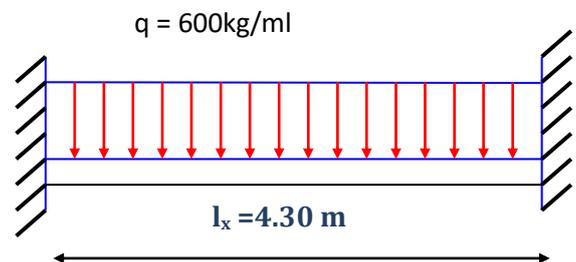


Figure II.7 : Schéma statique de la dalle sur quatre appuis

$$(1 - 0,1\alpha) = 0,916.$$

$$I = \frac{be^3}{12}$$

$$E = 11000 \text{ MPa} \quad 3\sqrt{f_{c28}} = 32164 \text{ MPa}$$

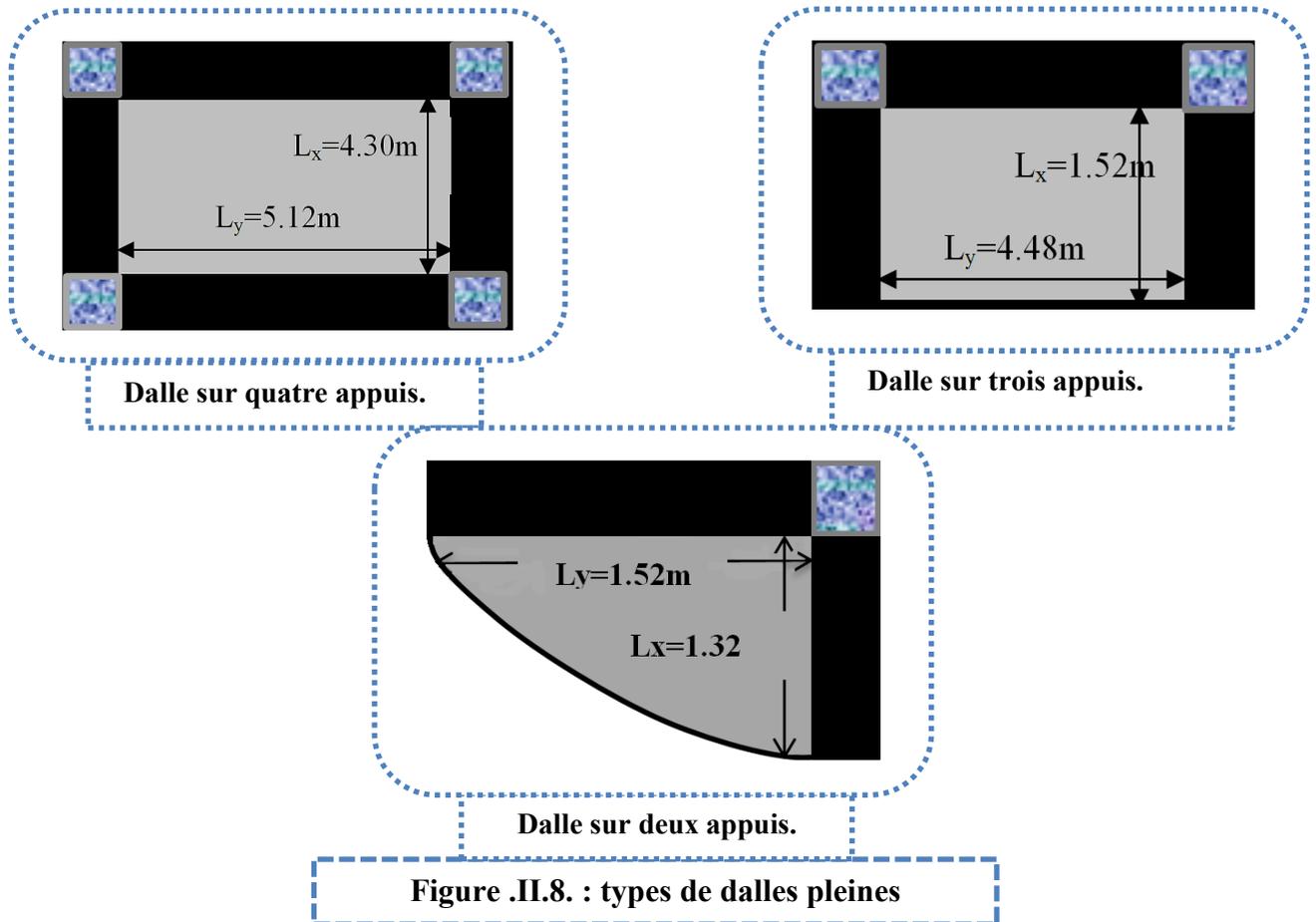
$$\left. \begin{array}{l} (1 - 0,1\alpha) = 0,916. \\ I = \frac{be^3}{12} \\ E = 11000 \text{ MPa} \quad 3\sqrt{f_{c28}} = 32164 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow e \geq 3 \sqrt{\frac{30000 \cdot q \cdot l_x^4 (1 - 0,1\alpha)}{384bE I_{max}}} \Rightarrow e \geq 17,52 \text{ cm}$$

On prend: **e = 18 cm.**

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \text{Max} (10 \text{ cm}, 12 \text{ cm}, 18 \text{ cm}) .$$

- ✓ L'épaisseur choisie (**e=18cm**) pour la dalle de poste pour transformateur sur quatre appuis.
- ✓ L'épaisseur choisie (**e=14cm**) pour les balcons sur deux et trois appuis.

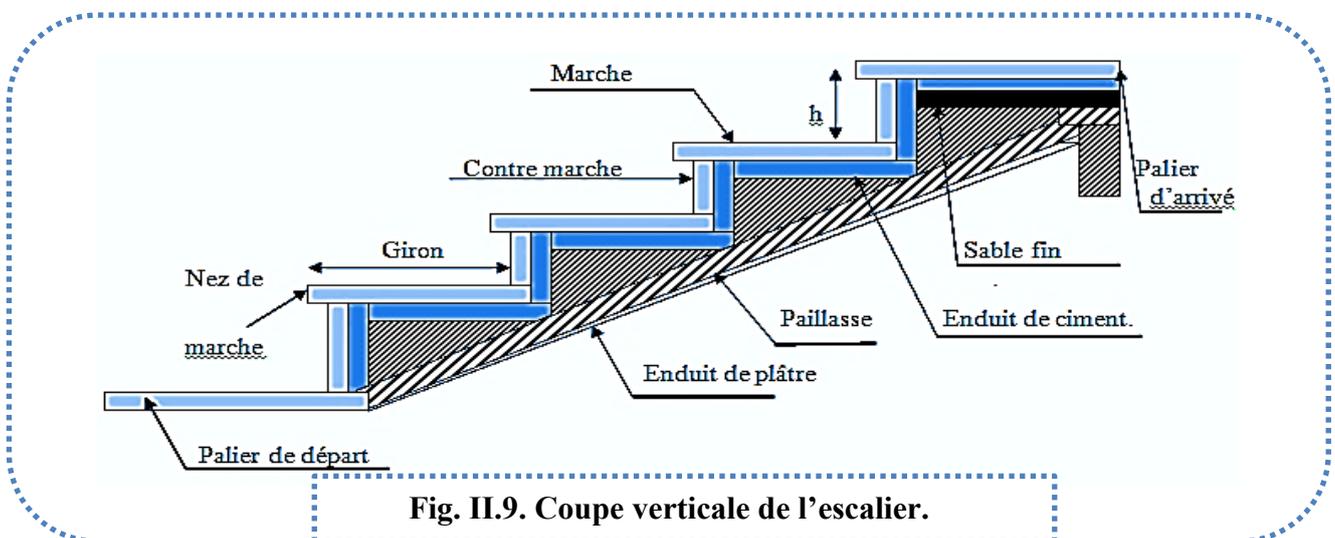


2. Les escaliers

L'escalier est un élément non structural constitué de gradins et d'une dalle inclinée, permettant le passage d'un niveau à un autre avec une ou plusieurs dalles horizontales constituant les paliers.

Pour notre projet, on a principalement un types d'escalier ;

Escalier doit réaliser en béton armée coulé sur place.



a. types d'escaliers

On distingue dans notre projet deux types d'escalier : escalier à trois volées de entre sol 1 (Fig. II.10).et escalier à deux volées de RDC et étages courants et l'entresol 2 (Fig. II.11).

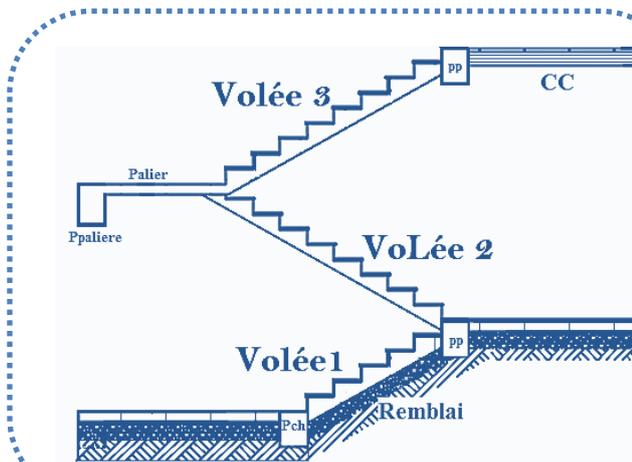


Fig.II.10.Escalier à trois volées

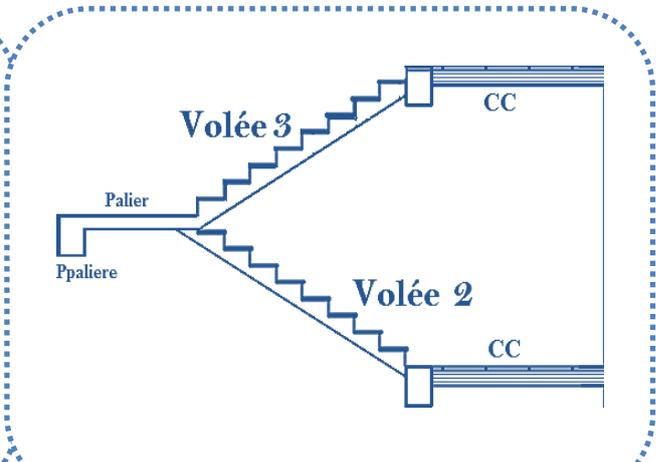


Fig.II.11.Escalier à deux volées

b. Pré dimensionnement des escaliers

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.

Avec :

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

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n - 1$: Nombre de marche ;

L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

C.1. Escalier à trois volées

(Exemple de calcul : escalier de l'entre sol 1).

- **Première volée (V₁)**

- **Epaisseur de la paillasse**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = 0 + \sqrt{1.50^2 + 1.02^2} = 1.81m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{181}{30} \leq e \leq \frac{181}{20} \Rightarrow 6.03cm \leq e \leq 9.05cm \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : **e = 15 cm.**

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

On a : $L_0 = 150 \text{ cm} ; H = 102\text{cm}.$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 102 + 150)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : **n = 6.**

Le nombre de marche est : **m = n - 1 = 5.**

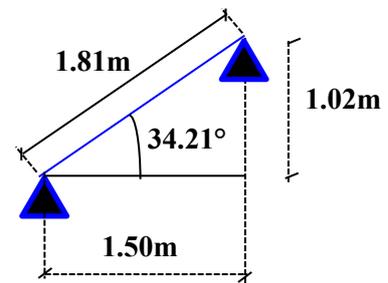
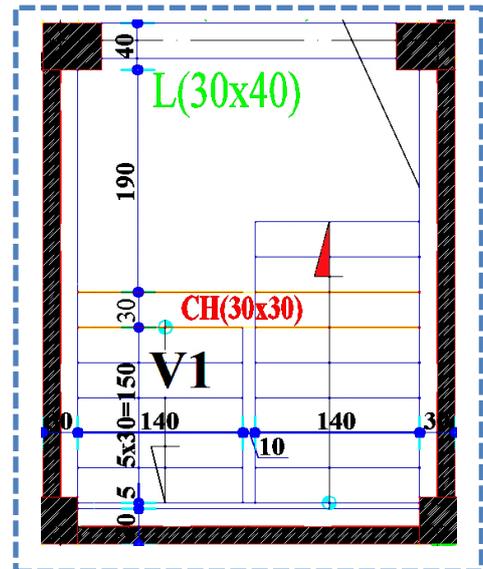
- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm}.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30\text{cm}.$

La hauteur d'une contremarche est $h = 17\text{cm}.$



• Deuxième volée (V₂)

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = 1.40 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 4.24m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{424}{30} \leq e \leq \frac{424}{20} \Rightarrow 14.13cm \leq e \leq 21.2cm \end{array} \right.$$

$e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend : $e = 15 cm$.

- Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a : $L_0 = 240cm$; $H = 153 cm$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 9$.

Le nombre de marche est : $m = n - 1 = 8$.

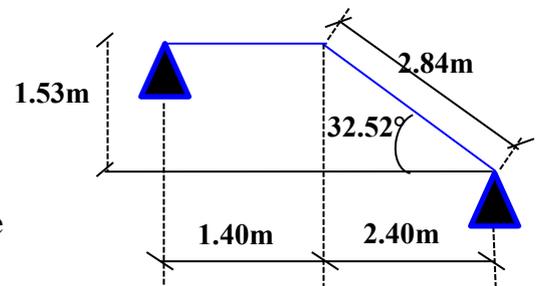
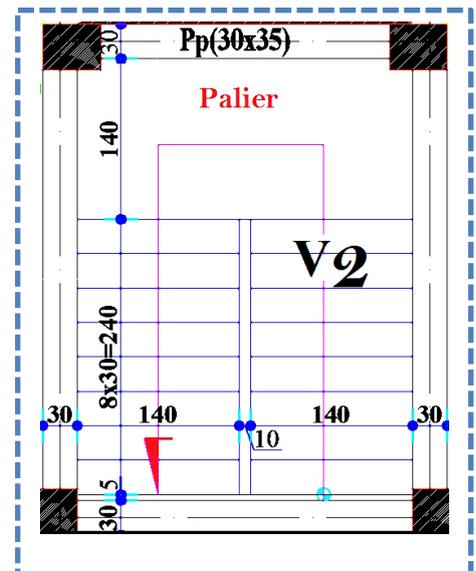
- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.



• Troisième volée (V₃)

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

l_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow$$

$$L = 1.40 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 4.24m.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{424}{30} \leq e \leq \frac{424}{20} \Rightarrow 14.13cm \leq e \leq 21.2cm \\ e \geq 11cm \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

- Calcul du nombre de marche et de contre marche

On a : $L_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$\Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 9$.

Le nombre de marche est : $m = n - 1 = 8$.

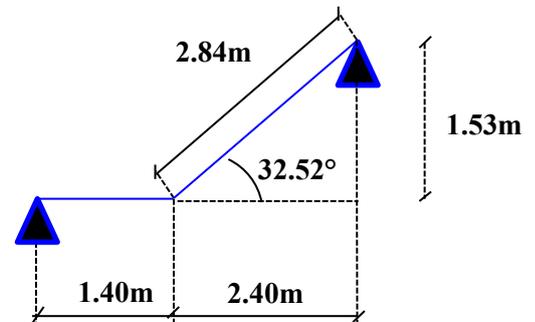
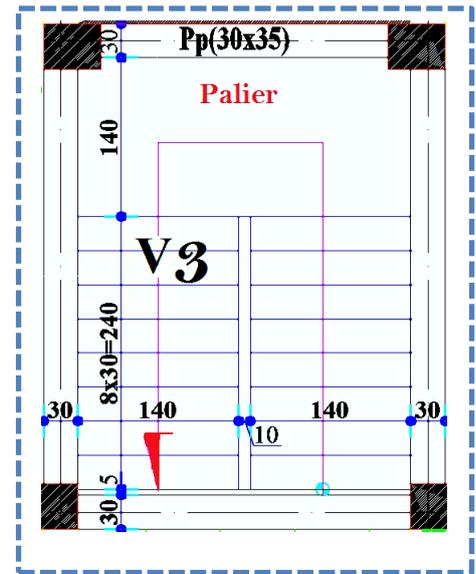
- Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est : $h = 17cm$.



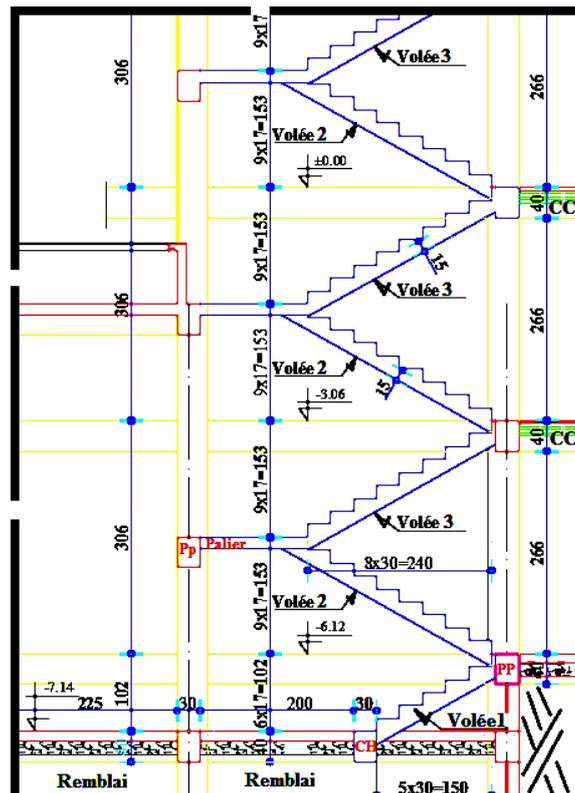


Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier d'entre sol 1

Cages d'escaliers	volées	L_p (m)	L_0 (m)	L'_p (m)	L_v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	m	h (cm)	g (cm)	e (cm)
Entre sol 1	1	/	1.50	/	1.81	1.02	1.81	34.21	6	5	17	30	15
	2	/	2.40	1.40	2.81	1.53	4.21	32.52	9	8	17	30	15
	3	1.40	2.40	/	2.84	1.53	4.24	32.52	9	8	17	30	15

Tableau II.2. Les dimensions de la cage d'escalier d'entre sol 2, RDC et étage courants jusqu'à la terrasse accessible.

Cages d'escaliers	volées	L_p (m)	L_0 (m)	L_v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	m	h (cm)	g (cm)	e (cm)
Entre sol 2 et RDC et étage courants	2	/	2.40	1.40	2.81	1.53	32.52	9	8	17	30	15
	3	1.40	2.40	/	2.81	1.53	32.52	9	8	17	30	15

3. Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumis à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

Dans notre projet on distingue trois acrotères tel que :

- Acrotère de la terrasse inaccessible (toiture), noté A_{toiture}
- Acrotère de la terrasse accessible (dalle du 7^{ème} étage), noté A_{d7}
- Acrotère de la terrasse inaccessible (dalle du entre sol 02), noté $A_{d' \text{ entre sol 2}}$

❖ **Evaluations des charges et surcharges**

a. Acrotère de la terrasse inaccessible (Toiture), noté A_{toiture}

Soit S la section de l'acrotère ;

$$S = 0.6 \times 0.15 + (0.1 + 0.07) \times 0.1/2$$

$$S = 0.0985 \text{ m}^2$$

➤ **Charge Permanente**

▪ **Poids propre**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0985 \times 1$$

$$G = 2.4625 \text{ KN/ml}$$

▪ **Enduit de ciment**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 0.16 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2.4625 + 0.16 = 2.6225 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$**

b. Acrotère de la terrasse accessible (Dalle du 7^{ème} étage), noté A_{d7}

Soit S la section de l'acrotère ;

$$S = 0.9 \times 0.15 + (0.1 + 0.07) \times 0.1/2 = 0.1435 \text{ m}^2$$

➤ **Charge Permanente**

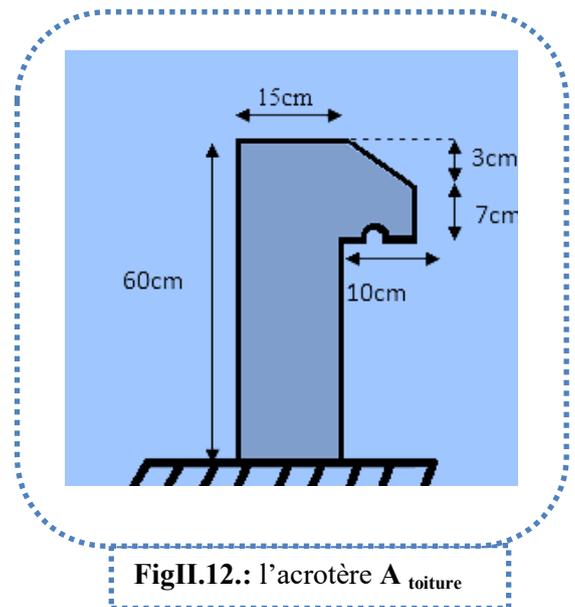
▪ **Poids propre $G = \gamma_b \times S \times 1$**

$$G = 25 \times 0.1435 \times 1 = G = 3.5875 \text{ KN/ml}$$

▪ **Enduit de ciment : $G = 0.16 \text{ KN/}$**

$$G = 3.5875 + 0.16 = 3.7475 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation: $Q = 1.00 \text{ KN/m}$**



FigII.12.: l'acrotère A_{toiture}

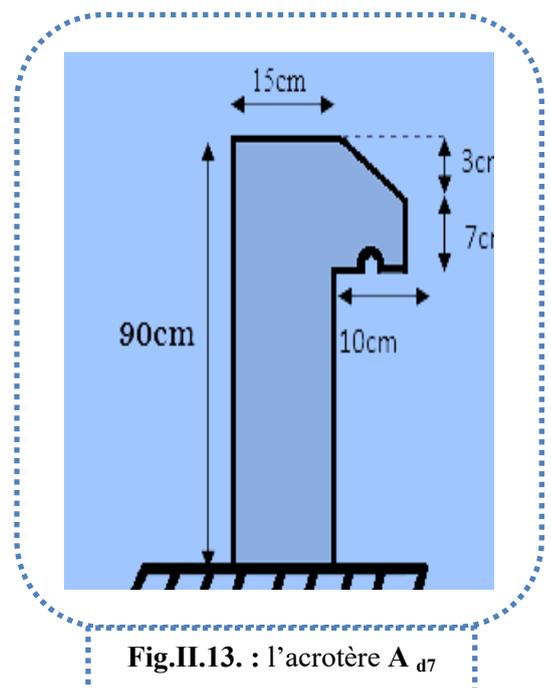


Fig.II.13. : l'acrotère A_{d7}

Tableau II.3.Charge permanente revenant à l'acrotère :(H=90Cm)

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
90	15	0.1435	3.5875	0.16	3.7475KN	1.00

c. Acrotère de la terrasse inaccessible (dalle du l'entre sol 2), noté A d' entre sol 2

Soit S la section de l'acrotère ;

$$S = 0.6 \times 0.15 + (0.1 + 0.07) \times 0.1 / 2$$

$$S = 0.0985 \text{ m}^2$$

➤ Charge Permanente

▪ Poids propre

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0985 \times 1$$

$$G = 2.4625 \text{ KN/ml}$$

▪ Enduit de ciment

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 0.16 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2.4625 + 0.16 = 2.6225 \text{ KN/ml}$$

➤ La Surcharge d'exploitation : Q = 1.00KN/m

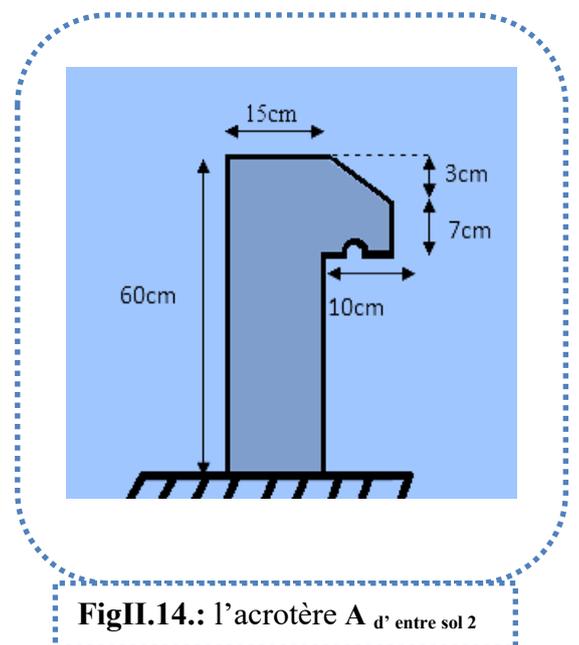


Tableau II.4.Charge permanente revenant à l'acrotère :(H=60Cm)

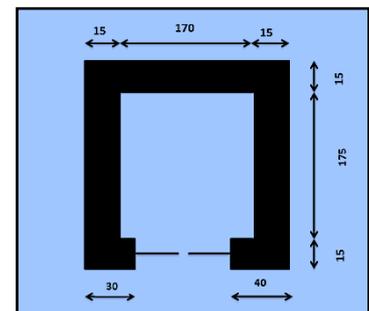
Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225KN	1.00

4. Ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+7+2Entresols) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de **8 personnes**.

Caractéristiques d'ascenseur : *Annexe4.*

- L : Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 102KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 82KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1.m/s$.
- Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 103.3KN$



FigII.15. Ascenseur

Evaluation des charges et des surcharges

$G_1 = \gamma_b \times e = 5KN/m^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = \gamma_r \times e_r = 1.1KN/m^2$ Poids de revêtement.

$G' = G_1 + G_2 = 6.1KN/m^2$. Somme de G_1, G_2 .

$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{1.5 \times 1.7} = 40KN/m^2$. Poids de la machine.

$G_{totale} = G' + G'' = 46.10KN/m^2$.

Les charges d'exploitation est : $Q=1KN/m^2$

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN/m ²)	Poids total KN/m ²
$G_1=5$	$S=Lx \times Ly$	$G_2=Fc / S$	$G=G_1+G_2$
$G_2=1.1$	$=1.50 \times 1.70$	$=102/2.55$	$=6.1+40$
$G=6.1 Kn/m^2$	$S=2.55$	$G''=40$	$G=46.1$

Tableau II.5: évaluation des charges de l'Ascenseur

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

II.1.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux

1. Les poutres

a. Les poutres principales : elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

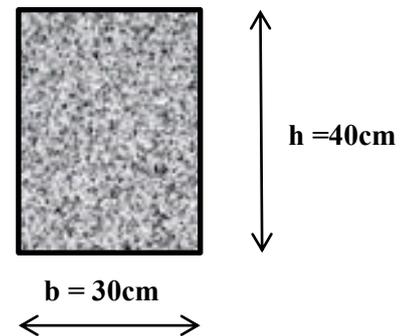
On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = (540 - 30) = 510 \text{ cm}$).

D'où: $L_{\max} = 510 \text{ cm} \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$

On prend : **$h = 40 \text{ cm}$**

$b = 30 \text{ cm}$



On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99 version 2003 Art 7.5 .1)** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

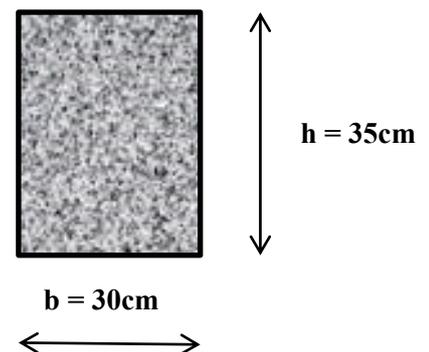
b. les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm}$).

$$L_{\max} = 460 \text{ cm} \Rightarrow 30.6 \text{ cm} \leq h \leq 46$$

On prend: **$h = 35 \text{ cm}$**

$b = 30 \text{ cm}$



Les dimensions vérifient les exigences du **RPA 99 Version 2003**.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30, 40) \text{ cm}^2$

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

2. Les voiles

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

h_e : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est différente :

- **Pour l'entresol 1 on a :**

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

$$e \geq h_e / 20$$

$$e \geq 286 / 20 = 14.3 \text{ cm}$$

On adopte pour le voile de l'entre sol(1) une épaisseur de :

$$e = 16 \text{ cm}$$

Pour l'entre sol 2

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

$$e \geq h_e / 20$$

$$e \geq 286 / 20 = 14.3 \text{ cm}$$

Pour le voile d'entre sol on prend une épaisseur de :

$$e = 16 \text{ cm}$$

- **Pour RDC et 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage courant :**

$$h_e = 306 - 20 = 286$$

$$e \geq h_e / 20$$

$$e \geq 286 / 20 = 14.3 \text{ cm}$$

On a adopté pour une épaisseur de :

$$e = 16 \text{ cm}$$

- **Pour RDC et l'étages courants :**

$$h_e = 306 - 20 = 286$$

$$e \geq h_e / 20$$

$$e \geq 286 / 20 = 14.3 \text{ cm}$$

On a adopté pour une épaisseur de : $e = 16 \text{ cm}$

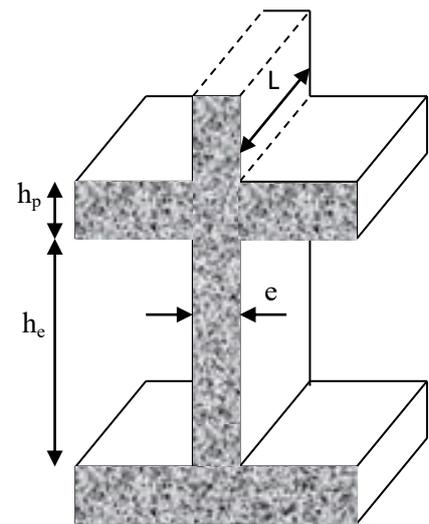


Fig.II.16.Coupe de voile en élévation.

3. Poteaux

3.1. Pré dimensionnement des poteaux

Pour le pré dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente de charge qui pour but l'élévation des actions de charges permanentes et exploitations, c'est pourquoi le pré dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

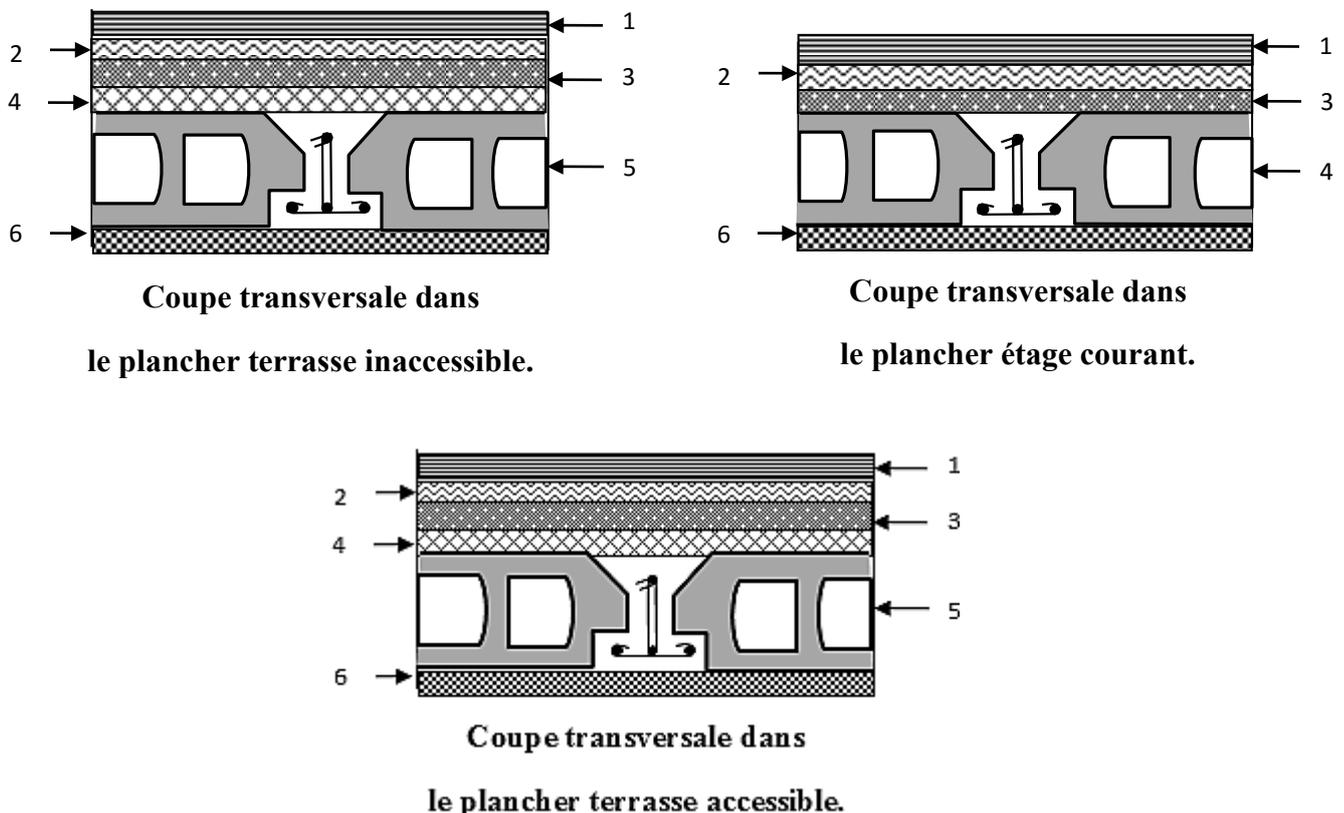
Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux carrés:

- Entre sols 1, 2 : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$.
- RDC, 1^{er} étage : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$.
- 2^{ème}, 3^{ème} étage : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$.
- 4^{ème}, 5^{ème} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- 6^{ème}, 7^{ème} étage : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.2. Evaluation des charges et surcharges

II.2.1. Plancher à corps creux



FigII.17.Types de planches

▪ Evaluation des charges des planchers terrasse inaccessible accessible et étage courant

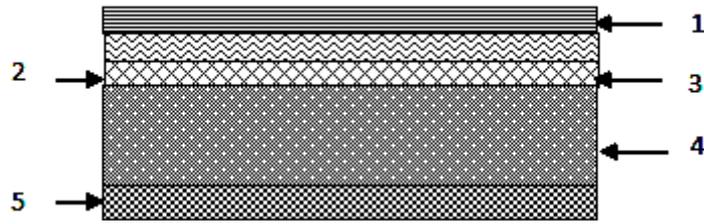
Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible de CE	1	Gravillon de protection	20	0.050	1.00	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.020	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	0.250	0.040	0.010	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	10	0.0150	0.15	
Total	/	/	/	/	5.56	1
Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse accessible	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Forme de pente	23	0.065	1.50	
	4	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	10	0.015	0.15	
	7	Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0.12	
Total	/	/	/	/	5.47	1.5
Plancher d'étage courant, et entresols 1 et 2	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total	/	/	/	/	5.33	1.5

Tableau II.6.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers

Avec : Q : charges d'exploitations

G : charges permanentes.

II.2.2. plancher à dalle pleine



FigII.18. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

a. Évaluation des charges du plancher dalle pleine de transformateur (Entresols 2)

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Dalle pleine	18	25	4.50
05	Enduit en ciment	2	20	0.40
06	Cloison de séparation	10	9	0.90
Charge permanente totale				G = 7.00
Surcharge d'exploitation				Q = 5

Tableau II.7 : Evaluation des charges du plancher dalle pleine

b. Les Balcons

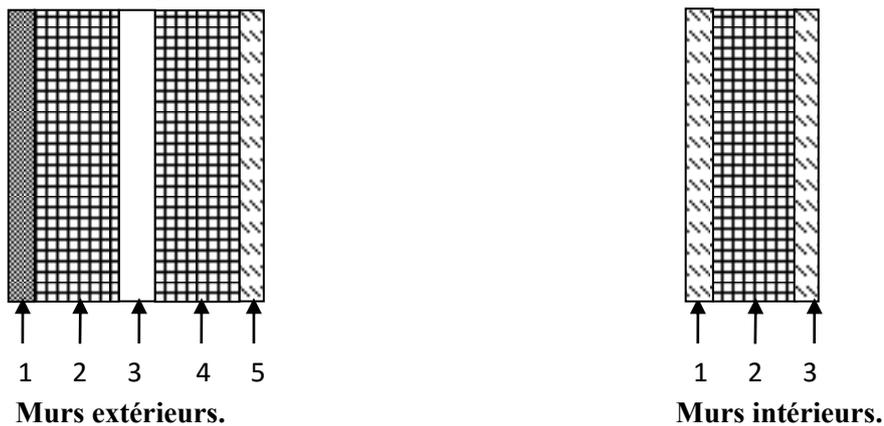
Ce sont des dalles pleines pouvant reposer sur un, deux ou trois appuis. Les balcons sont considérés secondaires dans le contreventement de la structure.

Nous évaluons dans ce qui suit les différentes charges revenant aux balcons :

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Dalle pleine	14	25	3.50
05	Enduit en ciment	2	20	0.40
Charge permanente totale				G = 6.1
Surcharge d'exploitation				Q = 3.5

Tableau II.8 : Evaluation des charges du balcon

a. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs



FigII.19.Murs extérieurs et Murs intérieurs.

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'air	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	2.93
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total	/	/	/	/	1.46

Tableau II.9.Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs

II.2.3. Les escaliers

a. les paliers

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total	/	/	5.23	2.5

TableauII.10.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers

b. Les volées

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d’enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d’une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :
 - Horizontal: $\gamma.e.$
 - Vertical: $\gamma.e. (h/g).$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	0.15	4.37	2.5
Les marches		22	/	1.87	
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44	
	Vertical	22	/	0.25	
	Total			0.69	
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40	
	vertical	20	/	0.22	
	total	/	/	0.62	
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32	
Total		/	/	9.18	

Tableau II.11.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1, 2et 3

II.3. Descente de charge

a. La loi de dégression

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

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 : Q_0

Niveau 1 : $Q_0 + Q$

Niveau 2 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$

Niveau3 : $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$

$$\text{Niveau 4 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$$

$$\text{Niveau 5 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$$

$$\text{Niveau 6 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$$

$$\text{Niveau 7 : surcharge étage 6} + 0.5 \times Q$$

$$\text{Niveau 8 : surcharge étage 7} + 0.5 \times Q$$

$$\text{Niveau 9 : surcharge étage 8} + 0.5 \times Q$$

DTR B.C 2.2 (6.3)

$$\text{Niveau 10 : surcharge étage 9} + 0.5 \times Q$$

La descente de charge va se faire pour les poteaux (P1) et (P2) car ce sont ceux qui présentent les configurations les plus défavorables (voir Fig.II.18.) en se référant à la surface afférente.

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.

b. Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4, 1)**.

Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le **RPA**.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du **RPA99**.

Les sections des poteaux prises sont :

- *Entre sols 1, 2* : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$.
- *RDC, 1^{er} étage* : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$.
- *2^{eme}, 3^{eme} étage* : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$.
- *4^{eme}, 5^{eme} étage* : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- *6^{eme}, 7^{eme} étage* : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$.

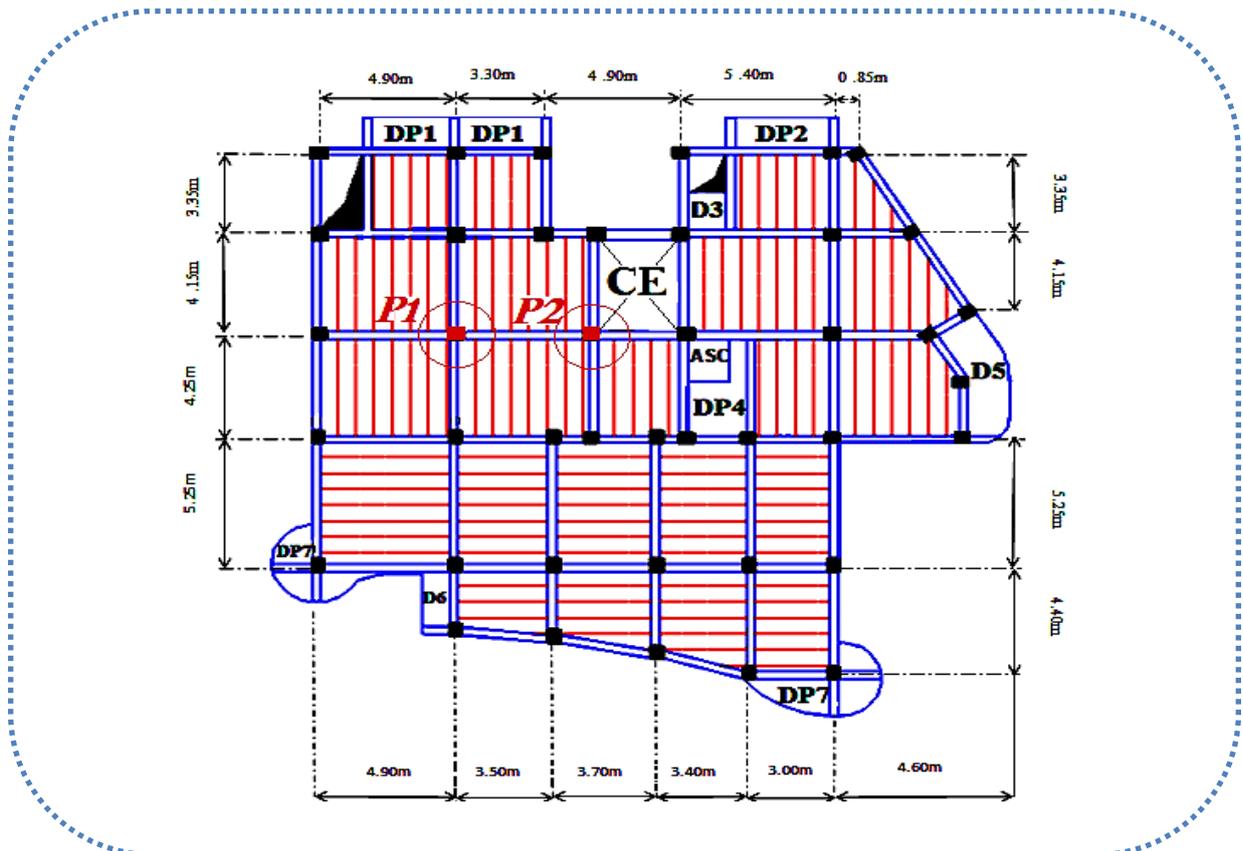
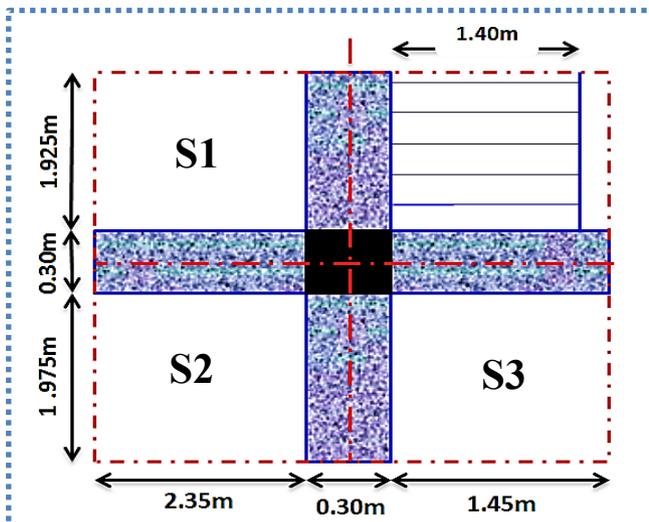


Fig. II.20. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges

A) Poteau « P₂ » au niveau de la cage d'escalier



FigII.21. Poteau « P₂ » au niveau de la cage d'escalier

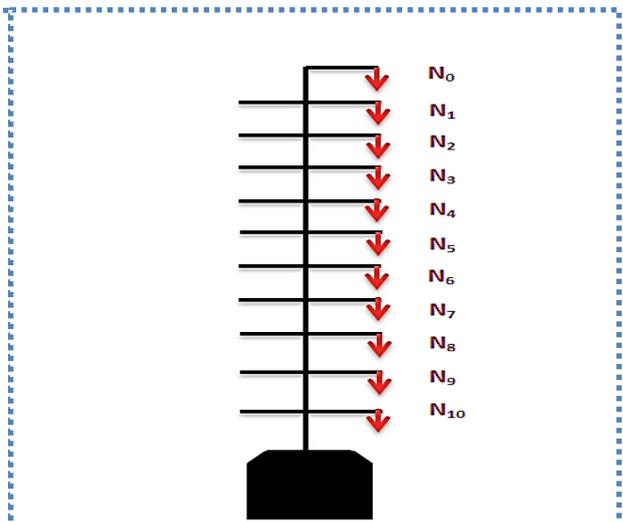


Fig II.22 : schéma de la de la descente de charges de poteau « P₂ ».

• Poids des poteaux :

Entre sol 1et Entre sol 2: $P_1=0.55*0.55*2.66*25=20.11$ KN

R.D.C, 1^{er} étage : $P_2=0.5*0.5*2.66*25=16.62$ KN

2^{eme}, 3^{eme} étage : $P_3=0.45*0.45*2.66*25=13.46$ KN

$$4^{\text{eme}}, 5^{\text{eme}} \text{ étage : } P_4 = 0.4 * 0.4 * 2.66 * 25 = 10.64 \text{ KN}$$

$$6^{\text{eme}}, 7^{\text{eme}} \text{ étage, t.inaccessible: } P_5 = 0.35 * 0.35 * 2.66 * 25 = 8.14 \text{ KN}$$

- **Calcul des charges revenantes au poteau (P2)**

- **Poutres principales (30×40).**
- **Poutres secondaires (30×35).**
- **Plancher de CE :**

- ✓ **Surface afférente pour les charges permanentes :** $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$

$$S_{\text{afférente ch.perm}} = 1.925 \times (2.35) + 1.975 \times (2.35) + 1.975 \times (1.45) = 12.028 \text{ m}^2$$

- ✓ **Surface afférente pour les charges d'exploitation :** $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$

$$S_{\text{afférente ch.exp}} = 1.925 \times (2.35 + 0.15) + 1.975 \times (2.35 + 0.15) + 1.975 \times (1.45 + 0.15) = 12.91 \text{ m}^2$$

- ✓ $G_{\text{EC}} = 5.33 \times 12.028 = 64.10 \text{ KN}$

- ✓ $Q_{\text{EC}} = 1.5 \times 12.91 = 19.36 \text{ KN}$

- ✓ $P_{\text{poutres}} = (1.925 + 1.975) \times 0.3 \times 0.35 \times 25 + (1.45 + 0.3 + 2.35) \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 22.53 \text{ KN}$

- ✓ $P_{\text{murs}} = (1.925 + 1.975) \times 2.66 \times 2.62 + 2.35 \times 2.66 \times 1.46 = 36.30 \text{ KN}$

- **Surface d'escalier:**

- Surface afférente pour les charges permanentes**

$$S_{\text{escalier}} = S_4 = S_{\text{volleé}} = 1.40 \times 1.925 = 2.695 \text{ m}^2$$

- Surface afférente pour les charges d'exploitation**

$$S_{\text{escalier}} = S_4 = S_{\text{volleé}} = (1.40 + 0.15) \times 1.925 = 2.983 \text{ m}^2$$

- ✓ $G_{\text{esc}} = 9.18 \times 2.695 = 24.74 \text{ KN}$

- ✓ $Q_{\text{esc}} = 2.5 \times 2.983 = 7.45 \text{ KN}$

- **Plancher terrasse accessible**

- ✓ **Surface afférente pour les charges permanentes :** $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_{\text{poutres}}$

$$S_{\text{poutres}} = (1.975 + 1.925 + 0.3) \times 0.3 + (1.45 + 2.35) \times 0.3 = 2.37 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{afférente ch.perm}} = 1.925 \times (2.35) + 1.975 \times (2.35) + 1.975 \times (1.45) + 2.37 \text{ m}^2 = 14.398 \text{ m}^2$$

- ✓ **Surface afférente pour les charges d'exploitation :** $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_{\text{poutres}}$

$$S_{\text{afférente ch.exp}} = 1.925 \times (2.35) + 1.975 \times (2.35) + 1.975 \times (1.45) + 2.37 \text{ m}^2 = 14.398 \text{ m}^2$$

- ✓ $G_{\text{t.acce}} = 5.47 \times 14.398 = 78.75 \text{ KN}$

- ✓ $Q_{\text{t.acce}} = 1.5 \times 14.398 = 21.59 \text{ KN}$

- **Plancher terrasse inaccessible**

- ✓ **Surface afférente pour les charges permanentes**

$$S_{\text{poutres}} = 0.3 \times (1.925 + 0.3 + 1.6) + 0.3 \times (1.45) = 1.58 \text{ m}^2$$

$$\checkmark S_{\text{afférente ch.perm}} = S_1 + S_2 + S_{\text{poutres}} = 1.45 \times (1.925 + 1.60) + 1.58 = 6.69 \text{ m}^2$$

Surface afférente pour les charges d'exploitation

$$S_{\text{afférente ch.exp}} = S_1 + S_2 + S_{\text{poutres}} = 6.69 \text{ m}^2$$

$$G_{t.inc} = 5.56 \times 6.69 = 37.19 \text{ KN}$$

$$Q_{t.inc} = 1 \times 6.69 = 6.69 \text{ KN}$$

$$P_{\text{accru}} = \text{longueur accru} \times \text{poids propre (kn/m.l)} = 5.475 \text{ m} \times 1.7125 \text{ kn/m.l} = 9.37 \text{ KN}$$

$$P_{\text{poutres}} = (1.925 + 0.3 + 1.6 + 1.45) \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 15.82 \text{ KN}$$

$$S_{\text{Plancher étage courant}} = 12.91 \text{ m}^2 \quad (\text{cas d'exploitation})$$

$$S_{\text{Plancher terrasse inaccessible}} = 6.69 \text{ m}^2 \quad (\text{cas d'exploitation})$$

$$S_{\text{Plancher terrasse accessible}} = 14.398 \text{ m}^2 \quad (\text{cas d'exploitation})$$

$$Q_0 = 1 \text{ kn/m}^2 \times (6.69 \text{ m}^2) = 6.69 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_0 + Q = 1 + 1.5 = 2.5 \text{ KN / m}^2 \times (14.398 \text{ m}^2) = 36 \text{ kn}$$

$$Q_2 = Q_0 + Q + 0.9 Q = 1 + 1.5 + 0.9 \times 1.5 = 3.85 \text{ KN / m}^2 \times (12.91 \text{ m}^2) = 49.70 \text{ KN}$$

$$Q_3 = Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q = 1 + 1.5 + 0.9 \times 1.5 + 0.8 \times 1.5 = 5.05 \text{ KN / m}^2 \times (12.91 \text{ m}^2) = 65.19 \text{ KN}$$

$$Q_4 = Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q = 1 + 1.5 + 0.9 \times 1.5 + 0.8 \times 1.5 + 0.7 \times 1.5 = 6.1 \text{ KN / m}^2 \times (12.91 \text{ m}^2) = 78.75 \text{ KN}$$

$$Q_5 = Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q + 0.6 Q = 7 \text{ KN / m}^2 \times (12.91 \text{ m}^2) = 90.37 \text{ KN}$$

$$Q_6 = Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q + 0.6 Q + 0.5 Q = 7.75 \text{ KN / m}^2 \times (12.91 \text{ m}^2) = 100.05 \text{ KN}$$

$$Q_7 = Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q + 0.6 Q + 0.5 Q + 0.5 Q = 8.5 \text{ KN / m}^2 \times (12.91 \text{ m}^2) = 109.735 \text{ KN}$$

$$Q_8 = Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q + 0.6 Q + 0.5 Q + 0.5 Q + 0.5 Q = 9.25 \text{ KN / m}^2 \times (12.91 \text{ m}^2) = 119.41 \text{ KN}$$

$$Q_9 = Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q + 0.6 Q + 0.5 Q + 0.5 Q + 0.5 Q + 0.5 Q = 10 \text{ KN / m}^2 \times (12.91 \text{ m}^2) = 129.1 \text{ KN}$$

$$Q_{10} = Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8 Q + 0.7 Q + 0.6 Q + 0.5 Q = 10.75 \text{ KN / m}^2 \times (12.91 \text{ m}^2)$$

$$= 138.78 \text{ KN}$$

G_i	Désignation	Surcharges Q (KN)	Charges permanentes G (KN)
G_0	Terrasse inaccessible	6.69	37.19
	Poids des poutres		15.82
	Poids de poteau		8.14
			21.1

	<i>Poids d'acrotère</i>		
	Total		82.25
G₁	<i>Venant de G₀</i>	43.45	82.25
	<i>Terrasse accessible</i>		78.75
	<i>Poids des poutres</i>		22.53
	<i>Poids de poteau</i>		8.14
	<i>Poids d'escalier</i>		24.74
	<i>Poids cloisons</i>		36.30
	Total		252.71
G₂	<i>Venant de G₁</i>	57.15	252.71
	<i>Poids du plancher étage courant</i>		64.10
	<i>Poids des poutres</i>		22.53
	<i>Poids de poteau</i>		8.14
	<i>Poids d'escalier</i>		24.74
	<i>Poids cloisons</i>		36.30
	Total		408.52
G₃	<i>Venant de G₂</i>	72.64	408.52
	<i>Poids du plancher étage courant</i>		64.10
	<i>Poids des poutres</i>		22.53
	<i>Poids de poteau</i>		10.64
	<i>Poids d'escalier</i>		24.74
	<i>Poids cloisons</i>		36.30
	Total		566.83
G₄	<i>Venant de G₃</i>	86.3	566.83
	<i>Poids du plancher étage courant</i>		64.10
	<i>Poids des poutres</i>		22.53
	<i>Poids de poteau</i>		10.64
	<i>Poids d'escalier</i>		24.74
	<i>Poids cloisons</i>		36.30

	Total		725.14
G₅	<i>Venant de G₄</i>	97.82	725.14
	<i>Poids du plancher étage courant</i>		64.10
	<i>Poids des poutres</i>		22.53
	<i>Poids de poteau</i>		13.46
	<i>Poids d'escalier</i>		24.74
	<i>Poids cloisons</i>		36.30
	Total		886.27
G₆	<i>Venant de G₅</i>	107.5	886.27
	<i>Poids du plancher étage courant</i>		64.10
	<i>Poids des poutres</i>		22.53
	<i>Poids de poteau</i>		13.46
	<i>Poids d'escalier</i>		24.74
	<i>Poids cloisons</i>		36.30
	Total		1047.4
G₇	<i>Venant de G₆</i>	117.185	1047.4
	<i>Poids du plancher étage courant</i>		64.10
	<i>Poids des poutres</i>		22.53
	<i>Poids de poteau</i>		16.62
	<i>Poids d'escalier</i>		24.74
	<i>Poids cloisons</i>		36.30
	Total		1211.69
G₈	<i>Venant de G₇</i>	126.86	1211.69
	<i>Poids du plancher étage courant</i>		64.10
	<i>Poids des poutres</i>		22.53
	<i>Poids de poteau</i>		16.62
	<i>Poids d'escalier</i>		24.74
	<i>Poids cloisons</i>		36.30
	Total		1375.98

G₉	<i>Venant de G₈</i>		1375.98
	<i>Poids du plancher RDC</i>	136.55	64.10
	<i>Poids des poutres</i>		22.53
	<i>Poids de poteau</i>		20.11
	<i>Poids d'escalier</i>		24.74
	<i>Poids cloisons</i>		36.30
	Total		1543.76
G₁₀	<i>Venant de G₉</i>	146.23	1543.76
	<i>Poids du plancher RDC</i>		64.10
	<i>Poids des poutres</i>		22.53
	<i>Poids de poteau</i>		20.11
	<i>Poids d'escalier</i>		24.74
	<i>Poids cloisons</i>		36.30
	Total	146.23	1711.54
/			

TabII.11 : Descente de charge au droit de poteau (P2)

Pour le poteau P₂

A la base : **G=1711.54KN**

Q=146.23KN

NU=1.35G+1.5Q=2529.924KN

B) Poteau central « P₁ » :

- **Calcul des charges revenantes au poteau (P1)**

❖ **Plancher terrasse accessible**

La surface afférente pour les charges d'exploitation :

$$S_{\text{affé ch exp}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_{\text{POUTRES}} = 22.31 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{POUTRES}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}} = 0.30 \times (2.30 + 2.35) + 0.3 \times (1.925 + 1.975) = 4.175 \text{ m}^2$$

$$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 1.925 \times (2.3 + 2.35) + 1.975 \times (2.3 + 2.35) = 18.135 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{TA}} = 5.47 \text{ KN/ m}^2 ; Q_{\text{TA}} = 1.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_{\text{TA}} = 1.5 \times 22.31 = 23.81 \text{ KN}$$

$$G_{\text{TA}} = 5.47 \times 22.31 = 122.03 \text{ KN} \quad (S_{\text{affé ch premenante}} = S_{\text{affé ch exploitation}})$$

❖ Plancher étage courant

Surface afférente pour les charges d'exploitation

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 1.925 \times (2.30 + 0.15) + 1.925 \times (2.35 + 0.15) + 1.975 \times (2.30 + 0.15) + 1.975 \times (2.35 + 0.15) = 19.30 \text{ m}^2$$

Surface afférente pour les charges Permanente:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 1.925 \times (2.30 + 2.35) + 1.975 \times (2.30 + 2.35) = 18.135 \text{ m}^2;$$

$$G_{EC} = 5.33 \text{ KN/m}^2; Q_{EC} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{EC} = 5.33 \times 18.135 = 96.65 \text{ KN.}$$

$$Q_{EC} = 1.5 \times 19.30 = 28.95 \text{ KN.}$$

❖ Poids revenu aux murs :

$$P_{\text{mur de 01 merlettes}} = (1.8 + 0.4 + 0.2 + 0.9 + 0.20 + 1.8 + 0.4 + 0.2 + 1.1) \times 2.66 \times 1.46 = 24.4 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{mur de 02 merretes}} = (1.2 + 0.3 + 0.5) \times 2.66 \times 2.93 = 13.93 \text{ KN}$$

$$P_{\text{mur}} = P_{\text{mur de 01 merlettes}} + P_{\text{mur de 01 merretes}} = 24.4 + 13.93 = 38.33 \text{ KN.}$$

❖ Poids des poutres = $P_{pp} + P_{ps} = 26.55 \text{ KN}$

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.4 \times (0.3 + 2.30 + 2.35) \times 25 = 14.85 \text{ KN.}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.35 \times (1.925 + 1.975) \times 25 = 11.7 \text{ KN.}$$

Poteau central « P₁ » :

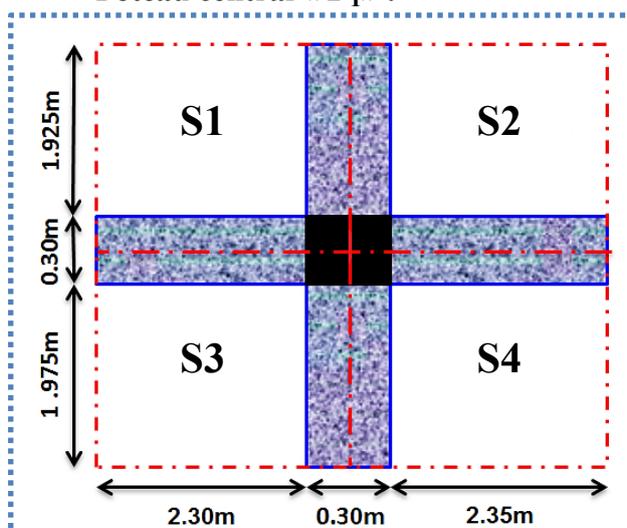


Fig II.23. : Schéma de la descente de charges P1

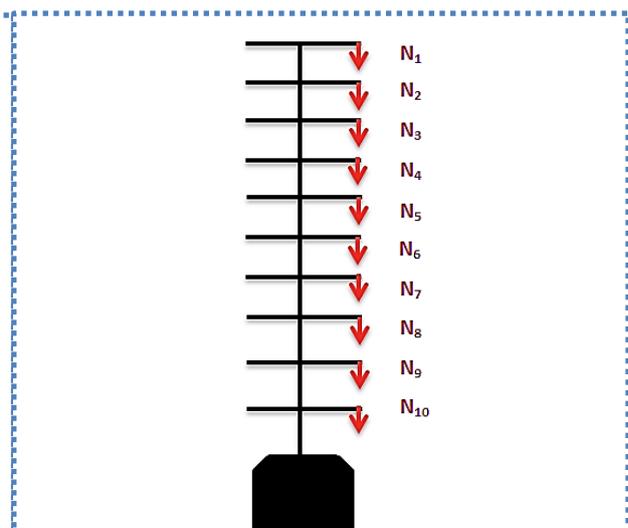


Fig. II.24. Poteau « P₁ » de la descente de charges.

Niveau	Eléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)
N1	Murs	38.33	59.5
	Plancher T- accessible	122.03	
	Poutres	26.55	
	Poteau	8.14	
	total	195.05	
N2	G venant de N1	195.05	64.65
	Murs	38.33	
	Plancher courant	96.65	
	Poutres	26.55	
	Poteau	8.14	
total	364.72		
N3	G venant de N2	364.72	97.46
	Murs	38.33	
	Plancher courant	96.65	
	Poutres	26.55	
	Poteau	10.64	
total	536.89		
N4	G venant de N3	536.89	117.73
	Murs	38.33	
	Plancher courant	96.65	
	Poutres	26.55	
	Poteau	10.64	
total	709.06		
N5	G venant de N4	709.06	135.1
	Murs	38.33	
	Plancher courant	96.65	
	Poutres	26.55	
	Poteau	13.46	
total	884.05		
N6	G venant de N5	884.05	149.57
	Murs	38.33	
	Plancher courant	96.65	
	Poutres	26.55	
	Poteau	13.46	
total	1059.04		
N7	G venant de N6	1059.04	164.05
	Murs	38.33	
	Plancher courant	96.65	
	Poutres	26.55	
	Poteau	16.62	
total	1237.19		
N8	G venant de N7	1237.19	178.52
	Murs	38.33	
	Plancher courant	96.65	
	Poutres	26.55	
	Poteau	16.62	

	<i>total</i>	1415.34	
N9	<i>G venant de N8</i>	1415.34	193
	<i>Murs</i>	38.33	
	<i>Plancher courant</i>	96.65	
	<i>Poutres</i>	26.55	
	<i>Poteau</i>	20.11	
	<i>total</i>	1596.98	
N10	<i>G venant de N9</i>	1596.98	207.47
	<i>Murs</i>	38.33	
	<i>Plancher courant</i>	96.65	
	<i>Poutres</i>	26.55	
	<i>Poteau</i>	20.11	
	<i>total</i>	1778.62	
TOTAL		1778.62 (KN)	207.47(KN)

Tab:II.13. Descente de charge au droit du Poteau « P₁»

Niveau	Q (KN)	G (KN)	N_u(KN)
N₁	59.5	195.05	352.56
N₂	64.65	364.72	589.34
N₃	97.46	536.89	936.906
N₄	117.73	709.06	1133.82
N₅	135.1	884.05	1396.11
N₆	149.57	1059.04	1654.05
N₇	164.05	1237.19	1891.67
N₈	178.52	1415.34	1937.98
N₉	193	1596.98	2445.423
N₁₀ (base)	207.47	1778.62	2712.342

TableauII.14.L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau : avec N_U=1.35G+1.5Q**Calcul de l'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1778.62 + 1.5 \times 207.47 = 2712.342 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Donc $N_u = 1.1 \times 2712.342 = 2983.57 \text{ KN}$

Une fois l'effort normal ultime revenant au poteau le plus sollicité est déterminé, on doit vérifier ce dernier à la compression simple et au flambement.

Vérification à la compression simple de poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2983.57 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.1989 \text{ m}^2$$

On a $B = 0.55 \times 0.55 = 0.302 \text{ m}^2$.

$B = 0.302 \geq 0.183 \text{ m}^2$. Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau **P1**

Niveaux	Nu (KN)	Section (cm ²)	Condition $B > B$ calcule		Observation
			B (m ²)	B calculé (m ²)	
Entresols 1, 2	2983.57	55×55	0.302	0.1989	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	2131.77	50×50	0.250	0.1421	Vérifiée
2 ^{eme} étage et 3 ^{eme} étages	1819.45	45×45	0.2025	0.1212	Vérifiée
4 ^{eme} étages 5 ^{eme} étages	1247.20	40×40	0.160	0.0831	Vérifiée
6 ^{eme} étages 7 ^{eme} étages	648.27	35×35	0.1225	0.0432	Vérifiée

Tableau. II.15 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement. ; I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

l_0 : Longueur du poteau. ; i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Vérification du poteau Entresols 1

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m.$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.302m^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.62 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.302}} = 0.159$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.159} = 13.47 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{13.47}{35}\right)^2} = 0.825$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2983.57 \times 10^{-3}}{0.825 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1308m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2.5) \times (55 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.275m^2$$

$$0.275625 > 0.156$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement du poteau (P1) à tous les niveaux :

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{real} (cm ²)
55×55	3025	306	214.2	13.47	0.825	2712.34	2983.57	1308
50×50	2500	306	214.2	14.87	0.820	1937.98	2131.77	940
45×45	2025	306	214.2	16.60	0.813	1654.05	1819.45	809
40×40	1600	306	214.2	18.62	0.804	1133.82	1247.20	561
35×35	1225	306	214.2	21.20	0.790	589.34	648.27	296

Tableau. II.16 : Vérification au flambement des poteaux

Vérification des conditions du RPA

$$\min(b_1, h_1) \geq 25cm \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

vérification selon les règles du RPA99

$$\triangleright \frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots \dots \dots (3)$$

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone II_a :

❖ **Vérification du poteau du plancher terrasse inaccessible**

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

D’après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

• **Pré vérification de l’effort normal réduit**

Selon le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)** l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : effort normal réduit (sans majoration).

B_c : section brute du béton.

N_d = 2983.57 KN ; B_c = 0.25 m²

$$\nu = \frac{2983.57 * 10^{-3}}{0.3025 * 25} = 0.394 \leq 0.3 \rightarrow \text{Pas vérifiée}$$

Ce tableau résume les vérifications de l’effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	Nu (KN)	N	Observation
Entre-sols 1, 2	55×55	3025	2983.57	0.394	Non vérifiée
RDC, 1 ^{ème} étage	50×50	2500	2131.77	0.341	Non vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	45×45	2025	1819.45	0.359	Non vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	40×40	1600	1247.20	0.311	Non vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	35×35	1225	648.27	0.211	vérifiée

Tableau II.17. Prévérification de l’effort normal

Conclusion

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur.

Ainsi ; nous avons procédé au pré dimensionnement des poutres en satisfaisant le critère de flèche ainsi que les **minimums RPA**. Les dimensions des poutres ont alors été fixées à :

$$\color{blue}{\oplus} \text{ Poutres principales : } (b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$\color{blue}{\oplus} \text{ Poutres secondaires : } (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (Art B.8.4, 1)**. Une fois la résistance à la compression est vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le **RPA**. Les dimensions des poteaux ont alors été fixées à :

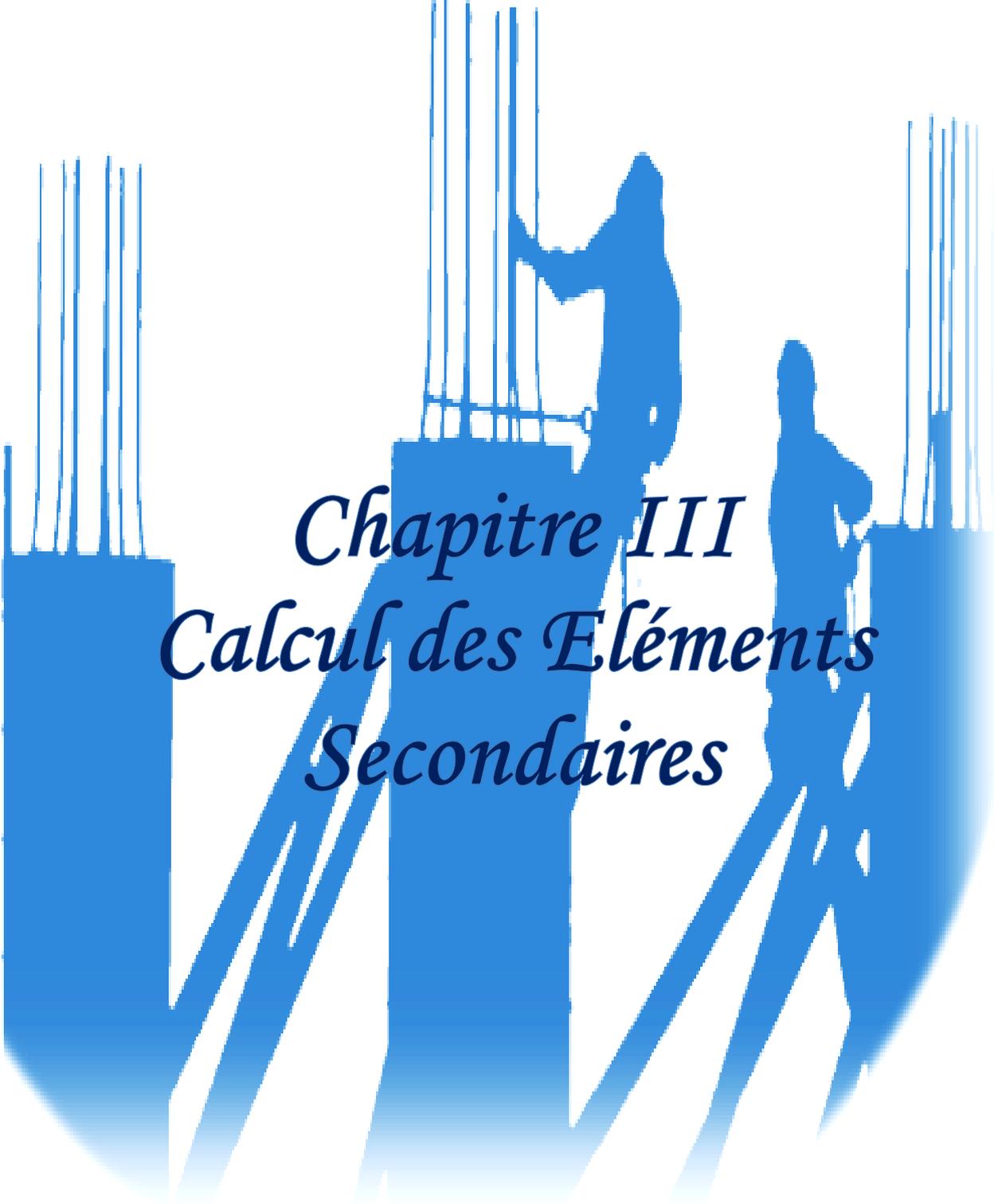
$$\color{blue}{\oplus} \text{ Entre sols 1, 2 : } (b \times h) = (65 \times 65) \text{ cm}^2.$$

$$\color{blue}{\oplus} \text{ RDC, 1}^{\text{er}} \text{ étage : } (b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2.$$

$$\color{blue}{\oplus} \text{ 2}^{\text{eme}}, \text{ 3}^{\text{eme}} \text{ étage : } (b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2.$$

$$\color{blue}{\oplus} \text{ 4}^{\text{eme}}, \text{ 5}^{\text{eme}} \text{ étage : } (b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2.$$

$$\color{blue}{\oplus} \text{ 6}^{\text{eme}}, \text{ 7}^{\text{eme}} \text{ étage : } (b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2.$$

The background features a blue silhouette of a construction site. Two workers are visible, one standing on a higher level of a rebar structure and another on a lower level. The rebar consists of vertical and horizontal steel rods forming a grid. The workers are positioned as if they are inspecting or working on the structure. The overall scene is rendered in a monochromatic blue color against a white background.

Chapitre III
Calcul des Éléments
Secondaires

Introduction

La structure est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. L'objectif de ce présent chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur. L'étude de se fait par l'évaluation des charges sur l'élément considéré, le calcul des sollicitations les plus défavorables ensuite la détermination de la section d'acier pour reprendre les charges en question en respectant la réglementation (BAEL91, RPA99/2003, CBA93).

III.1. Calcul des planchers à corps creux

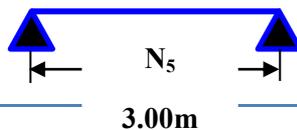
1. Etude des poutrelles

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

2. Les Différents types de poutrelles : On a 7 types de poutrelles.

• Tableau III.1. Les Types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{ème} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	
6 ^{ème} type	

7^{ème} type

3. Méthode de calcul

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

- Méthode forfaitaire. Annexe III-1
- Méthode de Caquot. Annexe III-2
- Méthode de Caquot minorée.
- méthodes trois moments.

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

1. Domaine d'application (B.6.210)

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

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

2. Application de la méthode

• Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

a. $M_t + (|Md| + |Mg|) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive. Avec $M_0 = p \times l^2 / 8$.

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

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

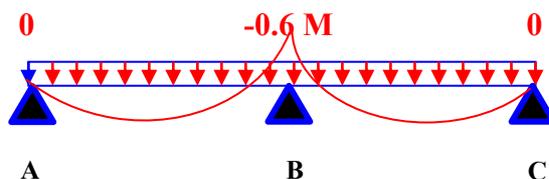


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

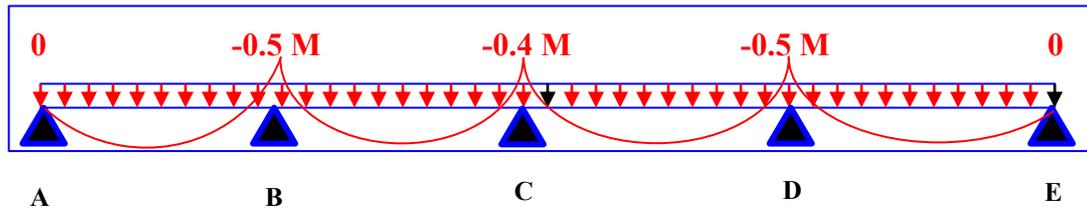


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et $\alpha = Q / (G+Q)$

le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. tel que $M_0 = \text{Max} (M_0^l , M_0^r)$

• **Evaluation de l'effort tranchant**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort

tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

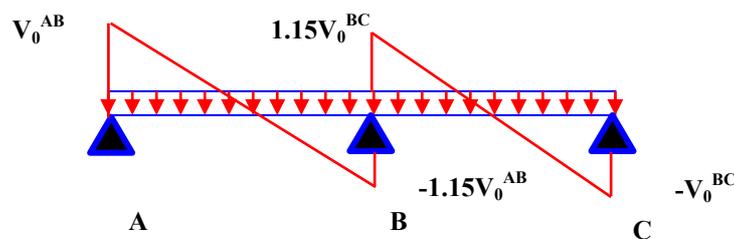


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

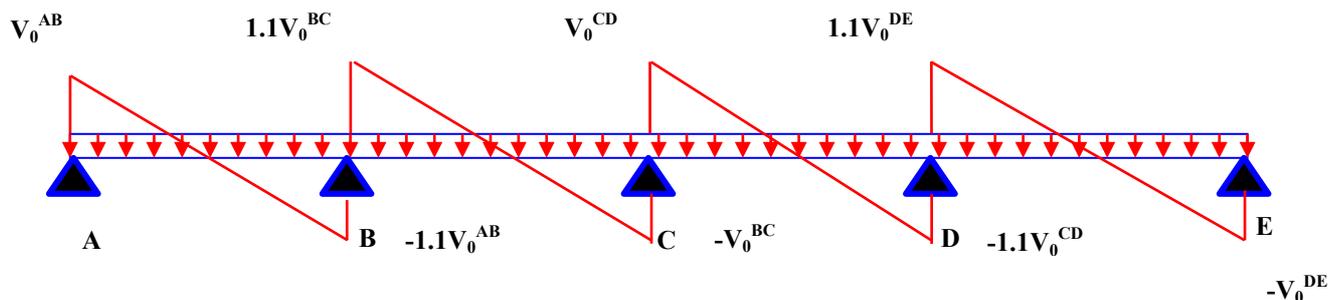


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

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

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot.

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

❖ Calcul des moments**a).Moment en travée**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b).En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Tel que :

- ✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.
- ✓ P_g et P_d charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

- Si la première condition n'est vérifiée, on applique la méthode de Caquot (plancher à surcharge enlevée).
- Si l'une des trois autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

Calcul des charges revenant aux poutrelles

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.65 \times q_u$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.65 \times q_s$$

➤ Plancher terrasse inaccessible : (de cage d'escalier)

$$G = 5.56 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,56 + 1,5 \times 1,00) \times 0,65 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,56 + 1,00) \times 0,65 = 4,264 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher terrasse accessible : (Le dernier plancher)**

$$G = 5.47 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0.65 = (1,35 \times 5.47 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6.26 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.47 + 1,5) \times 0,65 = 4.53 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage courant, RDC et Etresols1, 2**

$$G = 5,33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6.14 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5,33 + 1,5) \times 0,65 = 4.44 \text{ KN/ml}$$

• **Combinaisons d'actions et calculs des charges**

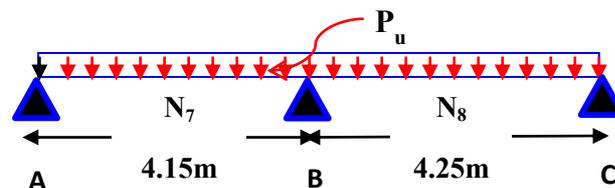
Tableau III.2. Combinaisons d'action :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.56	1.00	9.00	5.85	6.56	4.26
Terrasse Accessible	5.47	1.5	9.63	6,26	6.97	4.53
Plancher Etage courant, RDC et l'entre sol 1,2	5,33	1.5	9.44	6,14	6.83	4,44

Exemples de calcul :

- Application de la méthode forfaitaire pour le type 5 de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 5).



a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.33, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$
 - $I = \text{constant}$
 - $L_i / l_{i+1} = 4.15 / 4.25 = 0.97$ compris entre 0.8 et 1.25
 - F.P.N
- ✓ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

b. calcul des sollicitations :

À l'ELU : $p_u = 6.14 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $P_s = 4.44 \text{ KN/ml}$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

• Calcul des moments isostatique :

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique $M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$

Travée A-B : $M_0 = \frac{6.14 \times (4.15)^2}{8} = 13.21 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{6.14 \times (4.25)^2}{8} = 13.86 \text{ KN.m}$

À l'ELS :

Travée A-B : $M_0 = \frac{4.44 \times (4.15)^2}{8} = 9.55 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{4.44 \times (4.25)^2}{8} = 10.02 \text{ KN.m}$

Tableau III.3 : Les moments isostatiques max en travées :

Travée	M_0 (ELU) (KN.m)	M_0 (ELS) (KN.m)
AB	13.21	9.55
BC	13.86	10.02

Moments aux appuis : $M_A = M_C = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0.15 \times M_0$

À l'ELU :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(13.21; 13.86) = -8.316 \text{ KNm}$$

À l'ELS :

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(9.55; 10.02) = -6.012 \text{ KNm}$$

- Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.33} = 0.219$$

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times (\frac{x}{l})$$

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x); \text{ avec } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3 \times 0.219 = 1.06$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.219}{2} = 0.63$$

A P'ELU :

Travée AB :

$$M_t + \frac{0 + 8.316}{2} \geq 1.06 \times 13.21 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.219}{2} \times 13.21 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 9.84KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 8.32KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(9.84, 8.32)KN.m$$

$$M_t = 9.84KN.m$$

Travée BC :

$$M_t + \frac{8.316 + 0}{2} \geq 1.06 \times 13.86 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.63 \times 13.86KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 10.53KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 8.73KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(10.53, 8.73)KN.m$$

$$M_t = 10.53KN.m$$

• Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique à l'ELU : $V_0 = \frac{P \times l}{2}$

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.14 \times 4.15}{2} = 12.74 \text{KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -1.15 \frac{6.14 \times 4.15}{2} = -14.65 \text{KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 1.15 \frac{6.14 \times 4.25}{2} = 15.00 \text{KN}$$

$$V_C = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.14 \times 4.25}{2} = -13.048 \text{KN}$$

• Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant :

5^{ème} type

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	N ₇	4.15	6.14	13.21	0	-8.31	9.84	12.74	-14.65
	N ₈	4.25		13.86	-8.31	0	10.53	15.00	-13.048
ELS	N ₇	4.15	4.44	9.55	0	-6.01	7.11	/	/
	N ₈	4.25		10.02	-6.01	0	7.61	/	/

- Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS des autres types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivant

- Tableau III.5.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant :

3^{eme} type

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	N ₃	3.70	6.14	10.507	0	-5.254	8.573	11.359	-12.495
	N ₄	3.40		8.872	-5.254	-4.436	4.729	11.482	-11.482
	N ₅	3.00		6.908	-4.436	0	5.146	10.131	-9.21
ELS	N ₃	3.70	4.44	7.598	0	-3.799	6.2	/	/
	N ₄	4.40		6.416	-3.799	-3.208	3.42	/	/
	N ₅	3.00		4.995	-3.208	0	3.721	/	/

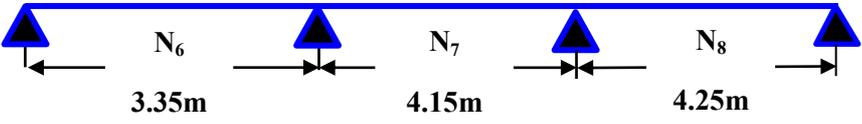
- Tableau III.6.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant :

1^{eme} type

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	N ₁	4.90	6.14	18.428	0	-9.214	13.65	15.043	-16.547
	N ₂	3.50		9.402	-9.214	-4.203	5.011	11.812	-10.745
	N ₃	3.70		10.507	-4.203	-4.203	6.997	11.359	-11.359
	N ₄	3.40		8.872	-4.203	4.436	5.138	10.438	-11.482
	N ₅	3.00		6.908	4.436	0	5.146	10.131	-9.210
ELS	N ₁	4.90	4.44	13.326	0	-6.663	9.87	/	/
	N ₂	3.50		6.799	-6.663	-3.039	3.624	/	/
	N ₃	3.70		7.598	-3.039	-3.039	5.06	/	/
	N ₄	3.40		6.416	-3.039	3.208	3.716	/	/
	N ₅	3.00		4.995	3.208	0	3.721	/	/

- Tableau III.7.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant :

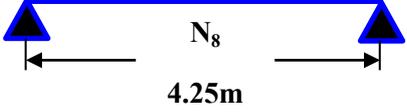
4^{ème} type



Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	N ₆	3.35	6.14	8.613	0	-6.609	5.877	10.285	-11.313
	N ₇	4.15		13.218	-6.609	-6.932	7.32	14.015	-14.015
	N ₈	4.25		13.863	-6.932	0	11.312	14.352	-13.048
ELS	N ₆	3.35	4.44	6.228	0	-4.779	4.25	/	/
	N ₇	4.15		9.558	-4.779	-5.013	5.293	/	/
	N ₈	4.25		10.025	-5.013	0	8.18	/	/

- Tableau III.8.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant :

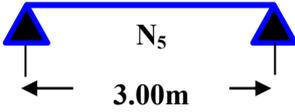
6^{ème} type



Cas	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	N ₈	4.25	6.14	13.863	0	0	13.863	13.048	-13.048
ELS			4.44	10.025	0	0	10.025	/	/

- Tableau III.9.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant :

7^{ème} type



Cas	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	N ₅	3.00	6.14	6.908	0	0	6.908	9.21	-9.21
ELS			4.44	4.995	0	0	4.995	/	/

- Tableau III.10.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant :

2^{ème} type

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	N ₂	3.50	6.14	9.402	0	-5.254	7.396	10.745	-11.82
	N ₃	3.70		10.507	-5.254	-4.203	6.472	12.495	-11.359
	N ₄	3.40		8.872	-4.203	-4.436	5.138	10.438	-11.482
	N ₅	3.00		6.908	-4.436	0	5.146	10.131	-9.21
ELS	N ₂	3.50	4.44	6.799	0	-3.799	5.348	/	/
	N ₃	3.70		7.598	-3.799	-3.039	4.68	/	/
	N ₄	3.40		6.416	-3.039	-2.208	3.716	/	/
	N ₅	3.00		4.995	-2.208	0	3.721	/	/

Plancher de Terrasse accessible

$$G = 5.47 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5.47 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6.26 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5.47 + 1,5) \times 0,65 = 4.53 \text{ KN/ml.}$$

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse accessible

3^{ème} type

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	N ₃	3.70	6.262	10.716	0	-5.358	8.728	11.585	-12.743
	N ₄	3.40		9.049	-5.358	-4.525	4.816	11.70	-11.70
	N ₅	3.00		7.045	-4.525	0	5.237	10.33	-9.393
ELS	N ₃	3.70	4.531	7.754	0	-3.877	6.316	/	/
	N ₄	3.40		6.547	-3.877	-3.274	3.485	/	/
	N ₅	3.00		5.097	-3.274	0	3.789	/	/

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse accessible

1^{ème} type

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	N ₁	4.90	6.262	18.794	0	-9.397	13.90	15.342	-16.876
	N ₂	3.50		9.589	-9.397	-4.286	5.104	12.054	-10.958
	N ₃	3.70		10.716	-4.286	-4.286	7.121	11.584	-11.584
	N ₄	3.40		9.049	-4.286	4.525	5.227	10.645	-11.71
	N ₅	3.00		7.045	4.525	0	5.237	10.332	-9.393
ELS	N ₁	4.90	4.531	13.599	0	-6.800	10.076	/	/
	N ₂	3.50		6.938	-6.800	-3.102	3.693	/	/
	N ₃	3.70		7.754	-3.102	-3.102	5.152	/	/
	N ₄	3.40		6.547	-3.102	3.274	3.781	/	/
	N ₅	3.00		5.097	3.274	0	3.789	/	/

Tableau III.13.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse accessible

4^{ème} type

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	N ₆	3.35	6.262	8.784	0	-6.741	5.98	10.489	-11.537
	N ₇	4.15		13.481	-6.741	-7.069	7.446	14.293	-14.293
	N ₈	4.25		14.138	-7.069	0	11.515	14.637	-13.307
ELS	N ₆	3.35	4.531	6.356	0	-4.877	4.327	/	/
	N ₇	4.15		9.754	-4.877	-5.115	5.387	/	/
	N ₈	4.25		10.23	-5.115	0	8.332	/	/

Tableau III.14.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse accessible

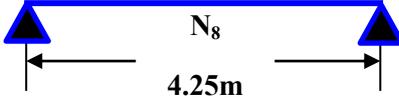
<p>6^{ème} type</p> 									
Cas	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
ELU	N ₈	4.25	6.262	14.138	0	0	14.138	13.048	-13.307
ELS			4.531	10.23	0	0	10.23	/	/

Tableau III.15.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse accessible

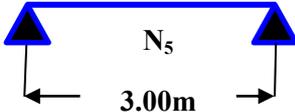
<p>7^{ème} type</p> 									
Cas	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
ELU	N ₅	3.00	6.262	7.045	0	0	7.045	9.393	-9.393
ELS			4.531	5.097	0	0	5.097	/	/

Tableau III.16.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse accessible

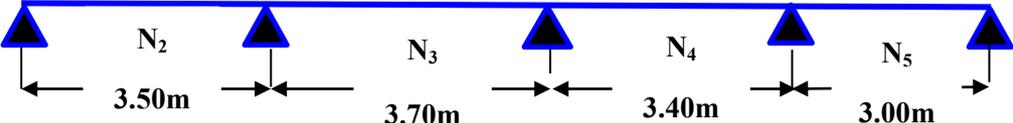
<p>2^{ème} type</p> 									
Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
ELU	N ₂	3.50	6.262	9.589	0	-5358	7.528	10.959	-12.054
	N ₃	3.70		10.716	-5.358	-4.286	6.585	12.743	-11.584
	N ₄	3.40		9.049	-4.286	-4.525	5.227	10.645	-11.71
	N ₅	3.00		7.045	-4.525	0	5.237	10.33	-9.393
ELS	N ₂	3.50	4.531	6.938	0	-3.877	5.447	/	/
	N ₃	3.70		7.754	-3.877	-3.102	4.765	/	/
	N ₄	3.40		6.547	-3.102	-2.274	3.781	/	/
	N ₅	3.00		5.097	-2.274	0	3.789	/	/

Tableau III.17.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse accessible

5^{ème} type

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	N ₇	4.15	6.262	13.481	0	-8.483	10.109	12.994	-14.293
	N ₈	4.25		14.138	-8.483	0	10.808	15.303	-13.307
ELS	N ₇	4.15	4.531	9.754	0	-6.138	7.314	/	/
	N ₈	4.25		10.23	-6.138	0	7.821	/	/

Tableau III.18.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible de (CE)

7^{ème} type

Cas	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
ELU	N ₅	3.00	5.854	12.603	0	0	12.603	12.147	-12.147
ELS			4.264	9.18	0	0	9.18	/	/

III.19. Tableau récapitulatif

poutrelles	ELU				ELS		
	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{a int} (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	M _{t max} (KN.m)
Plancher terrasse inaccessible de (CE)	/	0	12.603	12.147	/	0	9.18
Plancher terrasse accessible	-9.397	-2.820	13.900	16.876	-6.800	-2.039	10.060
plancher Etage courant et RDC et l'entre sol 1,2	-9.210	-2.760	13.650	16.547	-6.663	-1.998	9.870

(Tableau (III-20). Sollicitations maximales des poutrelles.)

Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple la poutrelle **type 5** sur trois appuis du plancher terrasse accessible qui est sollicité par :

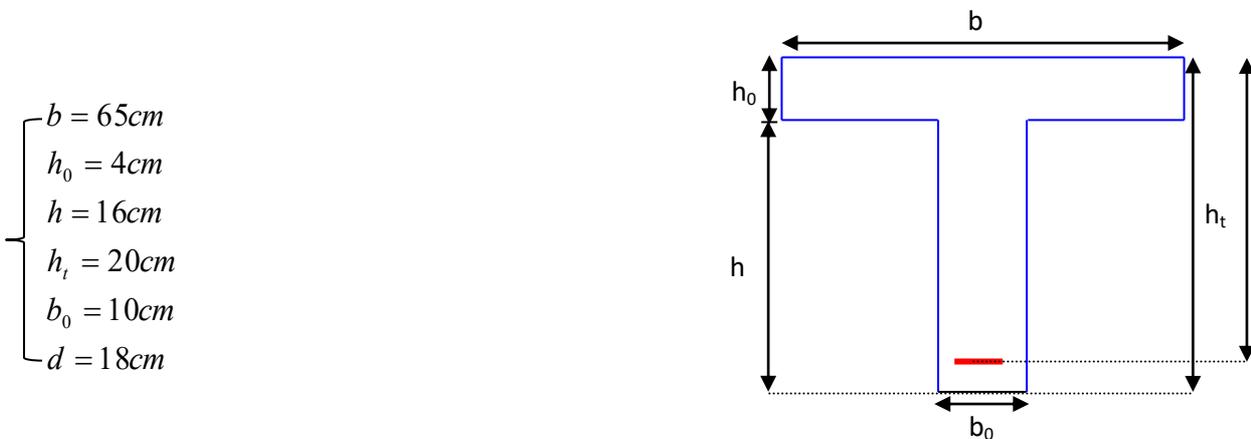
$$M_{Travée}^{Max} = 13.90KN.m$$

$$M_{Travée}^{Max} = 10.06KN.m$$

$$A \text{ l'ELU} : M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.82KN.m(rive) \\ -9.397KN.m(int) \end{cases} \quad A \text{ l'ELS} : M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.039KN.m(Rive) \\ -6.8KN.m(int) \end{cases}$$

$$V^{Max} = 16.876KN$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :



- $b = 65cm$
- $h_0 = 4cm$
- $h = 16cm$
- $h_t = 20cm$
- $b_0 = 10cm$
- $d = 18cm$

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

1) Calcul à l'ELU

A. Armatures longitudinales

a. En travée

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 59.07KN.m$$

Annexe B

$M_{tu} > M_u^{max} = 13.90KN.m \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{13.90 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0464$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \text{ et les armatures dans la zone comprimées ne sont}$$

pas nécessaires ($A' = 0$).

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0464}}{0.8} = 0.059$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.059) = 0.175 \text{m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z f_{st}} \quad \dots\dots\dots \text{Annexe B}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{13.90 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.38 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 3H12 = 3.39 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Annexe 3}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{cm}^2$$

$A_s = 3.39 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

b. En appuis

Appuis de rives

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 sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{m}$.

$$M_{Rive}^a = -2.82 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.82 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0612$$

.....Annexe B

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A » $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires

(A'=0).

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0612}}{0.8} = 0.078$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.075) = 0.174 \text{m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{2.82 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 0.64 \text{cm}^2$$

Soit : $A_S = 1HA10 = 0.79 \text{cm}^2$ Annexe B

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{cm}^2$$

$A_S = 0.79 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Appuis intermédiaires

$$M_{Interne}^a = -9.397 \text{KN.m}$$

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 sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.397 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.204$$

.....Annexe B

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.204}}{0.8} = 0.288$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.288) = 0.159m$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{9.397 \times 10^{-3}}{0.159 \times 348} = 1.698cm^2$$

Soit : $A_s = 2HA12 = 2.26cm^2$ Annexe B

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21cm^2$$

$A_s = 3.08cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$V_u = 16.876KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.876 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.937MPa$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13 f_{c28}; 4MPa] = 3.25MPa$$

$\tau = 0.937MPa < \bar{\tau} = 3.25MPa$ Condition vérifiée

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

Appuis de rive

$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$ Avec : $A_l = 0.79 + 3.39 = 4.18 \text{ cm}^2$

$A_l = 4.18 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 16.876 \times 10^{-3}}{400} = 0.485 \text{ cm}^2$ Est vérifiée

Appui intermédiaire

$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$

$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [16.876 - \frac{9.397}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} = -2.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -2.05 \text{ cm}^2$ aucune vérification à

faire

Vérification du cisaillement à la jonction table nervure

$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{16.876 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.10 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{verifiée}$

B. Armatures transversales

$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \phi_{LMin}; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \leq 0.68 \text{ cm}^2$

On choisit un étrier de HA6 $\Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Annexé 3}$

Espacements

$S_t \leq \text{min} (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$

$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots \dots \dots (2)$

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

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

D'où

$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times (0.937 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 46.06 \text{ cm}$

$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$

D'où $S_t=10\text{cm}$. (En appuis). ; $S'_t=15\text{cm}$. (En travées).

Les résultats du ferrailage des autres types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivants :

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.0464	0.059	0.175	2.38	3HA12=3.39	1.41	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0612	0.078	0.174	0.64	1HA10=0.79	0.21		
	App int	0.0204	0.288	0.159	1.69	2HA12=2.26	0.21		
02	Travée	0.0252	0.288	0.177	2.31	3HA10=2.36	1.41		
	App rive	0.0054	0.006	0.179	0.56	1HA10=0.79	0.21		
	App int	0.018	0.029	0.178	1.41	2HA10=1.57	0.21		
03	Travée	0.0293	0.031	0.1773	2.14	3HA10=2.36	1.41		
	App rive	0.0054	0.006	0.1795	0.48	1HA8=0.50	0.21		
	App int	0.0180	0.022	0.1784	1.19	2HA10=1.57	0.21		
04	Travée	0.0386	0.049	0.1765	2.34	3HA10=2.36	1.41		
	App rive	0.0071	0.008	0.179	0.55	1HA8=0.50	0.21		
	App int	0.0237	0.03	0.177	1.43	2HA10=1.57	0.21		
05	Travée	0.0362	0.046	0.176	2.19	3HA12=3.39	1.41		
	App rive	0.0071	0.008	0.1794	0.56	1HA10=0.79	0.21		
	App int	0.0284	0.036	0.177	1.43	2HA12=2.26	0.21		
06	Travée	0.0474	0.060	0.175	2.31	3HA10=2.36	1.41		
	Appuis	0.0071	0.008	0.1794	0.62	1HA8=0.50	0.21		
07	Travée	0.0422	0.054	0.1761	1.93	3HA10=2.36	1.41		
	Appuis	0.0063	0.007	0.1794	0.53	1HA8=0.50	0.21		

Tableau III.21 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse accessible

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.0458	0.058	0.1758	2.33	3HA12=3.39	1.41	0.57	Etrier
	App rive	0.0093	0.011	0.1792	0.44	1HA10=0.79	0.21		
	App int	0.0309	0.039	0.1772	1.49	2HA12=2.26	0.21		
02	Travée	0.0248	0.031	0.177	1.21	3HA10=2.36	1.41		
	App rive	0.0053	0.006	0.1795	0.26	1HA8=0.50	0.21		
	App int	0.0176	0.022	0.1784	1.01	2HA10=1.57	0.21		
03	Travée	0.0287	0.036	0.1774	1.389	3HA10=2.36	1.41		
	App rive	0.0053	0.006	0.1795	0.28	1HA8=0.50	0.21		

04	App int	0.0176	0.022	0.1784	1.09	2HA10=1.57	0.21	0.57	HA6
	Travée	0.0386	0.048	0.176	2.04	3HA10=2.36	1.41		
	App rive	0.007	0.008	0.179	0.55	1HA8=0.50	0.21		
	App int	0.022	0.028	0.178	1.43	2HA10=1.57	0.21		
05	Travée	0.037	0.047	0.176	1.79	3HA12=3.39	1.41		
	App rive	0.0069	0.008	0.179	0.36	1HA10=0.79	0.21		
	App int	0.0279	0.035	0.177	1.40	2HA12=2.26	0.21		
06	Travée	0.0465	0.059	0.175	2.26	3HA10=2.36	1.41		
	Appuis	0.007	0.008	0.1794	0.33	1HA8=0.50	0.21		
07	Travée	0.0232	0.029	0.1779	1.16	3HA10=2.36	1.41		
	Appuis	0.0035	0.004	0.1797	0.46	1HA8=0.50	0.21		

Tableau III.22 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant

07	Travée	0.0422	0.054	0.176	2.12	3HA10=2.36	1.41	0.57	Etrier
	Appuis	0.0063	0.007	0.179	0.38	1HA8=0.50	0.21		HA6

Tableau III.23 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible de CE

2) Vérification à l'ELS

- État limite de compression du béton

$$M_{Travée}^{Max} = 10.06KN.m$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.039KN.m(Rive) \\ -6.80KN.m(interne) \end{cases}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa(CBA ArtA.5.3.3)$$

En travée

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \dots \dots \dots BAEL91.L.III.3$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -1.919 \times 10^{-4} < 0 \text{ (Alors l'axe neutre passe par la table de compression } \Rightarrow \text{calcul}$$

d'une section en $(b \times h)$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 3.39) \times (y - 18) = 0 \Rightarrow 5y^2 + 50.85y - 915.3 \Rightarrow y = 9.368 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65 \times 9.368^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (18 - 9.368)^2 \Rightarrow I = 11361.06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.06 \times 10^{-3} \times 9.368 \times 10^{-2}}{11361.06 \times 10^{-8}} = 8.295 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (CBA ArtA.5.3.3)}$$

En appuis

Appuis intermédiaires

Calcul d'une section en $(b \times h)$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 2.26) \times (y - 18) = 0 \Rightarrow 5y^2 + 33.9y - 610.2 \Rightarrow y = 8.16 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 8.16^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (18 - 8.16)^2 \Rightarrow I = 5093.516 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.80 \times 10^{-3} \times 8.16 \times 10^{-2}}{5093.516 \times 10^{-8}} = 10.893 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Est vérifiée (CBA ArtA.5.3.3)}$$

Appuis rive

Calcul d'une section en $(b \times h)$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.79) \times (y - 18) = 0 \Rightarrow 5y^2 + 11.85y - 213.3 \Rightarrow y = 5.538 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 5.538^3}{3} + 15 \times 0.79 \times (18 - 5.538)^2 \Rightarrow I = 3406.48 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6.80 \times 10^{-3} \times 5.538 \times 10^{-2}}{3406.48 \times 10^{-8}} = 11.054 \leq 15 \text{MPa} \quad \text{Est vérifiée (CBA)}$$

ArtA.5.3.3)

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

Etage	type	position	$M_{service}$	A_s	y	I	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Observation
			<i>Kn.m</i>	<i>cm²</i>	<i>cm</i>	<i>cm⁴</i>	<i>Mpa</i>	<i>Mpa</i>	
étage terrasse accessible	01	travée	10.60	3.39	9.368	11361.06	8.295	15	vérifiée
		App inter	6.80	2.26	8.16	5093.516	10.893	15	vérifiée
		App rive	2.039	0.79	5.538	3406.48	11.054	15	vérifiée
	02	travée	5.447	2.36	8.311	11260.09	7.16	15	vérifiée
		App inter	3.887	1.57	7.611	5003.1	9.12	15	vérifiée
		App rive	1.16	0.79	5.093	3366.32	10.39	15	vérifiée
	03	travée	6.316	2.36	8.69	11261.01	7.32	15	vérifiée
		App inter	3.877	1.57	7.601	5003.60	9.13	15	vérifiée
		App rive	1.163	0.5	5.01	3366.294	10.40	15	vérifiée
	04	travée	8.332	2.36	8.41	11261.00	8.01	15	vérifiée
		App inter	5.115	1.57	7.71	5110.00	8.13	15	vérifiée
		App rive	1.534	0.5	5.11	2370.80	11.31	15	vérifiée
	05	travée	7.821	3.39	7.19	11261.67	6.96	15	vérifiée
		App inter	6.138	2.26	8.93	5336.75	7.91	15	vérifiée
		App rive	1.534	0.79	5.95	3380.01	11.13	15	vérifiée
	06	Travée	10.23	2.36	4.10	11768.61	3.33	15	vérifiée
		App rive	1.534	0.5	4.30	12342.69	3.35	15	vérifiée
	07	Travée	5.097	2.36	4.13	11441.67	3.40	15	vérifiée
App rive		0.764	0.5	4.65	2659.80	2.45	15	vérifiée	
étage	01	travée	9.87	3.39	9.35	11301.06	8.29	15	vérifiée
		App inter	6.663	2.26	8.06	5090.516	10.89	15	vérifiée
		App rive	1.998	0.79	5.438	3400.48	11.05	15	vérifiée
	02	travée	5.348	2.36	8.119	11260.09	7.14	15	vérifiée
		App inter	3.788	1.57	7.216	5000.178	9.10	15	vérifiée
		App rive	1.169	0.50	5.093	3306.32	10.33	15	vérifiée
	03	travée	6.20	2.36	8.23	11061.01	7.30	15	vérifiée
		App inter	3.779	1.57	7.234	5003.60	9.10	15	vérifiée
		App rive	1.139	0.50	4.87	3306.294	10.30	15	vérifiée

courant	04	travée	8.18	2.36	8.27	11060.54	7.81	15	vérifiée
		App inter	5.013	1.57	7.35	5140.37	7.73	15	vérifiée
		App rive	1.503	0.50	5.01	2070.80	11.01	15	vérifiée
	05	travée	7.61	3.39	6.55	11061.67	6.26	15	vérifiée
		App inter	6.01	2.26	8.09	5306.75	7.31	15	vérifiée
		App rive	1.53	0.79	5.03	3300.01	11.13	15	vérifiée
	06	Travée	13.863	2.36	3.22	11068.61	3.03	15	vérifiée
		App rive	2.079	0.50	3.88	12042.69	3.35	15	vérifiée
	07	Travée	6.908	2.36	3.83	11401.67	3.94	15	vérifiée
App rive		1.036	0.50	2.88	2609.80	2.42	15	vérifiée	
Terrasse inaccessible de CE	07	Travée	12.603	2.36	4.10	11708.61	3.33	15	vérifiée
		App rive	1.89	0.50	4.30	12302.69	3.35	15	vérifiée

▪ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{490} = 0.041$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.041 \Rightarrow$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le **BAEL91** comme suit :

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

Avec : f_{ig} et f_{vg} : 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 surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98cm$

Exemple de calcul

$$y = 9.368 \text{ cm}; I = 11361.06 \text{ cm}^4; EI = 32164.2 \text{ MPa}; E_v = 10721.4 \text{ Mpa}; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2 \quad ; \quad V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right) \quad ; \quad V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 3.39 = 1350.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1350.85} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 \right) \Rightarrow 10.30 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.30 \Rightarrow V_2 = 9.70 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.3^3 + 9.7^3) + 15 \times 3.39 \times (9.7 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 50411.18 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.018$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.018 \times \left(2 + 3 \times \frac{10}{65} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 2.36$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.944$$

• Evaluation des moments en travée

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.85 = 2.502 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.33 = 3.464 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.35 + 1.5) = 4.44 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.464 \times 4.90^2}{8} = 10.396 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.502 \times 4.90^2}{8} = 7.509 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.44 \times 4.90^2}{8} = 13.325 \text{ KN.m}$$

• **Contraintes** (σ_s) $\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$; $\sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$ $\sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{7.509 \times (0.18 - 0.093) \times 10^5}{11361.06} \Rightarrow \sigma_{js} = 86.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{10.396 \times (0.18 - 0.093) \times 10^5}{11361.06} \Rightarrow \sigma_{gs} = 119.414 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{13.325 \times (0.18 - 0.093) \times 10^5}{11361.06} \Rightarrow \sigma_{ps} = 153.059 \text{ MPa}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 119.414 + 2.1} = 0.343$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 86.25 + 2.1} = 0.442$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 153.059 + 2.1} = 0.28$$

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

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 50411.18}{1 + 2.36 \times 0.442} = 27140.989 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 50411.18}{1 + 2.36 \times 0.343} = 30645.432 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 50411.18}{1 + 2.36 \times 0.28} = 33388.907 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 50411.18}{1 + 0.944 \times 0.343} = 41888.981 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{7.509 \times 4.90^2}{10 \times 32164.2 \times 27140.989} \times 10^7 = 0.206 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{10.396 \times 4.90^2}{10 \times 32164.2 \times 30645.432} \times 10^7 = 0.253 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow \text{cm } f_{vgser} = \frac{10.396 \times 4.90^2}{10 \times 10721.4 \times 41888.981} \times 10^7 = 0.555$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{13.325 \times 4.90^2}{10 \times 32164.2 \times 33388.907} \times 10^7 = 0.297 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.297 + 0.555 - 0.253 - 0.206 = 0.393 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Le ferrailage des différentes poutrelles (N_i) de tous les planchers est récapitulé comme

suit :

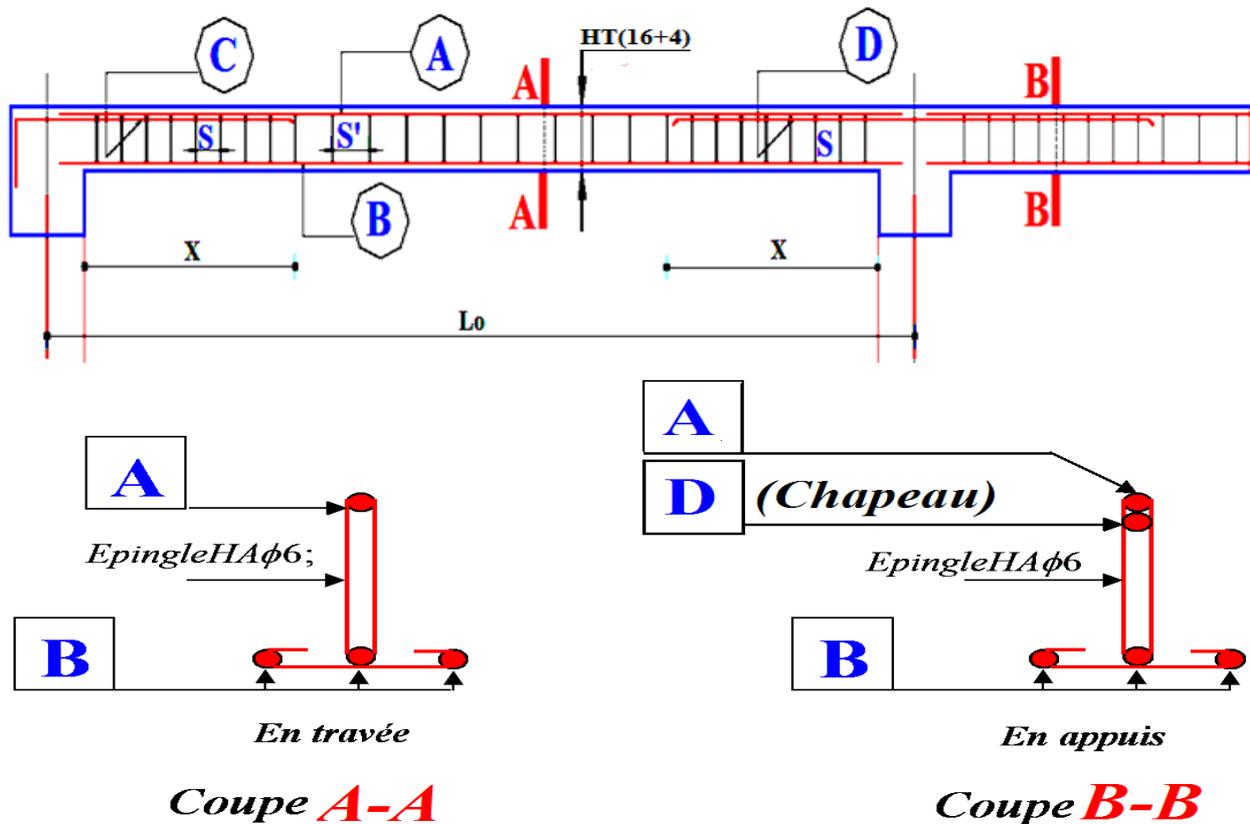


Fig .III.5.les coupes transversales et longitudinales des poutrelles

Type (N_i)	L_0 (cm)	HT (cm)	A (cm^2)	B (cm^2)	C (cm^2)	D (cm^2)	X (cm)	S (cm)	S' (cm)
N1	490	20	1HA12	3HA12	1HA10	/	120	10	15
N2	350	20	1HA10	3HA10	/	1HA8	90	10	15
N3	370	20	1HA10	3HA10	/	1HA8	90	10	15
N4	340	20	1HA10	3HA10	/	1HA8	80	10	15
N5	300	20	1HA10	3HA10	1HA8	1HA8	80	10	15
N6	335	20	1HA10	3HA10	1HA8	1HA8	80	10	15

N7	415	20	1HA10	3HA12	/	1HA8	90	10	15
N8	425	20	1HA10	3HA12	1HA8	/	90	10	15
N9	Variable	20	1HA10	3HA10	1HA8	1HA8	80	10	15

Tab.24. Le ferrailage des différents types poutrelles

❖ Ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL 91(B.6.8 ,423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 400\text{MPa}$.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5 HA 6/ml = 1.41 cm² \perp aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ vérifiée

3 HA 6/ml = 0.85 cm² // aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ vérifiée

Donc on choisit un treillis à soude HA : TSØ6 (20x20).

Schéma de ferrailage

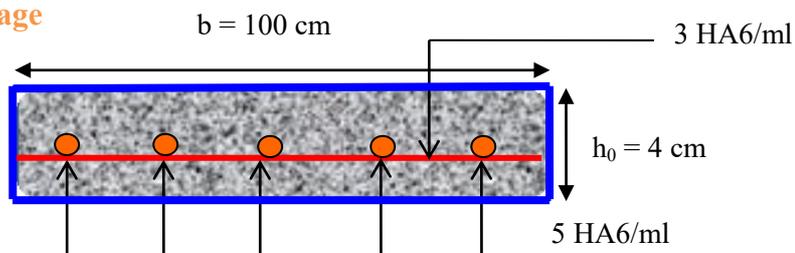


Figure III.6: Schéma du ferrailage de la dalle de compression

II.2. Planchers à dalles pleines

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

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

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

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

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

III.1.2.1. Dalle sur quatre appuis (Dalle pour transformateur dans l'entresol 2)

On étudie le panneau le plus sollicité

Evaluation des charges :

$$G = 7.00 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 5.00 \text{KN} / \text{m}^2$$

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 16.95 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 12.00 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.30}{5.12} = 0.84 \Rightarrow \rho > 0.4$$

La dalle travaille selon deux sens l_x et l_y .

Calcul à l'ELU

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.84$$

Du tableau (**annexe 1**) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.84$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 16.20 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 10.82 \text{KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive dans le sens x-x et intermédiaire dans le sens y-y

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 16.20 = 13.77 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 10.82 = 8.11 \text{KN.m} \end{cases}$$

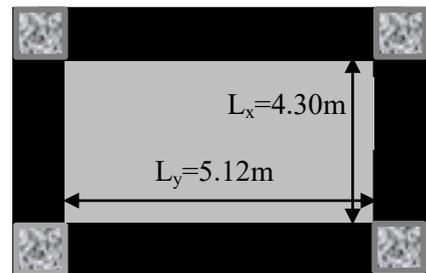


Figure III.7: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0x} = -6.88 \text{KN.m} \\ -0.3 \times M_{0x} = -4.13 \text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant : $V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{16.95 \times 4.30}{2} = 36.44 \text{KN}$

Ferrailage

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{18}{10} = 1.8 \text{cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 18 - \left(\frac{1.4}{2} + 2\right) = 15.30 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 18 - \left(\frac{1.4}{2} + 1.4 + 2\right) = 13.90 \text{cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{m}^2$.

Selon L_x

En travée

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.77 \times 10^{-3}}{1 \times (0.153)^2 \times 14.2} = 0.0414 \\ \mu_{bu} &\leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha &= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.052 \\ A_x^t &= \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{13.77 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.052) \times 0.153} = 2.65 \text{cm}^2 \end{aligned} \right.$$

Soit $A_x^t = 4HA10 = 3.14 \text{cm}^2$ Annexé3

En appuis intermédiaires

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.88 \times 10^{-3}}{1 \times (0.153)^2 \times 14.2} = 0.0206 \\ \alpha &= 0.026 \\ \Rightarrow A_x^a &= 1.30 \text{cm}^2 \end{aligned} \right.$$

Soit $A_x^a = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2$ Annexé3

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33 \text{cm}) = \min(3 \times 18; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{cm}$$

Soit $S_t=25\text{cm}$

Vérification des valeurs minimales

$$e = 18\text{cm}$$

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

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.84) \times 1 \times 0.18}{2}$$

$$A_x \geq 1.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a \geq A_{\min} \end{cases}$$

Selon L_y

En travée

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.0295 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.0375 \\ \Rightarrow A'_y = 1.70\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit $A'_y = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ *Annex3*

En appuis

- Appui de rive

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.00006 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.00076 \\ z = 0.138 \\ \Rightarrow A_y^a = 0.85\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit $A_y^{ar} = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

- Appui intermédiaire

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.0010 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.0012 \\ z = 0.138 \\ \Rightarrow A_y^a = 1.43\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit $A_y^{a\text{int}} = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45\text{cm}) = \text{Min}(4 \times 18; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

Soit $S_t=25\text{cm}$

Vérification des valeurs minimales

$$e = 18\text{cm}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 18 = 1.44\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 2.01\text{cm}^2 > 1.44\text{cm}^2 \\ A_y^a = 2.01\text{cm}^2 > 1.44\text{cm}^2 \end{cases}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{36.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.155} = 0.235\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.235\text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	13.77	2.65	4HA10=3.14 cm ²
	En appuis	-6.88	1.30	4HA8=2.01 cm ²
Sens y-y	En travée	8.11	1.70	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-6.88	1.43	4HA8=2.01 cm ²

Tableau III.25 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis

Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$ $\rho = 0.84$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases} \quad \text{(Annexe 1)}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.0586 \times 12 \times 4.3^2 = 13\text{KN.m} \\ M_{oy} = 0.7655 \times 13 = 9.95\text{KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 13 = 11.05\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 9.95 = 7.46\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -6.50\text{KN.m} \\ -0.3 \times M_{ox} = -3.90\text{KN.m} \end{cases}$$

Etat limite de compression du béton**Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie uniquement donc les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}; \text{ (CBA Art A.5.3.3)}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	11.05	3.38	8205.87	4.55	15	Vérifiée
Selon y-y	7.46	2.68	4925.53	4.06	15	Vérifiée
appuis	6.50	2.76	5594.39	3.20	15	Vérifiée

Tableau III.26: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiées

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Avec : f_{ig} et f_{vg} : 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 surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$

Reprenons l'exemple précédant cité pour lequel nous avons :

$$y = 3.38 \text{ cm}; I = 8205.87 \text{ cm}^4; E_I = 32164.2; \text{ MPa}; E_v = 10721.4 \text{ Mpa}; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 4.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \qquad q_{gser} = 7.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (7.00 + 5) = 12.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0.0586 \times 4.50 \times 4.3^2 = 4.87 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 0.0586 \times 7.00 \times 4.3^2 = 7.58 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 0.0586 \times 12.00 \times 4.3^2 = 13.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 4.87 = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 7.58 = 6.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 13.00 = 11.05 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel Socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.192 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.323 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.280 \text{ cm} < f_{adm} = 0.86 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

Sens y-y

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{512} = 0.035$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.035$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Avec : f_{ig} et f_{vg} : 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 surcharge d'exploitation.

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

$$f_{adm} = \frac{512}{1000} + 0.5 = 1.012cm$$

$$y = 2.68 \text{ cm} ; I = 4925.53 \text{ cm}^4 ; E_I = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = 10721.4 \text{ Mpa} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

• Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 4.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad q_{gser} = 7.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (7.00 + 5) = 12.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{oy}^j = 0.7655 \times 4.87 = 3.73 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^g = 0.7655 \times 7.58 = 5.80 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^p = 0.7655 \times 13.00 = 9.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times 3.73 = 2.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times 5.80 = 4.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times 9.95 = 7.46 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel **SOCOTEC** :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.25cm$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.358cm$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.304cm < f_{adm} = 1.012cm$ vérifiée

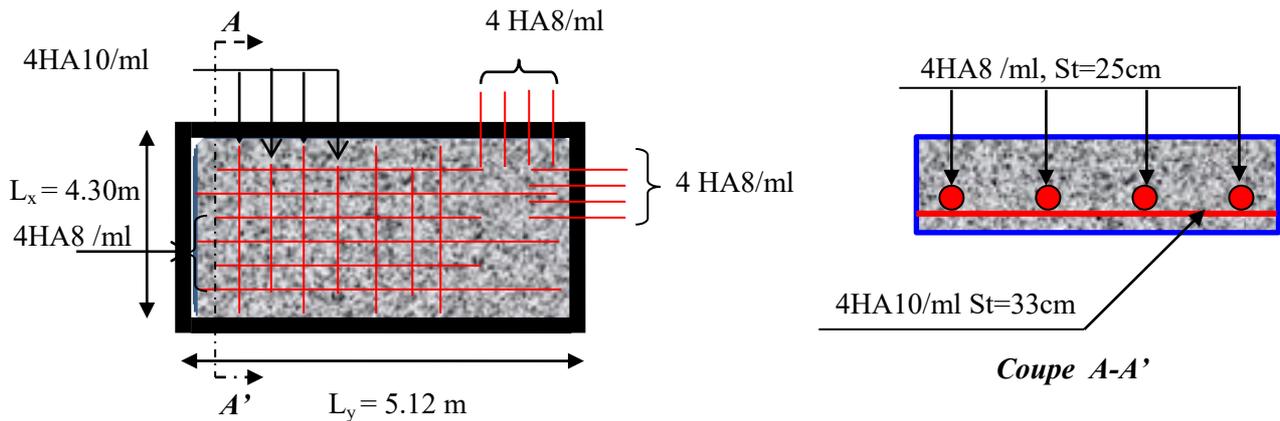


Figure III.8 : Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis

2^{er} Type : Balcon sur trois appuis

Evaluation des charges :

$$G = 6.10KN / m^2$$

$$Q = 3.50KN / m^2$$

On aura donc

$$A \text{ l'ELU} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 13.48KN / m^2$$

$$A \text{ l'ELS} : P_S = G + Q = 9.60KN / m^2$$

$$\text{On a } \frac{L_y}{2} = 2.24m > L_x = 1.52 \text{ alors}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 38.20KN.m \\ M_{oy} = 7.89KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 38.20 = 32.47KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 7.89 = 6.70KN.m \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -19.10KN.m \\ -0.3 \times M_{ox} = -11.46KN.m \end{cases}$$

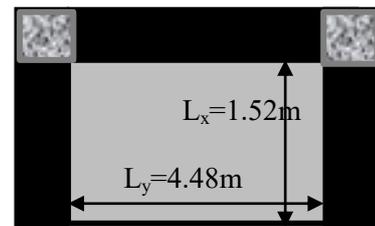


Figure III.9: Schéma d'un balcon sur trois appuis

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{13.48 \times 1.52}{2} = 10.24 \text{KN}$$

Ferraillage

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1.4 \text{cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.40 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.20 \text{cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \cdot e) \text{m}^2$.

Selon L_x **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32.47 \times 10^{-3}}{1 \times (0.114)^2 \times 14.2} = 0.175 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.243 \\ A'_x = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{32.47 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.243) \times 0.114} = 9.14 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit $A'_x = 9HA12 = 10.18 \text{cm}^2$ *Annex 3*

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33 \text{cm}) = \min(3 \times 14; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{cm}$

Vérification des valeurs minimales

$$e = 14 \text{cm} > 12 \text{cm}$$

$$A_x \geq \rho_0 \times b \times e$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14$$

$$A_x \geq 1.12 \text{cm}^2$$

$$\text{On a : } A'_x = 10.18 > A_{\text{Min}}$$

Selon L_y **En travée**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.045 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.011 \\ \Rightarrow A'_y = 1.91\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit $A'_y = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ *Annexé3*

En appuis

Appui de rive

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.062 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.080 \\ z = 0.110 \\ \Rightarrow A_r^a = 2.99\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit $A_y^a = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ *Annexé3*

Appui intermédiaire

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.065 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.084 \\ z = 0.110 \\ \Rightarrow A_i^a = 4.12\text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit $A_i^a = 4HA12 = 4.52\text{cm}^2$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45\text{cm}) = \text{Min}(4 \times 18; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

Soit $S_t = 25\text{cm}$

Vérification des valeurs minimales

$$e = 14\text{cm}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A'_y = 2.01\text{cm}^2 > 1.12\text{cm}^2 \\ A_r^a = 3.14\text{cm}^2 > 1.12\text{cm}^2 \\ A_i^a = 4.52\text{cm}^2 > 1.12\text{cm}^2 \end{cases}$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.114} = 0.09 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.09 \text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	32.47	9.14	9HA12=10.18 cm ²
	En appuis	-19.10	4.12	4HA12=4.52 cm ²
Sens y-y	En travée	6.70	1.91	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-11.46	2.99	4HA10=3.14 cm ²

Tableau III.27: Ferrailage du balcon sur trois appuis

Vérification à l'ELS

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.0617 \times 12 \times 3.13^2 = 7.25 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 0.7246 \times 7.25 = 5.25 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{ox} = -3.62 \text{KN.m}$$

Etat limite de compression du béton

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}; \dots \dots \dots (CBA Art A.5.3.3)$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	32.47	4.57	7123.28	7.08	15	Vérifiée
Selon y-y	6.70	2.20	2284.53	3.20	15	Vérifiée
appui	19.10	3.31	5646.20	6.45	15	Vérifiée

Tableau III.28: contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

Etat limite de déformation**Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = 0.092$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.092$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_o} = 0.085$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_o} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.092$$

$$\frac{A'_x}{b \times d} = 0.009 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Toutes les conditions de **BAEL91** sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = 0.031$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.031$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Avec : f_{ig} et f_{vg} : 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 surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} cm \Rightarrow f_{adm} = \frac{448}{500} = 0.896cm$

$$y = 2.20 \text{ cm}; I = 2284.53 \text{ cm}^4; EI = 32164.2 \text{ MPa}; E_v = 10721.4 \text{ Mpa}; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

Evaluation des moments en travée

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad q_{gser} = 6.10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (6.10 + 3.5) = 9.60 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{oy}^j = \frac{3.5 \times 1.52^3}{6} = 2.05 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^g = \frac{6.10 \times 1.52^3}{6} = 3.43 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^p = \frac{9.60 \times 1.52^3}{6} = 5.62 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 2.05 = 1.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 3.43 = 2.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 5.62 = 4.77 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche et fait à l'aide de logiciel : **SOCOTEC** :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.204 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.248 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.207 \text{ cm} < f_{adm} = 0.896 \text{ cm}$ vérifiée

Schémas de ferrailage

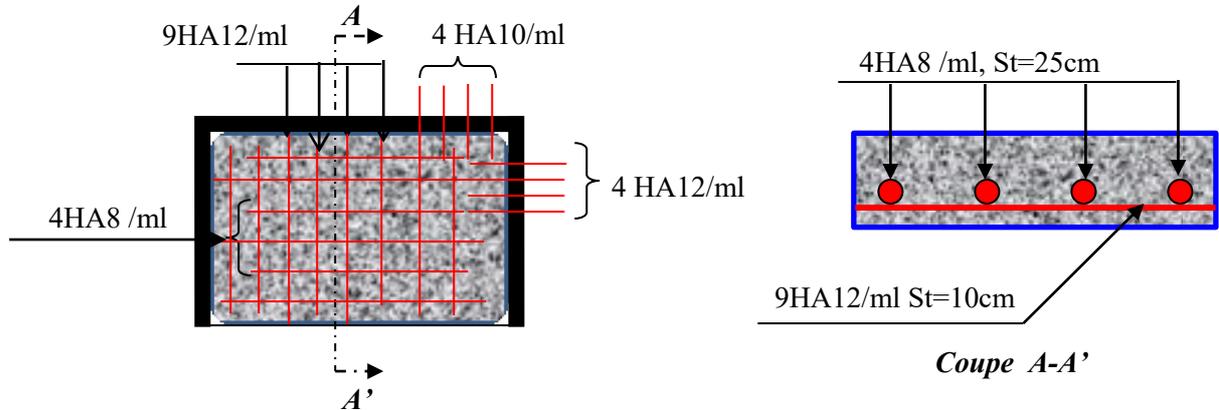


Figure III.10 : Schéma du ferrailage du balcon sur trois appuis

3^{ème} type balcon sur deux appuis perpendiculaires

On étudiera le panneau le plus sollicité

$$\left. \begin{aligned} L_x &= 1.32m \\ L_y &= 1.52m \end{aligned} \right\}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.86 > 0.4$$

La dalle travaille sur les deux sens.

$$M^t = 0.85M_0$$

$$M^a = 0.4M_0$$

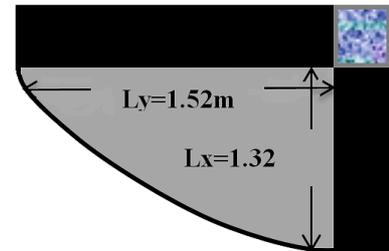


Figure III.11 : Schéma d'un balcon sur deux appuis

Charges et surcharges :

$$G = 6.10KN / m^2$$

$$Q = 3.50KN / m^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 13.48KN / m^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 9.60KN / m^2$$

Calcul à l'ELU $\nu = 0$ et $\rho = 0.86$

Du tableau (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.86$)

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_x &= 0.0496 \\ \mu_y &= 0.7052 \end{aligned} \right.$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 1.16 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.82 \text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6.22 \text{KN}$$

Moments en travées

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 1.16 = 0.98 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.82 = 0.69 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moments en appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0.4 \times M_{om} = -0.46 \text{KN.m}$$

Ferrailage

Le ferrailage est calculé à la flexion simple pour une bande de 1m (b = 1m).

Le diamètre des armatures

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1.4 \text{cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.40 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.20 \text{cm}$$

En travée**Sens X-X**

$$M_x^t = 0.98 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.005 < 186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.005 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées sont pas nécessaires.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.006$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_U}{d_x \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times f_{st}} = 0.24 \text{cm}^2$$

Vérification des valeurs minimales

$$e = 14\text{cm}$$

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

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_{MIN} = \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.86) \times 1 \times 0.14}{2}$$

$$A_{MIN} = 1.20\text{cm}^2$$

$$\text{On a : } A_x^t < A_{MIN}$$

On ferraille avec le minimum, Soit $A_x^t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ Annexé3

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33\text{cm}) = \min(3 \times 14; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 25\text{cm}$$

Sens Y-Y :

$$M_y^t = 0.69\text{KN.m}$$

Vu la faible sollicitation on ferraille avec le minimum

$$e = 14\text{cm}$$

$$A_y^t = A_{MIN} = \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y^t = A_{MIN} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_y^t = 3HA8 = 1.51\text{cm}^2$$

Espacement (S_t)

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45\text{cm}) = \text{Min}(4 \times 14; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 33\text{cm}$$

$$\text{En appuis : } M_y^a = -0.46$$

On ferraille avec le minimum

$$A_x^a = A_y^a = 3HA8 = 1.51\text{cm}^2$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.102} = 0.060 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.060 \text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Sens	Localisation	M (KN.m)	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	0.98	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-0.46	3HA8=1.51 cm ²
Sens y-y	En travée	0.69	3HA8=1.51 cm ²
	En appuis	-0.46	3HA8=1.51 cm ²

Tableau III.29 : Ferrailage du balcon sur deux appuis

Vérification à l'ELS $\nu = 0.2$ $\rho = 0.86$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7932 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe 1)}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.0566 \times 9.60 \times 1.32^2 = 0.95 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 0.7932 \times 0.95 = 0.75 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 0.95 = 0.81 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.75 = 0.64 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.4 \times M_{ox} = -0.38 \text{KN.m}$$

Etat limite de compression du béton

Vérification des contraintes

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie uniquement donc les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}; \dots\dots\dots \text{(CBA Art A.5.3.3)}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	0.81	2.34	2901.92	0.65	15	Vérifiée
Selon y-y	0.64	1.93	2219.61	0.55	15	Vérifiée
appui	-0.38	1.93	2219.61	0.33	15	Vérifiée

Tableau III.30: contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis

Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = 0.106$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.106$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_o} = 0.085$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_o} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.106$$

$$\frac{A'_x}{b \times d} = 0.001 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = 0.092$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.092$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_o} = 0.085$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_o} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.092$$

$$\frac{A'_x}{b \times d} = 0.001 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Toutes les conditions de **BAEL91** sont vérifiées dans les deux sens, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage

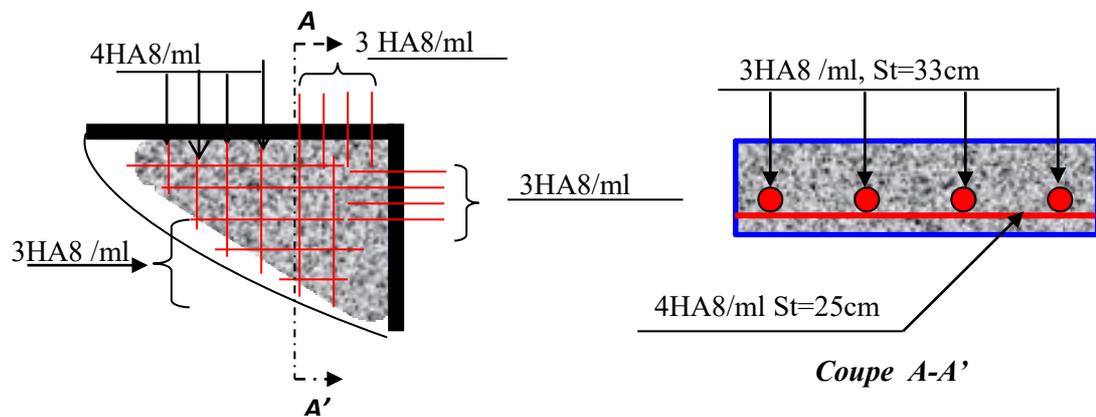


Figure III.12: Schéma du ferrailage du balcon sur deux appuis

III.3. les Escaliers

III.3.1. Définition

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

Dans notre structure nous avons deux types d'escalier : escalier à trois volées et deux volées.

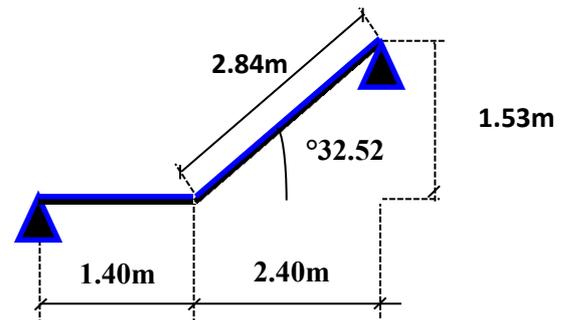
III.3.2. Etude de l'escalier (accès à entresol 2, RDC et étages courantes jusqu'au la terrasse accessible)

- **La charge permanente sur la volée d'escalier**

$$\left\{ \begin{array}{l} G=9.18 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5.23\text{KN/m}^2. \\ Q=2.50\text{KN/m}^2. \end{array} \right.$$



➤ Calcul à l'ELU

- La charge qui revient sur la volée

$$q_v=1.35G_v+1.5Q_v=(1.35 \times 9.18)+(1.5 \times 2.5)=16.14 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier

$$q_p=1.35G_p+1.5Q_p=(1.35 \times 5.23)+(1.5 \times 2.5)=10.81 \text{ KN/ml.}$$

- Schema statique

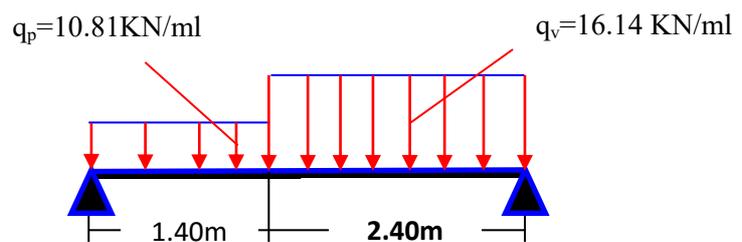


Fig. III.13. Schéma statique de l'escalier

➤ Calcul des sollicitations

✚ Calcul des réactions

Après calcul de la RDM, on trouve:

- $R_A=26.19 \text{ KN}$; $R_B=29.29$

✚ Calcul des moments :

- tronçon : $0 < x < 1.40 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} T=10.81X-26.19 \\ M=26.19X-(10.81/2)X^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T=-26.19\text{KN} \\ M=0\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } x=1.4 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T=-11.056\text{KN} \\ M=24.27\text{KN.} \end{array} \right.$$

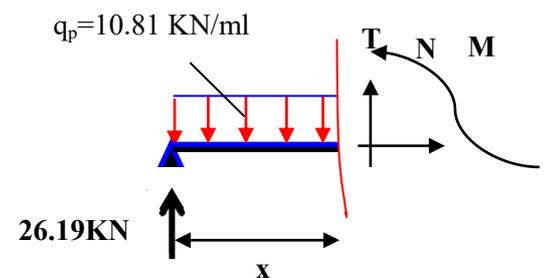


Figure 01

- tronçon : $0 < x < 2.4 \text{ m}$

$$\begin{cases} T=16.14X-29.29 \\ M=29.29X-\left(\frac{16.14}{2}\right) X^2 \end{cases}$$

Pour $x=0 \rightarrow$ $\begin{cases} T=-29.29 \text{KN} \\ M=0 \text{KN.m} \end{cases}$

Pour $x=2.4 \rightarrow$ $\begin{cases} T=9.44 \text{KN} \\ M=23.81 \text{KN.m} \end{cases}$

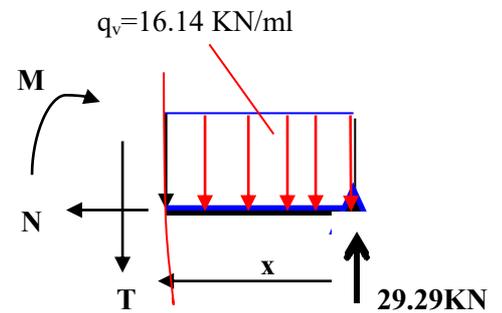


Figure 02

Calcul M^{\max} : $M^{\max}=M(x)$

- Calcul de x : $dM(x)/dx = 0 \Rightarrow x = 2.42$

De Figure 1 : Donc $M_{\max} = 31.71 \text{KN.m}$.

- Calcul des moments réels

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 31.71 = -15.855 \text{KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.85 \times 31.71 = 23.78 \text{KN.m.}$$

➤ Ferrailage

- En travée : la section est soumise à un moment M_t

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \quad d=0.9h=0.9 \times 0.15=0.135 \text{m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{23.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.091) < (\mu_l = 0.186) \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.119$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.137) = 0.128 \text{ m.}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{23.78 \times 10^{-3}}{348 \times 0.128} \Rightarrow A_{tr} = 5.4 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_t$$

On opte pour : $A_{tr} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Annexe3}$.

• En appuis

$$M_{appui}^{max} = 15.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{15.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.0612 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.079$$

$$; Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.130 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{15.85 \times 10^3}{348 \times 0.130} \Rightarrow A_a = 3.5 \text{ cm}^2 ;$$

On opte: $A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Annexe3}$

Les résultats de calcul dans le tableau suivant

En travée							
$Mu(\text{KN. m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	$St(\text{cm})$
23.78	0.091	0.137	0.128	5.4	1.63	5.65=5HA12	20
En appui							
15.85	0.0612	0.079	0.130	3.5	1.63	4.52=4HA12	25

Tableau III.31. Tableau de ferrailage de l'escalier à deux volées en travée et à l'appui.

➤ **Vérification à l'ELU**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

En travée : $A' = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$ Vérifiée

En appuis : $A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$ Vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{29.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0,216 \text{ MPa} < \tau_u^- \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 5.65 + 5.52 = 11.3 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 11.3 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 29.29 \times 10^{-3}}{400} = 0.84 \text{ cm}^2 \text{Vérifiée}$$

• **Armatures de répartition**

dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures

$$\text{En travée : } A_l \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ et } st=25 \text{ cm}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ et } st=33 \text{ cm}$$

pour des raisons de réalisation et de sécurité on adopte 4HA10 avec $st=25 \text{ cm}$ (aux appuis et en travée)

• **Vérification des espacements : BAEL91**

– Armatures principales : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = 20 \leq \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS**

▪ **État limite de compression du béton**

Comme les escaliers sont à l'intérieure ; ils ne sont pas exposés aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible et A' est nulle.

Donc on vérifie : état limite de compression de béton et état limite de déformation (la flèche).

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{CBA ArtA.5.3.3})$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

• **La charge qui revient sur la volée et sur le palier**

$$q_v = G_v + Q_v = 9.18 + 2.5 = 11.68 \text{ KN / ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.23 + 2.5 = 7.73 \text{ KN / ml}$$

Après calcul de la RDM, on trouve

$$R_A = 11.70 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 15.631 \text{ KN}$$

$$M^{\max} (x = 1.35 \text{ m}) = 20.26 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 20.26 = 15.19 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4 \times 20.26 = -8.10 \text{ KN.m}$$

Tableau III.32. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée					
15.19	3.05	5608.7	8.26	15	Vérifiée
En appuis					
8.10	2.51	3844.8	5.30	15	Vérifiée

• **Etat de déformation**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0.15}{3.8} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{(Non vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.039 < 0.075 \dots\dots\dots \text{(Non vérifiée)} \quad \text{(BAEL91 ;L,VI,2)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Leftrightarrow 0.0041 < 0.01 \dots\dots\dots \text{(Vérifiée)}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

La flèche totale est définie par **BAEL91** comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise égale

à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$.

• **Données de calcul**

$y = 3.05 \text{ cm}$, $I = 0.5608 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$, $I_0 = 1.62 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$; $\rho = 0,004$; $\lambda_i = 5.53$; $\lambda_v = 2,1$

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$

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

$M_{jser} = 4.05 \text{ KN.m}$; $M_{gser} = 4.82 \text{ KN.m}$; $M_{pser} = 7.32 \text{ KN.m}$

$\sigma_{sj} = 79.3 \text{ MPa}$; $\sigma_{sg} = 94.38 \text{ MPa}$; $\sigma_{sp} = 143.33 \text{ MPa}$

$\mu_j = 0.1$; $\mu_g = 0.11$; $\mu_p = 0.15$

$I_{f_{ij}} = 1778288 \text{ cm}^4$; $I_{f_{ig}} = 1778288 \text{ cm}^4$; $I_{f_{ip}} = 971442 \text{ cm}^4$; $I_{f_{vg}} = 17782.88 \text{ cm}^4$

$f_{ji} = 0.0012 \text{ m}$; $f_{gi} = 0.0014 \text{ m}$; $f_{pi} = 0.0039 \text{ m}$; $f_{gv} = 0.0042 \text{ m}$

Tous Les résultats de calcul effectués sont résumés dans le tableau suivant

<i>f_{ji} (mm)</i>	<i>f_{gi} (mm)</i>	<i>f_{gv}(mm)</i>	<i>f_{pi} (mm)</i>	<i>f_t (cm)</i>	<i>f_{adm} (cm)</i>	<i>observation</i>
1.2	1.4	4.2	3.9	0.55	0.76	vérifiée

Tableau III.33.vérification de la flèche

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0055 \text{ m} = 0.55 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.55 \text{ cm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm}$$

D'après **BAEL91** la flèche est vérifiée avec la section d'acier calculée.

Schéma de ferrailage

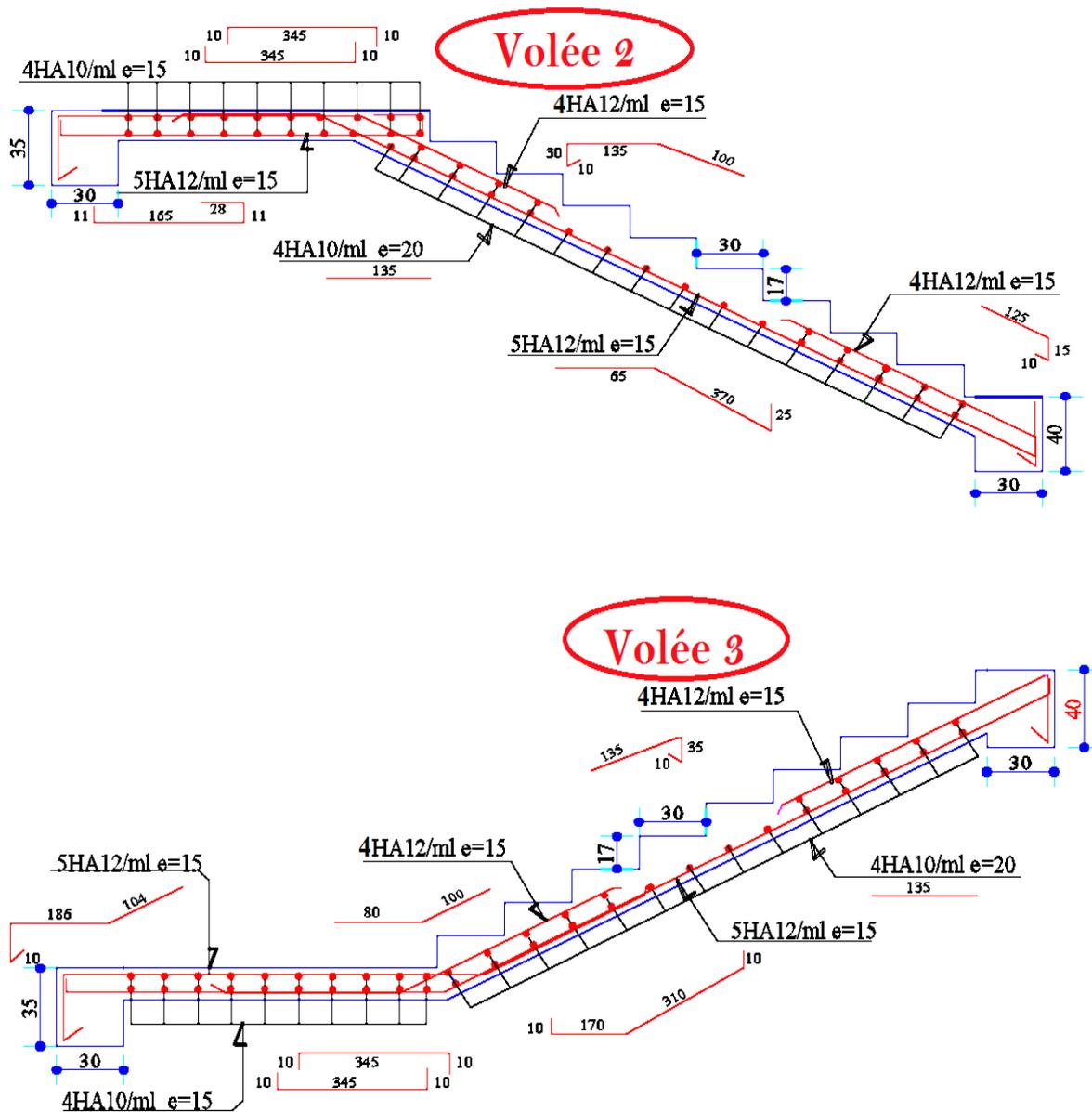


Fig. III.14.Schéma de ferrailage de la 2^{ème} et 3^{ème} volée

III.3.3. Etude d'escalier d'entrer à l'entresol 1(V1)

Calcul de la volée 1

• Les sollicitations

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 16.14 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 4.53 \text{KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 12.10 \text{KN.}$$

$$M_t^{\text{max}} = 0.85M_u = 3.85 \text{KN} / \text{m}$$

$$M_a = -0.4M_u = -4.84 \text{KN.m}$$

$$q_s = G + Q = 11.68 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 3.28 \text{KN.m}$$

$$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = 8.76 \text{KN.}$$

$$M_t^{\text{max}} = 0.85M_s = 2.78 \text{KN} / \text{m}$$

$$M_a = -0.4M_s = -1.31 \text{KN.m}$$

• Le ferrailage

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

En travée

$$\mu_{bu} = 0.014$$

$$A = 0.85 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\alpha = 0.010$$

$$A = A_{\text{min}} = 1.63 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$z = 0.129$$

on choisit 4ha10 = 3.14cm² / ml

En appuis

$$\mu_{bu} = 0.018$$

$$A = 1.04 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\alpha = 0.022$$

$$A = A_{\text{min}} = 1.63 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$z = 0.118$$

on choisit 4HA8 = 2.01cm² / ml.....Annex3

Les résultats de calcule dans le tableau suivant

En travée							
Mu(KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
23.78	0.014	0.010	0.129	0.85	1.63	3.14=4HA10	25
En appui							
15.85	0.018	0.022	0.118	1.04	1.63	2.01=4HA8	25

Tableau III.34. Tableau de ferrailage de l'escalier à une seule volée en travée et aux appuis

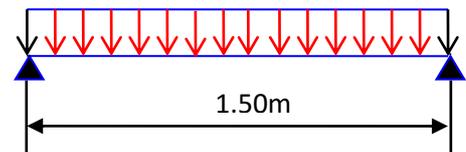
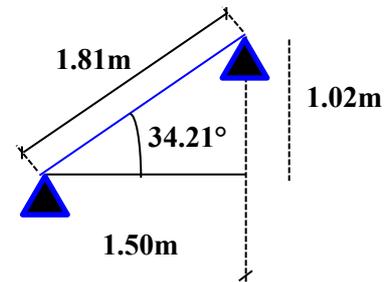


Figure III.15: Schéma statique de la volée 1



- **Armatures de répartition**

dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ et } st=25\text{cm}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit : } 3\text{HA8} = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ et } st=33\text{cm}$$

pour des raisons de réalisation et de sécurité on adopte 4HA8 avec $st=25\text{cm}$ (aux appuis et en travée)

- ❖ **Vérification à l'ELU**

- ✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\text{On a : } A = 1.04 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{12.01 \times 10^3}{1 \times 0.135} = 0.089 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifiée}$$

- ✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

On doit d'abord vérifier la condition suivante

$$A > \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(12.01 \times 10^3 - \frac{4.53 \times 10^3}{0.9 \times 0.135}\right) \times \frac{1.15}{400} = -0.72 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

- ✓ **Ecartement des barres :**

$$\text{Armatures longitudinales : } S_t \leq (3 \times e ; 33) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures transversales : } S_t \leq (4 \times e ; 45) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

- ❖ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont

- ✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}}$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9 \cdot d \cdot \sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 1 \times 3.14 = 12.56 \text{cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{8.76 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.135 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 0.57 \text{MPa}$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \text{(CBA ArtA.5.3.3).}$$

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 : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée					
2.78	3.05	4710	1.8	15	Vérifiée
En appuis					
1.31	2.50	3845.8	0.85	15	Vérifiée

Tableau III.35. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

✓ **Vérification de l'état limite de déformation**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.5} = 0.1 > 0.06 \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{1.5} = 0.1 > 0.084 \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.02 < 0.0105 \quad (3)$$

Toutes les conditions vérifiées. Donc la flèche est vérifiée.

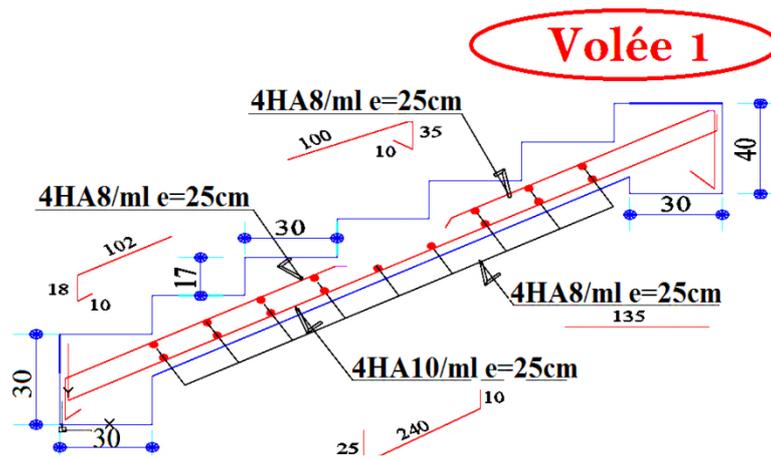


Fig. III.16. Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée

III.3.4. Etude de la poutre palière

La poutre palière se calcule à la flexion simple qui est due à son poids propre et à la torsion due au moment de torsion engendré par le poids de la volée et du palier qu'elle supporte.

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

1. Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 19.33\text{cm} < h < 29\text{cm}$$

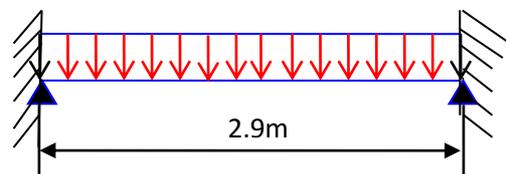


Figure III.17: Schéma statique de la poutre palière

• Vérification

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

2. Calcul à la flexion simple

a. Les charges sur la poutre : g_0 : Poids propre de la poutre

$$\text{poids propre de la poutre } g_0 = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$$

Réactions : (poids transmis par la volée + poids transmis par le palier)

$$\text{ELU : } R_B = 29.29 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_B = 15.631 \text{ KN}$$

Poids propre du mur : $g_m = 2.81 \times \left(\frac{3.06 - 0.3}{2} \right) = 3.877 \text{KN} / \text{ml}$

b. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 29.29 \text{KN}$	$R_B = 15.631 \text{KN}$
$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_B$	$P_s = (g_0 + g_m) + R_B$
$P_u = 38.06 \text{KN/m}$	$P_s = 22.13 \text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 13.33 \text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 7.75 \text{KN.m}$
$M^a = \frac{P_u \times L^2}{12} = 26.67 \text{KN.m}$	$M^a = \frac{P_s \times L^2}{12} = 15.50 \text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 55.18 \text{KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 32.08 \text{KN}$

Tab.III.36. Les sollicitations de la poutre palière

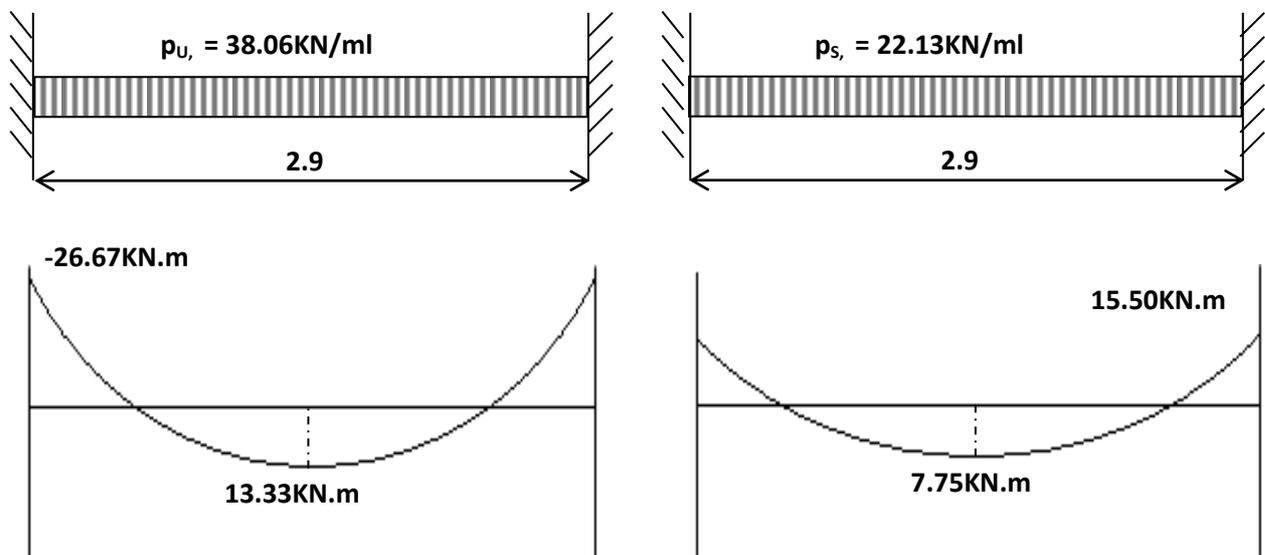


Figure III.18: Schéma statique de la poutre palière

3. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(cm)$	$A_{flexion}^{CAL}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
En travée	13.33	0.030	0.038	31.6	1.21	5.25
En appuis	26.67	0.061	0.078	31	2.47	5.25

Tab.III.37:ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

- **Exigence du RPA Art7.5.2.1 :** $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 5.25c$

4. Vérification à l'ELU :

- l'effort tranchant

$$V_u = 55.18KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.557 \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 3.25MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_t = 1.21cm^2 > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63cm^2 \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Donc: $A_t = A_{min} = 1.63cm^2$

$$A_a = 2.47cm^2 > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(55.18 \times 10^{-3} - \frac{26.67 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.53cm^2 \text{ Vérifier.}$$

5. Calcul de l'espacement St

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 29.7cm \text{ On opte : et } S_t = 15cm \text{ en appui et } S'_t = 20cm \text{ en travée}$$

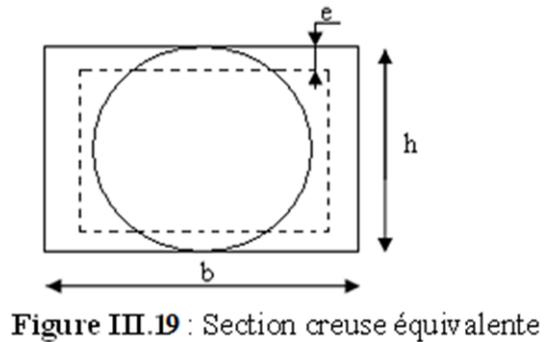
6. Calcul de la section d'armature à la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier.

$$M^{torsion} = M_b^a = 15.85KN.m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section .BAEL (ChapI.II.b)



- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.075 \text{ m}^2 \text{ avec } b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Section d'armatures finale

•En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.17 + \frac{3.34}{2} \Rightarrow A^t = 2.84 \text{ cm}^2 < A_{\min} (RPA) = 5.25 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{min} (RPA)

$$\text{Soit : } A^t = 1HA12/\text{ml} + 3HA14/\text{ml} = 5.75 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Annexe3}$$

•En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.39 + \frac{3.34}{2} \Rightarrow A^a = 4.06 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A_{\min} (RPA),

Soit : $A^a = 1\text{HA}12\text{ml} + 3\text{HA}14/\text{ml} = 5.75\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Annexe3}$

-Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

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

(Art A.5.421BAEL91)

$$\text{On a } V_{\max} = 55.18\text{KN} \quad ; \quad \tau_{\text{flexion}} = \frac{Vu}{b.d} = \frac{55.18 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.557\text{MPa}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{15.85 \times 10^{-3}}{0.075 \times 2 \times 0.05} = 2.1\text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.21\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3f_{e28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée

Il ya pas de risque de rupture par cisaillement ; donc on doit adopter les dimensions de la section $b \times h = 30 \times 35\text{cm}^2$

7. Calcul des armatures transversales à la torsion

Soit $St=15\text{cm}$

Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} \Rightarrow A_t = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{b \times St \times (\tau_v - 0.3ft_{28})_s}{0.8 \times f_e} = \frac{0.30 \times 0.15 \times (0.557 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} \Rightarrow A_t = 0.071\text{cm}^2$$

Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 0.15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{15.85 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 400} \Rightarrow A_t = 0.52\text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.52 = 1.87 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\text{Ø}8 = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

8. Vérification à ELS

a-Etat limite de compression de béton

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$ (CBA ArtA.5.3.3)

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

En appuis : ($M_a = 15.50 \text{ KN.m}$) ; $y = 9.095 \text{ cm}$; $I = 29740.114 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.50 \times 10^{-3}}{29740.114 \times 10^{-8}} \times 9.095 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En travée : ($M_t = 7.75 \text{ kn.m}$) ; $y = 9.85 \text{ cm}$; $I = 30160.13 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.75 \times 10^{-3}}{30160.13 \times 10^{-8}} \times 9.85 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b-Evaluation de la flèche

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.120 > 0.0625; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.120 > 0.1; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0059 < 0.01$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

9. Schéma de ferrailage de la poutre palière(en travée et en appuis)

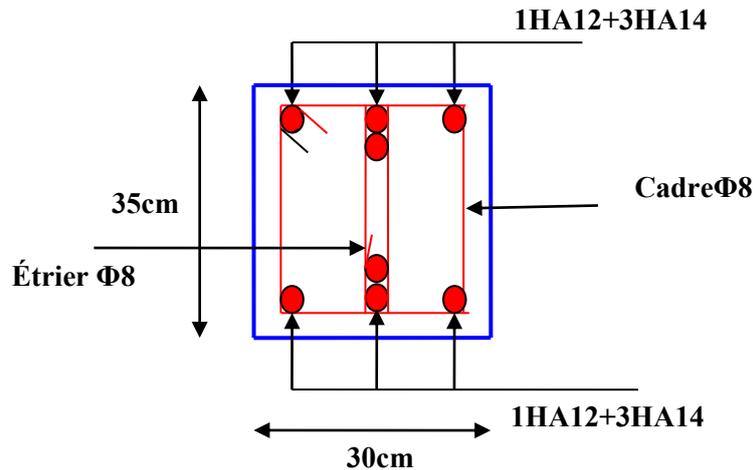


Figure III.20 : Ferrailage de la Poutre palière (travée et appui).

III.4. Etude des poutres de chaînages

III.4.1. Définition

- **Le chaînage horizontal** : Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

III.4.2. Dimensionnement

$$L_{\max} = 3.5m - 0.30m = 3.2m$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 21cm \leq h \leq 32cm \quad \text{Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

$$h \geq 15cm; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}). \text{ On adopte : } h = 30cm; \quad b = 30cm.$$

III.4.3. Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.93 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 8.08 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Réaction de la plancher : } P_{\text{planch}} = 5.47 \times \frac{2.25}{3.2} \Rightarrow P_{\text{planch}} = 3.84 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (3.84 + 2.25 + 8.08) \Rightarrow P_u = 19.12 \text{ KN/ml}; \quad P_s = 8.08 + 2.25 + 3.84 = 14.17 \text{ KN/ml}$$

III.4.4. Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 24.47 \text{KN.m}; \quad M_t = 0.75M_u \Rightarrow M_t = 18.35 \text{KN.m};$$

$$M_a = -0.5M_u = -12.23 \text{KN.m}$$

Armatures longitudinales : $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.3 \Rightarrow d = 0.27 \text{m}$

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A_s \text{ calculé} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adopté} (\text{cm}^2)$
En travée	18.35	0.059	0.076	26	2.02	1.3	3HA12=3.39
En appui	12.23	0.039	0.049	26	1.35	1.3	3HA10=2.36

Tableau III.38: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

III.4.5. Vérifications à l'E.L.U

• Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 39.15 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.48 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{MPa}\right) = 3.25 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

b) Calcul des armatures transversales : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42 \text{mm}$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2$

c) L'espace

1) $St \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow St \leq 24.3 \text{cm}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.48 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad \text{(CBA Art A.5.1.2.3)}$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{cm} \quad \text{.On prend } St = 15 \text{cm}$

III.5.6. Vérification à l'E.L.S

a) Vérification de la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$; $M_S = 18.3\text{KNm}$.

$$M_S = P_S \frac{L_{max}^2}{8} = 18.3\text{KNm}$$

$$M_t^s = 0.75 \times M_S = 13.59\text{KNm}$$

$$M_a^s = -0.5 \times M_S = -9.06\text{KNm}$$

Calcul de y : $A = 3.39\text{cm}^2$; $\frac{b}{2}y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.021\text{cm}$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 23476.72\text{cm}^4$

En travée: $(\sigma_{bc} = 5.819\text{MPa}) < 15\text{MPa}$ Vérifiée

En appuis: $(\sigma_{bc} = 3.443\text{MPa}) < 15\text{MPa}$ Vérifiée

b) Evaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.08 > 0.0625; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.08 > 0.075; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.6. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

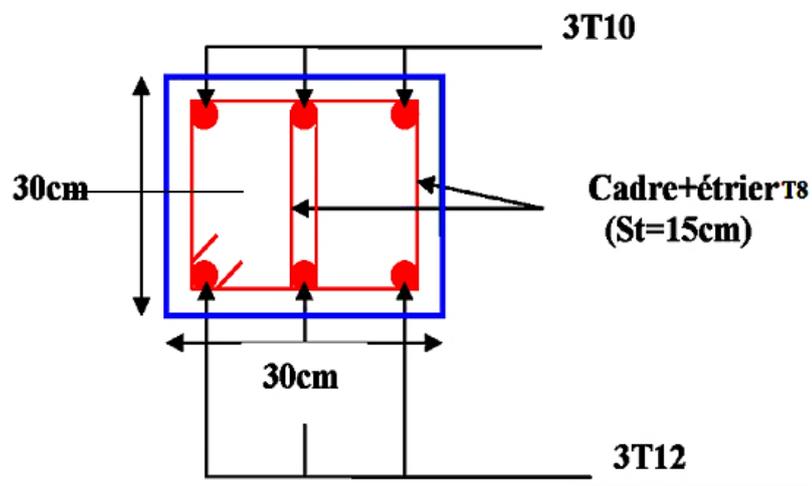


Figure .III.21: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.5. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), Soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.5.1 hypothèses de calcul

- ✓ le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ la fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ l'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.5.2 Evaluation des charges et surcharges

$$S_{acr} = 60 \times 15 + 7 \times 10 + 3 \times 10 / 2$$

$$S_{acr} = 0,0985 \text{ m.}$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625 \text{ KN/ml.}$$

La charge d'exploitation Q = 1 .00 KN/ml

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

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

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

III.5.2.1. Charge verticale

Tableau III.39.Charge permanente revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

III.5.2.2 : Charge horizontale (Charge sismique)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le RPA99 (Tableau 4 .1)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 RPA99 (Tableau 6.1)

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

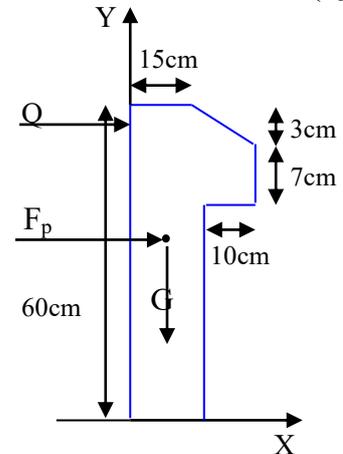


Fig. III.22.Coupe transversale de l'acrotère.

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225KN / ml. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Rightarrow F_p = 1.2588KN$$

III.5.3 : Calcul des sollicitations :

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.0855m \\ Y_G = 0.321m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225KN \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.1.2588 \times 0.321 \Rightarrow M_{F_p} = 0.4KN.m \end{cases}$$

	<i>RPA 99</i>	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>Sollicitations</i>	<i>G + Q + E</i>	<i>1.35G + 1.5Q.</i>	<i>G + Q.</i>
<i>N (KN)</i>	<i>2.6225</i>	<i>3.54</i>	<i>2.6225</i>
<i>M (KN.m)</i>	<i>0.9575</i>	<i>0.90</i>	<i>0.6</i>

Tableau III.40.Combinaisons d'actions de l'acrotère.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.60}{6} = 0.1m .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$
 Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément =60 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2m.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576m$$

D'où : $e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390m$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$Nu = 3.54 \text{ KN.}$

$Mu = Nu \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$

III.5.5 : Ferrailage de l'acrotère

Calcul à l'ELU :

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

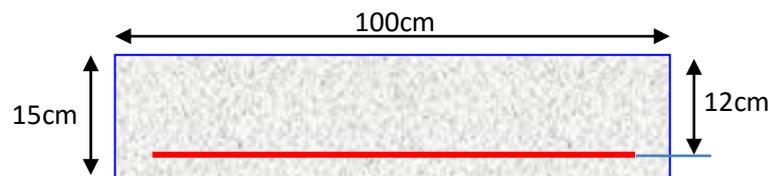


Fig. III.23. Section à ferrailer.

$\frac{h}{6} < e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 15393 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00627) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.081; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.116 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU

- **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ *Annexe3.*

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 30 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 20 \text{ cm.}$

- **Vérification de l'adhérence**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

RPA (Article. A.6.1, 3)

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa}$$

(RPA Article. A.6.1, 21)

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS

$$d = 0.12 \text{ m}; N_{ser} = 2.6225 \text{ KN}; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.6225) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 5.569 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.62 \times 10^{-3}}{5.569 \times 10^{-3}} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.063 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

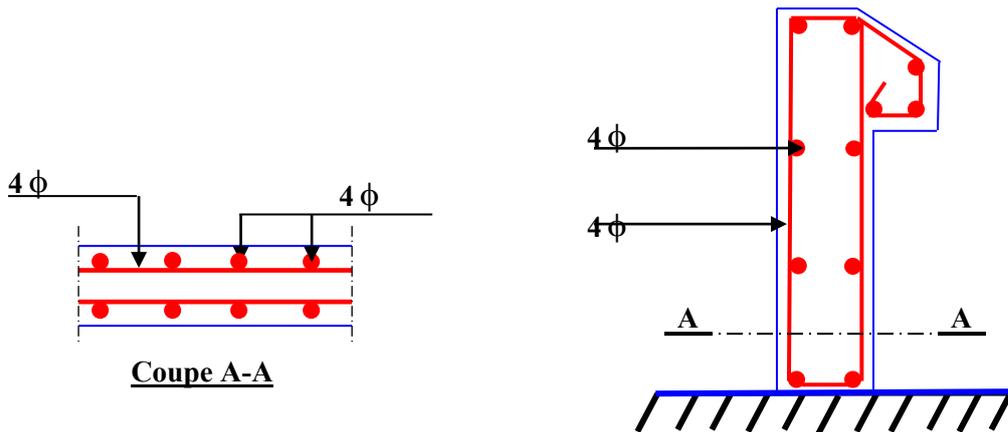


Fig. III.24. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible et l'entre sol 2 sont identiques)

III.6.1. Acrotère de la terrasse accessible (dalle du 7^{ème} étage), noté A_{d7}

Charge verticale

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
90	15	0.1435	3.5875	0.16	3.7475KN	1.00

Tableau III.41. Charge permanente revenant à l'acrotère

III.6.2 : Charge horizontale (Charge sismique)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le RPA99 (Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 RPA99 (Tableau 6.1)

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : **Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).**

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 3.83 \text{KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.83 \Rightarrow F_p = 1.84 \text{KN}$$

III.6.3 : Calcul des sollicitations

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.0822 \text{m} \\ Y_G = 0.4733 \text{m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.9 \Rightarrow M_Q = 0.9 \text{KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.84 \times 0.4733 \Rightarrow M_{F_p} = 0.87 \text{KN.m} \end{cases}$$

	<i>RPA 99</i>	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
Sollicitations	$G + Q + E$	$1.35G + 1.5Q.$	$G + Q.$
N (KN)	3.83	5.17	3.83
M (KN.m)	1.77	1.35	0.9

Tableau III.42. Combinaisons d'actions de l'acrotère.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.35}{5.17} = 0.261 \text{m} \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0.90}{6} = 0.15 \text{m} .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de

compression dans la section est partiellement comprimée.

Le calcul de fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2cm \cdot L/250)$$

L : portée de l'élément = 90 cm

$$e_a = \max (2cm \cdot 90/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.9 = 1.8m.$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.8^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00691m$$

D'où : $e = 0.261 + 0.02 + 0.00691 = 0.287$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$Nu = 5.17 \text{ KN.}$$

$$Mu = Nu \times e = 3.54 \times 0.287 = 1.015 \text{ KN.m}$$

III.6.4 : Ferrailage de l'acrotère

Calcul à l'ELU

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues

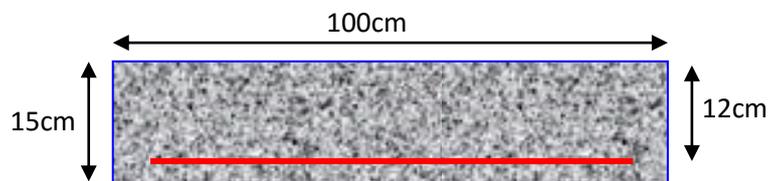


Fig. III.25. Section à ferrailer Acrotère de la terrasse accessible.

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.015 + 5.17 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.00803) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.01; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.1244 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.77 \times 10^{-3}}{0.1244 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.4 \times 10^{-4} - \frac{5.17 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.25 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU

- **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$*Annexe3*

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = f_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.2588 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa.} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification de l'adhérence**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

RPA (Article. A.6.1, 3)

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

Vérification à l'ELS

$$d = 0.12 \text{ m}; \quad N_{ser} = 3.83 \text{ KN}; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.9 \text{ KN.m}; \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.9/3.83) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m.}$$

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 5.568 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.83 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.063 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

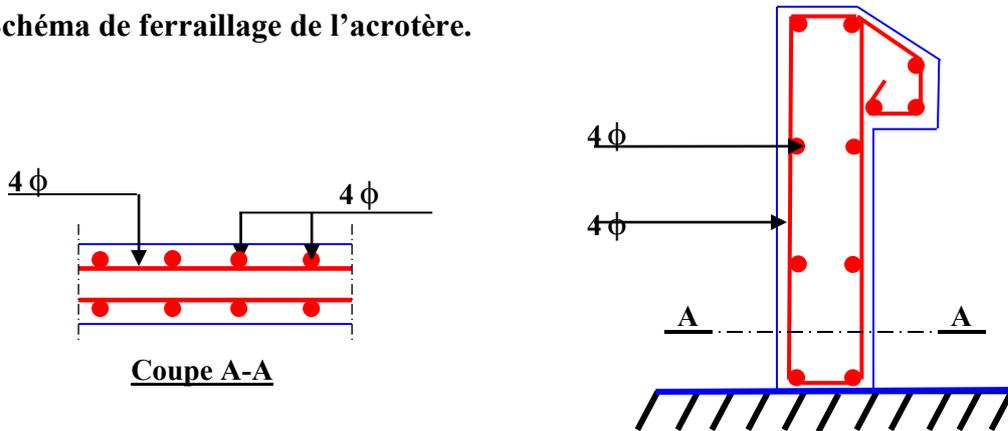


Fig. III.26. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)

III.7. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargement vers les différents niveaux de la construction. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (8) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- F_c : Charge due à la rupture du câble = 102KN.
- P_m : Charge due à la salle machine = 15KN.
- D_m : Charge due au poids de l'ascenseur = 82KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1m/s$.

Annexe4.

Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 103.3KN$

II.7.1. Etude de la dalle de l'ascenseur

L'étude de l'ascenseur se fait comme suit :

III.7.2. Dimensionnement

On a une dalle sur 4 appuis
Avec : $l_x = 1.50m$ et $l_y = 1.70m$.

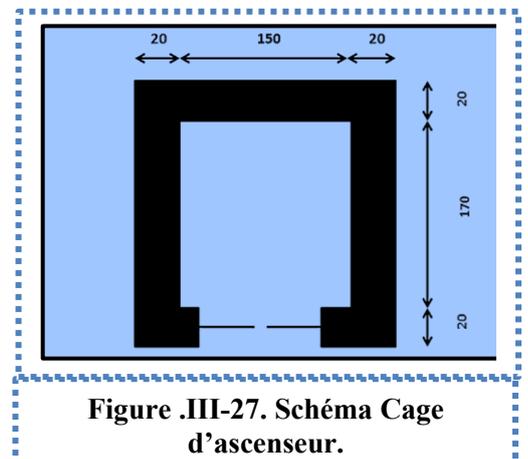


Figure .III-27. Schéma Cage d'ascenseur.

- 1) $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ condition de résistance.
- 2) $e \geq 1 \text{ cm}$ condition de coupe-feu (2 heures).

La condition de coupe-feu est la prédominante et puisque la dalle du local des machines est destinée à reprendre des Charges importantes : on prend $e = 20 \text{ cm}$

III.7.3. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = \gamma_b \times e = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = \gamma_r \times e_r = 1.1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de revêtement.}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Somme de } G_1, G_2.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{1.5 \times 1.7} = 40 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 46.1 \text{ KN/m}^2. \quad ; Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

III.7.4. Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 63.73 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

Annexe 1

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.82 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.07 \text{ KNm}$$

III.7.5. Calcul des moments réels

➤ En travée :

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.80 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.31 \text{ KNm}$$

➤ En appui :

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a = 0.3 \times M_0^x = 2.05 \text{ KNm}$$

III.7.6. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$

1. En travée

$$// \text{À } l_x : \mu_{bu} = 0.012, \alpha = 0.016, z = 0.178m, A_t^x = 0.93cm^2 / ml.$$

$$// \text{À } l_y : \mu_{bu} = 0.01, \alpha = 0.013, z = 0.169m, A_t^y = 0.73cm^2 / ml.$$

2. En appui

$$\mu_{bu} = 0.04, \alpha = 0.05, z = 0.179m, A_a = 0.32cm^2 / ml.$$

- **Vérification à l'ELU**

- a) **Condition de non fragilité**

On calcule A_{\min} :

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

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$e = 20cm, b = 100cm, \rho = 0.88$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.69cm^2 / ml > A_{\text{ical}}^x \\ A_{\min}^y = 1.60cm^2 / ml > A_{\text{ical}}^y \end{cases} \quad \text{on ferraille avec: } A_{\min}^x \text{ et } A_{\min}^y$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 1.6cm^2 > 0.42cm^2 \dots\dots\dots$ C'est vérifiée.

- **Choix des armatures**

- En travée**

Sens x-x: $A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2$

Sens y-y: $A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2$

En appui : $A_a = 4T8 = 2.01cm^2$

- b) **Calcul des espacements**

Sens x-x : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

- c) **Vérification de l'effort tranchant**

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

$\rho = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 31.86KN$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 33.19KN$$

$$\tau_u = 0.20MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

• Vérification à l'ELS

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0.2 & \dots\dots\dots \textit{Annexe 1} \\ \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

Sens x-x: $M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 5.78KNm$

Sens y-y: $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 4.75KNm$

Sens x-x : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.91KNm$

Sens y-y: $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.04KNm$

- Vérification des contraintes

Sens x-x:

$$\sigma_{bc} = 1.60MPa < 15MPa.$$

$$\sigma_{sc} = 93.04MPa < 240MPa. \dots\dots\dots C'est vérifié$$

Sens y-y:

$$\sigma_{bc} = 1.44MPa < 15MPa.$$

$$\sigma_{sc} = 81.35MPa < 240MPa. \dots\dots\dots C'est vérifié$$

III.7.7. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée p est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens

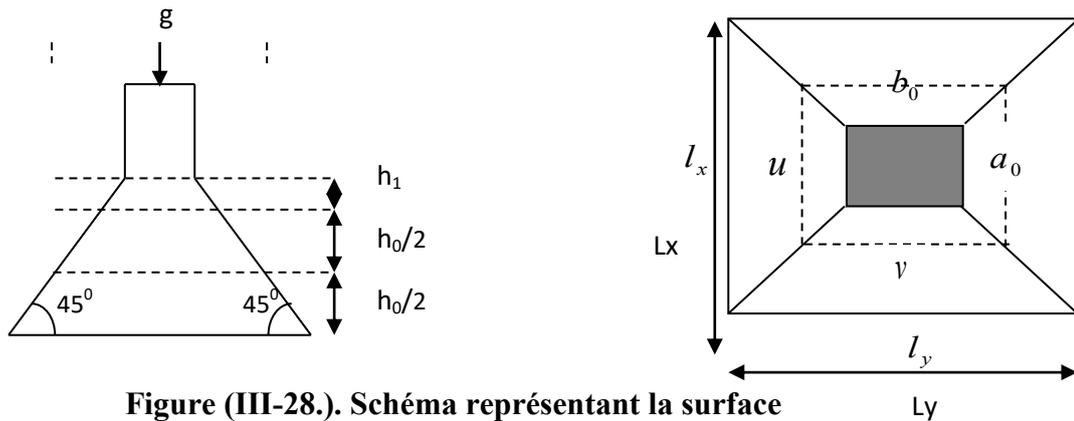


Figure (III-28.). Schéma représentant la surface

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 135cm \\ b_0 = 140cm \end{cases}$

Annexe 4

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 135 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 165cm. \\ v = 140 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 170cm. \end{cases}$$

III.7.8. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \nu = \begin{cases} 0 & \text{à ELU} \\ 0.2 & \text{à ELS} \end{cases}$$

M_1 en fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 1.1$ et $\rho = 0.88$

M_2 en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 1$ et $\rho = 0.88$

En se référant à l'annexe 3 on trouve $M_1 = 0.042$ et $M_2 = 0.032$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \quad \begin{cases} M_{x1} = 5.86KNm \\ M_{y1} = 4.46KNm \end{cases}$$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3$

$P_u = 139.45KN$

- Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73KN$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.04KNm$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.77KNm$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.90KNm \Rightarrow M_t = 0.85M_x = 5.86KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.23KNm \Rightarrow M_t = 0.85M_y = 4.44KNm \\ M_a = 0.3M_x = 2.07KNm \end{cases}$$

III.7.9. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant

$$d_x = 18cm \quad \text{et} \quad d_y = 17cm$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableaux (III-43). Calcul d'armature.

	M_t (KNm)	M_a (KNm)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x	5.86	2.07	1.69	0.32	4T10 = 3.14	4T8 = 2.01
Sens y-y	4.44		1.60		4T10 = 3.14	

III.7.10. Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.69cm^2 / ml.....C'est vérifiée$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2 / ml > A_{min}^y = 1.60cm^2 / ml.C'est vérifiée$$

b) Vérification au poinçonnement

$$\tau_u = \frac{P_u}{U_c \times d} \leq 0.05f_{c28} = 1.25MPa$$

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (165 + 170)$$

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

$$U_c = 670cm.$$

$$P_u = 139.45KN$$

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$\tau_u = \frac{139.45 \times 10^{-3}}{6.7 \times 0.18} = 0.115MPa$$

Donc $\tau_u = 0.115MPa \leq 0.05f_{c28} = 1.25MPa$ C'est vérifié.

c) Vérification de l'effort tranchant

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

$$\text{On a: } v > u \Rightarrow \begin{cases} \text{au milieu de } u: V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 27.34 \text{KN.} \\ \text{au milieu de } v: V_u = \frac{P_u}{2 \times v + u} = 27.61 \text{KN.} \end{cases}$$

$$V_{\max} = 27.61 \text{KN}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

d) Diamètre maximum des barres

$$\phi_{\max} < \frac{e}{10} = 20 \text{mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{mm} < 20 \text{mm}$$

e) Espacement des barres

$$\text{Sens x-x: } S_t \leq \min(3e; 33 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{cm}, \quad \text{on adopte } S_t = 25 \text{cm}$$

$$\text{Sens y-y: } S_t \leq \min(4e; 45 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{cm}, \quad \text{on adopte } S_t = 25 \text{cm}$$

III.7.11. Calcul à l'ELS

- Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 5. \text{KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 4.17 \text{KNm.} \end{cases}$$

- Les moments dus au poids propre de la dalle

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.87 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.72 \text{KNm}$$

-Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.87 \text{KNm} \Rightarrow M_x^t = 0.85 M_x = 4.98 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.89 \text{KNm} \Rightarrow M_y^t = 0.85 M_y = 4.15 \text{KNm} \\ M^a = 0.3 M_x = 11.76 \text{KNm} \end{cases}$$

a) Vérification des contraintes

En travée

$$\bullet \text{ Sens x-x: } \begin{cases} y = 3.7 \text{cm}; I = 11319.91 \text{cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 1.62 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifié} \\ \sigma_{sc} = 94.36 \text{MPa} < 240 \text{MPa} \end{cases}$$

- Sens y-y : $\begin{cases} y = 3.56\text{cm}; I = 10011.77\text{cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 1.47\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{c'est vérifié} \\ \sigma_{sc} = 83.56\text{MPa} < 240\text{MPa} \end{cases}$
- En appui : $\begin{cases} y = 3\text{cm}; I = 7683.75\text{cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 0.68\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{c'est vérifié} \\ \sigma_{sc} = 51.24\text{MPa} < 240\text{MPa} \end{cases}$

b) Vérification de la flèche

$h = 20\text{cm}, b = 100\text{cm}, d = 18\text{cm}. A = 3.14\text{cm}^2.$

Sens x-x : $l_x = 150\text{cm}, M_{tx} = 5.80\text{KN.m}, M_{0x} = 6.82\text{KN.m}.$

Sens y-y : $l_y = 170\text{cm}, M_{ty} = 4.31\text{KN.m}, M_{0y} = 5.07\text{KN.m}.$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots\text{C'est vérifiées.} \\ \frac{A}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Les trois conditions ci-dessus sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile pour les deux sens(x ou y).

III.7. 12.Schéma de ferrailage

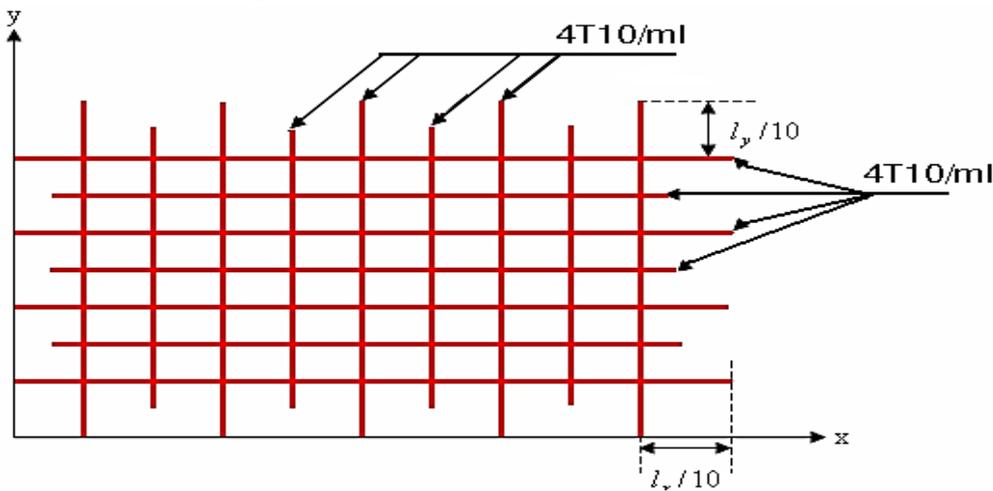


Figure (III-29). Schéma de ferrailage de la dalle.

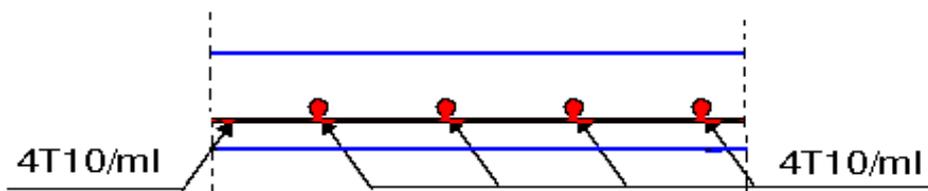


Figure (III.30). Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

III.8. Conclusion

- ✓ Dans ce chapitre, il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant le critère de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition a donné naissance à plusieurs types de poutrelles d'une travée (max de 4.90m), et adopter une hauteur totale de (16+4), les deux qui sont les plus économiques. Ces derniers ont été étudiés et ferrailleur.
- ✓ Le plancher à dalle pleine : que le poste pour transformateur est réalisé en dalle pleine ainsi que les différentes portes à faux et balcons. Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu, Ces dalles pleines qui ont été pré dimensionne sous réserve de vérifier la condition de flèche. Cette vérification a été fait selon la condition du **CBA93 (B.6.5.3)**. Ces derniers ont été étudiés et ferrailleur.
- ✓ Dans notre structure, nous avons deux types d'escaliers, le premier type est à trois volées (V1, V2, V3) le deuxième à deux volées (V2, V3). Pour (V1) c'est une montée pour l'entresol1 et (V2, V3) sont identique pour tous les niveaux jusqu'à la terrasse accessible. Ces derniers ont été étudiés et ferrailleur.
- ✓ La poutre palière pour les volées (V2) et(V3) a été étudié à la flexion simple et ferrailleur.
- ✓ La poutre chaînage qui c'était exigée comme appui pour la volée 1. Cette poutre qui s'appuie sur des voiles périphérique et le remblai bien tassé de l'ancrage avec le respect de règlement, a été étudié et ferrailleur.
- ✓ Nous nous sommes ensuite intéressés aux acrotères. Ces derniers ont été étudiés et ferrailleur à la flexion composée.
- ✓ L'ascenseur a été le dernier élément étudié dans ce chapitre. En particulier la dalle pour de la cage d'ascenseur a été étudié et ferrailleur à la flexion composée.
- ✓ Tous les calculs ont été mené en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment **CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003** et les différents **DTR**.

The background of the slide features a blue-tinted silhouette of a construction site. Three vertical columns of rebar are visible, with two workers standing on a platform between them. The workers are positioned as if they are inspecting or working on the rebar. The overall scene is rendered in a monochromatic blue color against a white background.

Chapitre IV
Etude au séisme

Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut produire d'importants dégâts (matériels et humains) ou la ruine des structures selon son intensité. Ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.1. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction des structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas seulement au dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.2. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (*RPA99/version2003*) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**art4.2.1 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)

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 :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la

probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \text{ avec :}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV .1. Valeurs des pénalités Pq

Critère q	Observé	Pq/xx	Observé	Pq/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

- **W** : poids total de la structure :

$$W = \sum_n W_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation

Tableau IV .2 : Récapitulation des différents poids des différents éléments dans chaque niveau.

<i>Etages</i>	<i>Niveau (m)</i>	<i>Poids du niveau (KN)</i>	<i>Cumule des poids (KN)</i>
<i>Terrasse. CE</i>	34.26	273.463	273.463
<i>Etage 7</i>	30.6	4850.624	5124.087
<i>Etage 6</i>	27.54	4851.864	9974.711
<i>Etage 5</i>	24.48	4851.864	19677.199
<i>Etage 4</i>	21.42	4851.864	24529.063
<i>Etage 3</i>	18.36	4851.864	29379.687
<i>Etage 2</i>	15.3	4851.864	34230.311
<i>Etage 1</i>	12.24	4851.864	39080.935
<i>RDC</i>	9.18	4851.864	43931.559
<i>Entresol 2</i>	6.12	4851.864	48345.183
<i>Entresol 1</i>	3.06	4851.864	53203.057

A partir de logiciel **sap2000V14** on a trouvé :

$$W_{\text{tot}} = 53437.54 \text{ KN}$$

- **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 nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2.3)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S3 (sol meuble), donc on aura

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_N = 34.26 \text{ m}$$

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

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (34.26)^{3/4} = 0,708 \text{ s.}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante

$$T = 0.09H/\sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_y = 21,70 \text{ m} \quad , \quad L_x = 23,40 \text{ m}$$

$$T_y = 0,6619 \text{ s} \quad ; \quad T_x = 0,6374 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y ; T_c) = 0,6619 \text{ s} > 0,5 \text{ s} \quad ; \quad T_x = \min(T_x ; T_c) = 0,6374 \text{ s} > 0,5 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$T_2 < T_y < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.6619} \right)^{2/3} = 1.6796$$

$$T_2 < T_x < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.6374} \right)^{2/3} = 1.722$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est

$$\begin{cases} T_{Sy} = 1.3 \times \min(T_y; T_c) = 1.3 \times 0.6619s = 0.8604s \\ T_{Sx} = 1.3 \times \min(T_x; T_c) = 1.3 \times 0.6374s = 0.8286s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$\text{Sens(Y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1,6796 \times 1.2}{5} \times 53437.54 \Rightarrow V_{st,y} = 3231.13KN$$

$$\text{Sens(X)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.722 \times 1.2}{5} \times 53437.54 \Rightarrow V_{st,x} = 3312.69KN$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (**exemple RPA88**) dès que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un aspect de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le **SAP2000 version 14**.

IV.3.1. Disposition des voiles de contreventement

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :

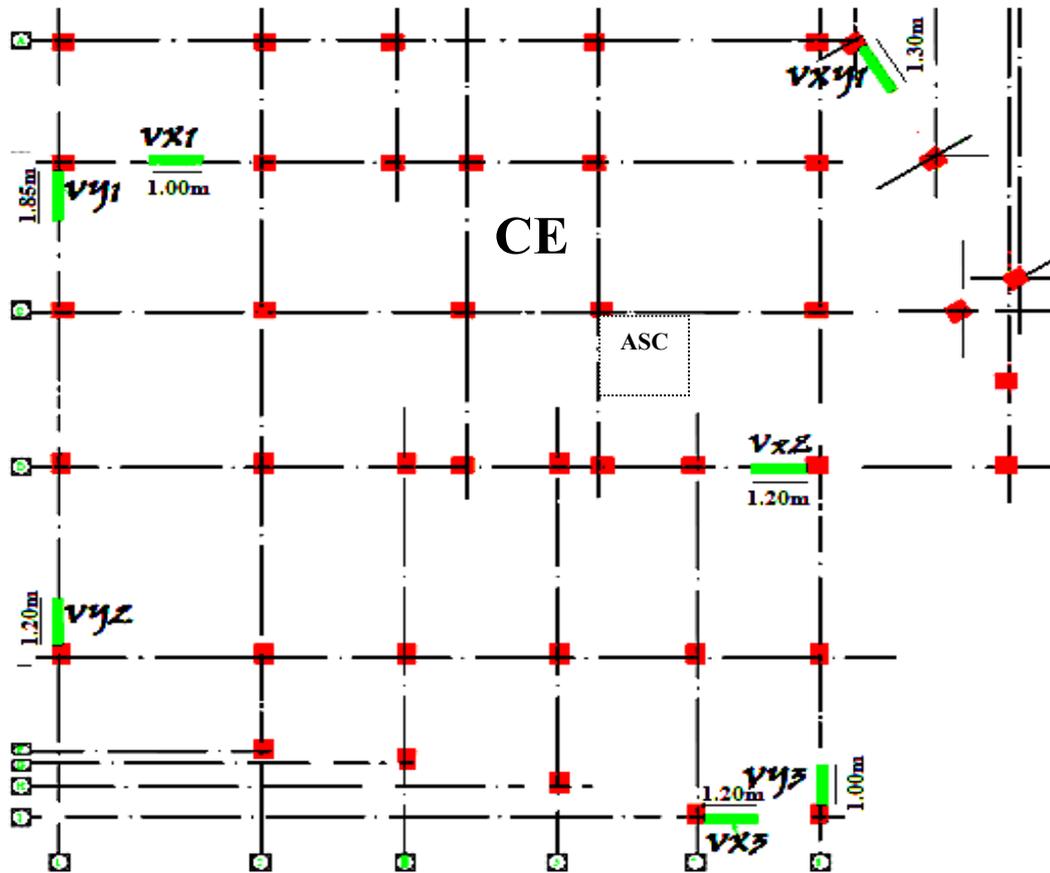


Fig. IV.1. Disposition des voiles

Résultats obtenus

a. Périodes de vibration et participation massique

Tableau IV.3. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Analyse des résultats

Mode	Période (s)	Mode individuel (unités)			Sommes cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,827341	0,0532	0,6623	0,00001214	0,0532	0,6623	0,00001214
2	0,805772	0,67889	0,04783	0,000005163	0,7321	0,71013	0,00001731
3	0,709698	0,00267	0,00953	0,000005408	0,73476	0,71966	0,00002271
4	0,272578	0,000002785	0,00007152	0,003	0,73477	0,71973	0,00302
5	0,269011	0,00001269	0,00008097	0,0091	0,73478	0,71981	0,01212
6	0,268401	8,791E-07	4,187E-11	0,00027	0,73478	0,71981	0,01238
7	0,268253	0,000007733	0,000009562	0,00056	0,73479	0,71982	0,01295
8	0,268159	0,000002275	0,000004362	0,00003638	0,73479	0,71982	0,01298
9	0,268129	0,00004628	0,0001	0,00162	0,73484	0,71992	0,0146
10	0,268088	0,00001384	0,00004374	0,00022	0,73485	0,71997	0,01482
11	0,268048	0,00001012	0,00003225	0,00071	0,73486	0,72	0,01553

12	0,267951	1,359E-07	0,000004849	1,361E-07	0,73486	0,72	0,01553
.
.
.
18	0,25283	0,02991	0,09934	0,00002518	0,8625	0,8496	0,01564

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA pour ($T_x=0.8057s \leq T_{Sx}=0.8286s$; $T_y=0.8273s \leq T_{Sy}=0.8604s$), sont vérifiées, aussi on remarque que le taux de participation massique exigé par le RPA99-2003 n’a pas atteint les 90%, cela est dus peut être a des contraintes architecturales.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.2, IV.3 et IV. 4.

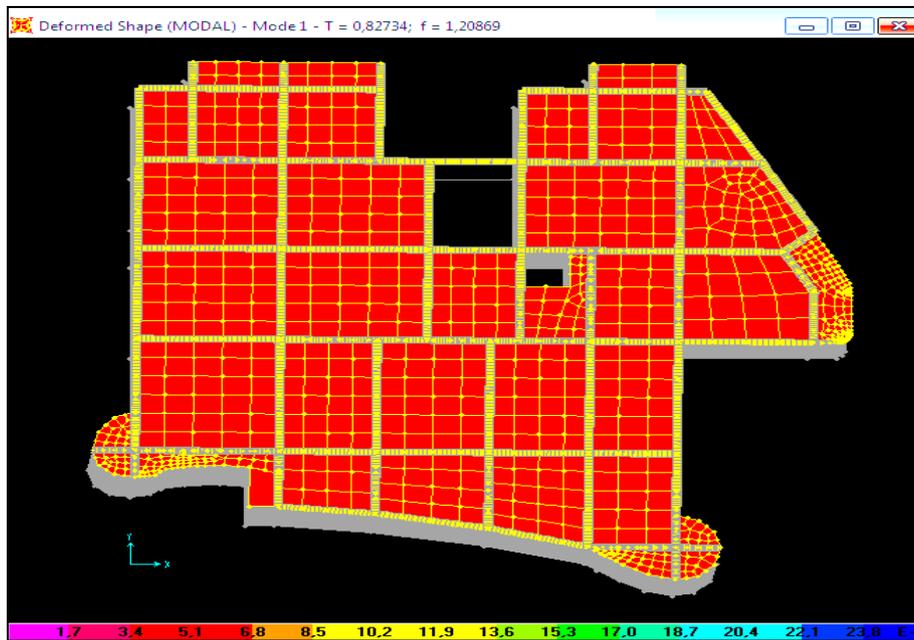


Fig. IV.2.1^{ème} mode (translation suivant Y)

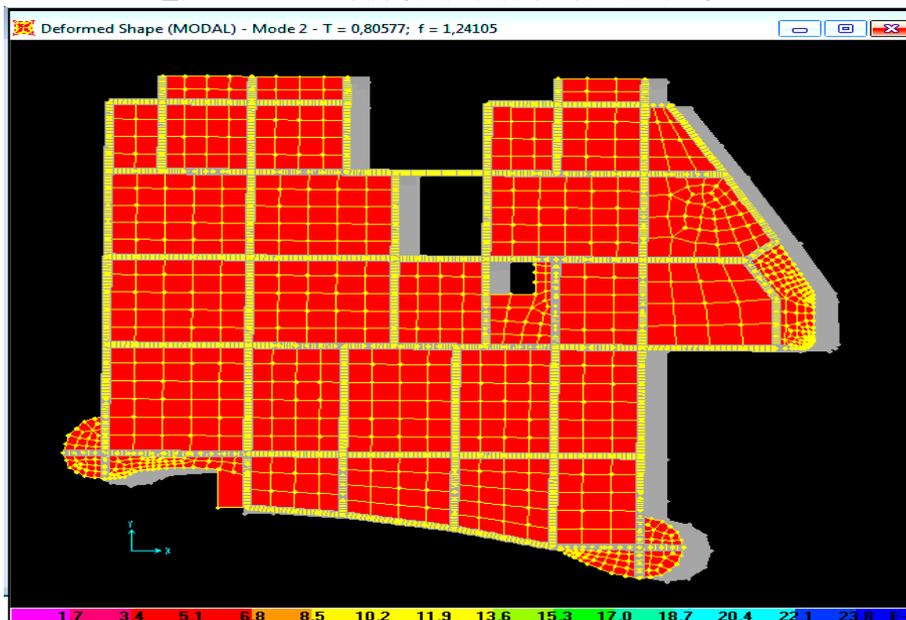


Fig. IV.2.2^{ème} mode (translation suivant X)

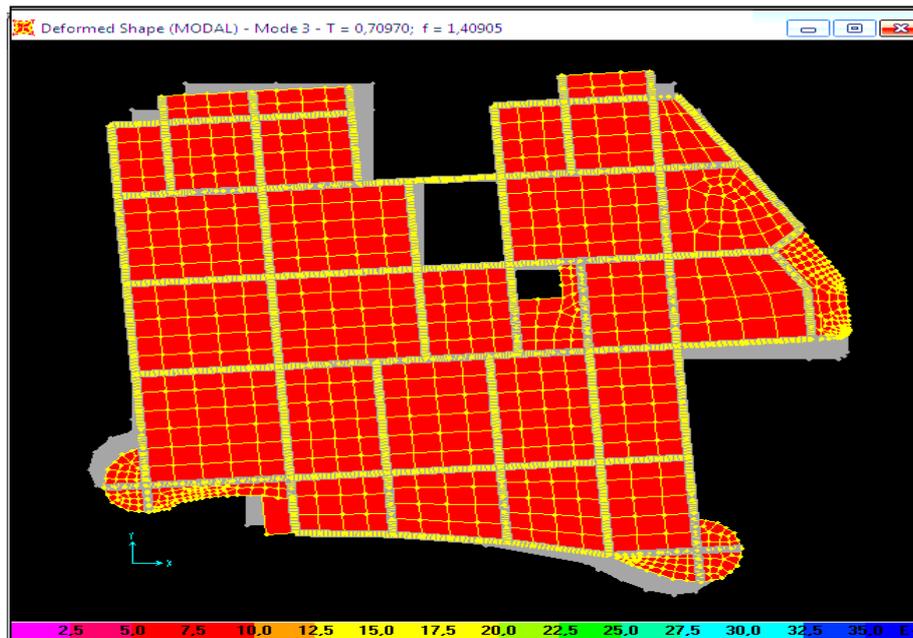


Fig. IV.2.3^{ème} mode (translation suivant Z)

b. Vérification de l'interaction "Voiles-portiques"

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux, selon **RPA (art3.4.4.a)**, l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites

Sous charges verticales : On doit vérifier que :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

sous charges horizontales : On doit vérifier que :

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

Les tableaux IV.3 et IV.4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.4.Vérification sous charges verticales

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris(%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
Entresol 1	33475.92	3942.81	89.46	10.54
Entresol 2	26507.66	4949.24	84.27	15.73
RDC	22991.09	4671.71	83.11	16.89
Etage 1	19779.33	4116.95	82.77	17.23
Etage 2	16561.83	3703.92	81.72	18.28
Etage 3	13572.19	3139.53	81.21	18.79
Etage 4	10761.12	2396.73	81.78	18.22
Etage 5	7975.39	1773.87	81.81	18.19
Etage 6	5098.79	1241.79	80.42	19.58
Etage 7	2496.89	636.39	79.69	20.31

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf pour le 7^{ème} niveau .

Tableau IV.5.Vérification sous charges horizontales

Niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris(%)			
	Portique		Voile		Portique		Voile	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Entresol 1	700.12	682.348	885.207	956.264	44.162	41.641	57.837	58.358
Entresol 2	852.073	853.170	635.360	723.976	57.284	54.095	42.715	45.904
RDC	907.644	834.936	596.647	725.333	60.336	53.512	39.663	46.487
Etage 1	836.590	781.943	490.652	500.171	63.031	60.988	36.968	39.011
Etage 2	693.739	631.575	516.637	542.517	57.315	53.792	42.684	46.207
Etage 3	667.425	613.027	396.107	424.171	62.755	59.104	37.244	40.895
Etage 4	516.137	483.324	379.960	391.353	57.598	57.257	42.401	44.742
Etage 5	448.140	422.713	262.441	273.275	63.066	60.737	36.933	39.264
Etage 6	281.187	264.988	220.140	223.739	56.088	54.163	43.911	45.836
Etage 7	234.817	232.003	58.502	66.420	80.055	77.734	19.944	22.257

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontale est vérifiée dans tous les niveaux .

IV.3.2. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5

Tableau IV.6. Pré vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
Entresols 1 et 2	65×65	4225	2983.57	0.282	Vérifiée
RDC et 1 ^{ème} étage	60×60	3600	2131.77	0.236	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	3025	1819,45	0.240	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	2500	1247,20	0.199	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	2025	648.27	0.122	Vérifiée

IV.3.3 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 de l'**RPA99**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	V _{dy} (KN)	V _{st} (KN)	V _{dyn} /V _{st}	Observation
Sens x-x	2865.635	3312.69	0.86	Vérifiée
Sens y-y	2726.42	3231.13	0.84	Vérifiée

IV.3.4. Justification vis à vis des déplacements

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec : } \delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.4.3)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement ($R=5$).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7

Tableau IV.8.Vérification des déplacements

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	Hk (cm)	$\Delta K/hK$ (%)	δeK (cm)	ΔK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	δK (cm)	$\Delta K/Hk$ (%)
Niv 1	0.211	1.055	0	1.055	522	0.202	0.201	1.005	0	1.005	0.192
Niv 2	0.475	2.375	1.055	1.320	408	0.323	0.439	1.190	1.005	2.195	0.291
Niv 3	0.668	3.340	2.375	0.965	306	0.315	0.623	0.920	2.195	3.115	0.300
Niv 4	0.848	4.240	3.340	0.900	306	0.294	0.798	0.875	3.115	3.990	0.285
Niv 5	1.021	5.105	4.240	0.865	306	0.282	0.970	0.860	3.990	4.850	0.281
Niv 6	1.179	5.895	5.105	0.790	306	0.258	1.126	0.780	4.850	5.630	0.254
Niv 7	1.326	6.630	5.895	0.735	306	0.240	1.269	0.715	5.630	6.345	0.233
Niv 8	1.451	7.255	6.630	0.625	306	0.204	1.387	0.590	6.345	6.935	0.192
Niv 9	1.556	7.780	7.255	0.525	306	0.171	1.423	0.480	6.935	7.415	0.156
Niv 10	1.634	8.170	7.780	0.390	306	0.127	1.551	0.340	7.415	7.755	0.111

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Sens(x) : $\Delta K_{\max}=1.32\text{cm}$

Sens(y) : $\Delta K_{\max}=1.190\text{cm}$

IV.3.5. Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets du deuxième 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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δk : 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 $1/(1-q_k)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée. Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.9. Vérification de l'effet P- Δ

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
NIV 01	306	32979.91	1.055	1585.32	0.042	1.005	1638.61	0.038
NIV 02	306	28526.69	1.320	1487.43	0.062	1.190	1577.67	0.052
NIV 03	306	24506.69	0.965	1504.29	0.051	0.920	1560.26	0.047
NIV 04	306	21222.39	0.900	1327.23	0.047	0.875	1282.11	0.048
NIV 05	306	17974.67	0.865	1210.37	0.041	0.860	1174.09	0.043
NIV 06	306	14850.35	0.790	1063.53	0.036	0.780	1037.19	0.036
NIV 07	306	11718.76	0.735	896.097	0.031	0.715	874.677	0.031
NIV 08	306	8739.837	0.625	710.581	0.025	0.590	695.988	0.024
NIV 09	306	4760.909	0.525	501.327	0.016	0.480	488.727	0.015
NIV 10	306	2893.316	0.390	293.319	0.012	0.340	298.423	0.011

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P- Δ peuvent être négligés (les coefficients Θ_k sont inférieure à 0,10).

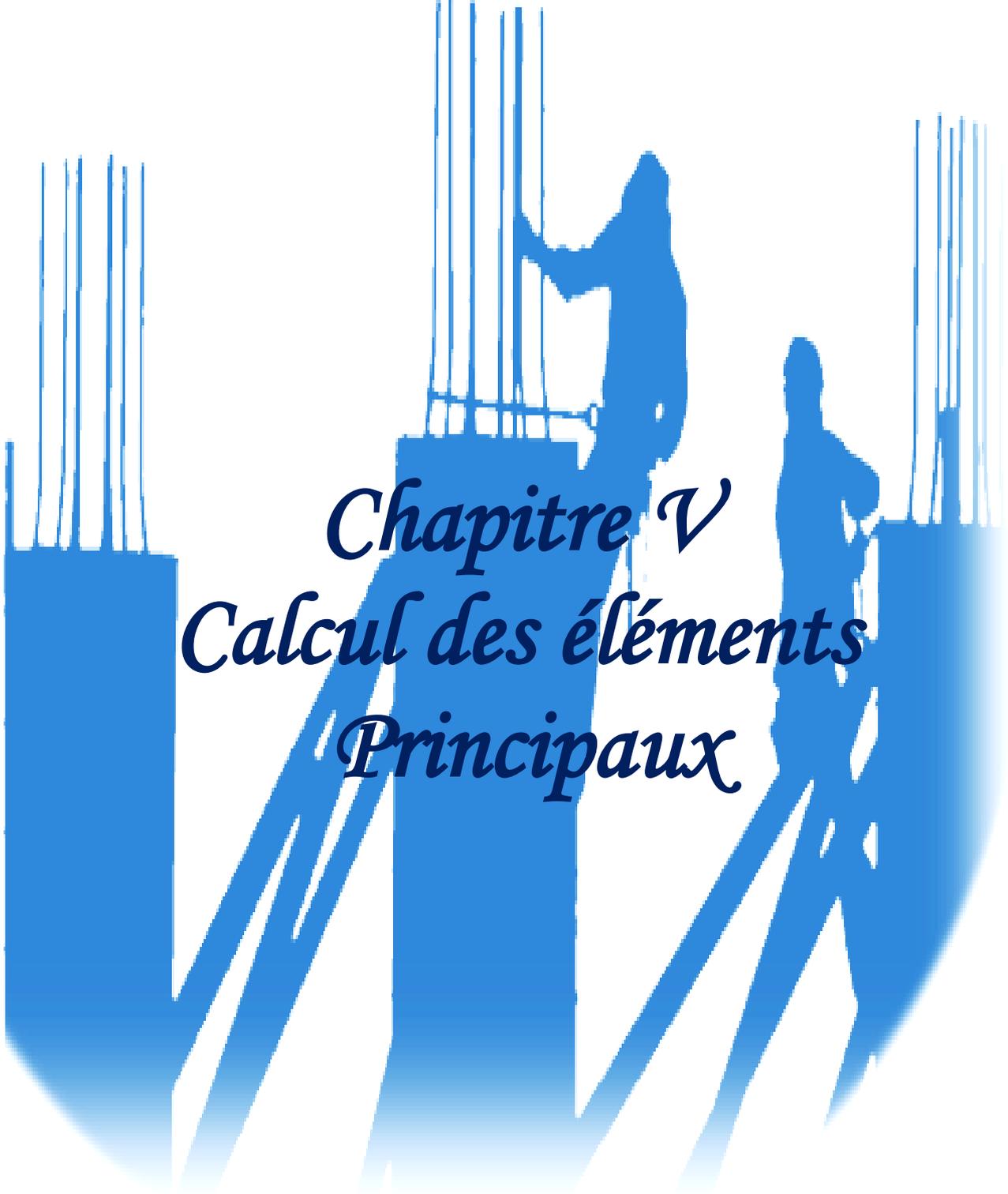
Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le **RPA99/2003**.

The background of the slide features a blue-tinted silhouette of a construction site. Two workers are visible, one standing on a higher level of a rebar structure and another on a lower level. The rebar is arranged in a grid pattern, forming columns and beams. The overall scene is rendered in shades of blue against a white background.

Chapitre V
Calcul des éléments
Principaux

Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailles) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitation.

V.1. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **SAP2000V14.2.2**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$; 2) $G+Q$; 3) $G+Q+E$; 4) $G+Q-E$; 5) $0.8G+E$; 6). $0.8G-E$

V.1.1. Les recommandations du RP99/version 2003

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% $b \times h$ en zone courante,
 - 6% $b \times h$ en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par $A_t = 0.003 \times St \times b$
- ✓ St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit
 - $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1)$ en zone nodale,
 - $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.1.2. Les recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

Niveau	Type de poutre	Section	Localis	M (KN.m)	V (KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entresols 1,2	Poutre principale	30×40	Appuis	95.73	137.61	7.97	1.34	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	104.124		8.74		9.24	3HA14+3HA14
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	55.123	164.67	6.24	1.15	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	78.20		6.87		8.01	3HA14+3HA12
RDC et 1 ^{er} étage	Poutre principale	30×40	Appuis	91.32	94.89	7.90	1.34	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	86.33		7.40		8.01	3HA14+3HA12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	72.72	112.40	6.48	1.15	8.01	3HA14+2HA12
			Travée	67.15		6.26		8.01	3HA14+2HA12
2 et 3 ^{ème} étage	Poutre principale	30×40	Appuis	76.13	103.61	6.49	1.34	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	91.08		7.88		8.01	3HA14+3HA12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	75.61	78.02	6.71	1.15	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	90.51		7.95		8.01	3HA14+3HA12
4,5 ^{ème} étage	Poutre principale	30×40	Appuis	78.84	101.67	6.74	1.34	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	94.88		8.72		9.24	2(3HA14)
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	61.19	60.87	4.32	1.15	4.62	3HA14
			Travée	61.95		4.38		4.62	3HA14
6 et 7 ^{ème} étage	Poutre principale	30×40	Appuis	73.24	91.24	6.35	1.34	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	96.32		7.86		8.01	3HA14+3HA12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	41.30	39.64	3.87	1.15	4.62	3HA14
			Travée	33.24		3.30		4.62	3HA14

Tableau V.1.Ferraillage des poutres principales et secondaires

V.1.3. Vérification des armatures selon le RPA 99

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales

✚ Pour les poutres principales

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 40 \times 30 = 48cm^2$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 30 = 72cm^2$

Amin sur toute la longueur de la poutre : $A_{min}=0.5\% \times b \times h=0.005 \times 40 \times 30=6cm^2$

✚ pour les poutres secondaires

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42cm^2$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63cm^2$

Amin sur toute la longueur de la poutre : $A_{min}=0.5\% \times b \times h=0.005 \times 30 \times 35=5.25cm^2$

- Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 14mm$ $L_r > 40 \times 14 = 56cm$ on adopte $L_r = 60cm$

$\phi_l = 12mm \Rightarrow l_r \geq 48cm$ onopte: $l_r = 50cm$

V.1.4. Les armatures transversales

a). Calcul de Φ_t

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1.4; \frac{40}{30}; \frac{30}{10}\right) \quad \text{ABAEL91 (art H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min(1.4; 1.33; 3)$$

$$\phi_t \leq 1.4 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Donc on opte pour } A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

b). Calcul des espacements des armatures transversales

Le cas le plus défavorable de l'espacement d'armatures transversales est donné selon le RPA/version2003 (art7.5.2.2).

1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec

$$1). S_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33.3 \text{ cm}$$

$$2). S_{t2} \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Armatures droites)}$$

$$S_{t2} \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_{t2} \leq 329.16 \text{ cm}$$

$$3). S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{3.14 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.3} = 104.66 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq 104.66 \text{ cm}$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2)

$$\checkmark \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{l \min}\right)$$

$$\text{Poutres principales : } S_t \leq \min(10; 168) = 10 \text{ cm} \text{ Soit: } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t \leq \min(8.75; 168) = 10 \text{ cm} \text{ Soit: } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Zone courante : } S_t \leq h/2$$

Poutres principales: $S_t \leq h/2 = 40/2=20\text{cm}$. Soit $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires: $S_t \leq h/2 = 35/2=17.5\text{cm}$. Soit $S_t = 15\text{cm}$

c).Vérification des sections d'armatures transversales : BAEL91 (art7.5.2.2)

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2 \text{ pour les poutres principales}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57\text{cm}^2 \text{ Pour les poutres secondaires}$$

$$A_t = 3.14 \geq A_t^{\min} = 1.8\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée pour toutes les poutres}$$

V.1.5. Vérification à l'ELU

a).Condition de non fragilité BAEL91 (Art F.IV.2)

Poutres principales: $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{la condition vérifiée}$

Poutres secondaires: $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.15\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{la condition vérifiée}$

b).Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots\text{BAEL91 (Art H.III.2)}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	137.61	1.239	3.33	Vérifiée
Secondaires	164.67	1.71	3.33	Vérifiée

Tableau V.2 : Vérification des contraintes tangentielles

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutres.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$. **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$ $\gamma_s = 1.15, f_e = 400\text{MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Poutres	$A_l(\text{cm}^2)$ appui	V_u (KN)	$M_a(\text{KN.m})$	$A_1^{\text{rive}}(\text{cm}^2)$	$A_1^{\text{int}}(\text{cm}^2)$	Observation
Principales	8.01	137.61	95.73	3.95	-5.36	Vérifiée
Secondaires	8.01	164.67	22.123	2.85	-3.84	Vérifiée

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

V.1.6. Vérification à l'ELS

a). Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	81.18	189573.00	14.76	9.75	15	Vérifiée
	Travées	40.81	102161.30	11.80	5.41	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	30.34	154282.05	13.67	4.26	15	Vérifiée
	Travées	20.01	154282.05	13.67	2.81	15	Vérifiée

Tableau V.4 .Vérification de l'état limite de compression du béton

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites:

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

	h_t (cm)	b (cm)	L (cm)	A_s (cm^2)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	525	9.24	0.076	0.033	0.0083	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	490	8.01	0.071	0.033	0.0083	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres

V.1.7. Schéma de ferrailage des Poutres

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

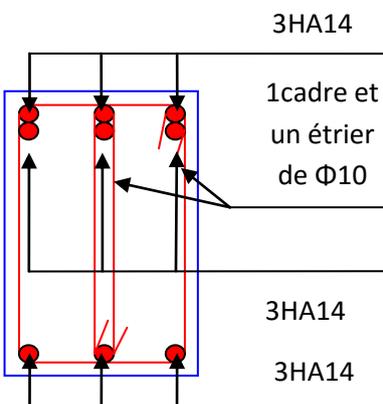
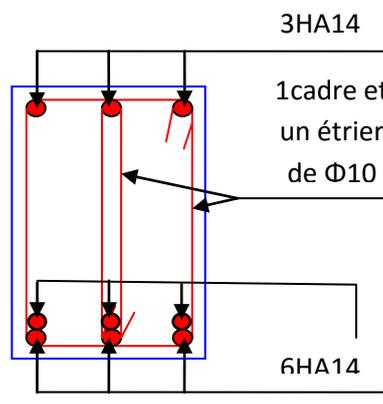
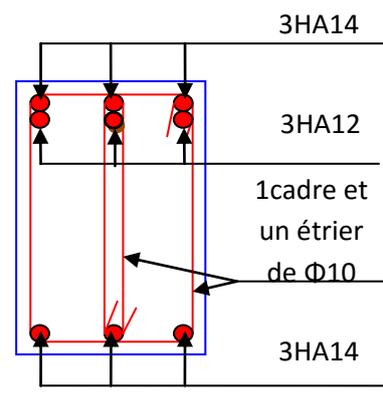
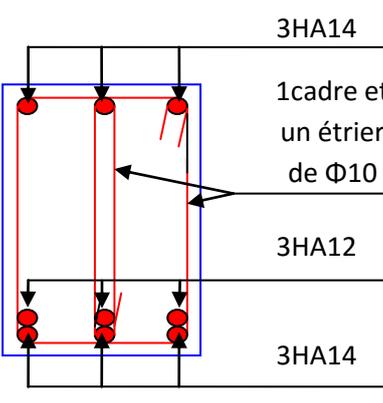
Type de poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferrailage des poutres du l'entresol	
		Coupe en appui	Coupe en travée
principales	30×40	 <p>3HA14 1cadre et un étrier de Ø10 3HA14 3HA14</p>	 <p>3HA14 1cadre et un étrier de Ø10 6HA14</p>
		 <p>3HA14 3HA12 1cadre et un étrier de Ø10 3HA14</p>	 <p>3HA14 1cadre et un étrier de Ø10 3HA12 3HA14</p>

Tableau .V.6. Schéma de ferrailage des Poutres

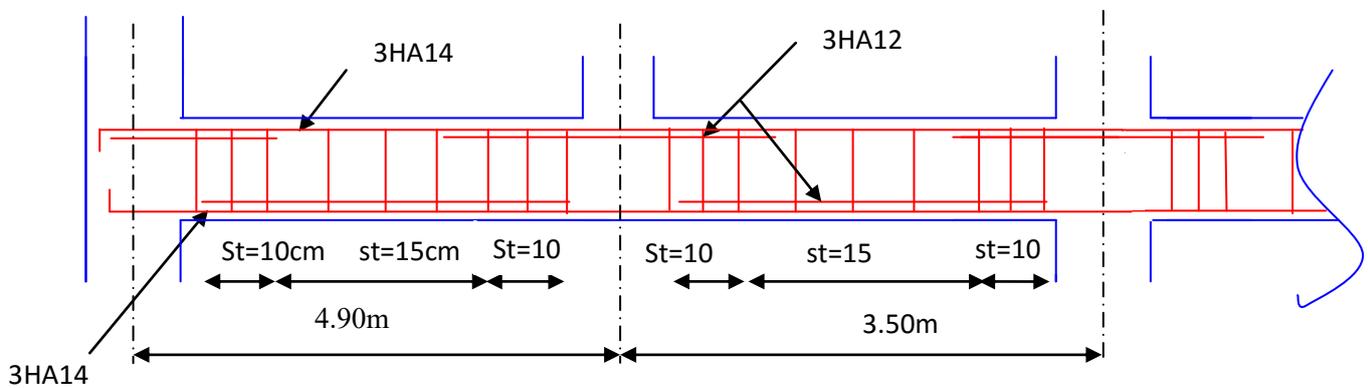


Fig.V.1.Schéma de ferrailage des poutres secondaires

V.2. Etude des poteaux

Ce sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées Par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du **SAP2000**

- 1). $1.35G+1.5Q$; 2). $G+Q$; 3). $G+Q+E$; 4). $G+Q-E$; 5). $0.8G+E$; 6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.1. Recommandations du RPA99 (version 2003)

a). Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ 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 en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

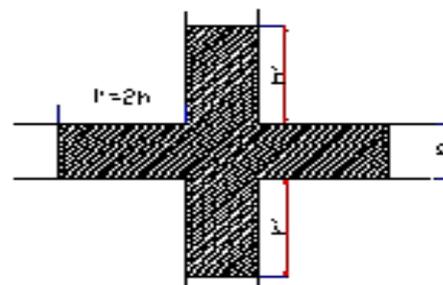
Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

h_e : hauteur d'étage, $b_1 \times h_1$: section de poteau



FigV.2 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99** sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Entresols 1,2	65×65	33.80	169	253.5
RDC et 1 ^{ème} étage	60×60	28.80	144	216
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	24.20	121	181.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	16.20	81	121.5

Tableau V.7.Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

b).Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V_u** : l’effort tranchant de calcul.
- **h₁** : hauteur totale de la section brute.
- **f_e** : contrainte limite élastique de l’acier d’armatures transversales.
- **ρ_a** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

il est pris égale à :

- 2.5 Si λg ≥ 5 (λg: l’élancement géométrique),
- 3.75 Si λg < 5.

avec : λg= l f/a ou λg= l f/b (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l longueur de flambement du poteau.

- **t** : est l’espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ;

Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : t ≤ Min (10Φ_L^{min}, 15cm).....(en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante: t ≤ 15Φ_L^{min}.....(en zones IIa).

La quantité d’armatures transversales minimale At/t.b1, en % est donnée comme suit :

- Si λg ≥ 5 : A_{min}^t = 0.3% (t×b₁)
- Si λg ≤ 3 : A_{min}^t = 0.8% (t×b₁)
- Si 3 < λg ≤ 5 : A_{min}^t on interpole entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ_t(au minimum).

V.2.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **SAP2000**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$
Entre sols 1,2	2510.64	10.41	166.82	1421.64	648.04	56.76
RDC et 1 ^{ème} étage	1911.80	24.21	137.22	1079.22	14.85	32.97
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1422.14	16.64	98.00	783.73	63.231	25.85
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	912.43	27.72	75.02	342.63	16.61	2.79
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	428.07	10.59	55.64	83.20	42.31	14.70

Tableau V.8.Sollicitations dans les poteaux

V.2.3. Calcul du ferrailage

On prend le ferrailage donné par le sap2000.

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Niveau	Sections	$A'(cm^2)$	$A(cm^2)$	$A_{RPA}(m^2)$	$A_{adap}(cm^2)$	Barres
Entresols1,2	65×65	0	33.2	33.80	34.81	4HA14+8HA16+4HA20
RDC et 1 ^{ème} étage	60×60	0	26.52	28.80	30.28	4HA14+12HA16
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	0	21.23	24.20	26.52	12HA14+4HA16
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	0	18.95	20	23.52	8HA12+4HA14+4HA16
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	0	14.85	16.20	18.10	16HA12

Tableau V.9.Ferrailage des poteaux

V.2.4.. Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents

Poteaux des différents niveaux donnés par le Sap 2000.

Sections (cm^2)	Φ_{Cm}^{max}	V_d (KN)	L_r Cm	$t_{zone\ nodale}$	$t_{zone\ courante}$	A_t (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_t^{adop} (cm^2)	Barres	Nombre de cadres
65×65	2	179.3 7	80	10	15	2.85	6.28	6.28	8HA10	4HA10
60×60	1.6	92.87	64	10	15	2.17	4.74	5.15	4HA10 + 4HA8	2HA10 + 2HA8
55×55	1.6	70.22	64	10	15	1.79	4.31	4.59	2HA10 + 6HA8	HA10 + 3HA8
50×50	1.6	65.51	64	10	15	1.84	3.88	4.02	8HA8	4HA8
45×45	1.6	58.60	64	10	15	1.83	3.30	4.02	8HA8	4HA8

Tableau V.10 : Calcul des armatures transversales

Conformément aux règles du **RPA 1999version2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}) \Rightarrow \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6.66mm \text{ Ce qui est vérifiée dans notre cas.}$$

V.2.5 .Vérifications

a). Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, 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. Et on doit vérifier que

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b : \text{ hauteur de la section nette} \\ a : \text{ largeur de la section nette} \end{array} \right. \quad B_r = (a - 2)(b - 2)$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{pour } \lambda \leq 50. \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 286cm = 200.2cm \text{ (Longueur de flambement).}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ (Rayon de giration).}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \text{ pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$Nd = 2510.64KN$$

$$lf = 200.2cm \rightarrow \lambda = 10.65 < 50 \rightarrow \alpha = 0.834$$

$$Br = (0.65 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.3969m^2.$$

$$Nu = 0.834 \times \left(\frac{0.3969 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 34.81 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 7.13MN$$

$$Nd = 2.510MN < 7.13MN \rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Entresol 1 ^e , 2	65×65	286	200.2	10.65	0.834	34.81	0.3969	7.13	2.510	Vérifiée
RDC et 1 ^{ère} étage	60×60	286	200.2	11.544	0.831	30.28	0.3364	6.05	1.911	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	286	200.2	12.60	0.753	26.52	0.2809	4.61	1.422	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	286	200.2	13.87	0.749	23.52	0.2304	3.80	0.912	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	286	200.2	15.4	0.743	18.10	0.1849	3.01	0.428	Vérifiée

Tableau V.11. Vérification du flambement pour les poteaux

b). Vérification des contraintes de compression :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité dans chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

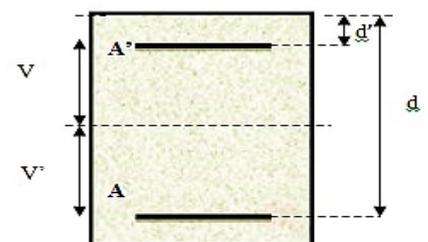
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \qquad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c2}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$



$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

/	Entresol 1et2	RDC et 1 ^{ème} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6et 7 ^{ème} étage
Section (cm ²)	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
d (cm)	60	55	50	45	40
A' (cm ²)	18.095	14.795	13.855	10.775	8.735
A (cm ²)	18.095	14.795	13.855	10.775	8.735
V (cm)	32.5	30	27.5	25	22.5
V' (cm)	32.5	30	27.5	25	22.5
I _{yy} (m ⁴)	0.0178	0.0135	0.0097	0.0065	0.0042
N ^{ser} (MN)	1.53352	1.38257	1.02724	0.66028	0.31297
M ^{ser} (MN.m)	0.02539	0.01799	0.01145	0.01899	0.00783
M _G ^{ser} (MN.m)	0.02539	0.01799	0.1145	0.01899	0.00783
σ _{bc1} (MPa)	3.68	3.82	3.30	3.06	1.78
σ _{bc2} (MPa)	2.76	3.02	2.66	1.60	0.94
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.12. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

c).Vérification aux sollicitations tangentielles

D’après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	σ _{bu} (MPa)	σ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
Entresol 1 et 2	65×65	200.2	3.08	0.040	60	179.37	0.42	1.00	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	200.2	3.33	0.040	55	92.87	0.25	1.00	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	200.2	3.64	0.040	50	70.22	0.23	1.00	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	200.2	4	0.040	45	65.51	0.26	1.00	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	200.2	4.44	0.040	40	58.60	0.28	1.00	Vérifiée

Tableau V.13.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

d).Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier que

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$

d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d’armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348MPa$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

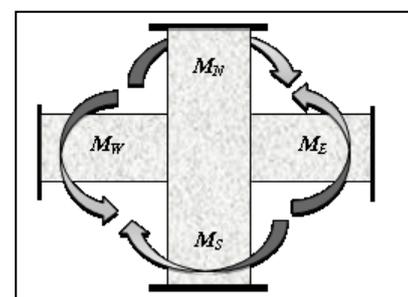


Fig. V.3: Les moments dans la zone nodale

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	MR(KN.m)
Entre sol 1et 2	65×65	58.5	34.81	708.66
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	54	30.28	569.02
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	49.5	26.52	456.83
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	45	23.52	368.32
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	40.5	18.10	255.10

Tableau V.14.Les moments résistants dans les poteaux

d-2).Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales

On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Niveau	$M_N(\text{KN.m})$	$M_S(\text{KN.m})$	$M_N+M_S(\text{KN.m})$	$M_W(\text{KN.m})$	$M_E(\text{KN.m})$	$1.25 (M_W+M_E)$ (KN.m)	Obs
Entre sol	708.66	708.66	1417.32	178.00	178.00	445.00	Vérifiée
RDC	708.66	569.02	1304.68	178.00	178.00	445.00	Vérifiée
Etage1	569.02	569.02	1138.04	178.0	178.00	445.00	Vérifiée
Etage2	456.83	569.02	1025.85	178.00	178.00	445.00	Vérifiée
Etage3	456.83	456.83	913.66	178.00	178.00	445.00	Vérifiée
Etage4	368.32	456.83	825.15	162.08	162.08	405.20	Vérifiée
Etage5	368.32	368.32	736.64	162.08	162.08	405.20	Vérifiée
Etage6	255.10	368.32	623.42	162.08	162.08	405.20	Vérifiée
Etage7	255.10	255.10	510.20	162.08	162.08	405.20	Vérifiée

Tableau V.15.Vérification de la zone nodale

- **Conclusion** : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

V.2.6. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets** : $L=10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10\text{cm}$
- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi_{\max} :$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}.$$

$$\text{On adopte: } L_r = 85\text{cm}.$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte: } L_r = 70\text{cm}.$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte: } L_r = 60\text{cm}.$$

$$L_r \geq 40 \times \phi_{\max} :$$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}.$$

$$\text{On adopte: } L_r = 50\text{cm}$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (**selon le RPA**).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right) \quad L' = 2h \quad h_e : \text{Hauteur de chaque poteau.}$$

- EntreSol, 1, 2 :

$$L' = 2 \times 65 = 130\text{cm}$$

$$h' = \max(47.66; 65; 65; 60\text{cm}) = 65\text{cm}.$$

- RDC, 1^{er} étage :

$$L' = 120\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}.$$

- 2^{ème} et 3^{ème} étage :

$$L' = 2 \times 55 = 110\text{cm}$$

$$h' = \max(47.66+; 55; 55; 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

- 4^{ème}, 5^{ème} étage :

$$L' = 100\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}.$$

- 6^{ème} et 7^{ème} étage :

$$L' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$$

$$h' = \max(47.66+; 45; 45; 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

Niveau	Section	Schéma de ferrailage des poteaux
Entresols 1 et 2	65×65	
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55×55	

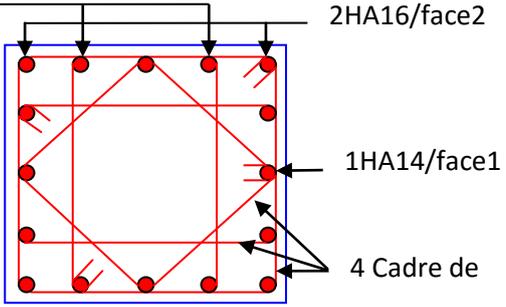
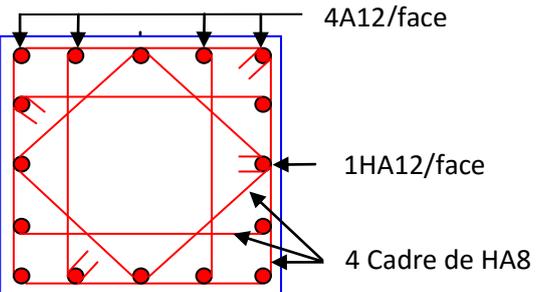
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50×50	
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	

Tableau V.16. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

V.3. Étude des voiles

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou **14 m** de hauteur dans la **zone IIa**.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations Issues des combinaisons suivantes

- 1). $1.35G+1.5Q$ 2). $G+Q\pm E$ 3). $0.8G\pm E$

V.1.2. Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e×L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit

$N_{max} \rightarrow M$ correspondant ; $N_{min} \rightarrow M$ correspondant ; $M_{max} \rightarrow N$ correspondant
 $d = 0.9 L$; $d' = 0.1 L$

$$A_{min}^{BAEL} = 0,23 \times d \times e \times \frac{f_{C28}}{f_e}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,0015 \times h \times e$$

$$A = \max(A^{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

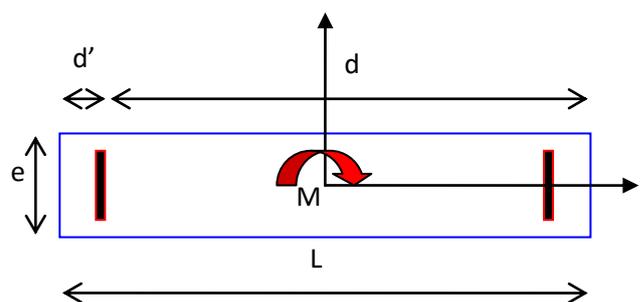


Fig. V.4: Schéma d'un voile pleine

• **Armatures horizontales :**

On fixe S_t et on calcul A_t avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos\alpha + \sin\alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

• **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\emptyset & \dots \dots \dots \text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\emptyset & \dots \dots \dots \text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

• **Diamètres des barres :**

$\phi < e/10$ zone courante.

• **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq \min(1, 5e; 30cm)$$

V.3.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **SAP2000**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.17: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x'.

Niveau	Voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entresols 1,2	V _{x1}	734.11	355.04	355.04	734.11	126.22	284.53	115.30
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V _{x1}	573.48	6.41	88.80	333.04	104.42	58.76	95.00
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V _{x1}	277.29	25.57	54.74	141.68	23.38	48.16	64.77

Tableau V.18: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x2} // à x-x'.

Niveau	Voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entresols 1,2	V _{x2}	-1295.88	513.46	513.46	1295.88	211.72	434.70	129.03
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V _{x2}	874.62	7.47	115.13	717.92	770.67	8.77	80.46
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V _{x2}	459.99	1.58	43.11	176.16	21.85	27.51	38.86

Tableau V.19: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x3} // à x-x'.

Niveau	Voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entresols 1,2	V_{x3}	889.95	433.85	543.11	88.30	217.05	525.95	158.74
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V_{x3}	665.45	50.32	123.50	458.85	60.87	10.04	134.78
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V_{x3}	311.51	26.06	71.76	301.28	32.08	7.29	74.94

Tableau V.20: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à y-y'.

Niveau	Voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entresols 1,2	V_{y1}	1075.80	797.95	1061.89	94.08	246.26	1019.24	250.77
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V_{y1}	895.36	61.35	228.79	809.24	108.92	86.19	180.39
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V_{y1}	462.84	81.04	81.04	462.68	30.87	46.24	92.37

Tableau V.21: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y2} // à y-y'.

Niveau	Voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entresols 1,2	V_{y2}	1531.03	383.58	546.00	269.85	22.34	518.46	125.35
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V_{y2}	1116.86	624.00	89.07	869.02	319.56	43.67	80.64
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V_{y2}	594.55	2.08	39.02	490.47	38.90	17.29	46.05

Tableau V.22: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y3} // à y-y'

Niveau	Voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entresols 1,2	V_{y3}	913.39	8.81	365.44	88.32	73.29	345.37	106.03
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V_{y3}	761.01	1.30	97.52	329.11	184.04	23.53	88.11
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V_{y3}	400.96	7.23	51.83	163.09	22.89	21.73	56.07

Tableau V.23: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{xy}

Niveau	Voile	Nmax→Mcor		Mmax→Ncor		Nmin→Mcor		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entresols 1,2	V_{xy}	869.14	230.55	313.63	47.39	92.81	303.45	137.31
RDC et 1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	V_{xy}	706.49	6.67	38.56	252.26	156.18	37.69	48.86
4, 5,6 et 7 ^{ème} étage	V_{xy}	340.9	11.69	43.00	103.34	23.19	35.67	20.68

V.3.3. Calcul du ferrailage

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} /face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

A_v^{min} /face : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adop} /face : Section d'armature verticale adoptée par face.

N^{barre} /face: nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement (il y a deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur $L/10$ et l'autre au milieu du voile).

A_h^{min} /face/ml : Section d'armature horizontale minimale pour 1mètre linéaire.

A_h^{cal} /face/ml : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_h^{adop} /face : Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

N^{barre} /face/ml : nombre de barres adoptées pour 1mètre linéaire.

Tableau V.24.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol 1,2	RDC, 1 ^{er} , 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5,6et 7 ^{ème} étage
Section (m^2)	0.25×1	0.20×1	0.15×1
$M(KN)$	284.53	6.41	25.57
$N(KN)$	126.22	573.48	277.29
Section	Partialement Comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
$V(KN)$	115.3	95.00	64.76
$L_t(cm)$	10	/	/
$\tau(MPA)$	0.710	0.739	0.672
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(MPA)$	5	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	6.10	/	/
$A_v^{min} (cm^2)$	3.75	4.00	3.00
$A_v^{adop} (cm^2)$	9.24	6.79	4.71
N^{bre} /par face	4HA16	6HA12	6HA10
$S_t(cm)$	15/7.5	15	15
$A_h^{cal} (cm^2)$	1.12	0.92	0.63
$A_h^{min} (cm^2)$	0.75	0.60	0.45
$A_h^{adop} (cm^2)$	2.26	1.01	1.01

$N^{bre} / \text{par Plan}$	2HA12	2HA8	2HA8
S_i (cm)	20	20	20

Tableau V.25.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	Entresols 1,2	RDC, 1,2 et 3 ^{ème} étage	4, 5,6 et 7 ^{ème} étage
Section (m^2)	0.25 × 1.20	0.20 × 1.20	0.15 × 1.20
M(KN)	434.70	115.13	1.58
N(KN)	211.72	717.92	459.99
Section	Partialement Tendue	Entièrement Tendue	Entièrement Comprimée
V (KN)	129.03	80.46	38.86
Lt(cm)	13	/	/
τ (MPA)	0.669	0.521	0.336
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPA)	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	12.18	13.22	/
A_v^{min} (cm^2)	4.5	4.8	3.6
A_v^{adop} (cm^2)	14.07	14.07	7.92
$N^{bre} / \text{par face}$	7HA16	7HA16	7HA12
S_i (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm^2)	1.05	0.65	0.31
A_h^{min} (cm^2)	0.75	0.6	0.45
A_h^{adop} (cm^2)	1.57	1.01	1.01
$N^{bre} / \text{par plan}$	2HA10	2HA8	2HA8
S_i (cm)	20	20	20

Tableau V.26.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	Entresols 1,2	RDC, 1 ^{er} , 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5,6 et 7 ^{ème} étage
Section (m^2)	0.25 × 1.20	0.20 × 1.20	0.15 × 1.20
M(KN)	525.95	50.32	26.06
N(KN)	217.05	665.45	311.51
Section	Partialement Tendue	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
V (KN)	158.74	134.78	74.94
Lt(cm)	110.5	/	/
τ (MPA)	0.823	0.874	0.648
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPA)	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	13.32	/	/
A_v^{min} (cm^2)	4.5	4.80	3.60
A_v^{adop} (cm^2)	14.07	7.92	5.50
$N^{bre} / \text{par face}$	7HA16	7HA12	7HA10

S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.29	1.09	0.61
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.60	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.27.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	Entresols 1,2	RDC, 1 ^{er} , 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5,6et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25 × 1.85	0.20 × 1.85	0.15 × 1.85
M(KN)	1019.24	828.79	81.04
N(KN)	246.26	809.24	462.48
Section	Partialement Tendue	Partialement Tendue	Entièrement Comprimée
V (KN)	250.77	180.39	92.37
L_t (cm)	172.9	143.9	/
τ (MPA)	0.843	0.758	0.518
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPA)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	19.16	3.81	/
A_v^{min} (cm ²)	6.93	7.4	5.55
A_v^{adop} (cm ²)	20.01	11.31	7.85
N^{bre} /par face	10HA16	10HA12	10HA10
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.32	0.95	0.49
A_h^{min} (cm ²)	0.75	0.60	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1.01	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.28.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux

Niveau	Entresols 1,2	RDC, 1 ^{er} , 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5,6et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25 × 1.20	0.20 × 1.20	0.15 × 1.20
M(KN)	518.46	89.07	2.08
N(KN)	22.34	869.02	594.55
Section	Partialement tendue	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
V (KN)	125.35	80.64	46.05
L_t (cm)	107.9	/	/
τ (MPA)	0.650	0.523	0.398

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(MPA)$	5	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	11.85	/	/
$A_v^{min} (cm^2)$	4.5	4.8	3.6
$A_v^{adop} (cm^2)$	14.07	7.92	5.50
$N^{bre} / par face$	7HA16	7HA12	7HA10
$S_t (cm)$	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	1.02	0.65	0.37
$A_h^{min} (cm^2)$	0.75	0.60	0.45
$A_h^{adop} (cm^2)$	2.26	1.01	1.01
$N^{bre} / par Plan$	2HA12	2HA8	2HA8
$S_t (cm)$	20	20	20

Tableau V.29.Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux

Niveau	Entresols 1,2	RDC, 1 ^{er} , 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5,6et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25 × 1	0.20 × 1	0.15 × 1
M(KN)	8.81	1.30	7.23
N(KN)	913.39	761.01	400.96
Section	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
V (KN)	106.03	88.11	56.07
$L_t (cm)$	/	/	/
$\tau (MPA)$	0.660	0.687	0.581
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(MPA)$	5	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	/	/	/
$A_v^{min} (cm^2)$	3.75	4.00	3.00
$A_v^{adop} (cm^2)$	6.79	6.79	4.71
$N^{bre} / par face$	6HA12	6HA12	6HA10
$S_t (cm)$	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	1.03	0.86	0.55
$A_h^{min} (cm^2)$	0.75	0.60	0.45
$A_h^{adop} (cm^2)$	2.26	1.01	1.01
$N^{bre} / par Plan$	2HA12	2HA8	2HA8
$S_t (cm)$	20	20	20

Tableau V.30.Sollicitations de calcul dans le voile V_{xy} dans tous les niveaux

Niveau	Entresols 1,2	RDC, 1 ^{er} , 2 et 3 ^{ème} étage	4, 5,6et 7 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25 × 1.30	0.20 × 1.30	0.15 × 1.30
M(KN)	6.12	7.61	0.78
N(KN)	904.88	800	400.53

Section	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée	Entièrement Comprimée
$V (KN)$	61.02	66.94	24.54
$L_t(cm)$	/	/	/
$\tau(MPA)$	0.292	0.147	0.196
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(MPA)$	5	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	/	/	/
$A_v^{min} (cm^2)$	6.5	5.2	3.9
$A_v^{adop} (cm^2)$	7.92	7.92	5.50
$N^{bre} /par\ face$	7HA12	7HA12	7HA10
$S_t (cm)$	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	0.46	0.50	0.18
$A_h^{min} (cm^2)$	0.75	0.60	0.45
$A_h^{adop} (cm^2)$	2.26	1.01	1.01
$N^{bre} /par\ Plan$	2HA12	2HA8	2HA8
$S_t (cm)$	20	20	20

- ✓ S.E.C : Section entièrement comprimé.
- ✓ S.P.C : Section partiellement comprimé

V.3.4. Schéma de ferrailage : voile Vy₂ au niveau d'Entresols 1et 2

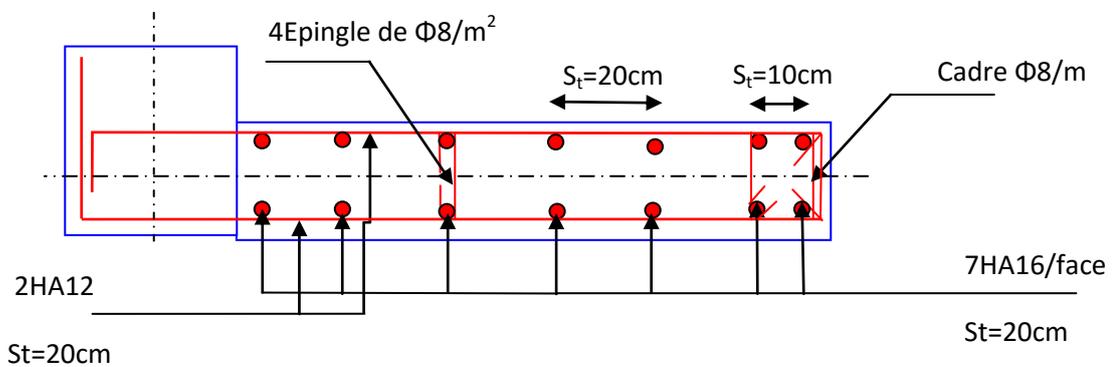


Fig. V.5: schéma de ferrailage de voile Vy₂ au niveau de entresols 1,2

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant vis-à-vis la résistance et la transmission des sollicitations donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le minimum donné par le RPA. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000 V14.2.2. Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations données par le SAP. D'ailleurs nous avons constaté que la section minimale d'armature exigée par le RPA99/2003 est importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

The background features a blue-tinted silhouette of a construction site. Three workers are visible, standing on a network of vertical and horizontal rebar. The workers are positioned at different heights and are engaged in tasks related to the rebar structure. The overall scene is rendered in a monochromatic blue color scheme against a white background.

Chapitre VI
Calcul de l'infrastructure

Introduction

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Elle reprend les charges de la structure et les transmet au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. On distingue les fondations superficielles (semelles et radiers) et les fondations profondes (pieux et puits)

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Selon le rapport de sol, la contrainte admissible est

1.8bar à une profondeur au moins de **3m***Annexe A*

VI.1.Choix de type des fondations

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante : $\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites, on passera au radier général.

VI.2.Combinaisons d'actions à considérer

D'après le *RPA99 (Article 10.1.4.1)* les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8 \times G \pm E \quad ; \quad 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

VI.3 Les vérifications de types de fondations

VI.3.1. Vérifications des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (a×b) d'où les semelles sont carrées (A×B).

$$N = N_{sup} + N_{inf}$$

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

N_{sup} : effort normal transmis par le poteau de la superstructure .

N_{inf} : effort normal transmis par le poteau de l'infrastructure+ poids estimer de la semelle .

Le poteau le plus sollicité dans la structure est un poteau central

$$N_{sup} = 3080.03 \text{KN}$$

$$N_{inf} = 25 \times 0.65 \times 0.65 \times 3 + 25 \times 0.4 \times 1.5 \times 1.5 = 54.18 \text{KN}$$

$$N = 3134.21 \text{KN}$$

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : $N = 3134.21 \text{KN}$

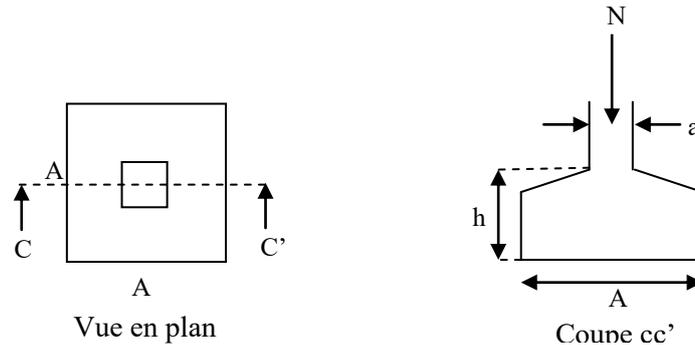


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{3.13421}{0.18}} = 4.17 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI. 3. 2. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 06 poteaux.

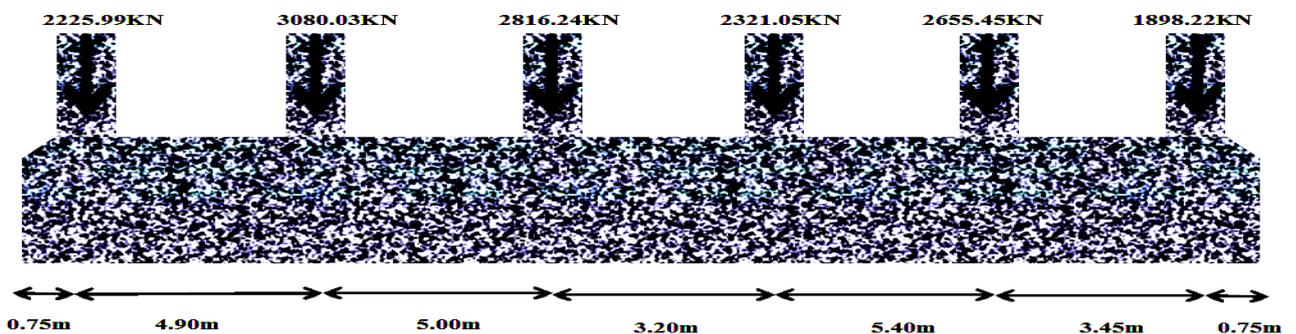


Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante

$$N_{SUP} = \sum N_i = 2225.99 + 3080.03 + 2816.24 + 2321.05 + 2655.45 + 1898.22 = 14996.98 \text{KN}$$

$$N_{INF} = 25 \times 1.5 \times 23.45 \times 0.4 + (25 \times 3 \times 0.65 \times 0.65) \times 6 = 541.875 \text{KN}$$

$$N=14996.98+541.875=15538.855\text{KN}$$

$$L = 23.45\text{m}$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{15.538855}{0.18 \times 23.45} = 3.68\text{m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 3.68m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas vu la distance entre les axes des deux portiques parallèles on remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles filantes, d'où l'emploi des semelles filantes est impossible, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.3.3. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

VI.4. Pré dimensionnement

a) Condition de coffrage (BAEL91)[1]

$$h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} \quad ; \quad h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} \quad ; \quad h_r : \text{Hauteur de la dalle} \quad ; \quad h_t : \text{Hauteur des nervures}$$

l_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Pour notre cas :

$$L_{\max} = 540 - 65 = 475\text{cm} \Rightarrow h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = 23.75\text{cm} \Rightarrow h_r = 25\text{cm}$$

$$L_{\max} = 540 - 65 = 475\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = 47.5\text{cm} \Rightarrow h_t = 50\text{cm}$$

b) Condition de rigidité (DTR BC-2.48)[2]

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\max}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{KN/m}^3$

B : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.75^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 67.87 \text{ cm}$$

Alors on opte pour une hauteur du radier $h_r = 30 \text{ cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 70cm pour les nervures.

c) Calcul de la surface du radier

$$N_{ser} = N_{sup} = 53437.54 \text{ KN. (Donnée par le SAP2000 V 14)}$$

$$N_{inf} = 416.20 \times 30 \times 0.7 = 8740.2 \text{ KN. (Poids de radier)}$$

$$N_{tot} = N_{sup} + N_{inf} = 62177.74 \text{ KN.}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{62.17774}{0.18} = 345.43 \text{ m}^2.$$

$S_{rad} < S_{bat} \Rightarrow$ Le radier ne déborde pas.

$$\text{Donc : } S_{bat} = S_{rad} = 416.20 \text{ m}^2$$

VI.5. Les vérifications nécessaires

a. Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec : **F** : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3 m

S : surface totale du bâtiment = 416.20 m²

γ_w : Poids volumique 10 kN/m³

$$P = 1.5 \times 3 \times 416.20 \times 10 = 18729 \text{ KN} < N = 53437.54 \text{ KN. Condition vérifiée}$$

b. Vérification au poinçonnement

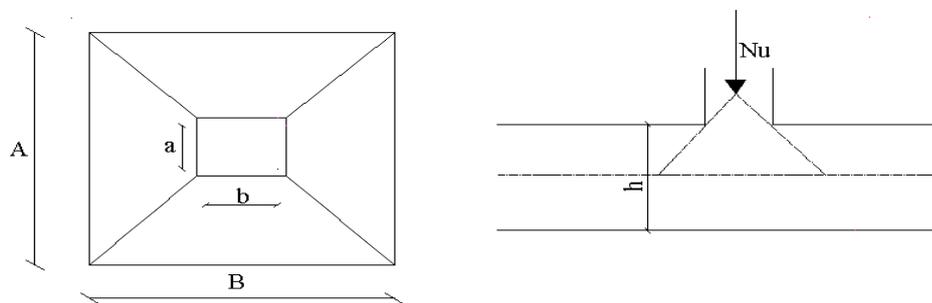


Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement

$$\text{Il faut vérifier que : } N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BEAL, A.5.2.42})$$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = (a + b + 2h_t) \times 2 = (0.65 + 0.65 + 2 \times 0.70) \times 2 = 5.4m$$

On trouve : $U_c = 5.4m$ et on a $N_u = 3080.03kN$

$$N_u = 3.08MN \leq 0.045 \times 5.4 \times 0.7 \times \frac{25}{1.15} = 3.69MN \text{ Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement

d'après le **CBA93 (article A.5.1.2.1.1)**, on doit vérifier la condition suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3MPa) = 2,5MPa$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S} = \frac{73886.07 \times 4.75 \times 1}{2 \times 416.20} = 421.62kN$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 30 = 27cm$$

$$\tau_u = \frac{421.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.56MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa. \text{ Condition vérifiée}$$

d. Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinale et transversale. (DTR BC 2.33.1 (article : 3.5.4.1(a))).

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Dans le sens } xx : \sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_y} \times X_g$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$$N = 48973.564kN \text{ et } M_y = 20728.80kN.m$$

D'après le programme **SOCOTEC** :

$$X_g = 14.23m ; Y_g = 8.97m ; I_{xx} = 2807.51m^4 ; I_{yy} = 9201.23m^4$$

$$\sigma_1 = \frac{48.973564}{416.20} + \frac{20.72880 \times 14.23}{9201.23} = 0.149MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{48.973564}{416.20} - \frac{20.72880 \times 14.23}{9201.23} = 0.085MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.149 + 0.085}{4} = 0.133MPa \leq \sigma_{sol} = 0.18MPa$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens xx

Dans le sens yy : $\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_g$

N=62800Kn et M_x=7156.635KN.m

$$\sigma_1 = \frac{62.8}{416.20} + \frac{7.156635 \times 8.97}{2807.51} = 0.170MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{62.8}{416.20} - \frac{7.156635 \times 8.97}{2807.51} = 0.146MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.17 + 0.146}{4} = 0.164MPa \leq \sigma_{sol} = 0.18MPa$$

Donc ; la contrainte est vérifiée dans le sens yy

e. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA 99. On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ (RPA99 : Art.10.1.5)

Sens xx : $e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{20728.80}{48973.564} = 0.42m \leq \frac{23.40}{4} = 5.85m$ condition vérifiée

Sens yy : $e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{7156.635}{62800} = 0.11m \leq \frac{22.95}{4} = 5.73m$ condition vérifiée

III.6. Ferrailage de radier

La dalle de radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

a) Calcul des sollicitations

G₀ : le poids propre de radie

$$G_0 = \gamma b \times hr = 25 \times 0.30 = 7.50KN/m^2$$

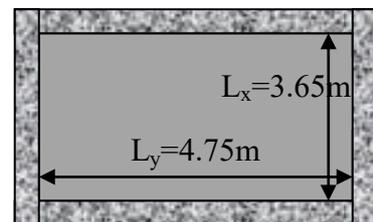


Figure VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0 = \frac{73886.07}{416.20} + 1.35 \times 7.50 = 187.65KN / m^2$$

ELU (ν = 0) : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.76 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les +deux directions

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \dots\dots\dots (Annexe 1)$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 151.9KN.m \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 80.11KN.m$$

Moment en travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 129.11KN.m \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 68.09KN.m \end{cases}$

Moment en appuis : $\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -75.95KN.m \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -40.05KN.m \end{cases}$

Effort tranchant : $V_{max} = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{187.65 \times 3.65}{2} = 342.46KN$

▪ ELS ($\nu = 0.2$)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.6580 \end{cases} \dots\dots\dots (Annexe1)$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{44716.58}{416.20} = 107.44KN/m^2 \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 96.18KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 63.28KN.m \end{cases}$$

Moment en travée $\begin{cases} M_t^x = 81.75KN.m \\ M_t^y = 53.78KN.m \end{cases}$; Moment aux appuis $\begin{cases} M_a^x = -48.09KN.m \\ M_a^y = -31.64KN.m \end{cases}$

b) Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.60) m2, et en respectant la condition de non fragilité suivante

Pour : h>12cm, HAfe400, et $\alpha \geq 0.4$:

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) bh_R = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.76}{2}\right) \times 100 \times 30 = 2.68cm^2 \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4cm^2 \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement(cm)
Sens xx	En travée	129.11	5.97	2.68	4HA14=6.16	33
	En appuis	-75.95	3.64		5HA12=5.65	25
Sens yy	En travée	68.09	3.49	2.4	5HA12=5.65	25
	En appuis	-40.05	2.14		5HA12=5.65	25

Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier

c) Vérifications à l'ELU

a) Vérification au cisaillement

$$\bar{\tau} = \frac{v_{u,y}}{b \times d} = \frac{361.20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.33 \text{MPa} < \frac{0.07}{1.15} \times f_{c28} = 1.52 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\bar{\tau} = \frac{v_{u,x}}{b \times d} = \frac{272.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1 \text{MPa} < \frac{0.07}{1.15} \times f_{c28} = 1.52 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{ux} = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 272.67 \text{KN} \quad ; \quad V_{uy} = \frac{p_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 361.20 \text{KN}$$

d) Vérifications à l'ELS

a) État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Observation	
Sens xx	En travée	81.75	6.16	9.2	4.3	Vérifiée
	En appuis	-48.09	5.65	8.8	2.6	Vérifiée
Sens yy	En travée	53.78	5.65	8.8	3.2	Vérifiée
	En appuis	-31.64	5.65	8.8	1.9	Vérifiée

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton

b) Les contraintes dans l'acier

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right] = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa}$$

Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	Observation	
Sens xx	En travée	81.75	6.16	9.2	317.8	Non Vérifiée
	En appuis	-48.09	5.65	8.8	201.4	Vérifiée
Sens yy	En travée	53.78	5.65	8.8	250.5	Non Vérifiée
	En appuis	-31.64	5.65	8.8	147.3	Vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier

La contrainte de l'acier σ_s en travée selon xx et yy est supérieure à la contrainte admissible, la condition n'est pas vérifiée on doit donc augmenter la section des aciers.

Soit : $A_t^* = 6HA14 = 9.24 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Annexe 3}$

Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$A(cm^2)$	Y	$\sigma_s(MPa)$	Observation
Sens xx	En travée	81.75	9.24	11.2	Vérifiée
Sens yy	En travée	53.78	6.79	9.6	Vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes nouvelles

C. Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant:

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm. Pour notre cas } S_t = 20\text{ cm.}$$

e) Schéma de ferrailage du radier

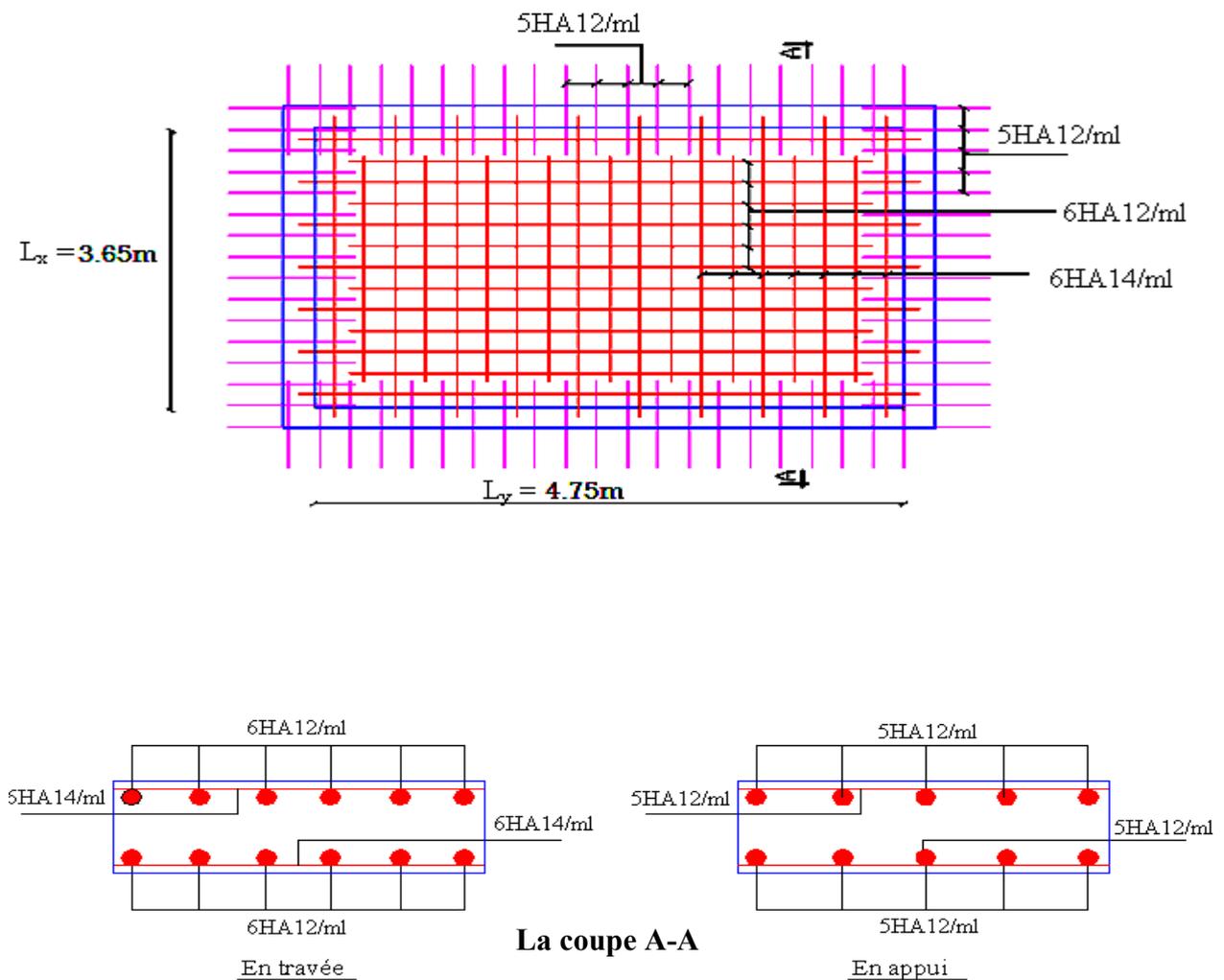


Figure VI.5 : Schémas du ferrailage du radier

III.7. Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on opte le même ferrailage pour les autres nervures.

a. Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdale et les charges triangulaire par des charges uniformément réparties.

▪ Charges trapézoïdales

$$\left\{ q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] ; \right. \left. q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \right.$$

▪ Charges triangulaires

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant la même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Pour la nervure de rive on divise la charge équivalente sur deux

b. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0.70 \text{ m} ; h_0=0.30 \text{ m} ; b_0=0.65 \text{ m} ; d=0.65 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min(51, 192.5)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq 51 \text{ cm}$$

On prend : $b_1=50 \text{ cm}$.

$$\text{Donc : } b=2b_1+b_0=2 \times 50+65=165 \text{ cm}$$

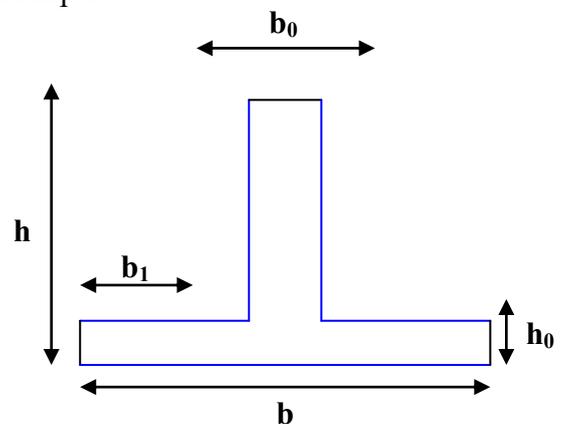


Fig. VI.6 : Section à ferrailer.

- Disposition des nervures

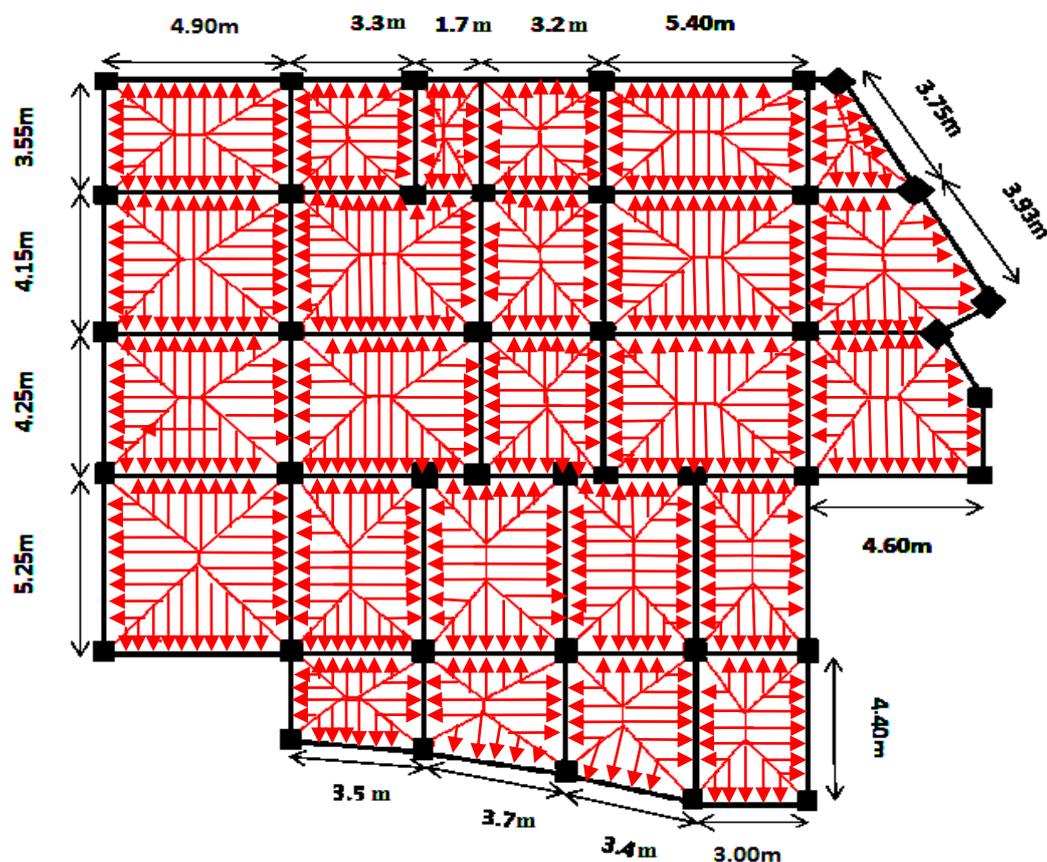


Fig. VI.7: disposition des nervures.

Tableau VI.5. Sollicitations sur la nervure le plus défavorable dans le sens x-x

Localisation	M_t (KN. m)	M_a (KN. m)	V (KN)
Sens x-x	530.16	921.02	818.36

Tableau VI.6. Sollicitations sur la nervure le plus défavorable dans le sens y-y

Localisation	M_t (KN. m)	M_a (KN. m)	V (KN)
Sens y-y	524.61	927.02	818.36

c. Vérifications à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$

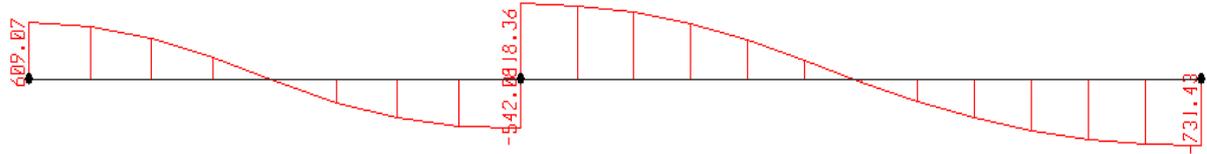


Fig. VI.8: diagramme des efforts tranchants de la nervure la plus sollicitée sens x-x.

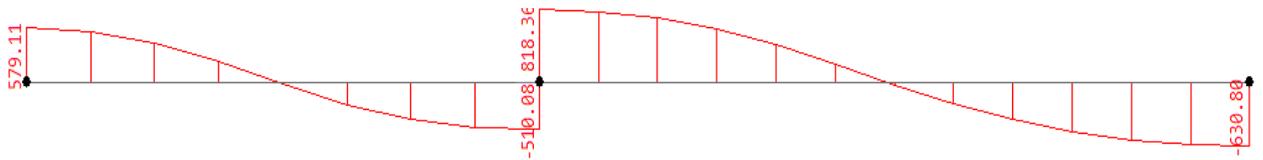


Fig. VI.9: diagramme des efforts tranchants de la nervure la plus sollicitée sens y-y.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7.Vérification de l'effort tranchant.

Sens	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens Y-Y	818.36	0.76	2.5	Vérifiée
Sens X-X	818.36	0.76	2.5	Vérifiée

▪ Ferrailage des nervures

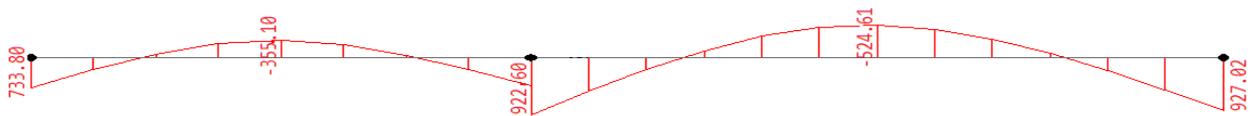


Fig. VI.10: diagramme des moments de la nervure la plus sollicitée sens y-y.

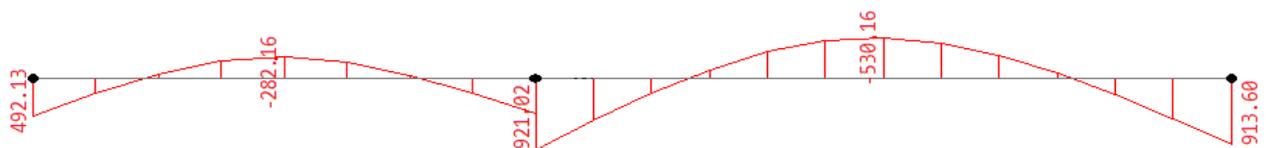


Fig. VI.11: diagramme des moments de la nervure la plus sollicitée sens x-x.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.8. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens Y-Y).

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix
y-y	Travée	524.61	18.22	16.93	18.85	6HA20
	Appui	927.02	32.26	16.93	37.70	12HA20

Tableau VI.9. Résumé des résultats (ferraillage des nervures dans le sens x-x).

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Choix
x-x	Travée	530.16	18.02	16.93	18.85	6HA20
	Appui	921.02	32.05	16.93	37.70	12HA20

d. Vérifications à l'ELS

État limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

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 récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		$M(KN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)
Y-Y	travée	524.61	14.46	0.149×10^7	5.09	15	269.35	201.63
	appui	927.02	25.02	0.248×10^7	9.35	15	240.79	201.63
X-X	travée	530.16	30.70	0.439×10^7	3.70	15	269.23	201.63
	appui	921.02	40.16	0.487×10^7	7.59	15	240.79	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferraillage.

Localisation		Choix par (m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Y-Y	travée	6HA20+6HA16	30.91	18.17	0.224×10^7	3.07	169.98
	appui	12HA20+6HA16	49.76	22.48	0.325×10^7	4.60	192.07
X-X	travée	6HA20+6HA16	96.51	34.38	0.224×10^7	3.07	169.98
	appui	12HA20+6HA16	71.96	40.16	0.325×10^7	4.60	192.07

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

e. Armatures transversales

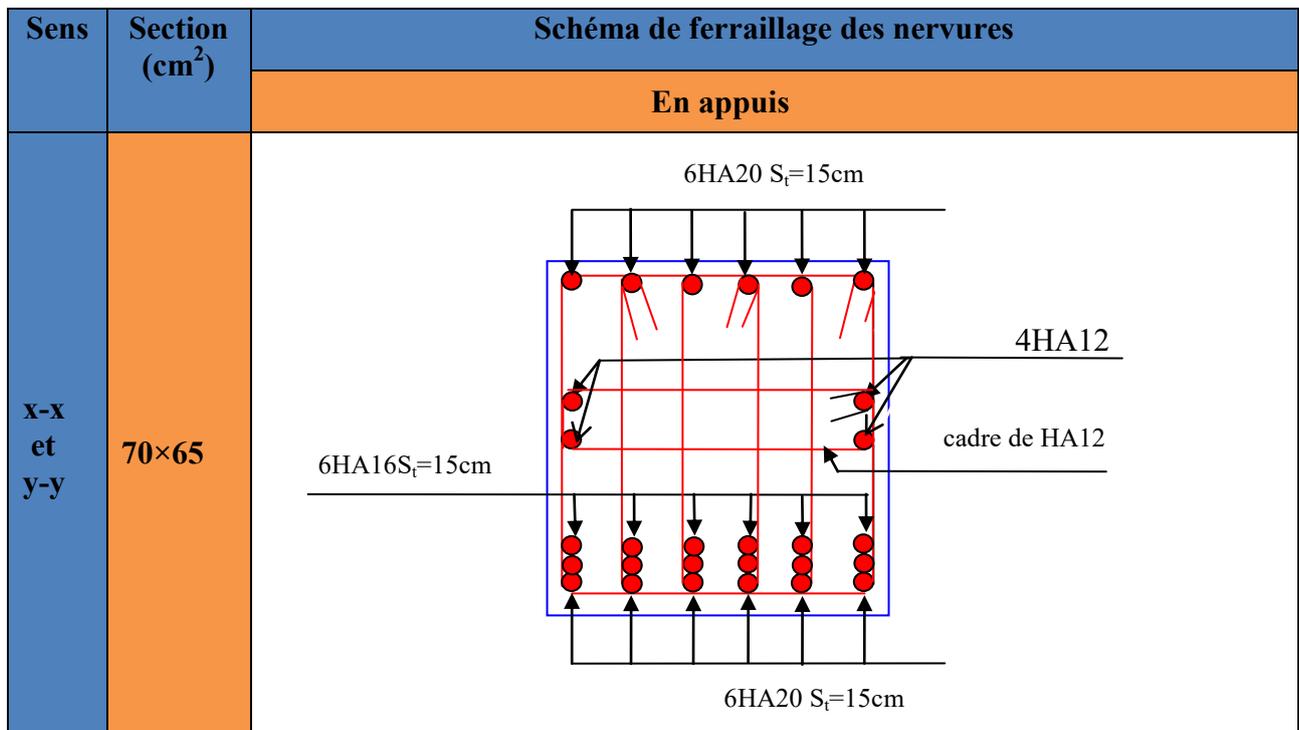
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20, 30, 16)$$

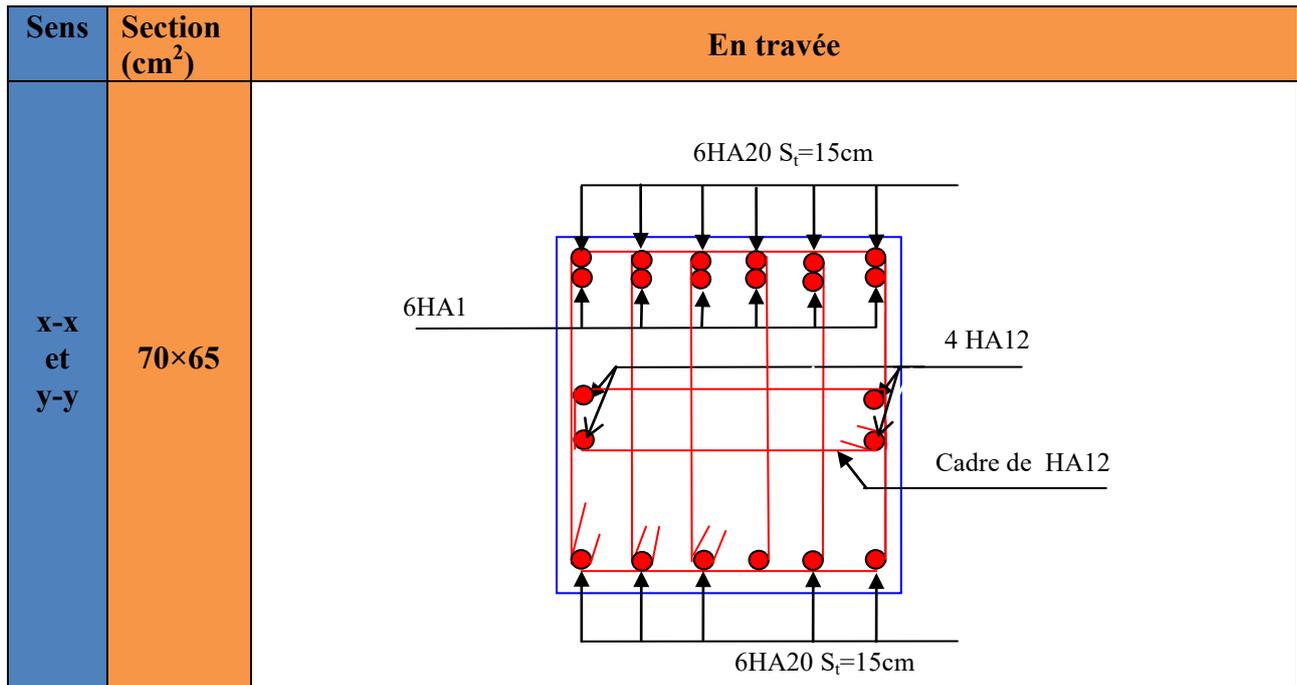
$\phi_t \leq 16\text{mm}$ donc on opte HA10

f. Espacement des aciers transversaux

Soit 6HA12=6.79 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux +étrier)

Schémas de ferrailage des nervures





VI.8. Etude du voile périphérique

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile sera calculé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier). Ce voile doit satisfaire les exigences minimales du RPA 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.

Pour notre cas le voile est soumis à la poussée des terres et la surcharge (q) qui est due au poids de la route qui passe juste à côté de la structure. Elle est estimée selon le DTR C.2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitations) à 65KN/m²

Selon le rapport du sol établi par le LNHC, les caractéristiques du sol de l'assise de notre structure sont :

VI.8.1. Détermination des contraintes

La contrainte qui s'exerce sur la face du voile est :

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V$$

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

Avec : $\sigma_V = q + \gamma \times h$

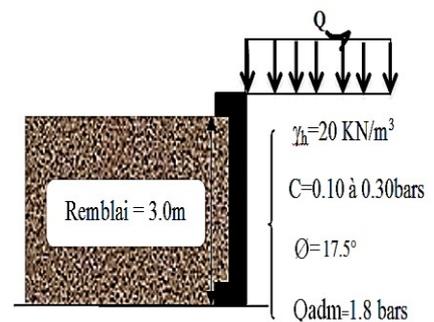


Figure VI.12 : Schéma du voile périphérique

K_a : coefficient de poussée des terres au repos qui est donnée par la formule suivante :

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{17.5}{2}\right) = 0.53$$

A ELU : $\sigma_H = K_a (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h)$

Pour $h=0$: $\Rightarrow \sigma_H = 51.67 \text{KN} / \text{m}^2$

Et $L_x = h = 3.00 - 0.4 = 2.60 \text{m}$

Pour $h=2.6 \text{m}$: $\Rightarrow \sigma_H = 88.88 \text{KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 79.57 \text{KN} / \text{m}^2$$

A ELS : $\sigma_H = K_a (q + \gamma \times h)$

Pour $h=0$: $\sigma_H = 34.45 \text{KN} / \text{m}^2$

Pour $h=2.6 \text{m}$: $\sigma_H = 62.01 \text{KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 55.12 \text{KN} / \text{m}^2$$

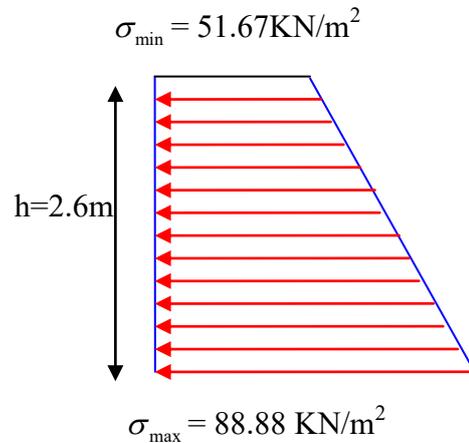


Figure VI.13 : Répartition des contraintes sur le voile à l'ELU

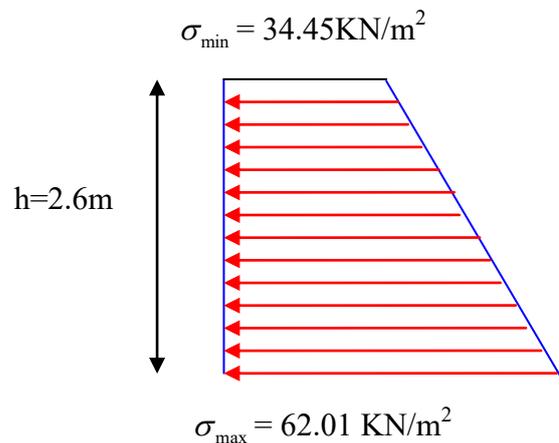


Figure VI.14 : Répartition des contraintes sur le voile à l'ELS

V.8.2. Ferrailage du voile

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne

$$l_x = 2.6 \text{m}$$

$$l_y = 4.75 \text{m}$$

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

$$b = 1 \text{ml}$$

a) Calcul des sollicitations

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.54 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

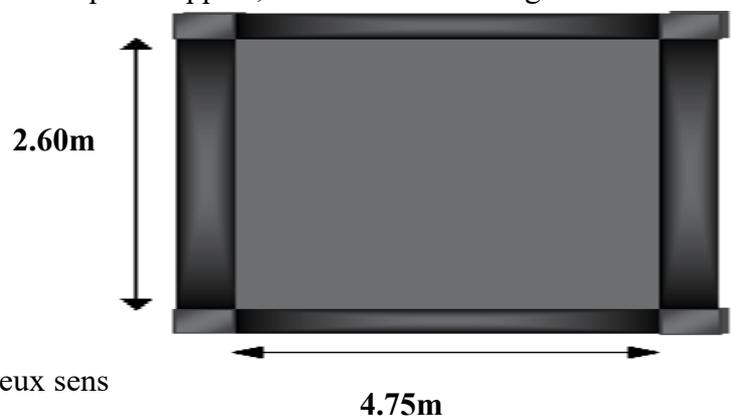


Figure VI.15 : Le panneau le plus sollicité

$$\text{A ELU } :(\nu = 0) \alpha = 0.54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Annexe 1})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 48.84 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 12.21 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 41.51 \text{KN.m} \quad ; \quad M_y^t = 0.85 M_{0y} = 10.37 \text{KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_{0x} = -24.42 \text{KN.m}$$

$$\text{A ELS } :(\nu = 0.2) \alpha = 0.54 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Annexe 1})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 35.32 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 14.30 \text{KN.m}$$

$$M_x^t = 30.02 \text{KN.m} \quad ; \quad M_y^t = 12.15 \text{KN.m} \quad ; \quad M^a = -17.66 \text{KN.m}$$

b) Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.20) m2, et en respectant la

condition de non fragilité suivante : Pour h>12 cm et $\alpha \geq 0.4$:

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Moment(KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adopté(cm ²)	Espacement(cm)
Sens xx	En travée	41.51	8.47	1.968	8HA12=9.05	14
	En appuis	-24.42	5.04		7HA10=5.50	16.5
Sens yy	En travée	10.37	2.09	1.6	5HA8=2.51	25
	En appuis	-24.42	5.04		7HA10=5.50	16.5

Tableau VI.11: Tableau du ferrailage du voile périphérique

V.8.3. Vérifications à l'ELS

a) État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		$M_{ser}(KN.m)$	$A(cm^2)$	$Y(cm)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Observation
Sens xx	En travée	30.02	9.05	5.20	8.90	Vérifiée
	En appuis	-17.66	5.50	4.20	6.30	Vérifiée
Sens yy	En travée	12.15	2.5	3	5.70	Vérifiée
	En appuis	-17.66	5.50	4.20	6.30	Vérifiée

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes dans le béton

b) Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

Localisation		$M_{ser}(KN.m)$	$A(cm^2)$	Y	$\sigma_s(MPa)$	Observation
Sens xx	En travée	30.02	9.05	5.20	253.70	Non Vérifiée
	En appuis	-17.66	5.50	4.20	246.10	Non Vérifiée
Sens yy	En travée	12.15	2.5	3	242.60	Non Vérifiée
	En appuis	-17.66	5.50	4.20	246.10	Non Vérifiée

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans l'acier

La contrainte dans l'acier σ_s en travée et en appuis, selon xx et yy est supérieure à la contrainte admissible, la condition n'est pas vérifiée on doit donc augmenter les sections des aciers.

$$A_t^x = 7HA14 = 10.78cm^2$$

$$\text{Soit : } A_t^y = 5HA10 = 3.93cm^2$$

$$A_a = 6HA12 = 6.79cm^e \dots\dots\dots \text{Annexe3}$$

Localisation		$M_{ser}(KN.m)$	$A(cm^2)$	Y	$\sigma_s(MPa)$	Observation
Sens xx	En travée	30.02	10.78	5.50	214.90	Vérifiée
	En appuis	-17.66	6.79	4.60	198.4	Vérifiée
Sens yy	En travée	12.15	3.93	3.70	219.40	Vérifiée
	En appuis	-17.66	6.79	4.60	198.4	Vérifiée

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes nouvelles

Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivante:

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

Le ferrailage nouvel adopté est résumé dans le tableau suivant :

Localisation		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée(cm ²)	Espacement(cm)
Sens xx	En travée	30.02	8.47	1.97	7HA14=10.78	16.5
	En appuis	-17.66	5.04		6HA12=6.79	20
Sens yy	En travée	12.15	2.09	1.6	5HA10=3.93	25
	En appuis	-17.1	5.04		6HA12=6.79	20

Tableau VI.15 : Tableau du ferrailage final adopté pour le voile périphérique

Schéma de ferrailage du voile périphérique

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m² de diamètre ϕ

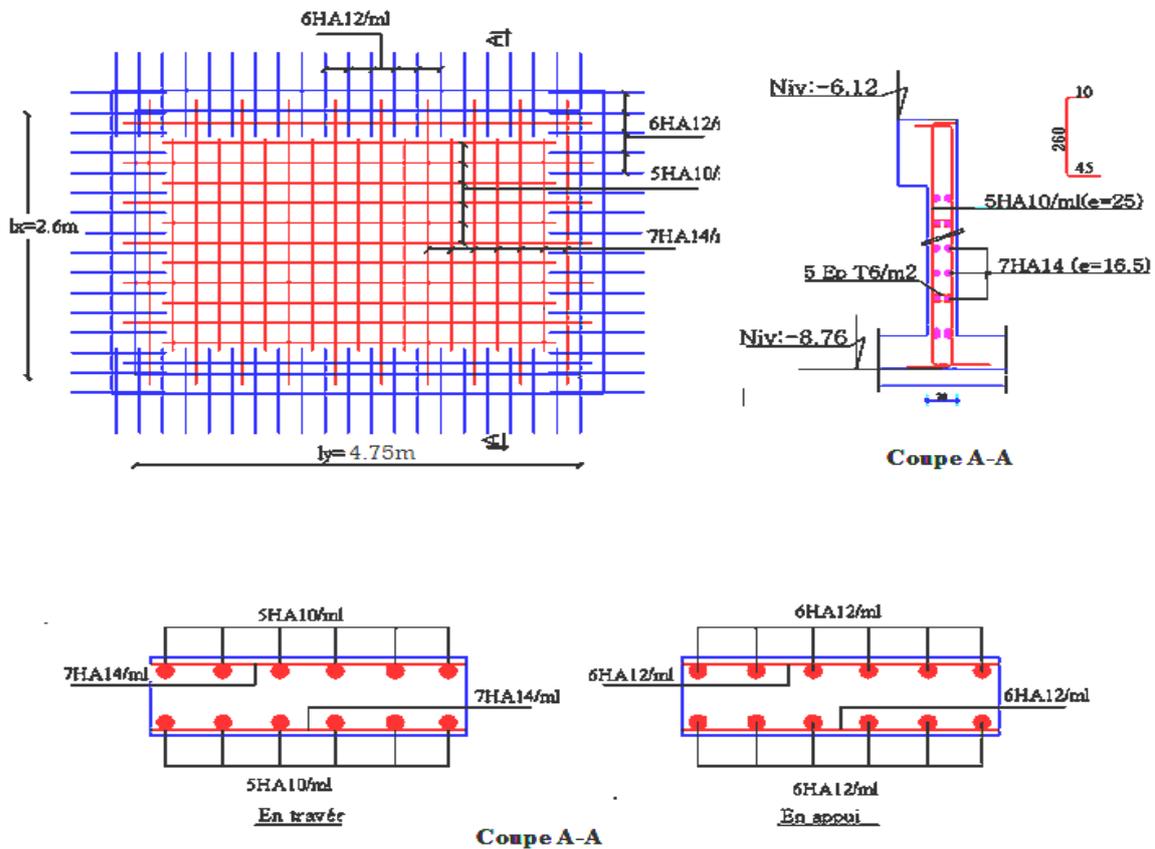


Figure VI.16 : Schéma du ferrailage du voile périphérique.

VI.9. Etude des voiles de soutènement

Un mur de soutènement de hauteur **8.50m** est prévu, ce mur doit satisfaire les exigences minimales du **RPA 99version2003** :

- 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.

- Pour notre cas le mur est soumis à la poussée des terres et à la charge Q due au poids de la route qui passe juste à côté de la structure, elle est estimée selon le **DTRC.2.2** à **65KN/m²**.

VI.9.1. Mur de soutènement avec une charge répartie

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$$

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$$\sigma_V = q + \gamma \cdot h$$

K_a : coefficient de poussée des terres au repos

qui est donnée par la formule suivante : $K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$

$$K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{17.5}{2}\right) = 0.53$$

A ELU : $\sigma_H = K_a(1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h + Q_u)$

$$2.04 + 3.06 = 5.1m$$

$$\text{Pour } h=5.1m : \sigma_H = 209.32KN/m^2$$

$$2.04 + 3.06 + 2.60 = 7.7m.$$

$$\text{Pour } h=7.7m : \sigma_H = 246.53KN/m^2$$

$$H = 7.7 - 5.1 = 2.6m$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 237.22KN/m^2$$

A ELS : $Q_s = 71.68KN/m^2$

$$\sigma_H = K_a(q + \gamma \times h + Q_s)$$

$$\text{Pour } h=5.1m : \sigma_H = 151.20KN/m^2$$

$$\text{Pour } h=7.7m : \sigma_H = 178.75KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 171.86KN/m^2$$

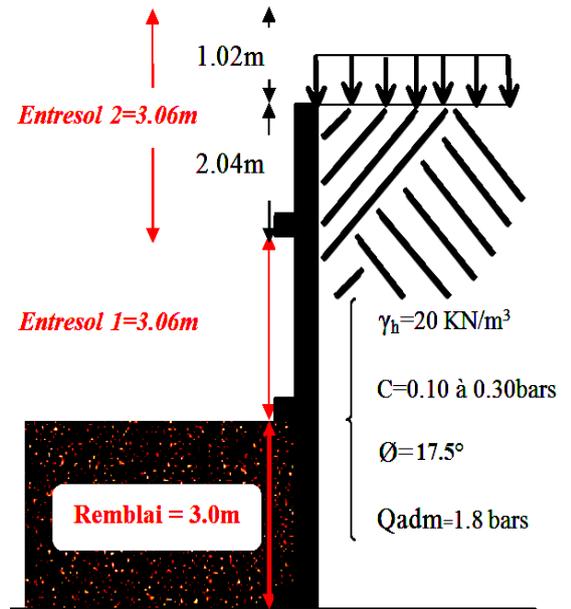
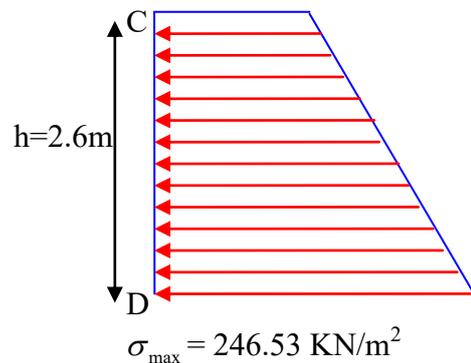


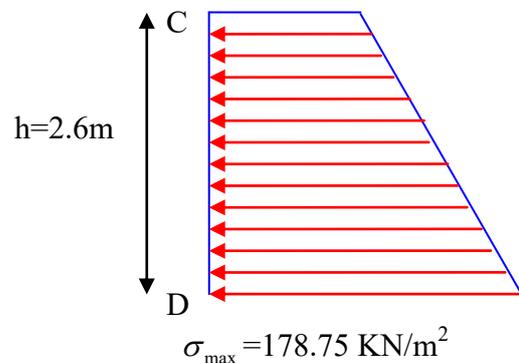
Figure VI.17 : Schéma du mur de soutènement

$$\sigma_{min} = 209.32KN/m^2$$



FigureVI.18 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU

$$\sigma_{min} = 151.20KN/m^2$$



FigureVI.19 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS

VI.9.2. Ferrailage du mur

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne

$$l_x = 2.60m \quad l_y = 4.40m \quad e = 20cm \quad b = 1ml$$

a. Calcul des sollicitations

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.59 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

2.60m

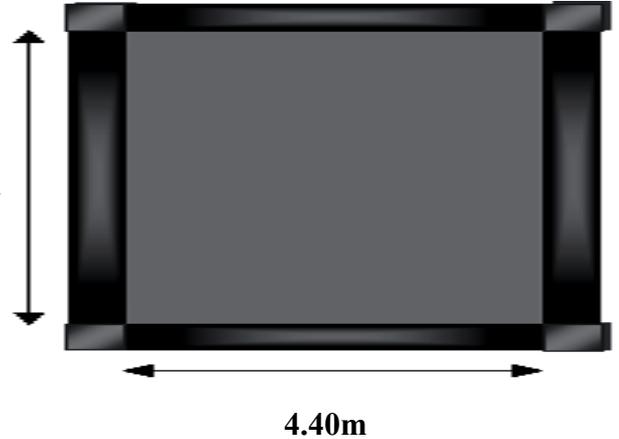


Figure.20: Le panneau le plus sollicité

$$\blacksquare \text{ A ELU } : (\nu = 0) \quad \alpha = 0.59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases} \dots\dots (\text{Annexe 1})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 134.06KN.m \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 37.83KN.m$$

$$M_x^t = 0.85M_{0x} = 113.95KN.m \quad ; \quad M_y^t = 0.85M_{0y} = 32.15KN.m$$

$$M^a = -0.5M_{0x} = -67.03KN.m$$

$$\blacksquare \text{ A ELS } : (\nu = 0.2) \quad \alpha = 0.59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0884 \\ \mu_y = 0.4565 \end{cases} \dots\dots (\text{Annexe 1})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 102.70KN.m \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 46.88KN.m$$

$$M_x^t = 87.29KN.m \quad ; \quad M_y^t = 39.85KN.m \quad ; \quad M^a = -51.35KN.m$$

B. Vérifications à l'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.20) m², et en respectant la condition de non fragilité suivante : Pour $h > 12$ cm et $\alpha \geq 0.4$

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.59}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.928cm^2 \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6cm^2 \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	Aadoptée(cm ²)	Espacement(cm)
Sensxx	En travée	113.95	10.71	1.928	9HA14=13.85	12.50
	En appuis	-67.03	6.15		7HA12=7.92	16.50
Sens yy	En travée	32.15	4.97	1.6	7HA12=7.92	20
	En appuis	-67.03	6.15		7HA12=7.92	16.50

Tableau VI.16 : Tableau du ferrailage du voile de soutènement

C. Vérifications à l'ELS

- État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	87.29	13.85	8.30	7.60	Vérifiée
	En appuis	-51.35	7.92	6.60	5.50	Vérifiée
Sens yy	En travée	39.85	7.92	6.60	5.70	Vérifiée
	En appuis	-51.35	7.92	6.60	5.50	Vérifiée

Tableau VI.17 : Tableau du Vérification des contraintes dans le béton

On voit bien que les contraintes dans le béton sont vérifiées dans les deux directions.

- Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ _s (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	87.29	13.85	8.30	226.80	Vérifiée
	En appuis	-51.35	7.92	6.60	227.70	Vérifiée
Sens yy	En travée	39.85	7.92	6.60	237.60	Vérifiée
	En appuis	-51.35	7.92	6.60	227.70	Vérifiée

Tableau VI.18 : Vérification des contraintes dans l'acier

On voit bien que les contraintes dans l'acier sont vérifiées dans les deux directions.

D. Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivante:

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm. pour notre cas } S_t = 15 \text{ cm}$$

E. Schéma de ferrailage des voiles de soutènement

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m² de diamètre $\phi 6$

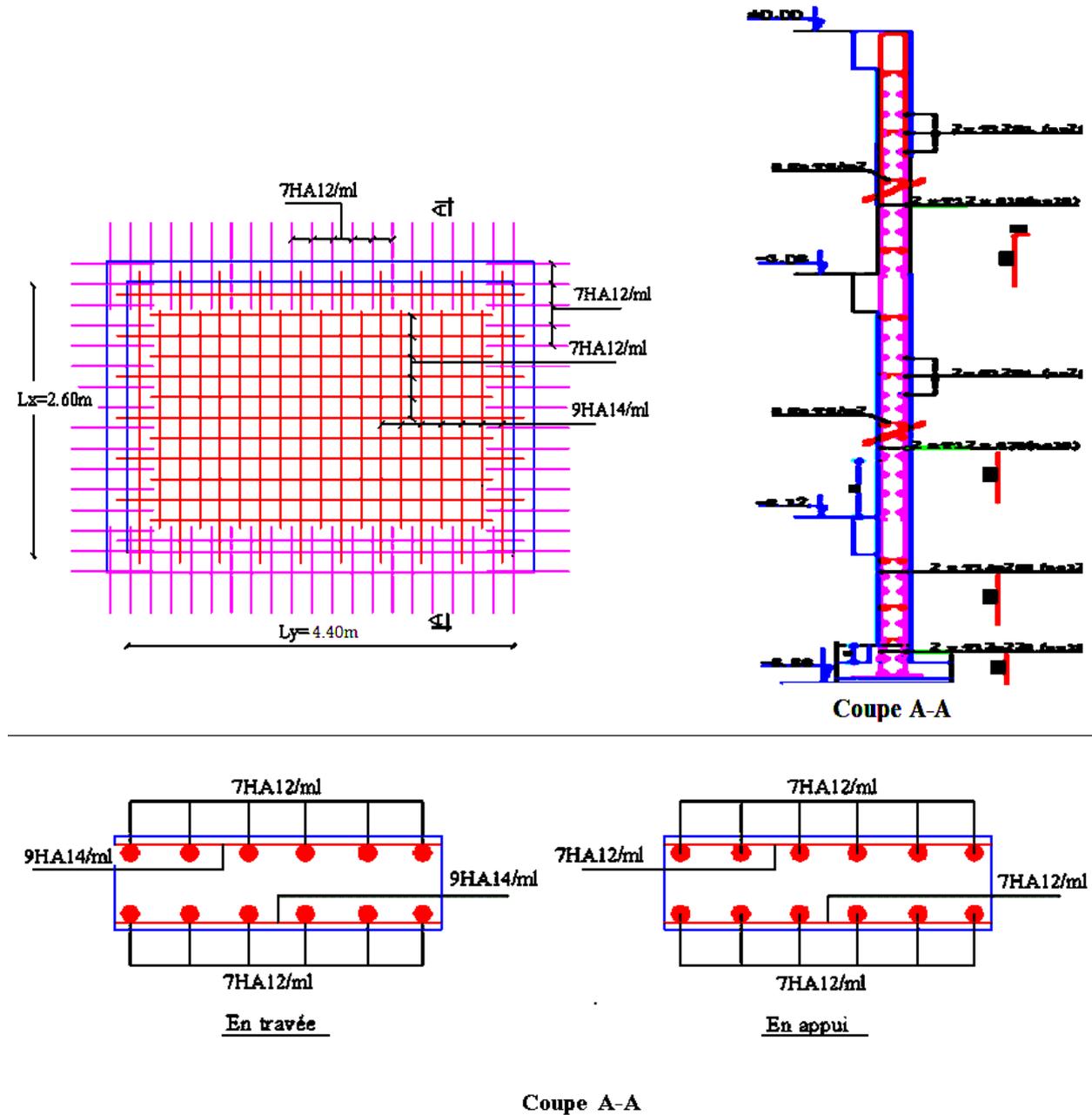


Figure VI.21 : Schéma du ferrailage du voile de soutènement

SYSTEME DE DRAINAGE

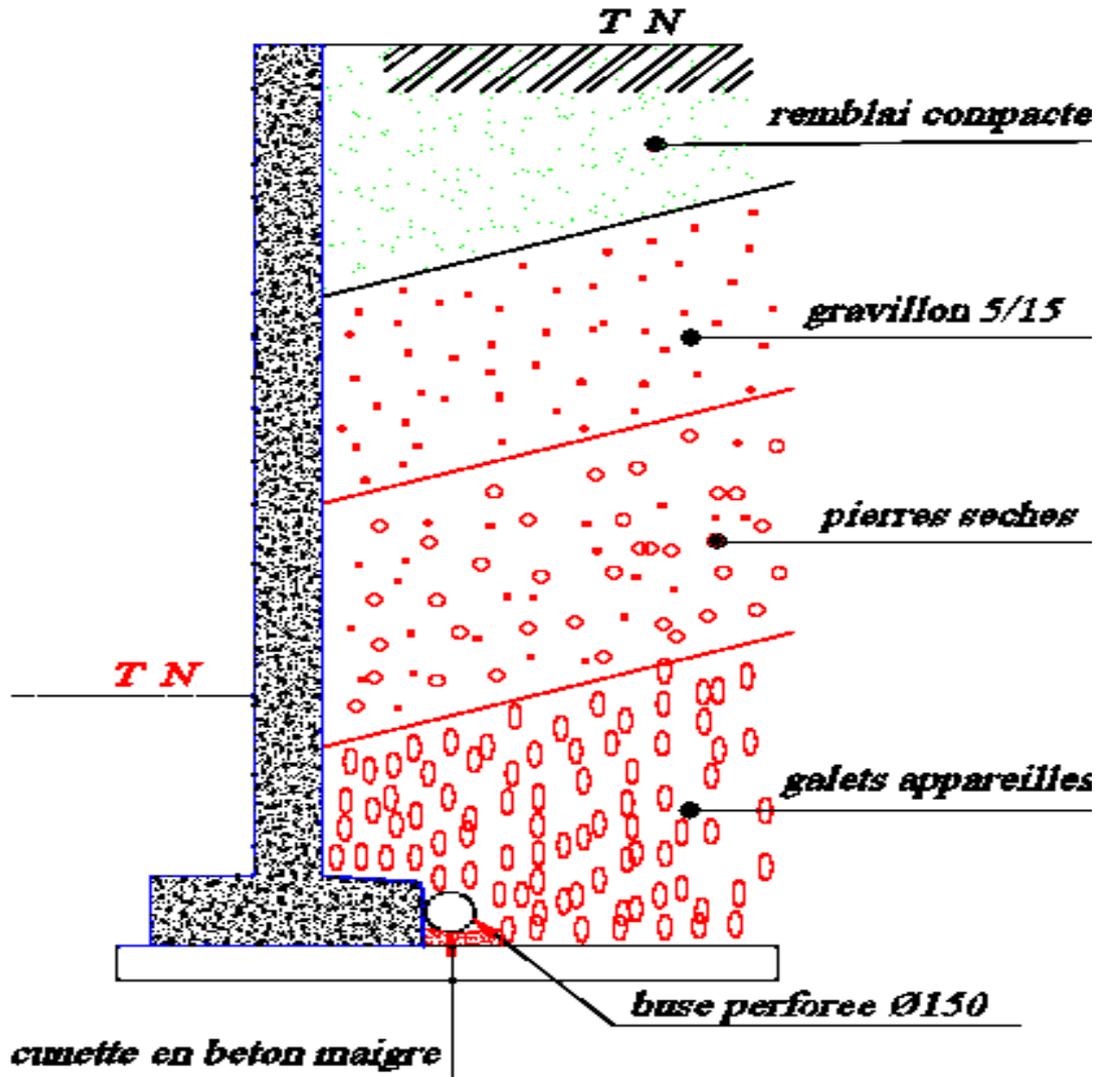


Figure VI.22 : système de drainage

Conclusion

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé donc ferrailé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier) est faite selon le RPA qui domine.

Un mur de soutènement d'une hauteur totale de **8.5m** est prévu pour supporter l'action des pousser des terres exercées sur les entresols. Ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis. Ces derniers sont constitués par le système croisé de poteaux-poutres de la structure

Et la fin avec un système de drainage pour le mur de soutènement.

The background features a blue silhouette of a library or study area. It shows several tall bookshelves filled with books. In the center, a person is standing on a small platform or step, reaching up to a higher shelf. To the right, another person is standing, looking towards the shelves. The overall scene is rendered in a solid blue color against a white background.

*Bibliographie
Et
Annexes*

Conclusion générale

Le présent travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste d'un bâtiment (**R+7+2Entresols**) est réalisé avec le matériau couple (acier-béton). Cet ouvrage nous a permis non seulement de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction mais, surtout d'approfondir nos connaissances dans le domaine de Génie civil.

Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul, (Sap2000 V14) et les programmes conçus pour le calcul tel que le **CBA** et le **BAEL**. et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- I. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
- II. La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, pour le taux de participation massique qui n'a pas atteint les 90%, pour la disposition des voiles a cause de la diminution de la rigidité en plan et l'emplacement de la cage d'escalier et de l'ascenseur qui a provoqué une torsion.
- III. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
- IV. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du **RPA** s'est imposé.
- V. La vérification de la condition $P\Delta$ (effets du second ordre) contribue à assurer la stabilité globale vis-à-vis des déplacements horizontaux.
- VI. Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A 93**).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**B.A.E.L 91**).
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (**R.P.A 99/ version 2003**).
- ✓ Document technique réglementaire (**D.T.R**), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- ✓ Cahiers de cours de cursus de Béton Armé : **3^{ème} année et Master 1**.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- ✓ **SAP 2000 version 14.2.2.**
- ✓ **Auto CAD 2015.**
- ✓ **Word et Excel.**
- ✓ **Programmes et logiciel de calcul comme :**
 - **Programmes Excel.**
 - **SOCOTEC.**

Annexe A
Plan
D'implantation

Annexe B

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$
$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

OUI

NON

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Annexe 1

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 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		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	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe 3

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4

Caractéristiques générales

Disposition	en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table (3)	Alimentation	collective (ascenseurs selective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	360	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	360	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	360	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	3900	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	3900	1500
410	440	260	400	200	160 x 100	52	127	32	77	38	29000	3900	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	92	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	32000	12000	2500
530	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	280	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100	52	127	32	77	38	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	440	280	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	12500	2500
470	440	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	35000	12500	2500
540	440	260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	14000	3000
590	440	260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	18000	5000
						□	□	□	□	□	38000	19500	7000


 Symbole utilisé par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés (C.N.L.H.) (001). Ces appareils sont conçus en conformité avec la Norme NF P 91-201 et sont accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

□ Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le cadre d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider national.

Résumé Des Tableaux

Numéro du tableau	Titre du tableau	Page
I.1	<i>f_c en fonction du type d'acier</i>	12
I.2	<i>Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés</i>	14
II.1	<i>Les dimensions de la cage d'escalier d'entre sol1</i>	26
II.2	<i>Les dimensions de la cage d'escalier d'entre sol 2 et RDC et étage courants jusqu'à la terrasse accessible.</i>	26
II.3	<i>Charge permanente revenant à l'acrotère : (H=90Cm)</i>	28
II.4	<i>Charge permanente revenant à l'acrotère : (H=60Cm)</i>	28
II.5	<i>évaluation des charges de l'Ascenseur</i>	29
II.6	<i>Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers</i>	33
II.7	<i>Evaluation des charges du plancher dalle pleine</i>	34
II.8	<i>Evaluation des charges du balcon</i>	34
II.9	<i>Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs</i>	35
II.10	<i>Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers</i>	35
II.11	<i>Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1,2et 3</i>	36
II.12	<i>Descente de charge au droit du Poteau (P2)</i>	43
II.13	<i>Descente de charge au droit du Poteau « P1 »</i>	46
II.14	<i>L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau</i>	46
II.15	<i>Vérification des poteaux à la compression simple</i>	47
II.16	<i>Vérification au flambement des poteaux</i>	49
II.17	<i>Pré vérification de l'effort normal</i>	50
III.1	<i>Les différents types de poutrelles</i>	52
III.2	<i>Combinaisons d'action Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles</i>	56
III.3	<i>Les moments isostatiques max en travées</i>	57
III.4	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant 5^{ème} type</i>	59
III.5	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant 3^{ème} type</i>	60
III.6	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant 1^{er} type</i>	60
III.7	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant 4^{ème} type</i>	61
III.8	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant 6^{ème} type</i>	61
III.9	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant 7^{ème} type</i>	61
III.10	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles du de plancher Etresols1, 2 et RDC et Etage courant 2^{ème} type</i>	62

III.11	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse accessible 3^{ème} type</i>	62
III.12	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse accessible 1^{er} type</i>	63
III.13	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse accessible 4^{ème} type</i>	63
III.14	<i>Tableau III.14.Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrace accessible (6^{ème} type)</i>	64
III.15	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse accessible (7^{ème} type)</i>	64
III.16	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse accessible (2^{ème} type)</i>	64
III.17	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse accessible (5^{ème} type)</i>	65
III.18	<i>Sollicitations à l'ELU et l'ELS des poutrelles de Terrasse inaccessible de (CE) (7^{ème} type)</i>	65
III.19	<i>Tableau récapitulatif des Sollicitations maximales des poutrelles</i>	65
III.20	<i>Sollicitations maximales des poutrelles</i>	65
III.21	<i>Ferraillage des poutrelles plancher terrasse accessible</i>	71
III.22	<i>Ferraillage des poutrelles plancher étage courant</i>	72
III.23	<i>Ferraillage des poutrelles plancher terrasse inaccessible de CE</i>	72
III.24	<i>Ferraillage des différents types de poutrelles</i>	78
III.25	<i>ferraillage de la dalle sur quatre appuis</i>	83
III.26	<i>contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis</i>	84
III.27	<i>Ferraillage du balcon sur trois appuis</i>	90
III.28	<i>contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis</i>	90
III.29	<i>Ferraillage du balcon sur deux appuis</i>	96
III.30	<i>contraintes dans le béton du balcon sur deux appuis</i>	97
III.31	<i>ferraillage de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis</i>	101
III.32	<i>Les résultats de calcul par la méthode de la RDM</i>	103
III.33	<i>vérification de la flèche</i>	105
III.34	<i>Tableau de ferraillage de l'escalier à une seule volée en travée et aux appuis</i>	107

III.35	<i>Les résultats de calcul par la méthode de la RDM</i>	109
III.36	<i>Les sollicitations de la poutre palière</i>	110
III.37	<i>ferraillage de la poutre palière à la flexion simple</i>	111
III.38	<i>Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage</i>	116
III.39	<i>Charge permanente revenant à l'acrotère</i>	118
III.40	<i>Combinaisons d'actions de l'acrotère</i>	119
III.41	<i>Charge permanente revenant à l'acrotère (h=60cm)</i>	123
III.42	<i>Combinaisons d'actions de l'acrotère. (h=60cm)</i>	124
III.43	<i>Calcul d'armature de Cage d'ascenseur</i>	133
IV.1	<i>Valeurs des pénalités Pq</i>	138
IV.2	<i>Récapitulation des différents poids d'étages.</i>	139
IV.3	<i>Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses</i>	142
IV.4	<i>Vérification sous charges verticales</i>	145
IV.5	<i>Vérification sous charges horizontales</i>	145
IV.6	<i>Pré vérification de l'effort normal réduit</i>	146
IV.7	<i>Vérification de la résultante des forces sismiques</i>	146
IV.8	<i>Vérification des déplacements</i>	147
IV.9	<i>Vérification de l'effet P-Δ</i>	148
V.1	<i>Ferraillage des poutres principales et secondaires</i>	150
V.2	<i>Vérification des contraintes tangentielles</i>	152
V.3	<i>Vérification des armatures longitudinales au cisaillement</i>	153
V.4	<i>Vérification de l'état limite de compression du béton</i>	153
V.5	<i>Vérification de la flèche pour les poutres</i>	153
V.6	<i>Schéma de ferraillage des Poutres</i>	153
V.7	<i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux</i>	156
V.8	<i>Sollicitations dans les poteaux</i>	157
V.9	<i>Ferraillage des poteaux</i>	157
V.10	<i>Calcul des armatures transversales</i>	157
V.11	<i>Vérification du flambement pour les poteaux</i>	159
V.12	<i>Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux</i>	160
V.13	<i>Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux</i>	161
V.14	<i>Les moments résistants dans les poteaux</i>	161
V.15	<i>Vérification de la zone nodale</i>	162
V.16	<i>Schéma de ferraillage des poteaux Dans chaque niveau</i>	164
V.17	<i>Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1}// à $x-x'$</i>	165
V.18	<i>Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x2}// à $x-x'$</i>	166
V.19	<i>Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x3}// à $x-x'$.</i>	166
V.20	<i>Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1}// à $y-y'$.</i>	166
V.21	<i>Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y2}// à $y-y'$</i>	166
V.22	<i>Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y3}// à $y-y'$</i>	166
V.23	<i>Sollicitations max de calcul dans le voile V_{xy}</i>	166
V.24	<i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux</i>	167
V.25	<i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux</i>	168

V.26	<i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux</i>	168
V.27	<i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux</i>	169
V.28	<i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux</i>	169
V.29	<i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux</i>	170
V.30	<i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{xy} dans tous les niveaux</i>	170
VI.1	Tableau du ferrailage du radier	178
VI.2	Vérification des contraintes dans le béton	179
VI.3	Vérification des contraintes dans l'acier	179
VI.4	Vérification des contraintes nouvelles	180
VI.5	Sollicitations sur la nervure le plus défavorable dans le sens x-x	182
VI.6	Sollicitations sur la nervure le plus défavorable dans le sens y-y	182
VI.7	Vérification de l'effort tranchant.	183
VI.8	Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens Y-Y).	184
VI.9	Résumé des résultats (ferrailage des nervures dans le sens x-x).	184
VI.10	Résumé des résultats (vérification des contraintes).	184
VI.11	Tableau du ferrailage du voile périphérique	188
VI.12	Vérification des contraintes dans le béton	189
VI.13	Vérification des contraintes dans l'acier	189
VI.14	Vérification des contraintes nouvelles	189
VI.15	Tableau du ferrailage final adopté pour le voile périphérique	190
VI.16	Tableau du ferrailage du mur soutènement	193
VI.17	Tableau du Vérification des contraintes dans le béton	193
VI.18	Vérification des contraintes dans l'acier	193

Résumé Des Figures

Numéro de figure	Titre de figure	page
I.1	<i>Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton</i>	08
I.2	<i>Diagramme des contraintes du béton</i>	09
I.3	<i>Diagramme des contraintes limite du béton</i>	10
I.4	<i>Diagramme contrainte déformation pour les aciers</i>	12
II.1	<i>Coupe transversale sur un plancher à corps creux</i>	15
II.2	<i>Plan de la disposition des poutrelles Entresol 2</i>	16
II.3	<i>Plancher de RDC</i>	17
II.4	<i>Plancher des étages courants</i>	17
II.5	<i>Plancher de terrasse accessible</i>	18
II.6	<i>Coupe transversale d'une poutrelle.</i>	18
II.7	<i>Schéma statique de la dalle sur quatre appuis</i>	20
II.8	<i>types de dalles pleines</i>	21
II.9	<i>Coupe verticale de l'escalier</i>	21
II.10	<i>Escalier à trois volées</i>	22
II.11	<i>Escalier à deux volées</i>	22
II.12	<i>l'acrotère A toiture</i>	27
II.13	<i>l'acrotère A d7</i>	27
II.14	<i>l'acrotère A d' entre sol</i>	28
II.15	<i>Ascenseur</i>	29
II.16	<i>Coupe de voile en élévation</i>	31
II.17	<i>Types de planches</i>	32
II.18	<i>Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine</i>	34
II.19	<i>Murs extérieurs et Murs intérieurs</i>	35
II.20	<i>Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges</i>	38
II.21	<i>Poteau « P2 » au niveau de la cage d'escalier</i>	38
II.22	<i>schéma de la de la descente de charges de poteau « P2 ».</i>	38
II.23	<i>Schéma de la descente de charges P1</i>	44
II.24	<i>. Poteau « P1 » de la descente de charges.</i>	44
III.1	<i>Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées</i>	53
III.2	<i>Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées</i>	54
III.3	<i>Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées</i>	54
III.4	<i>Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées</i>	54
III.5	<i>les coupes transversales et longitudinales des poutrelles</i>	78
III.6	<i>Schéma du ferrailage de la dalle de compression</i>	79
III.7	<i>Schéma d'une dalle sur quatre appuis</i>	80
III.8	<i>Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis</i>	87
III.9	<i>Schéma d'un balcon sur trois appuis</i>	87
III.10	<i>Schéma du ferrailage du balcon sur trois appuis</i>	93
III.11	<i>Schéma d'un balcon sur deux appuis</i>	93

III.12	<i>Schéma du ferrailage du balcon sur deux appuis</i>	98
III.13	<i>Schéma statique de l'escalier</i>	99
III.14	<i>Schéma de ferrailage de la 2ème et 3ème volée</i>	105
III.15	<i>Schéma statique de la volée 1</i>	106
III.16	<i>Schéma de ferrailage de la 1ere volée</i>	109
III.17	<i>Schéma statique de la poutre palière</i>	109
III.18	<i>Schéma statique de la poutre palier</i>	110
III.19	<i>Section creuse équivalente</i>	112
III.20	<i>Ferrailage de la Poutre palière (travée et appui).</i>	115
III.21	<i>Schéma de ferrailage de la poutre de chainage</i>	117
III.22	<i>Coupe transversale de l'acrotère</i>	118
III.23	<i>Section à ferrailer</i>	120
III.24	<i>Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible et l'entre sol 2 sont identiques)</i>	123
III.25	<i>Section à ferrailer Acrotère de la terrasse accessible</i>	125
III.26	<i>Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible)</i>	128
III.27	<i>Schéma Cage d'ascenseur</i>	128
III.28	<i>Schéma représentant la surface</i>	132
III.29	<i>Schéma de ferrailage de la dalle</i>	135
III.30	<i>Vue en coupe du ferrailage de la dalle</i>	135
IV.1	<i>Disposition des voiles</i>	142
IV.2	<i>1émemode (translation suivant Y)</i>	143
IV.3	<i>2émemode (translation suivant X)</i>	143
IV.4	<i>3émemode (translation suivant Z)</i>	144
V.1	<i>Schéma de ferrailage des poutres secondaires</i>	154
V.2	<i>zone nodale</i>	155
V.3	<i>Les moments dans la zone nodale</i>	161
V.4	<i>Schéma d'un voile pleine</i>	164
V.5	<i>schéma de ferrailage de voile Vy2 au niveau de entresols 1,2</i>	171
VI.1	<i>Schéma d'une semelle isolée</i>	173
VI.2	<i>Schéma d'une semelle filante</i>	173
VI.3	<i>Schéma du poinçonnement</i>	175
VI.4	<i>Schéma d'une dalle sur quatre appuis</i>	177
VI.5	<i>Schémas du ferrailage du radier</i>	180
VI.6	<i>Section à ferrailer du radier</i>	181
VI.7	<i>disposition des nervures.</i>	182
VI.8	<i>diagramme des efforts tranchants de la nervure la plus sollicitée sens x-x</i>	183
VI.9	<i>diagramme des efforts tranchants de la nervure la plus sollicitée sens y-y</i>	183
VI.10	<i>diagramme des moments de la nervure la plus sollicitée sens y-y</i>	183
VI.11	<i>diagramme des moments de la nervure la plus sollicitée sens x-x</i>	183
VI.12	<i>Schéma du voile périphérique</i>	186
VI.13	<i>Répartition des contraintes sur le voile à l'ELU</i>	187
VI.14	<i>Répartition des contraintes sur le voile à l'ELS</i>	187
VI.15	<i>Le panneau le plus sollicité</i>	187
VI.16	<i>Schéma du ferrailage du voile périphérique.</i>	190

VI.17	<i>Schéma du mur de soutènement</i>	191
VI.18	<i>Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU</i>	191
VI.19	<i>Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS</i>	191
VI.20	<i>Le panneau le plus sollicité</i>	192
VI.21	<i>Schéma du ferrailage du voile de soutènement</i>	194
VI.22	<i>système de drainage</i>	195
	<i>FIN</i>	

Sommaire

<i>Introduction générale</i>	
<i>Chapitre I : Généralité</i>	
Introduction.....	01
✚ I .1. Présentation de l'ouvrage	01
✚ I .2. Description architecturale.....	01
✚ I.3. Etats limites	04
✚ I.4. Les actions	05
✚ I.5. Caractéristique des matériaux	07
✚ I.6. Vérification des sections sous contraintes normales.....	13
Conclusion	14
<i>Chapitre II : Pré Dimensionnement des Eléments</i>	
Introduction.....	15
✚ II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	15
✚ II.1.1. éléments secondaires	15
✚ II.1.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	30
✚ II.2. Evaluation des charges et surcharges.....	32
✚ II.3. Descente de charge	36
Conclusion.....	51
<i>Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires</i>	
Introduction.....	52
✚ III.1. Calcul des planchers à corps creux.....	52
✚ III.2. Planchers à dalles pleines.....	79
✚ III.3. les Escaliers	98
✚ III.4. Etude des poutres de chainages.....	115
✚ III.5. Etude de l'acrotère (H=60cm).....	118
✚ III.6. Etude de l'acrotère (H=90cm)	123
✚ III.7. Etude de l'ascenseur.....	128
Conclusion.....	136

Chapitre IV : Etude au séisme

Introduction.....	137
✚ IV.1. Objectifs et exigences	137
✚ IV.2. Méthodes de calcul.....	137
✚ IV.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	141
Conclusion.....	148

Chapitre V : Calcul des Eléments Principaux

Introduction	149
✚ V.1. Etude des poutres	149
✚ V.2. Etude des poteaux	155
✚ V.3. Étude des voiles	164
Conclusion.....	171

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Introduction	172
✚ VI.1.Choix de type des fondations.....	172
✚ VI.2.Combinaisons d'actions à considérer	172
✚ VI.3 Les vérifications de types de fondations	172
✚ VI.4. Pré dimensionnement	174
✚ VI.5. Les vérifications nécessaires	175
✚ III.6. Ferrailage du radier.....	177
✚ III.7. Ferrailage des nervures.....	180
✚ VI.8. Etude du voile périphérique	186
✚ VI.9. Etude des voiles de soutènement.....	190
Conclusion	195

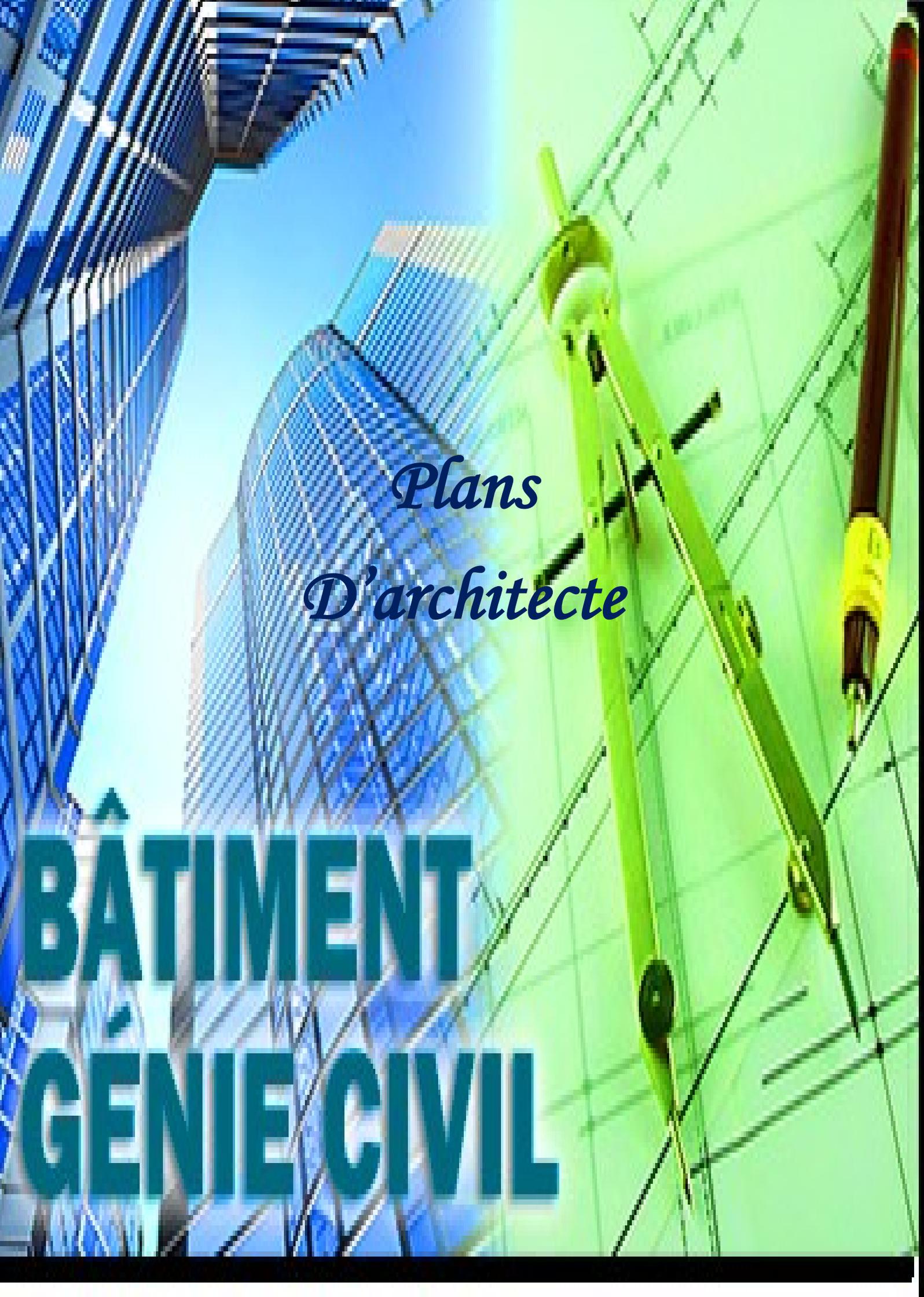
Conclusion générale..... **Fin**

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

RESUME DES TABLEAUX

RESUME DES FIGURES



*Plans
D'architecte*

**BÂTIMENT
&
GENIE CIVIL**