République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université YAHIA FARES de Médéa

Faculté de la technologie

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Présenté pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT EN (R+7+S-Sol)

AVEC COMPARAISON

Etudié par :

- M^{elle} .BOUADDA Lina
- M^{elle}. GHERABA Loubna

Encadré par :

Mr .SAIDI Mohamed

2016-2017

Remerciements

Avant tout, nous remercions Dieu de nous avoir donné la force et le courage d'achever ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie notre encadreur : Monsieur SAIDI Mohamed Mouloud qui a accepté de suivre ce travail et de siéger au Jury, pour nous avoir initié aux exigences de rigueur spécifiques à la recherche, pour sa disponibilité et son soutien inconditionnel

Nos remerciements s'adressent également à tous nos professeurs du département de génie civil qui ont chacun contribué efficacement à notre formation par la qualité des enseignements dispensés et les encouragements incessants.

Qu'il nous soit permis de remercier sincèrement le Président et tous les Membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail.

Au Professeur BOUKENDAKDJI Othmane, pour l'honneur qu'il nous fait en acceptant de présider le Jury de notre mémoire et pour la formation et les conseils si précieux que nous avons reçus de lui durant notre cursus.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'élaboration de ce projet surtout Monsieur OULD TURKI Benaissa, l'architecte GRINE Fadoua, l'architecte Ilhem et Hayat.

Nous témoignons également notre gratitude :

Aux personnes les plus chères au monde pour leurs sacrifices :

- à nos chers parents que dieu les garde et les préserve.
- à nos chères grands-parents que nous les souhaitons une longue vie.
- à tous les membres de la famille « BOUADDA» et la famille «GHERABA» pour tous les soutiens inestimables qui nous ont conduit à ce travail.
- à tous nos camarades de promotion pour leur soutien moral et leurs encouragements.
- J'aimerais aussi faire part de mes remerciements sincères à mes beaux-parents, mes belles sœurs et surtout au pharmacien BOUKENDAKDJI Wassim pour son soutien et sa patience « de la part de BOUADDA Lina ».

Nous adressons enfin nos remerciements à tous ceux, innombrables, dont les noms n'ont pu être cités mais qui ont efficacement contribué à l'aboutissement de ce travail, « merci sans bornes »

Résumé

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé en (R+7+sous-sol) implantée à Alger (zone de forte sismicité, zone III).

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement voiles porteurs.

Une étude comparative entre deux systèmes (contreventement par un système voiles porteurs et contreventement mixte (portiques-voiles))

La comparaison porte sur le comportement modal, la période, la participation massique, la stabilité au renversement , l'effet P-Δ, le déplacement en tête et inter-étages, cisaillement des éléments, et enfin l'économie.

La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, CBA93) avec une étude technico-économique du contreventement par l'adoption de plusieurs dispositions des voiles.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 version 19.1 ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

In the present study, the main goals consist in studying a reinforced concrete structure containing (Underground+ground+7 stories) that will be implanted in Algiers classified like a zone of high seismicity (zone III) , according to (RPA99 version 2003).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a shear walls system.

A comparative study between two bracing systems (shear walls system and frame system with shear walls)

The comparison is based on nodal behavior, period, mass participation, overturning stability, P-Δ's effect , displacement , elements shear and economy.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000 version 19.1 ».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت أرضي + طابق ارضي + سبعة طوابق) والمقرر بناؤها بالجزائر العاصمة المصنفة ضمن المناطق الزلزالية العالية (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام الجدران المسلحة.

دراسة مقارنة بين نظامين (نظام العارضات والاعمدة + الجدران المسلحة ونظام الجدران المسلحة) على مستوى مقاومة واستقرار عناصر البناية

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.
- قواعد الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج «SAP2000 version 19.1»

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الاساسات.

Introduction générale

Introduction générale

La résistance d'une structure soumise aux efforts verticaux et horizontaux, est principalement assurée par un système de contreventement.

Les récents séismes qui ont touché la Nouvelle-Zélande, le Japon ou encore L'Algérie démontrent l'importance de la construction parasismique. La magnitude du séisme au Japon n'est pas comparable aux risques sismiques auxquels l'Algérie peut être exposée. Mais les constructions algériennes doivent être conçues pour ne pas s'effondrer, ni s'endommager, face aux séismes d'amplitude moyenne.

De ce fait, le règlement parasismique Algérien 99 version 2003 est venu après plusieurs actualisations des règlements parasismiques (RPA81version 83, RPA88), et des pratiques riches et diversifiées de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle de l'exécution des travaux, pour confirmer l'importance de l'utilisation des voiles pour le contreventement des bâtiments.

Suite à l'installation de plusieurs entreprises et sociétés étrangères en Algérie, et pour réduire le problème de logements, plusieurs procédés de réalisation ont été développés suivant le type du coffrage et la durée de réalisation.

Dans notre cas le système de contreventement , est ≪voiles porteurs≫ avec un coffrage métallique adopté par l'entreprise.

Le présent mémoire expose, une étude comparative entre deux systèmes de contreventement (voiles porteurs et système mixte ≪portiques-voiles≫), porte sur la stabilité, la résistance, type de fondations, et l'économie sans omettre l'aspect sécurité.

Notre étude sera menée sur un bâtiment en R+7+sous-sol, implanté en zone de forte sismicité, pour ce faire, nous procédons comme suit :

- Une introduction sur l'ouvrage montrant les caractéristiques géométriques, l'ossature, le système de contreventement et les caractéristiques des matériaux (béton et aciers) sera le titre du premier chapitre.
- Le second chapitre traite le prédimensionnement des éléments des deux structures et l'évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- Le troisième chapitre consiste à étudier les éléments secondaires (planchers, escaliers…).

- Le quatrième chapitre est consacré à l'étude dynamique des deux systèmes qui est optée par le logiciel SAP 2000V19.1.
- L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux, et l'adoption du ferraillage de la structure contreventée par les voiles, fait l'objet du cinquième chapitre.
- On procède au sixième chapitre à l'estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, le choix de type et le ferraillage des fondations des deux systèmes.
- Les résultats comparatifs de notre étude ; font l'objet du septième chapitre.
- A la fin, on terminera notre travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1.présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié par ATLAS génie civil company, consiste à étudier les éléments résistants d'une tour (R+7+ sous-sol) à usage multiple, le sous-sol est un dépôt, le rez de chaussée est à usage commercial, Les autres étages sont destinés vers l'habitation.

L'ouvrage étudié sera implanté à Alger, classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (zone III).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements Algériens en vigueur à savoir :

- ❖ Le règlement de Béton Armé "CBA93".
- ❖ Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".
- ❖ Le règlement parasismique "RPA99 version 2003".

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.2.a. Dimensions

Tableau. I.1. Dimensions du bâtiment

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur totale du bâtiment : Lo=27.15 m	Hauteur totale du bâtiment : H = 27.00 m
	Hauteur de l'étage courant : h = 3 .00 m
Largeur totale du bâtiment : La=18.50 m	Hauteur de RDC : …… hr = 3.00 m
	Hauteur de l'sous-sol : …… hs = 3.00 m

I.2.b. Ossature

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicitée par deux types d'efforts :

- ✓ Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et les surcharges d'exploitation.
- ✓ Les efforts horizontaux dus au séisme.
- ➔ Le système de contreventement adopté pour notre première étude est constitué de voiles Porteurs.
- ➔ Pour notre deuxième étude, c'est un système mixte (portiques-voiles)

I.2.c. La circulation entre les étages

La circulation entre les étages de nôtre bâtiment est assurée par :

- ✓ Un escalier droit à trois volets.
- ✓ Un ascenseur

I.2.d. Plancher

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Planchers à corps creux (pour le système mixte).
- Planchers à dalle pleine (pour le système voiles porteurs).

I.2.e. Maçonnerie

On distingue :

- Doubles cloisons.
- Simples cloisons.

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

1- Doubles cloisons : sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- Simples cloisons : ce sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur

I.2.f. Revêtements

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

I.2.g. Acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère sous forme de petit mur en béton armé

Tableau.I.2. Dimensions des acrotères

	L'acrotère	
	Hauteur (cm)	**Epaisseur (cm)**
La terrasse	**60**	**10**

I.2.h. L'infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondations.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

I.3.1. Le Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé

« Granulats » (sable, gravier), d'un liant qui est le ciment et de l'eau. Le ciment utilisé c'est le CEM II 42.5 (ciment portland artificiel classe 42.5) pour un dosage de 350 kg/m3, donnant une résistance fc28 = 25 MPa à 28 jours.

I.3.1.1. Caractéristiques du Béton

- Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

I.3.1.2. Ciment

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être effectué en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire en tenant compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (CPJ 42.5)

I.3.1.3. Granulats

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à 5 mm
- Gravier de dimension inférieur à 25mm (0/8 ; 8/15 et 15/25)

I.3.1.4. Eau de gâchage

- L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.5. Résistances mécaniques du béton

I.3.1.5.a. Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton fcj à *j* jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPJ 42.5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($fc28$ = 25 MPa).

➔ Pour des résistances fc28 ≤ 40MPa :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83\,J} \times f_{c28}$$

Pour $f_{c28} \leq 40\ Mpa$

F_{cJ} = 1,1 fc28

Si j > 28 jours.

➔ Pour des résistances fc28 > 40 MPa :

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95\,J} \times f_{c28}$$

Pour f_{c28} > 40 Mpa

F_{cJ} = fc28

Si j > 28 jours.

I.3.1.5.b. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée ftj, est conventionnellement définie par les relations :

$Ftj = 0,6 + 0,06\ F_{cJ}$ si fc28 ≤ 60Mpa.

$Ftj = 0,275(F_{cJ})^{2/3}$ si fc28 > 60Mpa.

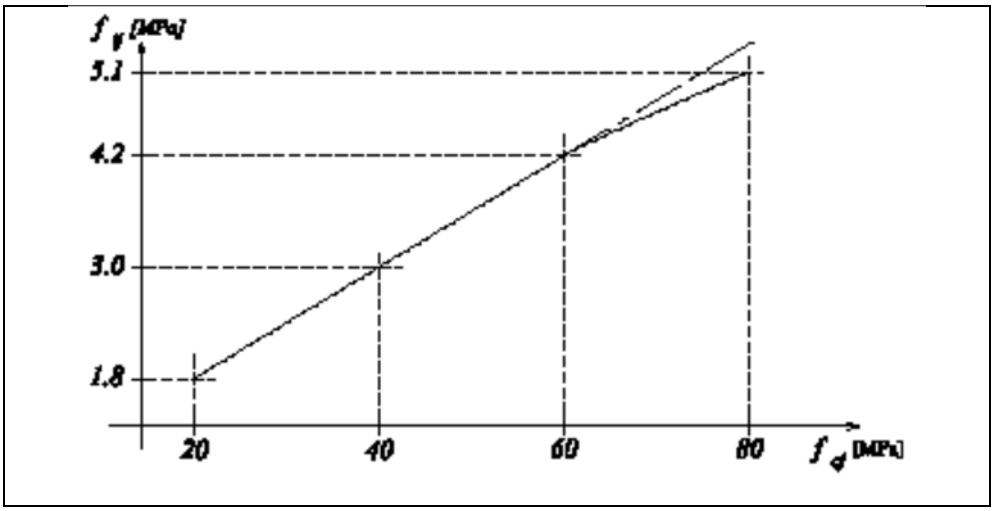


Figure. I.1.Evolution de la résistance du béton à la traction ftj en fonction de celle à la compression fcj

I.3.1.5.c. Contrainte limite

- **État limite ultime (ELU)**
  - **Contrainte ultime du béton**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

- εbc1 = 2 ‰
- εbc2 = { 3,5 ‰ si fcj ≤ 40Mpa.
  { Min (4,5 ; 0,025fcj) ‰ si fcj > 40Mpa.

- **Coefficient de POISSON (υ)**

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),

Le coefficient de POISSON est pris égal à

$\nu = 0{,}15$ pour le calcul des déformations (ELS).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

- **Module de déformation longitudinale**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{iJ}(\text{MPa}) = 11000\,(f_{cJ})^{1/3}$$

où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa .

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$$E_{VJ}[\text{MPa}] = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad \text{Soit} \quad : E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}\,MPa$$

I.3.2. Acier

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre.

Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune a sa propre utilité.

I.3.2.a. Types d'acier

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .I.3. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	Fe E400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I.3.2.b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

$[E_s = 2.10^5 \text{ MPa}]$. $\Rightarrow$ Art.2.2.1

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ; Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.3.2.c. Contrainte limite de l'acier

❖ **Etat Limite Ultime (E.L.U)**

A L'E.L.U, la contrainte limite de l'acier est:

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

Avec : $\overline{\sigma_s}$ *: Contrainte de l'acier*

Fe : Limite d'élasticité de l'acier ➔ $f_e = 400Mpa$

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$ D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

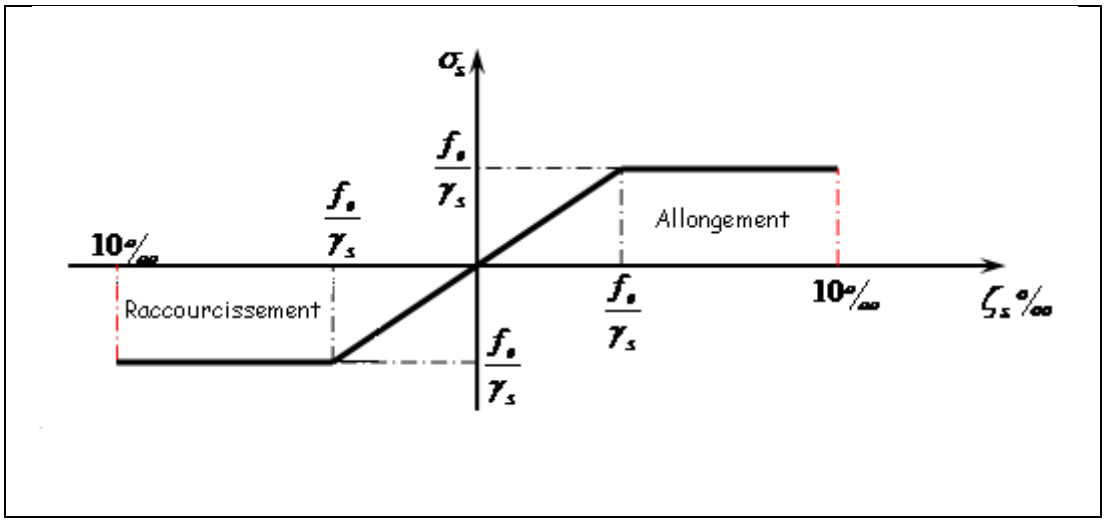


Figure. I.2. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

❖ **Etat Limite Service (E.L.S)**

C'est l'état de vérification des contraintes en trois cas :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$

- Fissuration préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ , \ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

- Fissuration très préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ , \ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le calcul de prédimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

Avant de procéder à la descente des charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles

II.2. Evaluation des charges [DTR B.C 2.2]

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère…)
- Charges permanentes : G
- Surcharges d'exploitation : Q

Première étude (système voiles porteurs)

II.2.1. Maçonnerie

II.2.1.a. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau. II.1. Charges permanentes du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
3	Brique creuse	0.01	90	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau. II.2. Charges permanentes du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
3	Brique creuse	0.01	90	2*0.9 = 1.8
4	Lame d'aire	0.10	-	-
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.52**

II.3.2. Plancher terrasse :

Tableau. II.3. Charges permanentes du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-		0.05
4	Forme de pente	0,10	22	2.2
5	Film polyane	-		0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine (15)	0.15	25	3.75
9	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**7.51**

II.3.3. Plancher courant

Tableau. II.4. Charges permanentes du plancher courant

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	3.54
4	Dalle pleine (15)	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	mur simple cloison	0.1	-	1.62
			G	**7.07**

II.3.4. Charges d'exploitation

Tableau. II.5 Charges d'exploitation

	Terrasse inaccessible	Plancher courant (usage d'habitation)	Plancher RDC (Usage commercial)
Charges d'exploitation (KN/m^2)	1.00	1.50	4.00

II.4. Prédimensionnement des éléments résistants

II .4.1. Dalles pleines

C'est une dalle réalisée sur un coffrage recouvrant toute la surface. Elle présente la solution la plus économique pour les petites portées.

L'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur trois appuis :

- **Critère de résistance**

  $\Rightarrow$ $L/45 \leq h \leq L/40$

  $\Rightarrow$ L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

  $\Rightarrow$ Pour le cas de notre structure, on a : L = 3.55 m.

  $\Rightarrow$ $355/45 \leq h \leq 355/40$ $\Rightarrow$ $7.89\ cm \leq h \leq 8.87\ cm$

- **Sécurité contre l'incendie : [1]**

  $\Rightarrow$ ep = 7cm **:** afin d'assurer un coupe-feu d'une heure.

  $\Rightarrow$ ep = 11cm **:** afin d'assurer un coupe-feu de deux heures.

- **Conclusion**

  On adopte une épaisseur **ep = 15cm** pour notre dalle.

II.4.2. Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

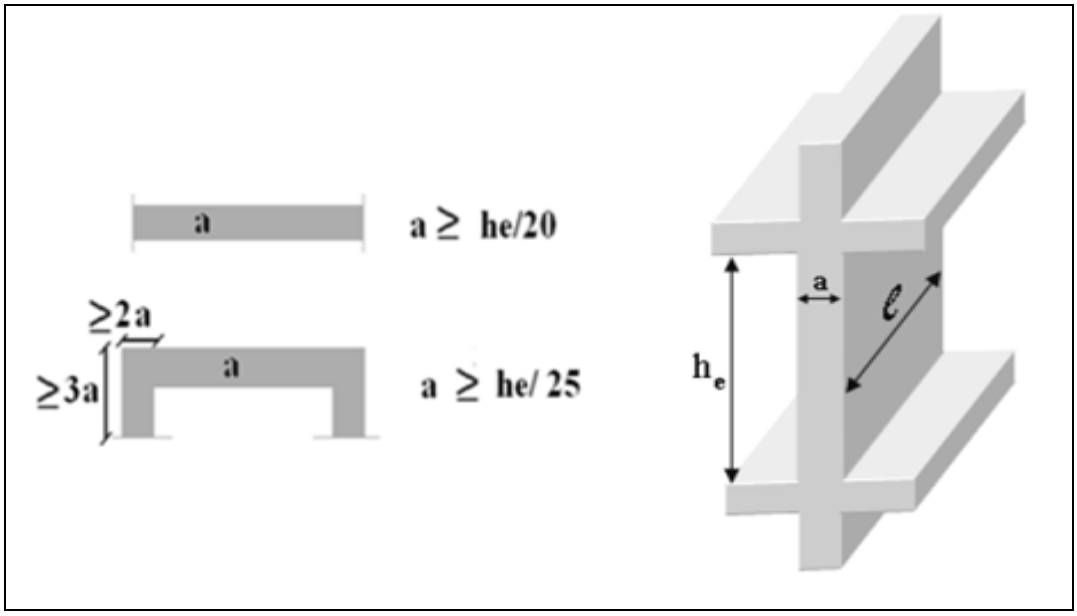


Figure. II.1. Coupe de voile en plan, Voile en 3D

⇒ he = 3.00 - 0.35 = 2.65 m.

⇒ a ≥ Max (15 cm ; he/25 = 10.6 ; he/22 = 12.04 ; he/20 = 13.25)

a ≥ 15 cm

➔ On adopte : **a =16 cm**

Deuxième étude (système mixte)

II.5. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.5.1. Maçonnerie

II.5.1.a. Simple cloison

Tableau. II.6. Charges permanentes du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**1.62**

II.5.1.b. Double cloison

Tableau. II.7. Charges permanentes du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
2	Mortier ciment	0.02	18	0.36
3	Brique creuse	0.01	90	2*0.9
4	Lame d'aire	0.10	-	-
6	mortier ciment	0.02	18	0.36
			G	**2.56**

II.5.2. Plancher en corps creux

II.5.2.a. Plancher terrasse

Tableau. II.8. Charges permanentes et surcharges d'exploitation du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0,10	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**6.56**
			Q	**1**

II.5.2.b. Plancher courant

Tableau. II.9. Charges permanentes et surcharges d'exploitation du plancher courant

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	mur simple cloison	0.1	-	1.62
			G	**6.12**
			Q	**1.5**

II.5.3. Plancher en dalle pleine

Tableau. II.10. Charges permanentes et surcharges d'exploitation du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**5.45**
			Q	**1.5**

II .6. Prédimensionnement des planchers

II.6.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le prédimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.
- ht **:** hauteur totale du plancher.

⇒ L_{max}= 3.55 m d'où alors $14.20 \leq ht \leq 17.75$

➢ On adopte **: ht = 20 cm**

Telle que **:** ht = (d + e)

- d = 16cm (hauteur de corps creux).
- e = 4cm (hauteur de la dalle de compression)

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- ht ≥ 16 cm

D'où on a :

- 20 cm > 16 cm (condition vérifiée).

II.6.2. Dalles pleines

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

❖ **Critère de résistance**

Dalle reposant sur deux appuis :

- (L/35) ≤ ep ≤ (L /30)
- L = 3.15 m ⇒ 9.00 cm ≤ ep ≤ 10.50 cm

⇒ On choisit ep **= 15 cm**

II.7. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargées de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

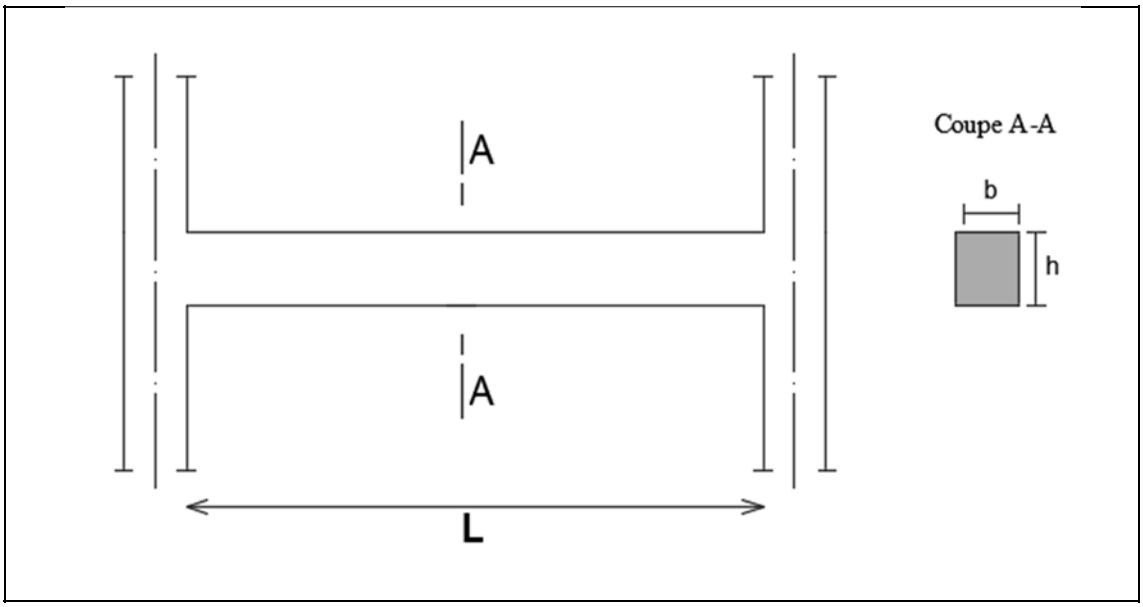


Figure. II.2. Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$\Rightarrow$ $(L\ max)/15 \leq h \leq (L\ max)/10$

$\Rightarrow$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont :

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20\ cm$
- $h/b \leq 4$

Tableau. II.11. Prédimensionnement des poutres

	poutres principales	**poutres secondaires**
Conditions de résistance	L_{max} = 3.95m ⇒ 26.33cm ≤ h ≤ 39.5 cm On adopte **h = 40 cm** ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte **b = 35 cm**	L_{max} = 3.55m ⇒ 23.7cm ≤ h ≤ 35.5 cm On adopte **h = 35cm** ⇒ 9 cm ≤ b ≤ 21 cm on adopte **b = 30 cm**
Vérification selon le RPA 99	h = 40 cm > 30 cm b = 35 cm > 20cm h/b = 1.14 < 4	h = 35 cm > 30 cm b = 30 cm > 20cm h/b = 1.16 < 4
	(condition vérifiée)	**(condition vérifiée)**
Conclusion	**h = 40 cm ; b = 35 cm**	**h = 35 cm ; b = 30 cm**

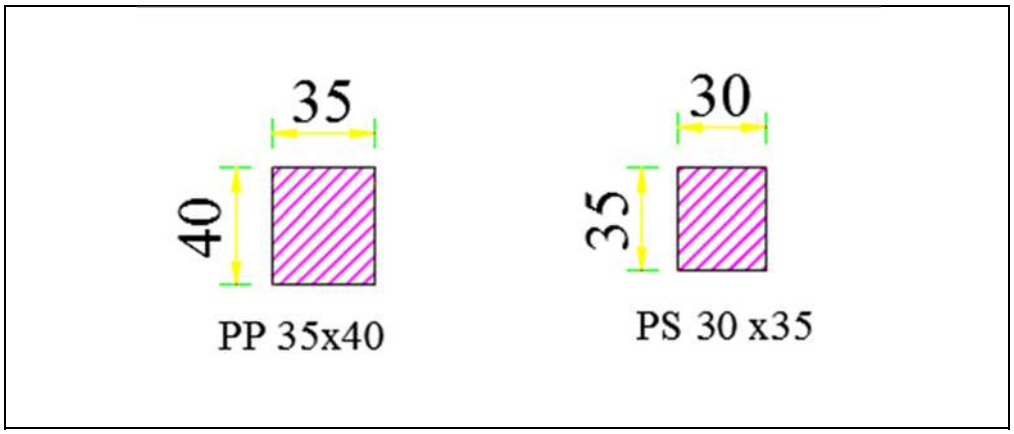


Figure. II.3. Section de la poutre principale et secondaire

II.8. Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut prédimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (Nu = 1,35G +1,5Q).

II.8.1. Choix du poteau le plus sollicité

- Le poteau le plus sollicité est (H-3).

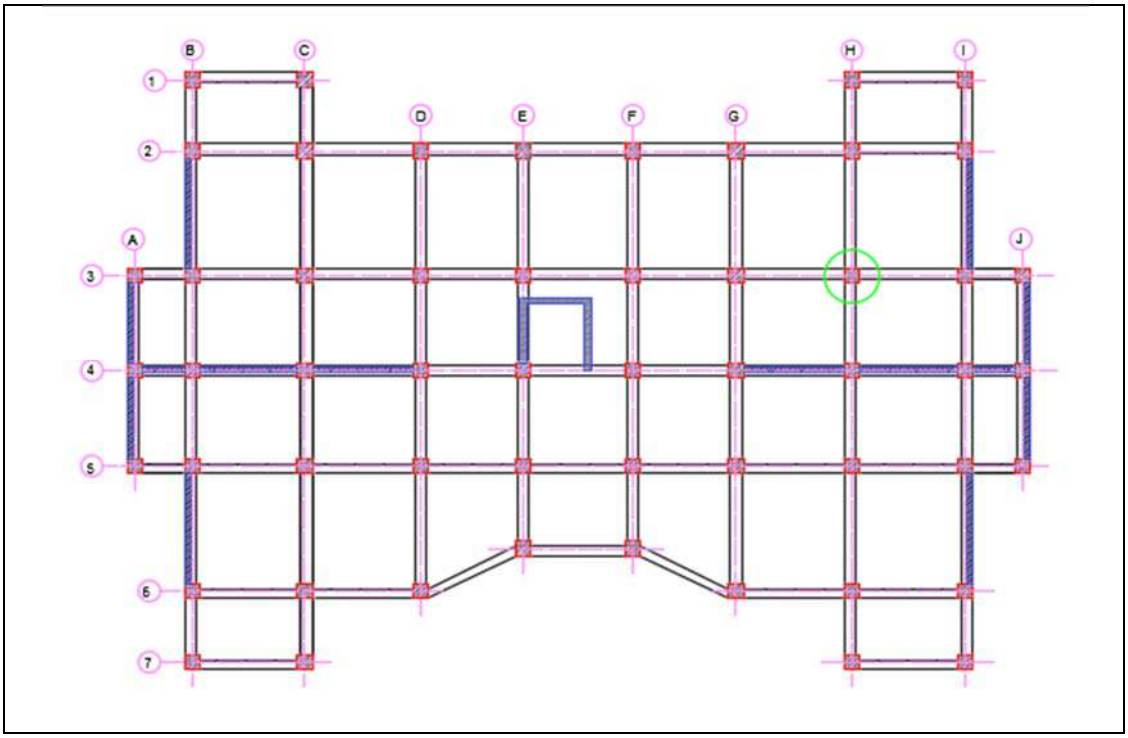


Figure. II.4. Position du poteau le plus sollicité

II.8.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du [RPA.99 version 2003 .Art 7.4.1]

- Min (a, b) ≥ 30cm
- Min (a, b) ≥ h/20 cm
- 1/4 ≤ a/b ≤ 4

Tableau. II.12. Prédimensionnement des poteaux

	7éme	6éme	5éme	4éme	3éme	2éme	1er	RDC	S - sol
Dimensions du poteau	33x35	35x35	35x35	40x40	40x40	40x40	45x45	45x45	45x45

II.8.3. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement Lf comme suit :

- $0.7xL_0$: si le poteau est :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- L_0 : dans les autres cas.

Avec $\mathbf{L_0 = 3\ m}$: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher.

- Dans notre cas, le poteau est encastré dans le massif de fondation, donc :

$$\rightarrow \quad \mathbf{L_f = 0.7\ L_0}$$

II.8.4. Calcul de l'effort Nu :

$$\text{Vérifier : } \overline{N}_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

Avec :

- $\overline{Nu}$: Effort normal admissible l'ELU.
- β=1.1 : plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.
- Br **:** Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- γ_b= 1,50 et γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- fc28 et fe **:** Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- As **:** Section d'armatures dans le poteau prise égale 0,1% de la section réelle du poteau.
- **α :** Coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1 + 0,2(\dfrac{\lambda}{35})^2} & \textbf{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6(\dfrac{50}{\lambda})^2 & \textbf{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda = \dfrac{L_f}{i_{min}} & \text{: C'est l'élancement mécanique} \\ i = \sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}} & \text{: C'est le rayon de giration ;} \\ I_{min} = \dfrac{b}{\sqrt{12}} & \text{: Pour un poteau rectangulaire} \end{cases}$$

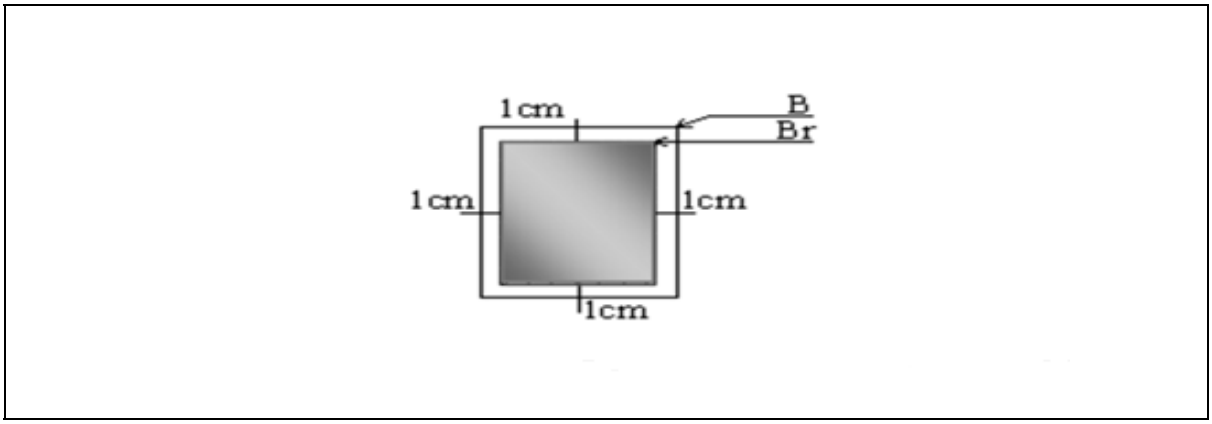


Figure. II.5. Section réduite du poteau

Tableau. II.13. Calcul de Nu

	dimension	Br (mm^2)	λ	α	As (mm^2)	$\bar{N}u$ (kn)
7éme étage	35 x 35	108900	20.78	0.794	122.5	1635.06
6éme étage	35 x 35	108900	20.78	0.794	122.5	1635.06
5éme étage	35 x 35	108900	20.78	0.794	122.5	1635.06
4éme étage	40 x 40	144400	18.19	0.806	160	2201.39
3éme étage	40 x 40	144400	18.19	0.806	160	2201.39
2éme étage	40 x 40	144400	18.19	0.806	160	2201.39
1er étage	45 x 45	184900	16.17	0.815	202.5	2848.78
RDC	45 x 45	184900	16.17	0.815	202.5	2848.78
S - sol	45 x 45	184900	16.17	0.815	202.5	2848.78

II.8.4. Calcul des surfaces requises pour le poteau le plus sollicité

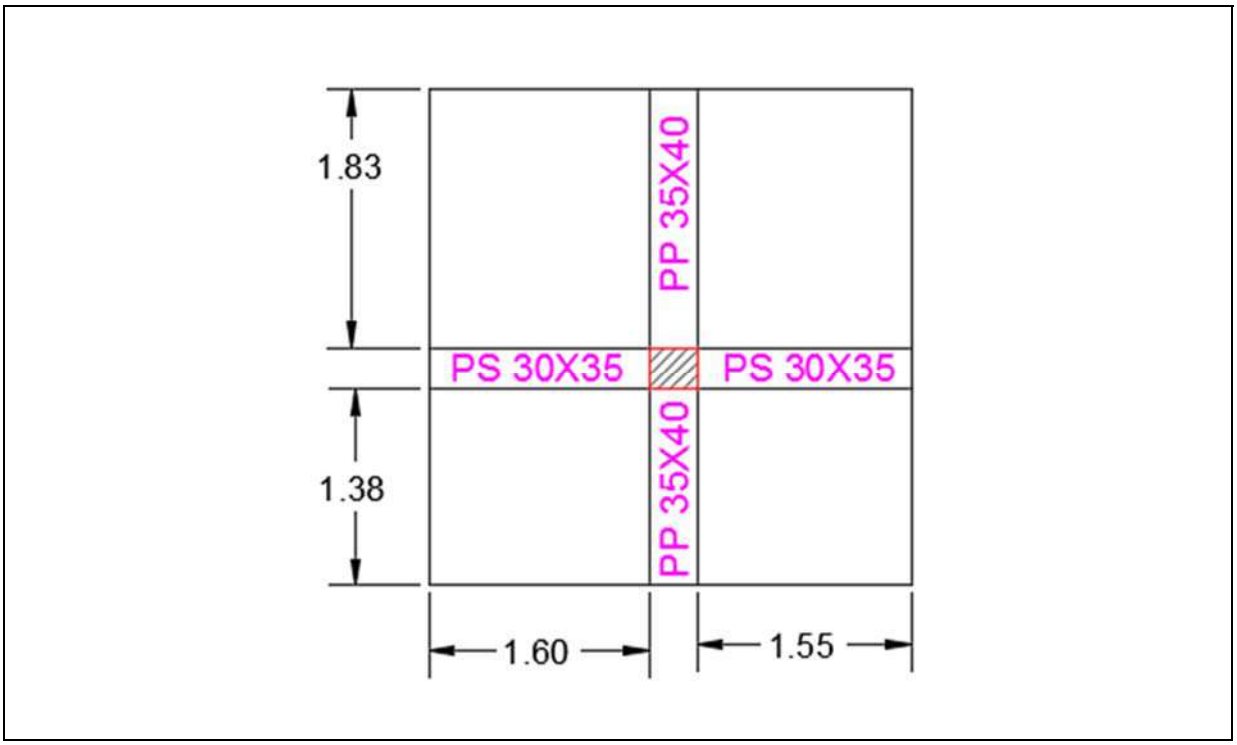


Figure. II.6. Représentation du poteau le plus sollicité d'étage

❖ **Surface du plancher revenant au poteau :**

S_p= (1.60+1.55) x (1.38+1.83)

➔ **S_P =10.09 m^2**

S_t= (1.60+0.35+1.55) x (1.38+0.3+1.83)

➔ **S_t=12.27 m^2**

II.8.5. Détermination des charges permanentes et d'exploitation et l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

II.8.5.a. Charges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on Applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques de chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

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

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2, …, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Tableau. II.14. Détermination des charges d'exploitations

	Q1 (kN/m²)	Q2 (kN/m²)	Q3 (kN/m²)	Q4 (kN/m²)	Q (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Qcum (kN)
7éme étage	1	1	1	1	Q0	10.11	-	10.27
6éme étage	1.5	1.5	1.5	1.5	Q1	15.17	1.00	25.68
5éme étage	1.5	1.5	1.5	1.5	Q2	15.17	0.95	39.55
4éme étage	1.5	1.5	1.5	1.5	Q3	15.17	0.90	51.87
3éme étage	1.5	1.5	1.5	1.5	Q4	15.17	0.85	62.66
2éme étage	1.5	1.5	1.5	1.5	Q5	15.17	0.80	71.90
1er étage	1.5	1.5	1.5	1.5	Q6	15.17	0.75	79.61
RDC	4	4	4	4	Q7	40.45	0.71	112.38

II.8.6.b. Charges permanentes et Nu

Tableau. II.15. Vérifications du (1.1Nu ≤ N u)

	Eléments	G (kn)	G_{tot} (kn)	G_{cum} (kn)	Q_{cum} (kn)	Nu (kn)	1.1Nu (kn)	$\bar{N}u$ (kn)	1.1Nu ≤ $\bar{N}u$
7eme étage	Poutre P	11.24	85.69	85.69	10.11	130.85	143.94	1635.06	CV
	Poutre S	8.27							
	Poteau	9.19							
	Plancher	66.19							
6eme étage	Poutre P	11.24	90.44	266.58	38.93	418.3	460.1	1635.06	
	Poutre S	8.27							
	Poteau	9.19							
	Plancher	61.75							
5eme étage	Poutre P	11.24	93.25	359.83	51.1	562.4	618.6	1635.06	
	Poutre S	8.27							
	Poteau	9.19							
	Plancher	61.75							
4eme étage	Poutre P	11.24	93.25	359.83	51.1	562.4	618.6	2201.39	
	Poutre S	8.27							
	Poteau	12.00							
	Plancher	61.75							
3eme étage	Poutre P	11.24	93.25	453.09	61.7	704.2	774.6	2201.39	
	Poutre S	8.27							
	Poteau	12.00							
	Plancher	61.75							
2eme étage	Poutre P	11.24	93.25	546.34	70.8	843.7	928.1	2201.39	
	Poutre S	8.27							
	Poteau	12.00							
	Plancher	61.75							
1ere étage	Poutre P	11.24	96.44	642.78	78.4	985.3	1083.8	2848.78	
	Poutre S	8.27							
	Poteau	15.19							
	Plancher	61.75							
RDC	Poutre P	11.24	96.44	739.23	103.4	1153.1	1268.4	2848.78	
	Poutre S	8.27							
	Poteau	15.19							
	Plancher	61.75							
s-sol	Poutre P	11.24	96.44	835.67	118.3	1305.5	1436.1	2848.78	
	Poutre S	8.27							
	Poteau	15.19							
	Plancher	61.75							

II.9. Prédimensionnement des voiles [RPA.99 version 2003. Art 7.7.1]

L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités :

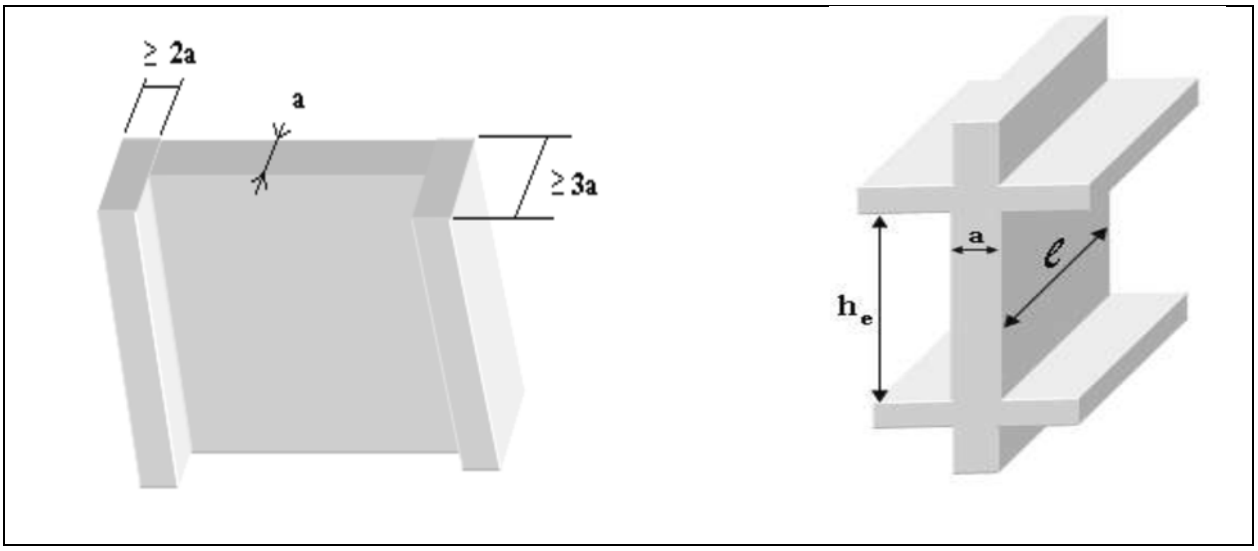


Figure. II.5. Coupe de voile en 3D

- a ≥ Max (15 cm ; he/25)
- he = 3 - 0,3 = 2.7 m
- a ≥ Max {15 cm ; 10.8 cm}

⇒ a ≥ 15cm.

➔ On adopte : **a =16cm.**

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III .1. L'acrotère

III.1.1. Principe de calcul

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1ml de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

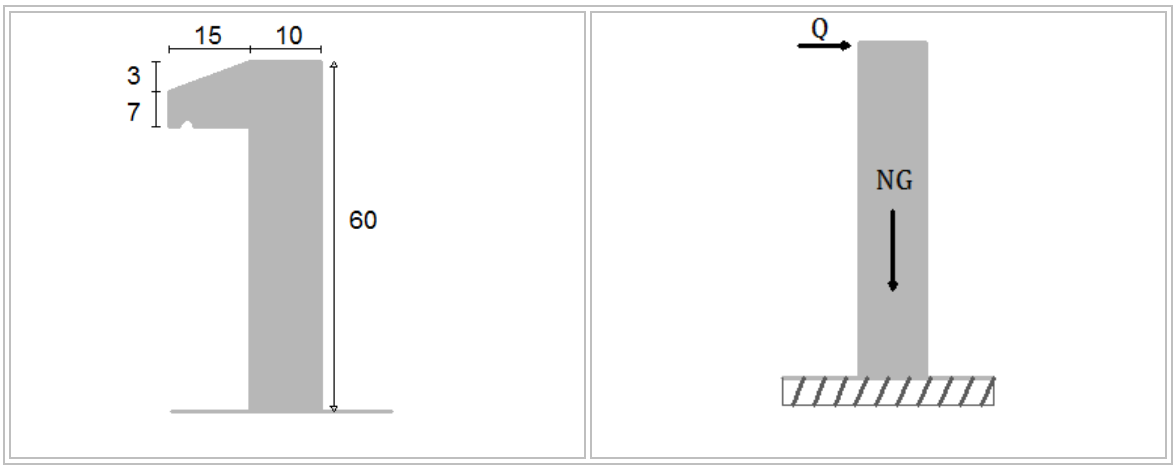


Figure. III.1. L'acrotère

III.2.1.Calcul des efforts

III.2.1.a. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

Tableau.III.1 .Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	$G = [(0,6*0,1)+(0,15*0,07)+(0,15*0,03)/2]25 = 1.818\,KN$
charge d'exploitation Q [KN/ml]	Q = 1 KN

III.2.1.b. Détermination des efforts

Tableau .III.2. Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	N_u =1,35.G=1,35*1.818=2.454 KN	N_{ser} = G = 1.818 KN
Moment d'encastrement : Mu (kN.m)	M_u =1,5.Q.h = 1,5*1*0,6 = 0.9 KN.m	M_{ser} = Q. h =1*0, 6= 0,6 KN.m
Effort tranchant : Tu (kN)	T_u =1,5.Q = 1,5*1 = 1, 5 KN	

III.2.2. Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100*10) cm² soumise à la flexion composée.

Tableau .III.3. Les données

Données			
fc28	25 MPa	**h**	10 cm
ft28	2.1 MPa	**d**	7.5 cm
fe	400 MPa	**c**	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	**c'**	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	**b**	100 cm

III.2.2.a. Etat Limite Ultime

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0..9\times10^2}{2.454} = 36.67cm$$ **Erreur ! Signet non défini.** $\Rightarrow$ e_0 = 36.67 cm

On a : e_0 = 36.67 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

Alors on a une section partiellement comprimée.

➢ **Calcul du moment de flexion**

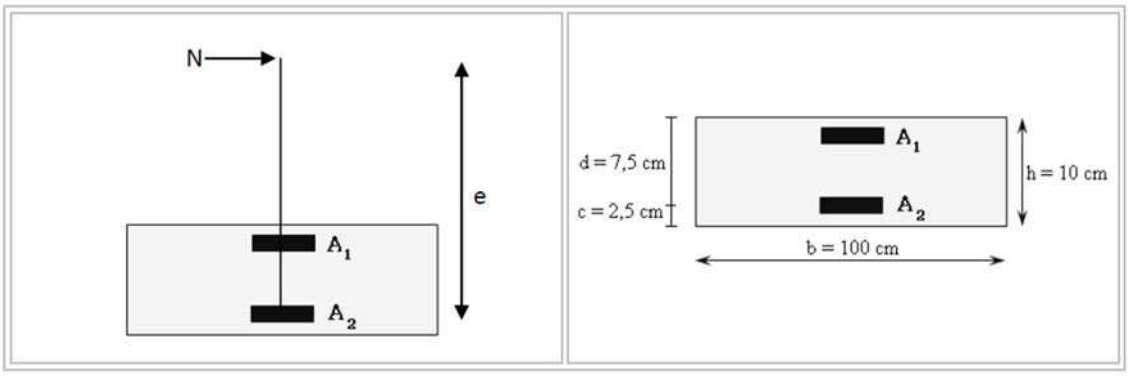


Figure. III.2. Section de béton armé à l'ELU

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.391$ m

$M_1 = N.e \Rightarrow M_1 = 0.959$ kN.m

➢ **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{Mf}{\sigma b \times b \times d^2} \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A_1' = 0 \\ \beta = 0.989 \end{cases}$

$A_1 = \frac{Mf}{\sigma s \times \beta \times d} \Rightarrow A_1 = 0.369$ cm²

$\Rightarrow A' = A_1' \Rightarrow A' = 0$ cm²

Donc : $\begin{cases} A = 0.369 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

III.2.2.b. Condition de non fragilité

$A_{min} = \frac{hxb}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\text{cm}^2$

Amin =1 cm² > A = 0.369 cm² ⇒ A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : A = 6 HA 8 = 3.01 cm²

III.2.2.c. Armatures de répartition

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2}$ ⇒ 0.752 cm² ≤ Ar ≤ 1.505 cm²

Donc, on prendra : Ar = 4 HA 8 = 2.01 cm²

III.2.2.d. Espacement

St = $\frac{100}{5}$ = 20 cm ≤ Smin = min [3h = 30 cm ; 33 cm] = 30 cm

Srép = $\frac{60}{3}$ = 20 cm ≤ Smin = min [4h=40 cm ; 45 cm] = 40 cm

III.2.2.e. Vérification à l'état limite de service

Données: N_{ser} = 1.818 kN

M_{ser} = 0.6 kN.m

- **Calcul de l'excentricité**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.818} = 33.00 cm$

e_0 = 30.00 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : B_0 = b x h + 15 (A + A') ⇒ B_0 = 1045.15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15 (A'c + Ad)]$ ⇒ υ_1 = 5,084 cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon 1$ ⇒ υ_2 = 4,916 cm.

$I = \frac{b}{3} (\upsilon_1^3 + \upsilon_2^{3)} + 15 [A (\upsilon_1 - c)^2 + A' (\upsilon_2 - c')^2]$ ⇒ I = 8603.33 cm⁴.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ = 1,682 cm.

Donc : $e_0 = 33.00$ cm $> \dfrac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases} \sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où $\begin{cases} \sigma_b = k.y_1 \\ \sigma_s = 15k(d - y_1) \end{cases}$ avec $k = \dfrac{N_{ser}}{S_{G'}}$

Pour déterminer y_1, il faut résoudre l'équation suivante:

$$y2^3 + py2 + q = 0\text{……..}"*"$$

- y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$$

$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c')^2 - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

- C : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = - 25 cm < 0".

$$\begin{cases} p = -1786.95 \text{ cm}^2 \\ q = 28388.61 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-1786.95)\, y_2 + 28388.61 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -3.94 \times 10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0{,}744 \Rightarrow \varphi = 167.527 \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 48.81\text{cm} \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 27.405 \text{ cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -48.68 \text{ cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 21.27 \text{ cm} \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$$0 < y1 = y2 + C < h$$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc: $\begin{cases} y_2 = 27.405 \text{ cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.405 \text{ cm} \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^{\,2} + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$S_{xx'} = 59.162 \text{ cm}^3$

$$k = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = 0.0307 \text{ N/mm}^3$$

$\sigma_b = k\ y_1 = 0.0307 \times 24.05 = 0.738 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 0.6\ f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 15\ k\ (y_1 - c) = 15 \times 0.0307 \times (75 - 24.05) = 23.46 \text{ MPa}$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} fe = 333{,}33 \text{ MPa} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201{,}633 \text{ MPa}\right] = 201{,}633 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 23.46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$

➔ Donc on adoptera les sections calculées à l'ELU.

III.2.2.f. Vérification de l'effort tranchant

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow F = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.2.2. g. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

On doit vérifier que: $\tau \leq \overline{\tau}$ tel que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02 \text{ MPa}$$

Et : $\overline{\tau} = \min\left[0{,}15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right] = 2{,}5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)

D'où alors : $\tau_u = 0{,}02 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2{,}5 \text{ MPa}$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

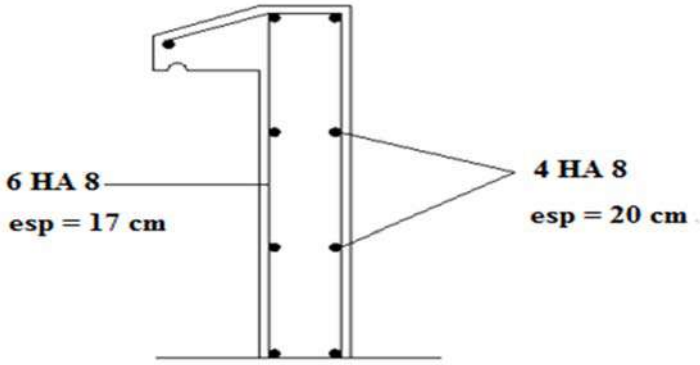


Figure III.3. Schéma du ferraillage de l'acrotère

III.3. Etude d'escalier

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à trois volées.

II.3.1.Définition des éléments d'un escalier

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et situées entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle inclinée supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche:** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est en fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche

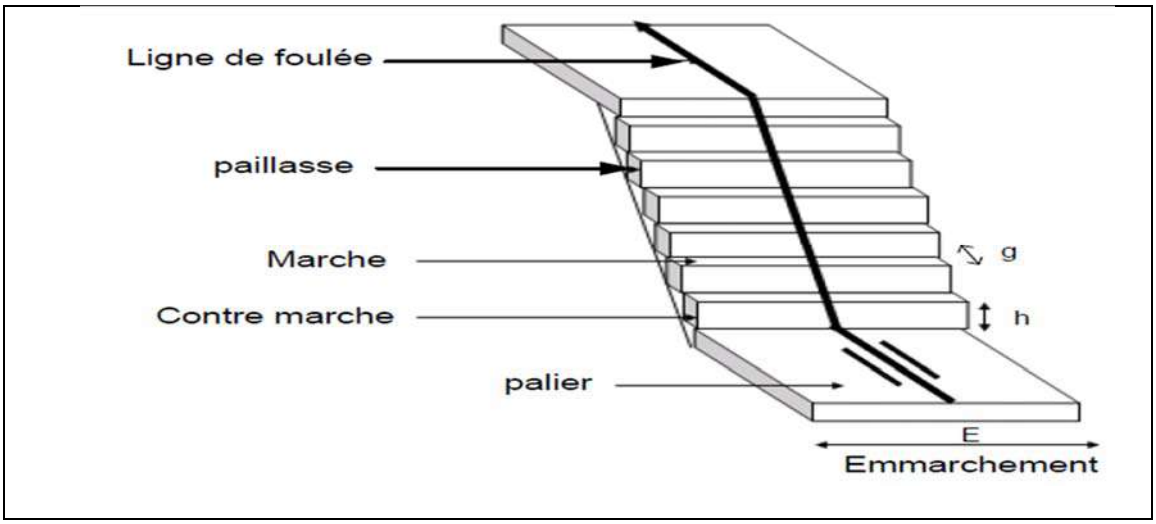


Figure.III.4.Représentation d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

II.3.2. Prédimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.225m
- Largeur de la marche : g = 30cm
- Hauteur de la contre marche : h = 17.5cm

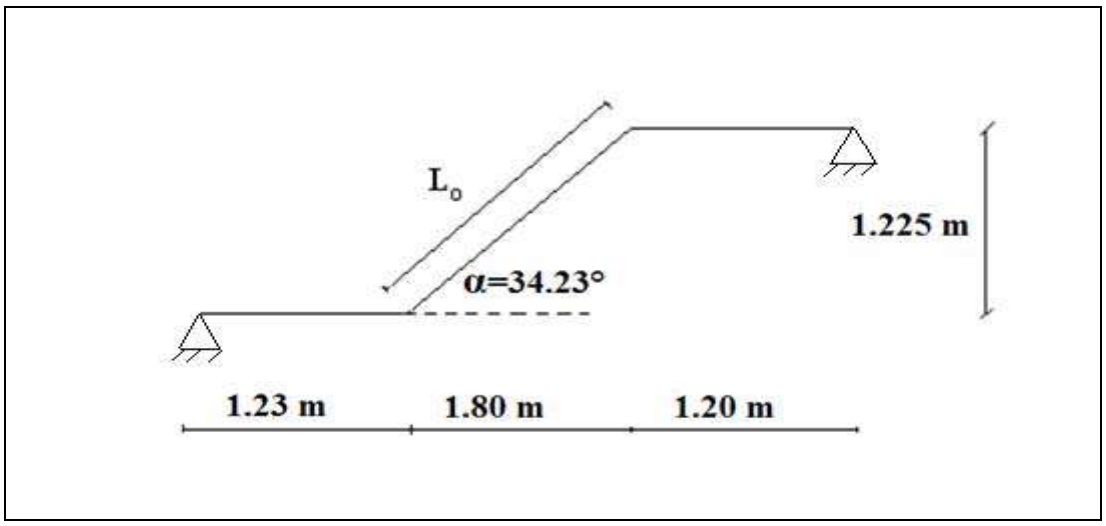


Figure .III.5. Dimensions de l'escalier

✓ **Vérification de la formule de BLONDEL**

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. ⇒ **(Condition vérifiée)**

✓ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.225}{1.80} = 0.680$$

➔ Donc : α =34.23°

$L_0 = \sqrt{(1.225)^2 + (1.8)^2} = 2.17$ m

L =1.23+1.20+2.17 = 4.60 m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \quad \rightarrow \quad 13.14 \leq e \leq 15.33$$

➔ On adopte : **e = 15cm**

III.3.3. Evaluation des charges et surcharges

III.3.3.a. Charges permanentes

Tableau .III.4. Poids G de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	25	4.53
5	Poids des marches	0.175/2	25	2.18
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.41**

Tableau. III.5. Poids G du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
5	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	**5.45**

III.3.3.b. Charge d'exploitation

Q = 2.5KN/m2

III.3.4. Détermination des efforts

A l'E.L.U : Pu =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S : Pser = G + Q

Tableau. III.6. Combinaison des charges

	G (KN/m2)	Q (KN/m2)	Pu (KN/m2)	Pser (KN/m2)
Palier	5.45	2.5	11.107	7.95
paillasse	8.41	2.5	15.103	10.91

III.3.4.a. L'ELU

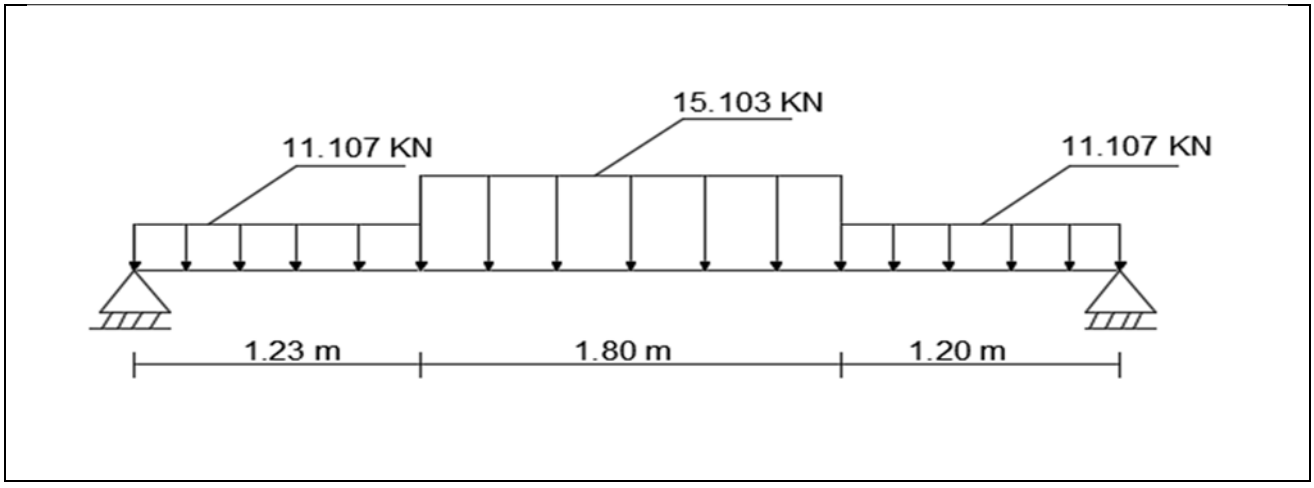


Figure. III.6. Le chargement de l'escalier à l'ELU

✓ **Les réactions d'appuis**

$\Rightarrow \sum F = 0$

Ra+Rb – (11.107 x 1.23) – (15.103 x 1.80) – (11.107x 1.20) = 0

➔ Ra+Rb= 54.175 KN

$\Rightarrow \sum M/A = 0$

(11.107 x 1.23) (1.23/2) + (15.103 x 1.80) (2.13) + (11.107 x 1.20) (3.63) – 4.23 Rb =0

➔ Ra = 27.11 KN et Rb = 27.06 KN

- **Tronçon AC (0 ≤ x ≤1.23)**

Moment fléchissant **:** $M(x) = 27.11x - \frac{11.107\,x^2}{2}$

Effort tranchant **:** T(x) = –11.107x+ 27.11

M (0) = 0 ; T(0) = 27.06

- **Tronçon CD (0 ≤ x ≤1.80)**

Moment fléchissant **:** $M(x) = \frac{-15.103\,x^2}{2} + 13.4\,x + 24.88$

Effort tranchant **:** T(x) = -15.103x+ 13.4

M (0) = 24.88;T(0) = 13.40

T(x) = 0 $\Rightarrow$ x = 0.9 m $\Rightarrow$ M (0.9) = 30.82 KN

- **Tronçon BD (0 ≤ x ≤1.20)**

Moment fléchissant **:** $M(x) = 27.06\,x - \frac{11.107\,x^2}{2}$

Effort tranchant **:** T(x) = 11.107 x – 27.06

M (0) = 0 ; T(0) = –27.11

Donc :

➔ **Mmax = 30.82 KN.m à x = 0.9 m**

➔ **Tmax = 27.06 KN à x = 0 m**

III.3.4.b. l'ELS

- ✓ **Les réactions d'appuis**

$\Rightarrow \sum F = 0$

Ra+Rb– (7.95 x 1.23) – (10.91 x 1.80) – (7.95 x 1.2) = 0

➔ Ra +Rb = 38.95 KN

$\Rightarrow \sum M/A = 0$

(7.95 x 1.23) (1.23/2) + (10.91 x 1.80) (2.13) + (7.95 x 1.20) (3.63) – 4.23 Rb = 0

➔ Ra = 19.45KN et Rb = 19.49 KN

- **Tronçon AC (0 ≤ x ≤1.23)**

Moment fléchissant M(x) = $\frac{-795x^2}{2}$ +19.45 KN

Effort tranchant **:** T(x) = –7.95 X + 19.45

M (0) = 0 ; T(0) = 19.45

- **Tronçon CD (0 ≤ x ≤1.80)**

Moment fléchissant **:** M(x) = $\frac{-10.91\,x^2}{2}$ + 9.68 x + 17.90

Effort tranchant **:** T(x) = –10.91x + 9.68

M (0) = 17.90;T(0) = 9.68

$\Rightarrow$ T(x) = 0 x = 0.887 m $\Rightarrow$ M (0.9) = 22.21 KN

- **Tronçon BD (0 ≤ x ≤1.20)**

Moment fléchissant **:** M(x) = 19.49 x – $\frac{7.95\,x^2}{2}$

Effort tranchant **:** T(x) = 7.95 x – 19.49

M (0) = 0 ; T(0) = – 19.49

Donc **:**

➔ **Mmax = 22.21 KN.m à x = 0.9 m**

➔ **Tmax = 19.45 KN à x = 0 m**

III.3.4.c. Récapitulation des Résultats

Puisque la volée d'escalier est coulée en deuxième phase et l'encastrement de la volée n'est pas assuré, on a tenu d'un semi encastrement

$$\begin{cases} M_t = 0{,}85\ M_{max} \\ M_a = 0{,}5\ M_{max} \end{cases}$$

Tableau.III.7. Récapitulation des résultats

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	T (KN)
ELU	26.19	15.41	27.06
ELS	18.88	11.10	19.45

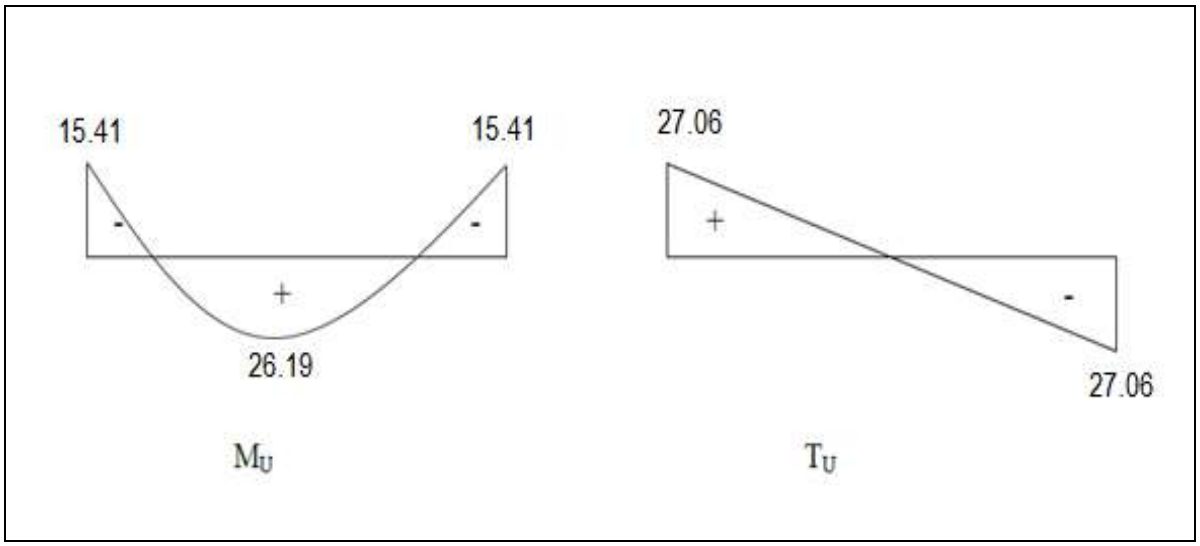


Figure. III.6.Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'E.L.U

III.3.5. Ferraillage des escaliers

Tableau .III.8. Les données

Béton	f_{c28} = 25 Mpa	γ_b = 1.5	σ_b= 14.2 Mpa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 Mpa	b = 100 cm	h= 15 cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 Mpa

Tableau .III.9. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	26.19	0.118	0.937	6.42	0	7HA12 = 7.92
En appuis	15.41	0.069	0.965	3.67	0	7HA12 =7.92

III.3.5.a. Condition de non fragilité

✓ **On vérifie que** $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées : $A=7.92\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100\times15}{1000} = 1.5cm^2$ (c.v)

En appuis : $A=7.92\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100\times15}{1000} = 1.5\ cm^2$ (c.v)

III.3.5.b. Les armatures de répartition

Tableau .III.10. Les armatures de répartition

	As (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98$	6 HA 8 =3.01 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98$	6 HA 8 =3.01 cm²

III.3.5.c. Vérification de l'espacement

Tableau .III.11. Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St =17cm ≤ min[3h=54cm;33cm]=33cm	St =20cm ≤ min[3h=54cm;33cm]=33cm
En appuis	St =17cm ≤ min[3h=54cm;33cm]=33cm	St =20cm ≤ min[3h=54cm;33cm]=33cm

III.3.5.d. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{27.11 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.216 \text{ Mpa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau u} = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}\right] = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau u = 0.216 \text{ Mpa} < \overline{\tau u} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{(C.V)}$$

III.3.5.e. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :$\boldsymbol{\sigma b \leq \overline{\sigma b}}$

$$\boldsymbol{\overline{\sigma b}} = 0{,}6\,.\,f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Tableau .III.12.Calcul de Mser

	En travées	En appuis
A (cm²)	7.92	7.92
Mser (kN.m)	18.88	11.10
Y (cm)	50 y²+15 A.y– 15A.d = 0 ⇒ y=4.39	50 y²+15 A.y– 15A.d = 0 ⇒ y=4.39
I (cm4)	$I = \frac{b}{3}Y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 10633.87$	$I = \frac{b}{3}Y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 10633.87$
$\boldsymbol{\overline{\sigma b}}$	15	
$\boldsymbol{\sigma b}$	$\boldsymbol{\sigma b = \frac{M_{ser}}{I}.Y} = 7.76$	$\boldsymbol{\sigma b = \frac{M_{ser}}{I}.Y} = 7.76$
$\boldsymbol{\sigma b \leq \overline{\sigma b}}$	oui	oui

III.3.5.f. Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.035 \geq \frac{26.19}{20 \times 26.19} = 0.05 \qquad \text{(C.N.V)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{7.92}{100 \times 12.5} = 0.0063 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad \text{(C.N.V)}$$

➔ Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

❖ **Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)**

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$: $\bar{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L}{500} & \text{si } L \geq 5m \\ \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$

❖ **Pour les flèches aux charges instantanées**

$$f_i = \frac{M_{Ser}\, L^2}{10\ E_i\ I_{fi}}$$

Avec :

- ✓ $E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_i\, \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \frac{A}{b.d}$
- ✓ $\mu = \text{Max}\left[1 - \frac{1.75\, f_{t28}}{4\, \rho\, \sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$

❖ **Pour les flèches aux charges de longues durées**

$$f_v = \frac{M_{Ser}\, L^2}{10\ E_v\ I_{fv}}$$

Avec :

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_v\, \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$

❖ **Détermination de l'axe neutre**

$$y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.40\ Cm^2$$

❖ **Moment d'inertie de la section totale**

$$I_0 = b/3\ [y^3 + (h-y)^3\ ] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 31337.028\ cm^2$$

Tableau. III.13. Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I0 (cm4)
7.92	26.19	0.0063	215.73	0.512	8.40	31337.028
I_{fi} (cm4)	I_{fv} (cm4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
12743.527	20494.089	8.24	3.63	4.61	8.46	Oui

III.4. La poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre.
- Réaction provenant du palier.

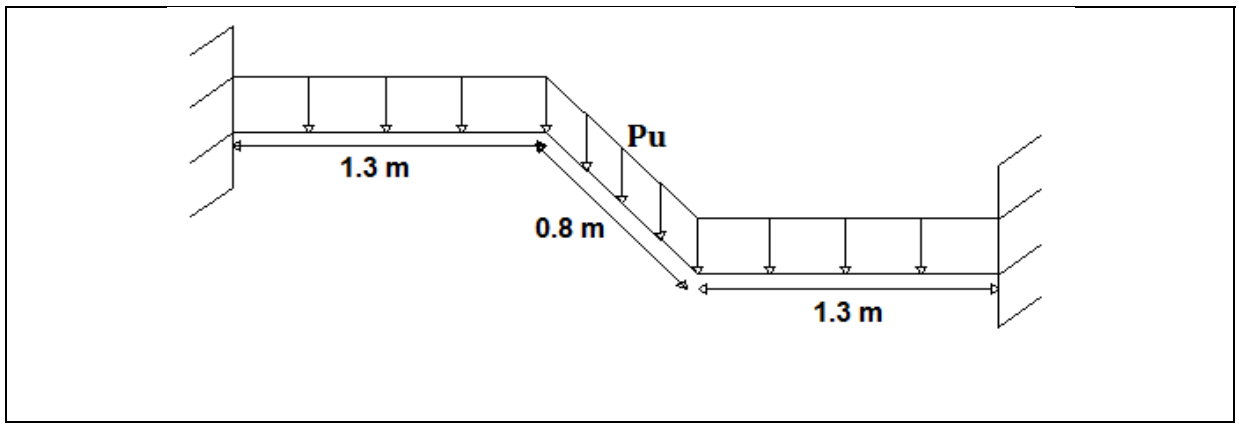


Figure. III .8. Schéma statique de la poutre

III.4.1. Prédimensionnement

L : la longueur de la poutre. (L = 3.40 m)

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ $\Rightarrow$ 22.66 cm $\leq h \leq$ 34.00 cm On adopte : **h = 35 cm**

0.3 h $\leq$ b $\leq$ 0.7 h $\Rightarrow$ 10.5 cm $\leq$ b $\leq$ 24.5 cm On adopte : **b = 30 cm**

➔ Donc, la section de la poutre palière est de **(b × h) = 30 × 35 cm²**

❖ **Vérification selon RPA99 v 2003**

✓ h = 35 cm > 30 cm (c.v)

✓ b = 30 cm > 20 cm (c.v)

✓ $\frac{h}{b}$ = 1.166 cm < 4 cm (c.v)

III.4.2. Evaluation des charges

- Poids propre de la poutre : G_{poutre} = 0.35 x 0.3 x 25 = 2.625 KN/ml
- Poids de double cloison : G_{mur} = 2.52 KN /ml
- Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière) :

R_u = 27.11 KN R_{ser} = 19.49 KN

Donc :

$\Rightarrow$ $\mathbf{P_u}$ = 1.35 x (2.625 + 2.52) + 27.11 = 34.05 KN/ml

$\Rightarrow$ $\mathbf{P_{ser}}$ = (2. 625 + 2.52) + 19.49 = 24.635 KN/ml

III.4.3. Calcul des efforts

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités, le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

- $R_A = R_B = \frac{Pl}{2}$
- T = - Pl
- $M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{Pl^2}{12}$
- $M_{travée} = \frac{Pl^2}{24}$
- $M_0 = \frac{Pl^2}{8}$

Tableau. III.14. Les moments et les efforts tranchants

	$R_A = R_B$ (KN)	T (KN)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	M_0 (KN.m)
E.L.U	57.88	-115.77	16.40	-32.80	49.20
E.L.S	41.87	-83.74	11.86	-23.72	35.59

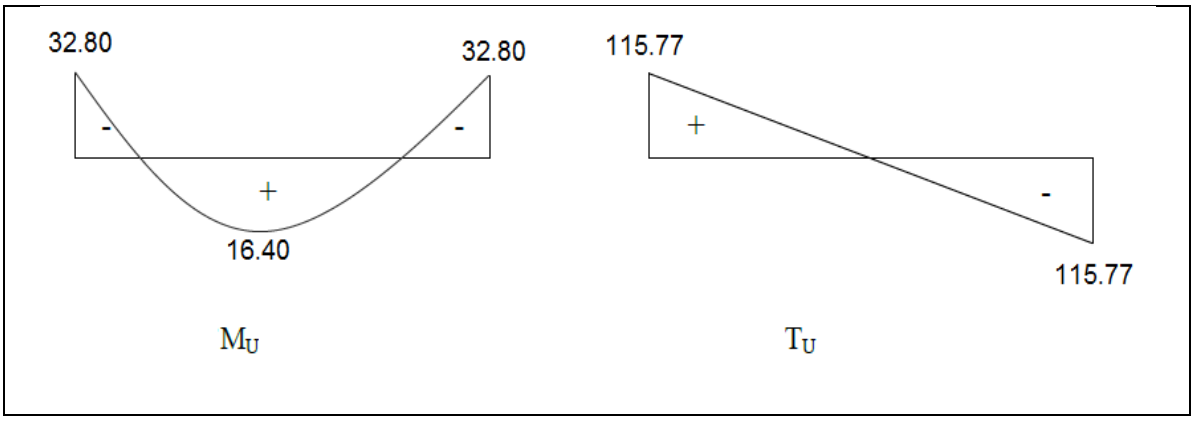


Figure. III.9.Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU

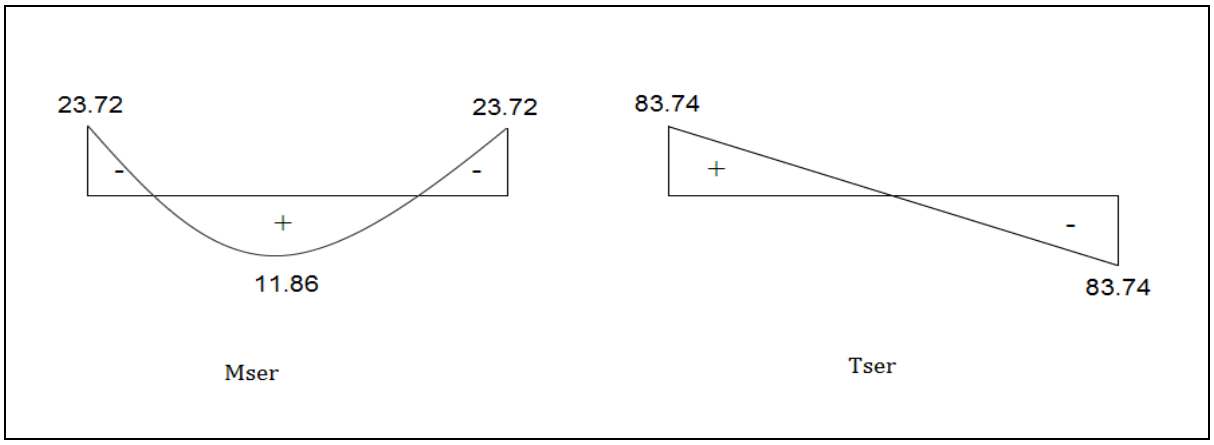


Figure. III.10. Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELS

III.4.4. Ferraillage de la poutre palière

III.4.4.1. Armatures longitudinales

III.4.4.1.a. l'ELU

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Tableau. III.15. Les données concernant les matériaux

Béton	f_{c28} = 25 MPa	f_{t28} = 2.1MPa	σ_b = 14.2 MPa	γ_b =1.5
	b = 30 cm	h = 35 cm	c = 2.5 cm	d = 32.5 cm
Acier	FeE 400	f_e = 400 MPa	σ_s = 348 MPa	γ_s = 1.15

Tableau.III.16. Ferraillage de la poutre palière en travée et sur appuis

	M_u (KN)	μ	B	A (cm ²)	Choix	A_{adopt} (cm²)
En travée	16.40	0.036	0.982	1.47	3HA12	3.39
En appuis	32.80	0.072	0.963	3.00	3HA14	4.62

❖ **RPA 99 Version 2003 Art 7.5.2.1**

➔ $0.5\,\% \leq \frac{A}{bh} \leq 4\,\%$ $\Rightarrow$ au niveau de la zone courante

➔ $0.5\,\% \leq \frac{A}{bh} \leq 6\,\%$ $\Rightarrow$ au niveau de la zone de recouvrement

- $A_{min} = \frac{0.5}{100}$ (30 x 35) = 5.25 cm²
- $A_{max} = \frac{4}{100}$ (30 x 35) = 42 cm²
- A_{min} = 5.25 cm² < A = 4.62 + 3.39 = 8.01 < A_{max} = 42 cm²

III.4.4.1.b. Vérifications à l'ELS

- La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.
- La fissuration est peu nuisible, donc on ne vérifiera que les contraintes du béton :

$$\Rightarrow \quad \sigma_b = \frac{Mser}{I} y \leq \overline{\sigma b} = 0.6\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau. III.17.Vérification a l'ELS

	A (cm ²)	M_{ser} (KN)	Y (cm)	I (cm^4)	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	3.39	11.84	8.937	35370.66	15	2.99	**c.v**
En appuis	4.62	23.68	10.159	45073.65	15	5.33	

III.4.4.1.c. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b0.d} = \frac{115.77 \times 10^3}{300 \times 325} = 1.187 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau} = \min [0{,}2 \ \frac{fc_{28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa }] = 3.33 \text{ MPa}$$

D'où alors : $\tau_u = 1.187 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

III.4.4.2. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} = 10\text{cm} ; \frac{b}{10} = 30 \text{ cm} ; \phi = 8 \text{ mm} \right] = 8 \text{ mm}$$

$$a_t = \frac{\pi.\phi^2}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \qquad n_t = 3$$

$A_t = a_t \,.\, n_t = 0.50 \text{ x } 3 = 1.5 \text{ cm}^2$

Donc on adoptera: $A_t = 3HA8 = 1.50 \text{ cm}^2$

On doit vérifier : $S_t = 0.9.A_t.(f_e/\gamma_s)/b_0\,(\tau_u - 0.3f_{t28})$

➔ **S_t = 28.22 cm**

III.4.4.2.a. Vérification du R.P.A 99 :

$A_{t\,min} = 0.003.St.b$

$S_t \leq \min\left[\frac{h}{4} = 8.75cm ; 12\phi = 14.4\ cm ; 30\ cm\right] = 8.75\ cm \Rightarrow$ (zone nodal)

$S_t' \leq \frac{h}{2} = 17.5\ cm \Rightarrow$ (zone courante)

On adopte : $S_t = 8\ cm$, $S_t' = 15\ cm$

$A_{t\,min} = 0.003.8.30 = 0.72\ cm^2$

$A_t = 1.5\ cm^2 > A_{t\,min} = 0.72\ cm^2$ (c.v)

$S_t = 28.22\ cm > S_t = 8\ cm$ (c.v)

III.4.4.2.b. Vérification de la flèche

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_L}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{340} = 0.102 \succ \frac{11.84}{10*35.59} = 0.033$ (c.v)
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{340} = 0.102 < \frac{1}{16} = 0.062$ (c.v)
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{Fe} \Rightarrow \frac{3.39}{30*32,5} = 0.003 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ (c.v)

III.5. La Dalle machine

III.5.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine).
- Dalle supportant la machine.
- Cabine d'ascenseur.

III.5.2. Prédimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

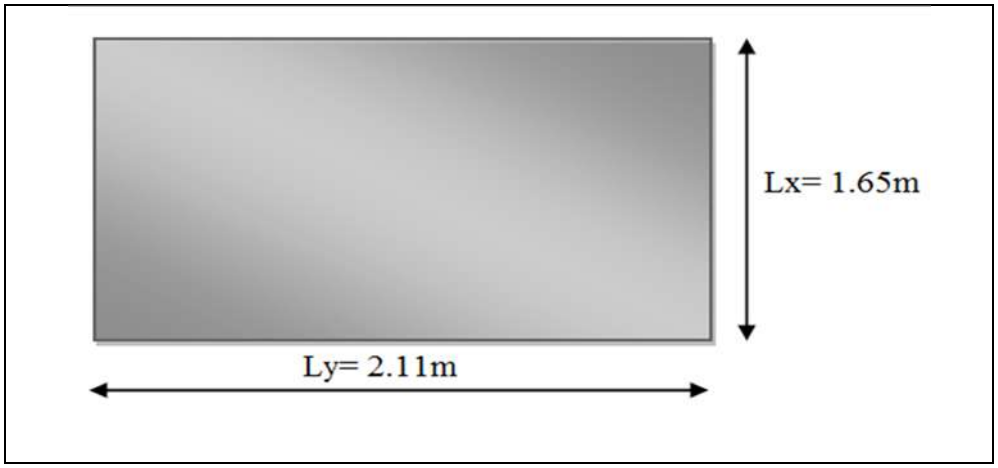


Figure.III.11. Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{165}{50} \leq e \frac{165}{40} \Rightarrow \ 3.3 \leq e \leq 4.12$$

- **Condition de l'E.N. A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit :

e ≥ 25 cm. On prend : **e = 25cm**

III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

III.5.3.a. Charges permanentes G

Tableau. III.18. Charges permanentes

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit en ciment	0.02	10	0,36
			G	**6.61**

III.5.3.b. Poids de la machine supportée

➢ q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

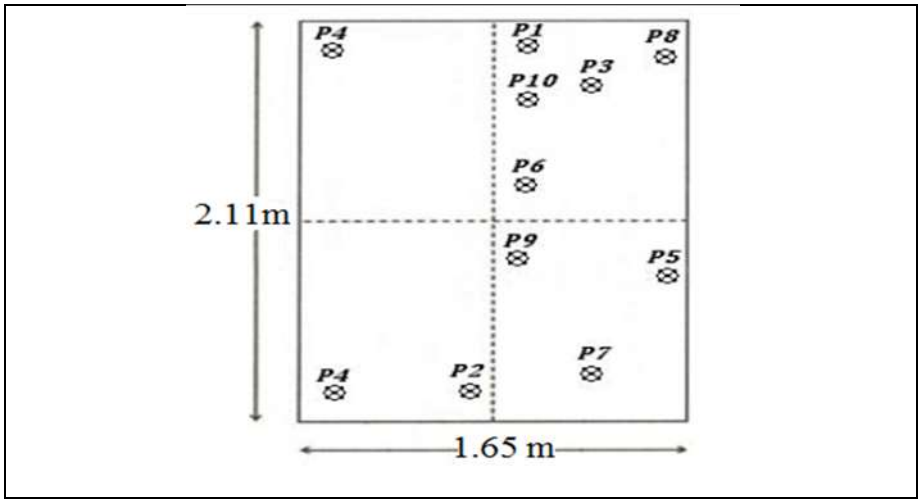


Figure .III.12. Déférentes charges agissantes sur la dalle

Tableau .III.19. Les charges concentrées

P (kgf)								
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**	**P8**	**P9**
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$q = \sum \frac{P_i}{S} = 4969.12\ kg/m^2 = 49.69\ kN\ /m^2$$

G_{tot}= 6.61 + 49.69 = 56.30 KN/m²

III.5.3.c. La Charge d'exploitation

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : **Q=5kN/m²**

Tableau .III.20. Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	Pu (kN/m²)	Pser (kN/m²)
56.30	5	83.50	61.30

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

III.5.4. Calcul des sollicitations

On a : $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.65}{2.11} = 0.78$

➔ Donc la dalle travaille suivant les deux directions.

III.5.4.a. Méthode de calcul

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- ✓ **La méthode forfaitaire :** la plus utilisée aux formes géométriques simples et régulières sous chargement modéré.
- ✓ **La méthode des lignes de rupture :** utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

➔ Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.5.4.b. Hypothèse (ligne de rupture)

- ➢ La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- ➢ Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.5.4.c. Principe de calcul

- ❖ Travail extérieur = Travail intérieur.
- ❖ Travail extérieur : en fonction de (charge, portée).
- ❖ Travail intérieur : en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties :

$$\mathbf{T_{ext} = q.s.f_{cdg}}$$

- q : charge répartie.
- S : surface de la région rigide.
- f_{cdg}: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$\mathbf{T_{int} = M.L.\theta}$$

- M : moment de flexion.
- L : projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ : l'angle de rotation.

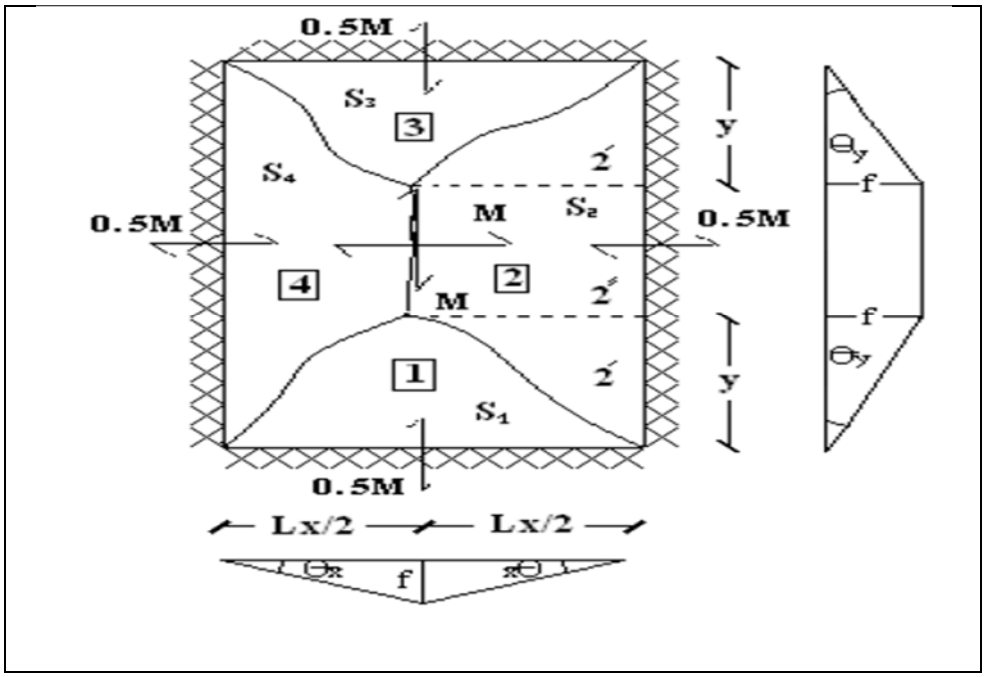


Figure.III.13.Les lignes de rupture

❖ **Travail externe**

$$T_{ext} = T_{ext}^{1} + T_{ext}^{2} + T_{ext}^{3} + T_{ext}^{4}$$

Avec :

- $T_{ext}^{1} = T_{ext}^{3}$
- $T_{ext}^{2} = T_{ext}^{4}$
- $T_{ext}^{1} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$
- $T_{ext}^{2} = 2\,T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_X.L_y - \frac{1}{3}.L_X.y\right)$
- $T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2}L_X.L_y - \frac{1}{3}.L_X.y\right)$

❖ **Travail interne**

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3} + T_{int}^{4}$$

Avec :

- $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$
- $T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$

- $T_{int}^{1} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y\theta_y = tg\ \theta_y = \frac{f}{y}$
- $T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$
- $T_{int}^{2} = M.L_y.\theta_x + 0.5M.L_y.\theta_x\theta_x = tg\ \ \theta_x = \frac{2f}{Lx}$
- $T_{int}^{2} = 3M.\frac{Ly}{Lx}.f$
- $T_{int} = 3M.\left(\frac{Lx}{y} + 2\frac{Ly}{x}\right).f$

❖ **Principe du travail virtuel**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = 3M\ \frac{\frac{1.65}{y} + 2.55}{1.74 - 0.55y}$$

Pour déterminer " **y** " on dérive " **q** " par rapport à " **y** ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \ \Rightarrow\ 1.40\ y^2 + 1.80\ y - 2.87 = 0 \ \Rightarrow\ y = 0.92\ m$$

On remplace "y " on trouve : M = 0.094 q

$$M_t = M = 0.094\ q = 0.094 \times (83.5) = 7.84\ KN.m$$

$$M_a = 0.5.M = 0.5 \times 7.84 = 3.92\ KN.m$$

III.5.5. Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau .III.21. Les données

$\mathbf{f_{c28}}$	25 MPa	**h**	25 cm
$\mathbf{f_{t28}}$	2,1 MPa	**d**	22.5 cm
fe	400 MPa	**c**	2.5 cm
$\overline{\boldsymbol{\sigma b}}$	14.2 MPa	**c'**	2.5 cm
$\overline{\boldsymbol{\sigma s}}$	348 MPa	**b**	100 cm

Hauteurs utiles : $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5 \text{ cm} \\ dy = 22.5 - \frac{1+1}{2} = 21.5 \text{ cm} \end{cases}$

Tel que : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b .b .d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s .d .\beta}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau .III.22. Calcul des sections d'acier de la dalle

		Mu (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	Amin (cm²)
Sens X	**En travée**	7.84	0.010	0.995	1.00	0	2.5
	En appuis	3.92	0.005	0.997	0.50	0	2.5
Sens Y	**En travée**	7.84	0.011	0.994	1.05	0	2.5
	En appuis	3.92	0.005	0.997	0.52	0	2.5

III.5.5.a. Condition de non fragilité

$$\Rightarrow \quad Amin = \frac{B}{1000} = \frac{25\times100}{1000} = 2.5\ cm^2$$

Donc on adopte les sections : $\begin{cases} A_x = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ /ml} \\ A_y = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{/ml} \end{cases}$

III.5.5.b. Condition d'espacement

$$\bar{St} = Min[2h = 50\ cm\ ;\ 22\ cm] = 22\ cm$$

➔ On prend : S = 25 cm

III.5.5.c. Vérification de l'effort tranchant

Suivant Lx : $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b0 .dx} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u . L_x . L_y}{2L_y + L_x} = 49.52 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{49.52 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.220 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.16 \text{ MPa} \quad (C.V)$$

Suivant Ly : $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b0 .dy} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$

$$V_{uy} = \frac{P_u . L_x . L_y}{3L_y} = 45.92 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{45.92 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0.213 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 1.16 \text{ MPa} \quad (C.V)$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.5.d. Vérification à l'ELS

- Béton : $\overline{\sigma_b} = \frac{Mser}{I} . y \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau .III.23. Calcul de Mser

		Mser (KN.m)
Sens X	En travée	0.094*qser = 0.0.94*61.3 = 5.76
	En appuis	0.5*Mt=0.5*5.76 = 2.88
Sens Y	En travée	0.094*qser= 0.094*61.3 = 5.76
	En appuis	0.5*Mt= 0.5*5.76 = 2.88

❖ **Détermination de la valeur de « y »**

$50\ y^2+15\ A.y-15A.d=0$

Moment d'inertie : $I=\frac{b}{3}Y^3+15A(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .III.24. Vérification à l'ELS

		Mser (KN.m)	As (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σb	$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$
Sens X	**En travée**	5.76	3.14	8.47	29526.05	0.019	0.160	Oui
	En appuis	2.88	3.14	4.23	18244.54	0.015	0.063	Oui
Sens Y	**En travée**	5.76	3.14	8.10	26171.97	0.022	0.178	Oui
	En appuis	2.88	3.14	4.05	16556.39	0.017	0.068	Oui

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

- $\frac{h}{Lx}=0.151>\frac{Mt}{20.Mx}=1.10$ ⇒ Condition vérifiée
- $\frac{h}{Lx}=0.151>\frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35}=0.037$ à 0.029 ⇒ Condition vérifié
- $\frac{At}{bd}=1.395\times10^{-3}<\frac{2}{fe}=5\times10^{-3}$ ⇒ Condition vérifié

➔ Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.5.e. Vérification de non poinçonnement

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$\boldsymbol{Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b}$$

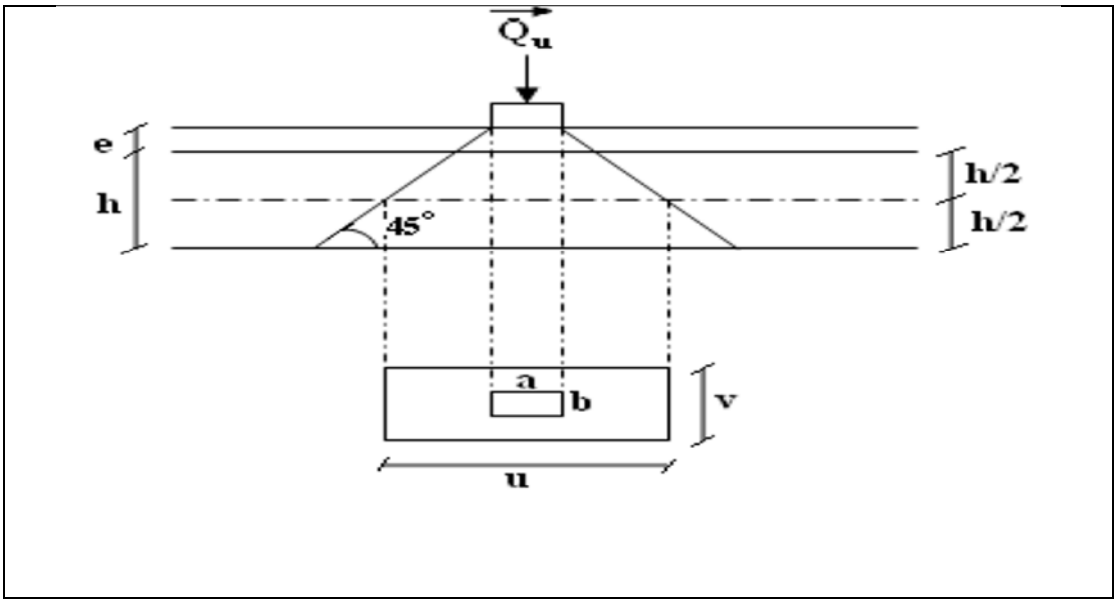
Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

- Qu= 84 KN, γb = 1.5, $f$cj = 25 MPa, h = 25 cm
- Uc = 2(u + v)
- u = a + 2(e + h/2)

- v = b + 2(e + h/2)
- Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

- Uc = 4h = 100 cm
- Qu = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =1875 KN…… (Condition vérifiée)



CHAPITRE IV

Etude sismique

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV. 2. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le [RPA99 version 2003]. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

Pour notre bloc, la régularité en plan est vérifiée avec une hauteur de 27 m, donc selon le RPA99 V 2003► [Art 4.1.2] ◄, on va utiliser la méthode dynamique modal spectrale

IV.2.1. Méthode dynamique modale spectrale

IV.2.1.a. Principe

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2.1.b Modélisation

Le model choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000'est le diaphragme, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.2.1.c. Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right)\ldots\ldots\ldots & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\ldots\ldots\ldots\ldots & T_1\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3}\ldots\ldots\ldots\ldots & T_2\le T\le 3{,}0s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{5/3}\ldots\ldots\ldots & T\ge 3{,}0s\end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

L'ouvrage est classé dans le « groupe II », ouvrage courant d'importance moyenne situé dans la « zone sismique III », wilaya d'Alger

⇒ Donc : **A= 0.25** [RPA : Tab.4.1]

Tableau. IV.1. Facteur d'accélération

Groupe	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

⇒ **η :** facteur de correction d'amortissement RPA99 version 2003►► [Tab.4.2] ◄◄

Donné par la formule : $\eta=\sqrt{\dfrac{7}{(2+\xi)}}\ge 0{,}7$

⇒ **ξ :** Pourcentage d'amortissement critique

Tableau. IV.2. Valeurs de ξ et η des deux systèmes

	ξ (%)	η
Système voile porteurs	7	0.881
Système mixte	10	0.763

Tableau IV.3. Facteur de qualité

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les fils de contreventement	OUI	0	OUI	0
2	Redondance en plan	OUI	0	OUI	0
3	Régularité en plan	OUI	0	OUI	0
4	Régularité en élévation	OUI	0	OUI	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0	OUI	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0	OUI	0

⇒ Q *:* facteur de qualité($Q = 1 + \sum P_q$)

⇒ Donc *:* Qx = Qy = 1.00 ►► RPA99 version 2003 : [Tab.4.4] ◄◄

⇒ R : coefficient de comportement de la structure : il est en fonction de système de contreventement, R=3.5 (pour les deux systèmes).

⇒ **T :** période caractéristique associée à la catégorie de site **:** ►►RPA : [Tab.4.7] ◄◄

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{matrix}\right\} \text{site S3.}$$

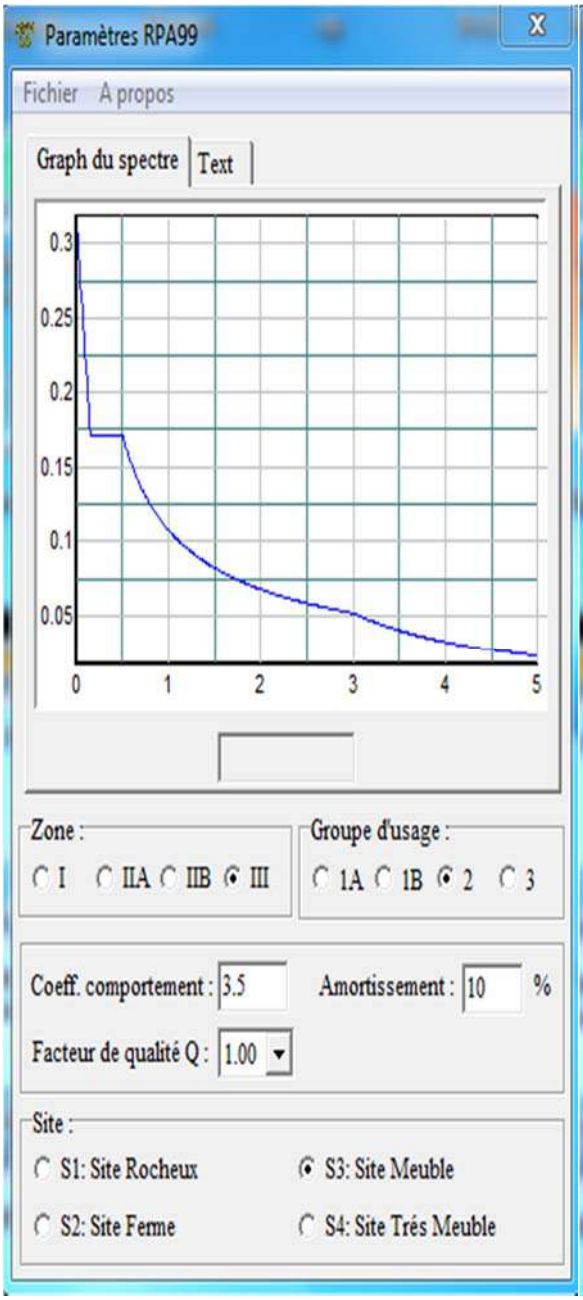


Figure IV.1 : Spectre de réponse (Système voiles porteur)

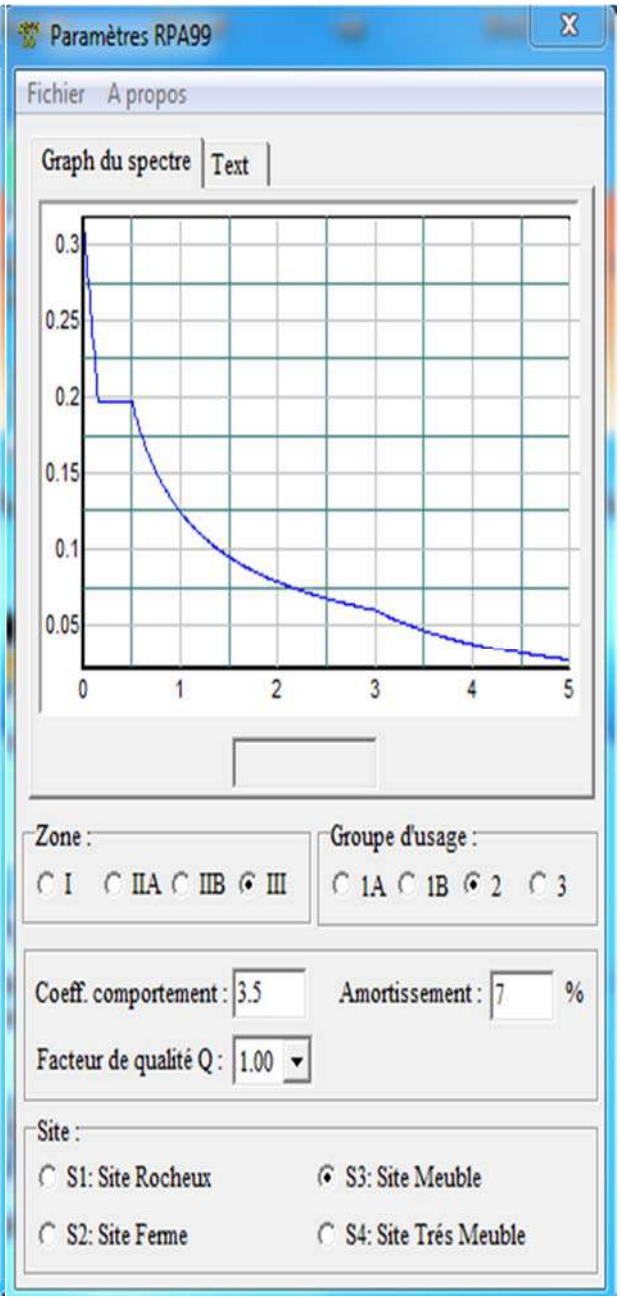


Figure IV.2 : Spectre de réponse (Système mixte portiques-voiles)

IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.3.1. Centre de masse

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.3.2. Centre de torsion

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum Yi * Xi}{\sum Yi} Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- Ix et I y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

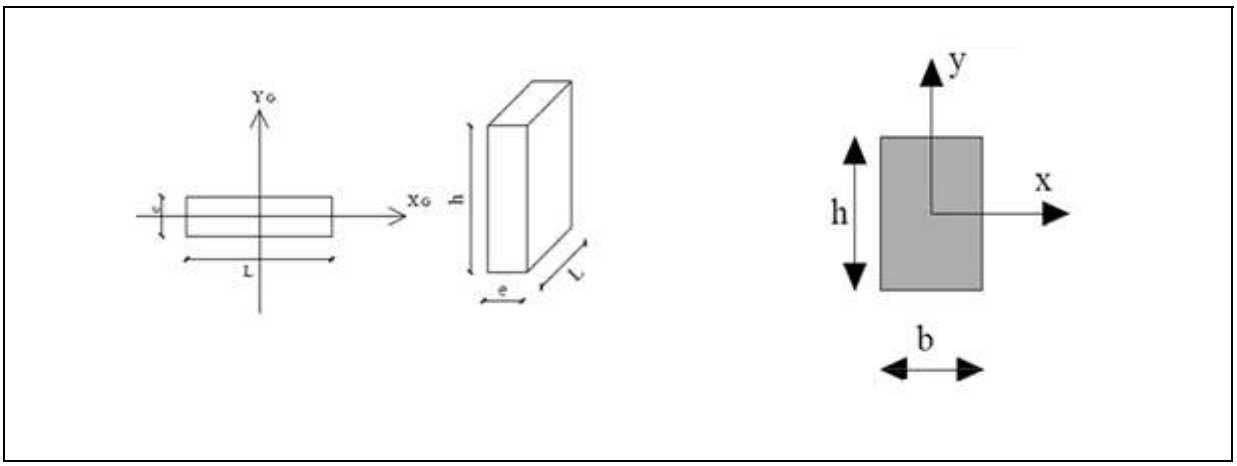


Figure IV.3: dimension des voiles et poteaux

IV.3. 3. Excentricité

IV.3. 3. a. Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

IV.3. 3. b. Excentricité accidentelle [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x = 0.05 \times 27.15 = 1.358 \text{ m} \\ E_y = 0{,}05.\ L_y = 0.05 \times 18.50 = 0.925 \text{ m} \end{cases}$$

IV.3. 3. c. Excentricité admissible ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄

- Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 0.15× 27.15 = 4.07 m
- Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 0.15× 18.50 = 2.78 m

Résultats première étude (système voiles porteurs)



Figure IV.4. Vue de la structure voiles porteurs en 3D

❖ **Centre d'inertie et centre de masse**

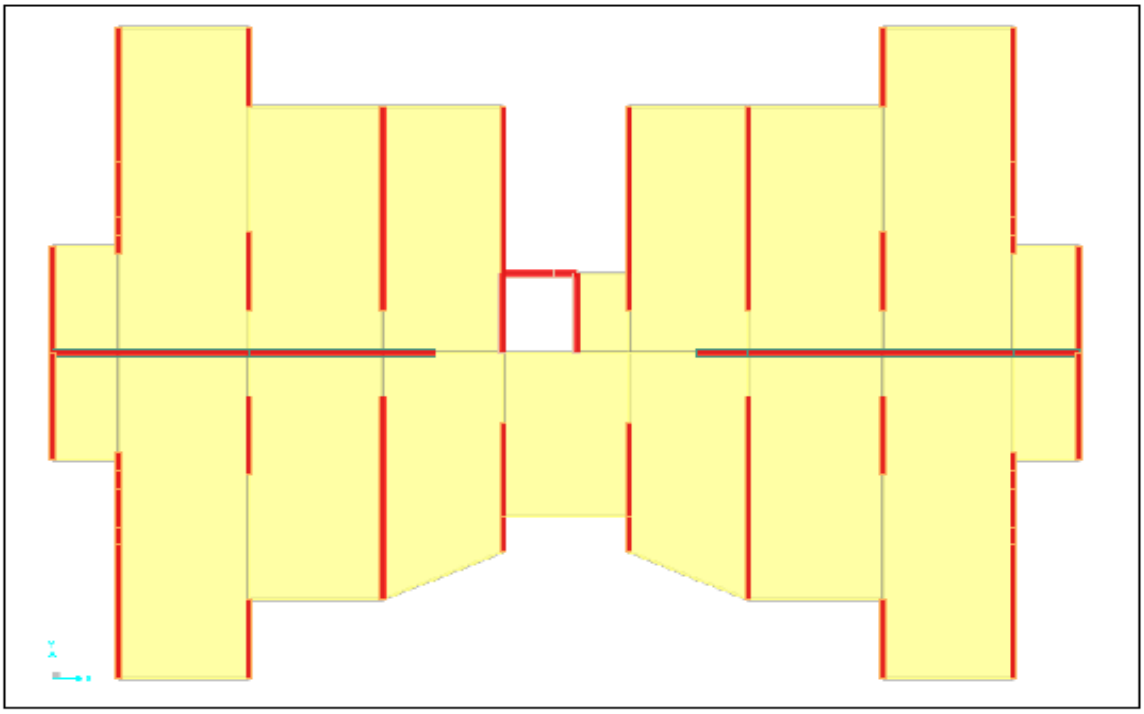


Figure IV.5.Disposition des voiles du bloc

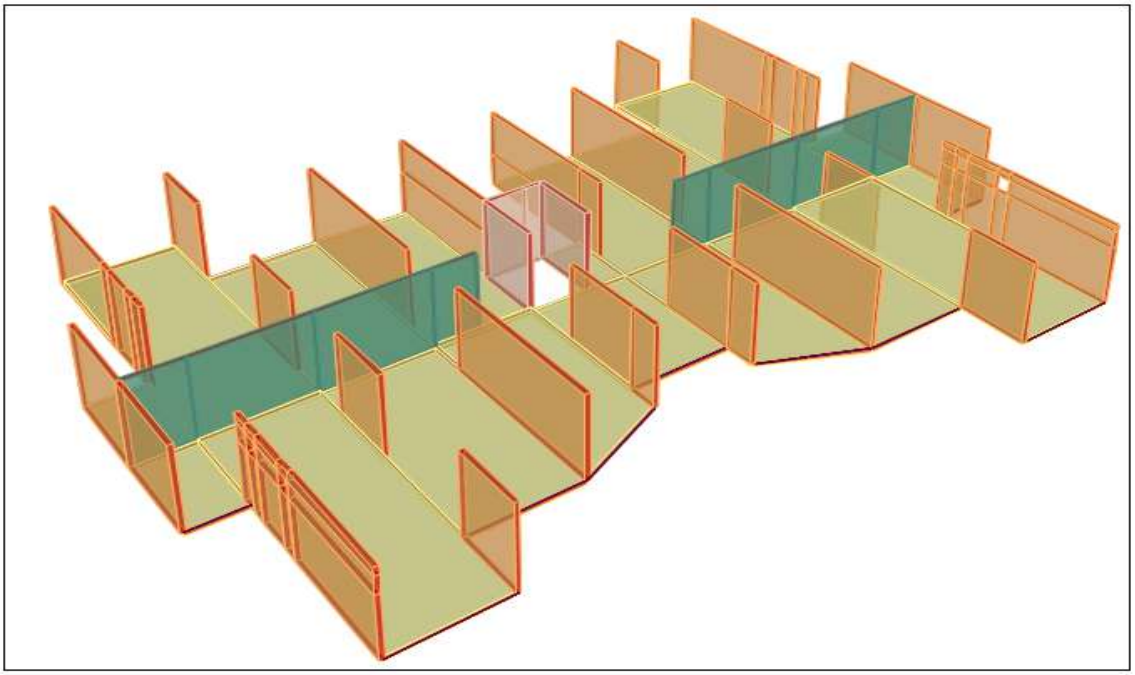


Figure IV.6 : disposition des voiles en 3D

Tableau IV.4 : centre d'inertie et centre de masse

		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Etage N°	**Niveau (m)**	**Poids (kN)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**XR (m)**	**YR (m)**	**∑ Ix (m4)**	**∑ Iy (m4)**
Ascenseur	**29.64**	5174.722	13.5714	9.5482	4.737E+07	3.167E+08	15.5157	9.3313
7	**27.00**	4185.136	13.5706	9.3736	8.024E+06	1.345E+08	14.9813	9.3972
6	**24.00**	4011.164	13.5693	9.3931	3.925E+06	7.240E+07	14.9736	9.3730
5	**21.00**	3970.918	13.5692	9.3459	2.405E+06	3.581E+07	14.9708	9.3744
4	**18.00**	3970.918	13.5692	9.3459	1.604E+06	2.165E+07	14.9299	9.3837
3	**15.00**	3970.918	13.5692	9.3459	1.096E+06	1.351E+07	14.8737	9.3949
2	**12.00**	3970.918	13.5692	9.3459	7.299E+05	8.810E+06	14.8140	9.4153
1	**9.00**	3983.426	13.5679	9.3627	4.433E+05	5.316E+06	14.7274	9.4541
RDC	**6.00**	3454.827	13.5672	9.4908	2.054E+05	4.231E+06	14.6415	9.5435
S.SOL	**3.00**	120.553	12.8672	10.4452	6.678E+03	3.977E+04	13.2102	11.0294

❖ **Excentricité**

Tableau IV.5 : Calcul d'excentricité totale

Excentricité				
Etage N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
Ascenseur	**29.64**	1.944	0.217	Ok
7	**27.00**	1.411	0.024	Ok
6	**24.00**	1.404	0.020	Ok
5	**21.00**	1.402	0.028	Ok
4	**18.00**	1.361	0.038	Ok
3	**15.00**	1.305	0.049	Ok
2	**12.00**	1.245	0.069	Ok
1	**9.00**	1.160	0.091	Ok
RDC	**6.00**	1.074	0.053	Ok
S.SOL	**3.00**	0.343	0.584	Ok

V.4. Résultats de l'analyse dynamique

IV.4.1. Vérification de comportement

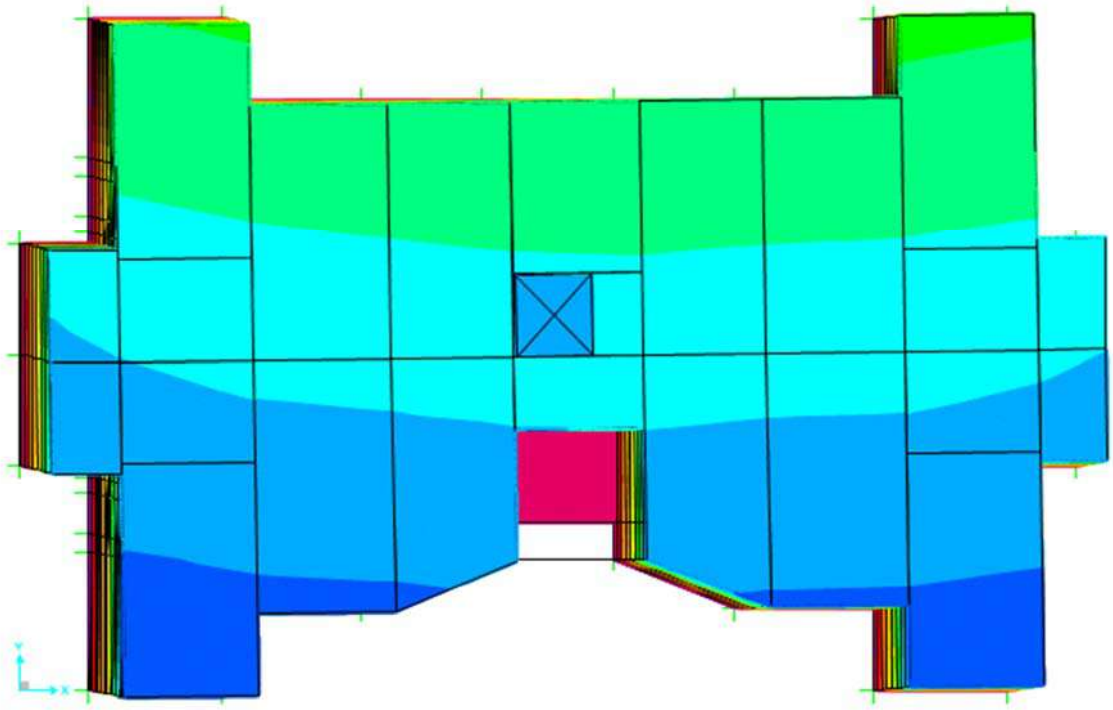


Figure. IV.7. Comportement du premier mode

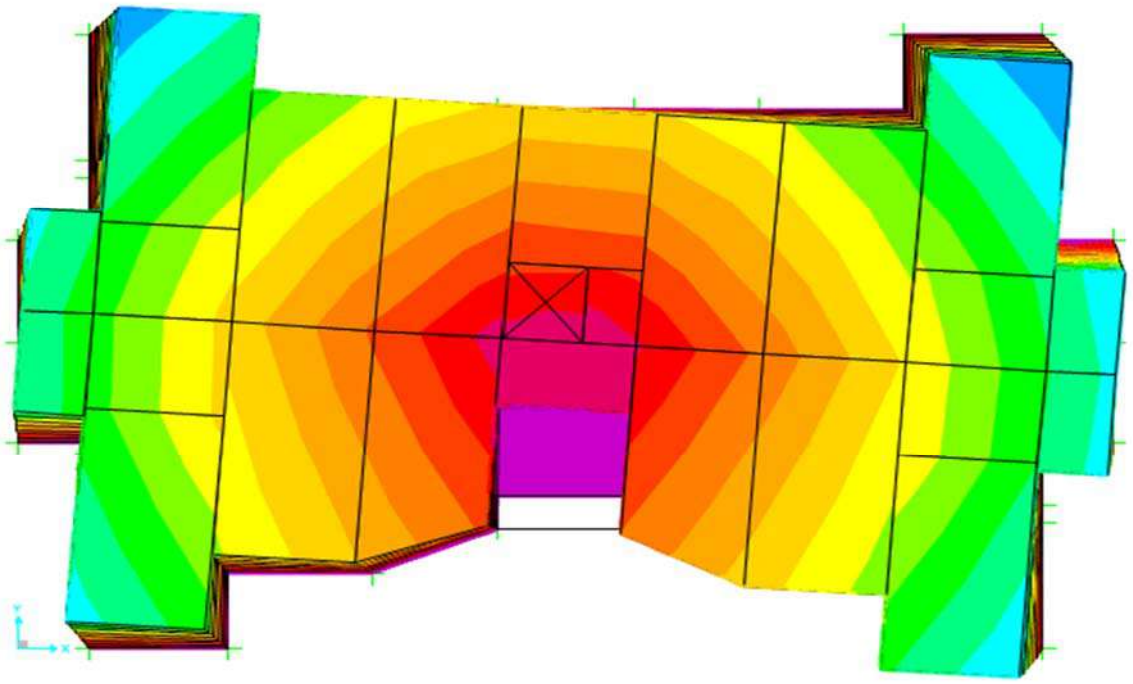


Figure. IV.8. Comportement de deuxième mode

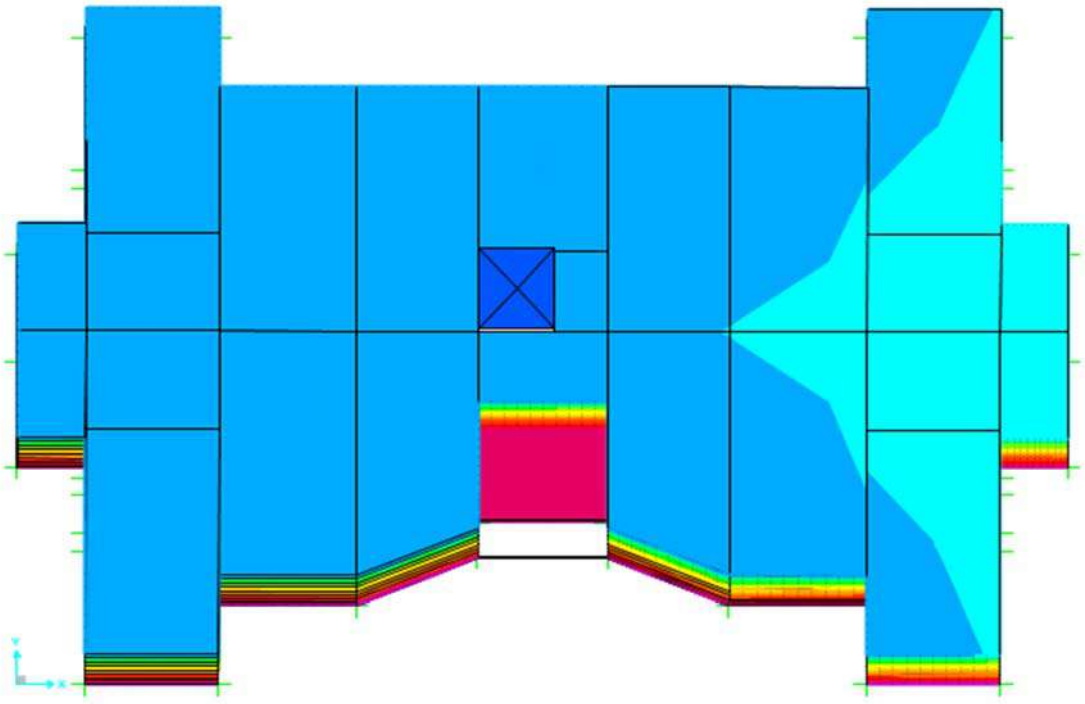


Figure. IV.9. Comportement de troisième mode

Tableau IV.6: Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation suivant x (sens de faible rigidité)	Rotation autour de z	Translation suivant y (sens de forte rigidité)

Commentaire

Un mauvais comportement à cause des contraintes du coffrage (disposition des voiles)

IV.4.2. vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après [RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.]

Tableau. IV.7 : Vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)					
		Sens X	Sens Y	Sens Z	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode 1	0.279	67.333	0.065	1.721	67.333	0.065	1.721
Mode 2	0.267	1.885	0.051	61.033	69.218	0.115	62.754
Mode 3	0.225	0.106	63.397	0.031	69.324	63.513	62.785
Mode 4	0.083	14.924	0.001	0.001	84.248	63.514	62.787
Mode 5	0.072	0.000	0.023	18.390	84.249	63.537	81.177
Mode 6	0.067	0.000	19.932	0.024	84.249	83.469	81.201
Mode 7	0.054	0.000	0.002	0.000	84.249	83.471	81.201
Mode 8	0.053	0.001	0.000	0.000	84.249	83.471	81.201
Mode 9	0.046	0.415	0.000	0.002	84.664	83.471	81.203
Mode 10	0.045	0.002	0.001	0.061	84.666	83.472	81.264
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
Mode 41	0.024	0.154	0.029	0.004	92.441	91.810	89.226
Mode 42	0.023	0.032	0.002	0.087	92.473	91.812	89.313
Mode 43	0.023	0.002	0.435	0.002	92.475	92.247	89.315
Mode 44	0.023	0.270	0.032	0.055	92.745	92.279	89.369
Mode 45	0.023	0.005	0.003	0.008	92.749	92.281	89.377
Mode 46	0.022	0.022	0.000	0.150	92.772	92.282	89.527
Mode 47	0.022	0.004	0.005	1.996	92.776	92.287	91.523

Commentaire

Dans le « 47eme » mode et à « t = 2.36 s», notre structure se dissipe 91.5 % de son énergie.

IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [RPA 99 version 2003 Art 4.2.6]

Il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

❖ **Calcul de la force sismique totale** [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.w \qquad V_y = \frac{A.Dy.Qy}{R}.w$$

Tel que :

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\,\eta\,(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0\ s \\ 2.5\,\eta\,(\frac{T_2}{3.0})^{\frac{2}{3}}(\frac{3.0}{T})^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0\ s \end{cases}$$

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0.09\,h_n/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

$$\begin{cases} Dx = 1.880 \\ Dy = 1.655 \end{cases}$$

- W : poids total de la structure

$$w = \sum_{i=1}^{n} w_i \qquad Wi = W_{Gi} + \sum \beta\, W_{Qi}$$

$$\left.\begin{matrix} \beta_1 = 0.2 \\ \beta_1 = 0.2 \end{matrix}\right\} \text{[Tableau 4.5]}$$

❖ **Justification du coefficient de comportement R :** [RPA99 version 2003 Art 3.4.A]

Sa valeur unique est obtenue par le tableau (4.3) du RPA en fonction du système de contreventement et le matériau de construction de la structure

Pour notre cas, on a pris R = 3.5

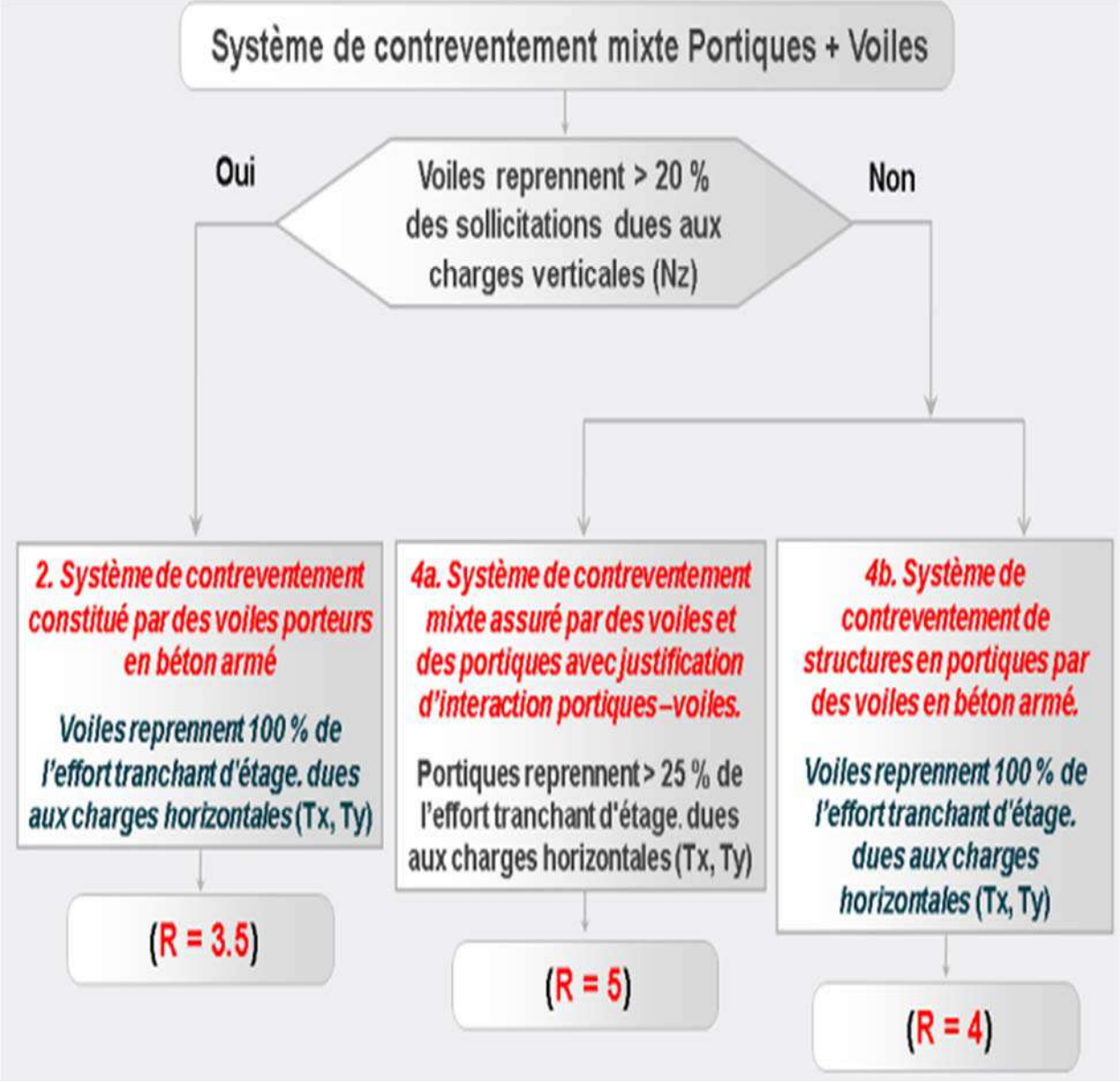


Figure. IV.10. Les pourcentages des sollicitations reprises par les éléments résistants pour R=3.5

Tableau. IV.8: pourcentage des charges verticales et horizontales

		Sollicitations dues aux charges verticales					Sollicitations dues aux charges horizontales				
		Effort normal global Nz	Effort normal repris par les poteaux		Effort normal repris par les voiles		Effort tranchant global T	Effort tranchant repris par les poteaux		Effort tranchant repris par les voiles	
	Étage	(kN)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
Suivant X	8	53.068	0.000	0.000	53.068	100.000	38.778	0.000	0.000	38.778	100.000
	7	989.214	0.000	0.000	989.214	100.000	925.700	0.000	0.000	925.700	100.000
	6	1954.585	0.000	0.000	1954.585	100.000	1772.056	0.000	0.000	1772.056	100.000
	5	2936.885	0.000	0.000	2936.885	100.000	2472.495	0.000	0.000	2472.495	100.000
	4	3905.292	0.000	0.000	3905.292	100.000	3053.003	0.000	0.000	3053.003	100.000
	3	4846.867	0.000	0.000	4846.867	100.000	3542.593	0.000	0.000	3542.593	100.000
	2	5768.093	0.000	0.000	5768.093	100.000	3958.587	0.000	0.000	3958.587	100.000
	1	6545.299	0.000	0.000	6545.299	100.000	4293.953	0.000	0.000	4293.953	100.000
	RDC	7297.557	0.000	0.000	7297.557	100.000	4507.547	0.000	0.000	4507.547	100.000
	S - SOL	18714.290	0.000	0.000	18714.290	100.000	4551.472	0.000	0.000	4551.472	100.000
Suivant Y	8	125.046	0.000	0.000	125.046	100.000	41.974	0.000	0.000	41.974	100.000
	7	4220.462	0.000	0.000	4220.462	100.000	886.477	0.000	0.000	886.477	100.000
	6	8673.537	0.000	0.000	8673.537	100.000	1644.934	0.000	0.000	1644.934	100.000
	5	13155.345	0.000	0.000	13155.345	100.000	2224.350	0.000	0.000	2224.350	100.000
	4	17651.696	0.000	0.000	17651.696	100.000	2716.288	0.000	0.000	2716.288	100.000
	3	22175.041	0.000	0.000	22175.041	100.000	3142.053	0.000	0.000	3142.053	100.000
	2	26719.051	0.000	0.000	26719.051	100.000	3503.714	0.000	0.000	3503.714	100.000
	1	31406.855	0.000	0.000	31406.855	100.000	3813.604	0.000	0.000	3813.604	100.000
	RDC	36211.484	0.000	0.000	36211.484	100.000	4053.231	0.000	0.000	4053.231	100.000
	S - SOL	30883.418	0.000	0.000	30883.418	100.000	4128.333	0.000	0.000	4128.333	100.000

Tableau IV.9. Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	ΣWi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.25	1.880	1.655	3.5	1.00	1.00	44423.24	5965.406	5251.461

Tableau IV.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	E_d (kN)	0.8 xV	$E_d \geq 0.8$ xV
X	5965.406	4195.203	4774.141	**non**
Y	5251.461	4113.393	4199.774	**non**

Pour les deux directions (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

$$\begin{cases} 0.8Vx / E_{dx} = 1.138 \\ 0.8Vy / E_{dy} = 1.021 \end{cases}$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (E_{dx}) dans la combinaison, par le coefficient '1.138'.

Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (E_{dy}) dans la combinaison, par le coefficient '1.021'

$$\begin{cases} E_{dx} = 4774.141 \text{ KN} \\ E_{dy} = 4199.744 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

$M_{Rx} = h_i .F_{ix}$ et $M_{Ry} = h_i .F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W_i.X_G$ et $M_{sy} = W_i.Y_G$

Avec :

- XG, YG: les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

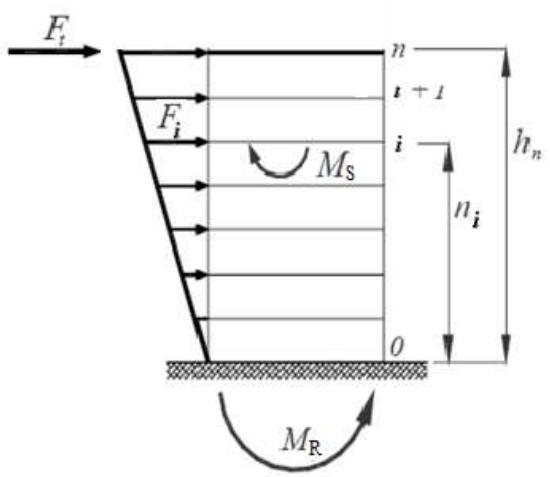


Figure. IV.11: Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.4.4.a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [RPA version 2003, Art 4.4.1]

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$V = F_t + \sum F_i$

La partie restante de V soit (V – Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$\mathbf{Fi} = \frac{\mathbf{(v - F_t) W_i h_i}}{\sum_{\mathbf{j=1}}^{\mathbf{n}} \mathbf{W_j h_j}}$$

Où

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j

Car on a : Tx = 0.512 < 0.7
Ty = 0.620 < 0.7
} Donc : $F_t = 0$ KN

Tableau. IV.11 : Les forces sismiques de chaque niveau

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
Ascenseur	**23.64**	29.64	120.533	3573.19	32.49	28.58
7	**21.00**	27.00	3454.827	93280.33	830.06	730.20
6	**18.00**	24.00	3983.426	95602.22	863.85	759.92
5	**15.00**	21.00	3970.918	83389.28	753.60	662.94
4	**12.00**	18.00	3970.918	71476.52	645.94	568.23
3	**9.00**	15.00	3970.918	59563.77	538.29	473.53
2	**6.00**	12.00	3970.918	47651.02	430.63	378.82
1	**3.00**	9.00	4011.164	36100.48	322.97	284.12
RDC	**0.00**	6.00	4185.136	25110.82	222.24	195.51
S - SOL	**-3.00**	3.00	5174.722	15524.17	134.06	117.94

IV.4.4.b. Moment de renversement

Tableau. IV.12 : Calcul du moment de renversement

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	M_{Rxi} (kN.m)	M_{Ryi} (kN.m)
Ascenseur	**23.64**	29.64	32.49	28.58	963.00	847.11
7	**21.00**	27.00	830.06	730.20	22411.62	19715.40
6	**18.00**	24.00	863.85	759.92	20732.40	18238.08
5	**15.00**	21.00	753.60	662.94	15825.60	13921.74
4	**12.00**	18.00	645.94	568.23	11626.92	10228.14
3	**9.00**	15.00	538.29	473.53	8074.35	7102.95
2	**6.00**	12.00	430.63	378.82	5167.56	4545.84
1	**3.00**	9.00	322.97	284.12	2906.73	2557.08
RDC	**0.00**	6.00	222.24	195.51	1333.44	1173.06
S - SOL	**-3.00**	3.00	134.06	117.94	402.18	353.82
				$\sum M_r$	89443.80	78683.22

IV.4.4. c. Moment stabilisant

Tableau. IV.13 : Calcul du moment stabilisant

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	Wi (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{Sxi} (kN.m)	M_{Syi} (kN.m)
Ascenseur	**23.64**	29.64	120.533	12.8672	10.4452	1259.20	1551.18
7	**21.00**	27.00	3454.827	13.5672	9.4908	32789.07	46872.33
6	**18.00**	24.00	3983.426	13.5679	9.3627	37295.62	54046.73
5	**15.00**	21.00	3970.918	13.5679	9.3459	37111.80	53877.02
4	**12.00**	18.00	3970.918	13.5692	9.3459	37111.80	53882.18
3	**9.00**	15.00	3970.918	13.5692	9.3459	37111.80	53882.18
2	**6.00**	12.00	3970.918	13.5692	9.3459	37111.80	53882.18
1	**3.00**	9.00	4011.164	13.5693	9.3931	37677.26	54428.69
RDC	**0.00**	6.00	4185.136	13.5706	9.3736	39229.79	56794.81
S - SOL	**-3.00**	3.00	5174.722	13.5714	9.5482	49409.28	70228.22
					$\sum M_S$	346107.44	499445.51

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau. IV.14 : Vérification de stabilisation

M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{Sx} (KN.m)	M_{Sy} (KN.m)	M_{Sx}/M_{Ry}	M_{Sy}/M_{Rx}	Vérification
89443.80	78683.22	346107.44	499445.51	4.399	5.584	**Oui**

Commentaire

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.4.5. Vérification des déplacements en tête et inter-étages

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_k = \delta_{ek} \times R \qquad \text{[RPA : Art 4.4.3]}$$

- δ_{ek}: Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \qquad \text{[RPA : Art 4.4.3]}$$

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser **0.01he**

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\bar{\delta}$ **=H/250**

- $\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau. IV.15: Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
Ascenseur	**23.64**	29.64	0.47	1.65	0.03	2.64	vérifier
7	**21.00**	27.00	0.48	1.68	0.17	3.00	
6	**18.00**	24.00	0.43	1.51	0.21	3.00	
5	**15.00**	21.00	0.37	1.30	0.21	3.00	
4	**12.00**	18.00	0.31	1.09	0.21	3.00	
3	**9.00**	15.00	0.25	0.88	0.25	3.00	
2	**6.00**	12.00	0.18	0.63	0.21	3.00	
1	**3.00**	9.00	0.12	0.42	0.21	3.00	
RDC	**0.00**	6.00	0.06	0.21	0.17	3.00	
S-SOL	**-3.00**	3.00	0.01	0.04	0.04	3.00	

Tableau. IV.16: Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
Ascenseur	**29.64**	29.64	0.29	1.02	0.14	2.64	vérifier
7	**27.00**	27.00	0.33	1.16	0.14	3.00	
6	**24.00**	24.00	0.29	1.02	0.18	3.00	
5	**21.00**	21.00	0.24	0.84	0.14	3.00	
4	**18.00**	18.00	0.2	0.7	0.17	3.00	
3	**15.00**	15.00	0.15	0.53	0.14	3.00	
2	**12.00**	12.00	0.11	0.39	0.14	3.00	
1	**9.00**	9.00	0.07	0.25	0.14	3.00	
RDC	**6.00**	6.00	0.03	0.11	0.07	3.00	
S-SOL	**3.00**	3.00	0.01	0.04	0.04	3.00	

Commentaire

- Les déplacements en tête sont inferieurs au déplacement admissible $\bar{\delta}$ **=H/250** dans les deux directions
- Les déplacements inter-étages sont inférieurs au déplacement **Δi =0.01he** dans les deux directions

IV.4.6.Vérification de cisaillement des éléments

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

Les voiles [RPA version 2003, Art 7.7.2]

$$\tau = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

Avec : V= 1.4 Vu calculé

$\bar{\tau} = 0.2\ f_{c28} = 5$ Mpa

Tableau. IV.17: Vérification de cisaillement des voiles suivant x

	Nbr	cas	combinaison	b (m)	L (m)	V (kN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	vérification
Suivant x	**1**	min	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	0.16	10.13	3265.809	2.239	5.000	vérifier
	2	max	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	0.16	10.13	3376.426	2.315	5.000	

Tableau. IV.18: Vérification de cisaillement des voiles suivant y

	Nbr	cas	combinaison	b (m)	L (m)	V (kN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ Mpa)	vérification
Suivant y	1	min	G+Q+Q1+Edy	0.16	3.05	281.379	0.641	5.000	vérifier
	2	max	G+Q+Q1+Edy	0.16	3.05	300.901	0.685	5.000	
	3	min	G+Q+Q1+Edy	0.16	6.45	549.280	0.591	5.000	
	4	max	G+Q+Q1+Edy	0.16	6.45	474.856	0.511	5.000	
	5	min	G+Q+Q1+Edy	0.16	2.25	125.692	0.388	5.000	
	6	max	G+Q+Q1+Edy	0.16	2.21	170.440	0.536	5.000	
	7	max	08G+Edy	0.16	2.21	167.728	0.527	5.000	
	8	min	G+Q+Q1+Edy	0.16	2.25	131.470	0.406	5.000	
	9	min	G+Q+Q1+Edy	0.16	5.77	688.496	0.829	5.000	
	10	max	G+Q+Q1+Edy	0.16	5.77	713.759	0.859	5.000	
	11	min	G+Q+Q1+Edy	0.16	4.38	537.653	0.852	5.000	
	12	max	G+Q+Q1+Edy	0.16	3.65	462.942	0.881	5.000	
	13	min	G+Q+Q1+Edy	0.16	5.42	614.566	0.787	5.000	
	14	min	G+Q+Q1+Edy	0.16	3.65	405.839	0.772	5.000	
	15	max	G+Q+Q1+Edy	0.16	5.77	699.483	0.842	5.000	
	16	min	G+Q+Q1+Edy	0.16	5.77	724.892	0.872	5.000	
	17	max	G+Q+Q1+Edy	0.16	2.25	126.672	0.391	5.000	
	18	min	G+Q+Q1+Edy	0.16	2.21	170.325	0.535	5.000	
	19	max	G+Q+Q1+Edy	0.16	2.21	168.251	0.529	5.000	
	20	min	G+Q+Q1+Edy	0.16	5.42	614.566	0.787	5.000	
	21	max	G+Q+Q1+Edy	0.16	3.65	405.839	0.772	5.000	
	22	min	G+Q+Q1+Edy	0.16	5.77	699.483	0.842	5.000	
	23	max	G+Q+Q1+Edy	0.16	5.77	724.892	0.872	5.000	
	24	min	G+Q+Q1+Edy	0.16	2.25	126.672	0.391	5.000	

Commentaire

Avec le système de contreventement choisi (R=3.5), tous les voiles avec leurs dimensionnement (a et ℓ) et leurs disposition, sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement .

IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [RPA version 2003, Art 5.9]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k . \Delta_k / V_k . h_k \leq 0.10$$

- P_k:poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k: hauteur de l'étage « k ».

➢ Si $0.10<\theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

➢ Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau. IV.19: Vérification l'effet P-Δ sens X

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	Pk (kN)	Δ_{kx} (cm)	Vkx (kN)	hk (cm)	θ_{kx}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
Ascenseur	**23.64**	29.64	126.94	0.03	32.49	264	0.0004	**Vérifiée**
7	**21.00**	27.00	3559.93	0.17	830.06	300	0.0024	
6	**18.00**	24.00	4167.95	0.21	863.85	300	0.0034	
5	**15.00**	21.00	4155.44	0.21	753.6	300	0.0039	
4	**12.00**	18.00	4155.44	0.21	645.94	300	0.0045	
3	**9.00**	15.00	4155.44	0.25	538.29	300	0.0064	
2	**6.00**	12.00	4155.44	0.21	430.63	300	0.0068	
1	**3.00**	9.00	4155.44	0.21	322.97	300	0.009	
RDC	**0.00**	6.00	4289.16	0.17	222.24	300	0.0109	
S-SOL	**-3.00**	3.00	5174.72	0.04	134.06	300	0.0051	

Tableau. IV.20: Vérification l'effet P-Δ sens Y

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	Pk (kN)	Δ_{ky} (cm)	Vky (kN)	hk (cm)	θ_{ky}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
Ascenseur	**23.64**	29.64	126.94	0.14	28.58	264	0.0024	**Vérifiée**
7	**21.00**	27.00	3559.93	0.14	730.20	300	0.0023	
6	**18.00**	24.00	4167.95	0.18	759.92	300	0.0033	
5	**15.00**	21.00	4155.44	0.14	662.94	300	0.0029	
4	**12.00**	18.00	4155.44	0.17	568.23	300	0.0041	
3	**9.00**	15.00	4155.44	0.14	473.53	300	0.0041	
2	**6.00**	12.00	4155.44	0.14	378.82	300	0.0051	
1	**3.00**	9.00	4155.44	0.14	284.12	300	0.0068	
RDC	**0.00**	6.00	4289.16	0.07	195.51	300	0.0051	
S-SOL	**-3.00**	3.00	5174.72	0.04	117.94	300	0.0059	

Commentaire

L'effet P-Δ est négligeable pour tous les niveaux et dans les deux directions.

IV.5.Conclusion

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement de bloc. Et on a terminé avec les dimensions suivantes :

- ✓ **Les Voiles**
  - Une épaisseur de 16 cm pour les voiles

La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

Résultat deuxième étude (système mixte portiques-voiles)

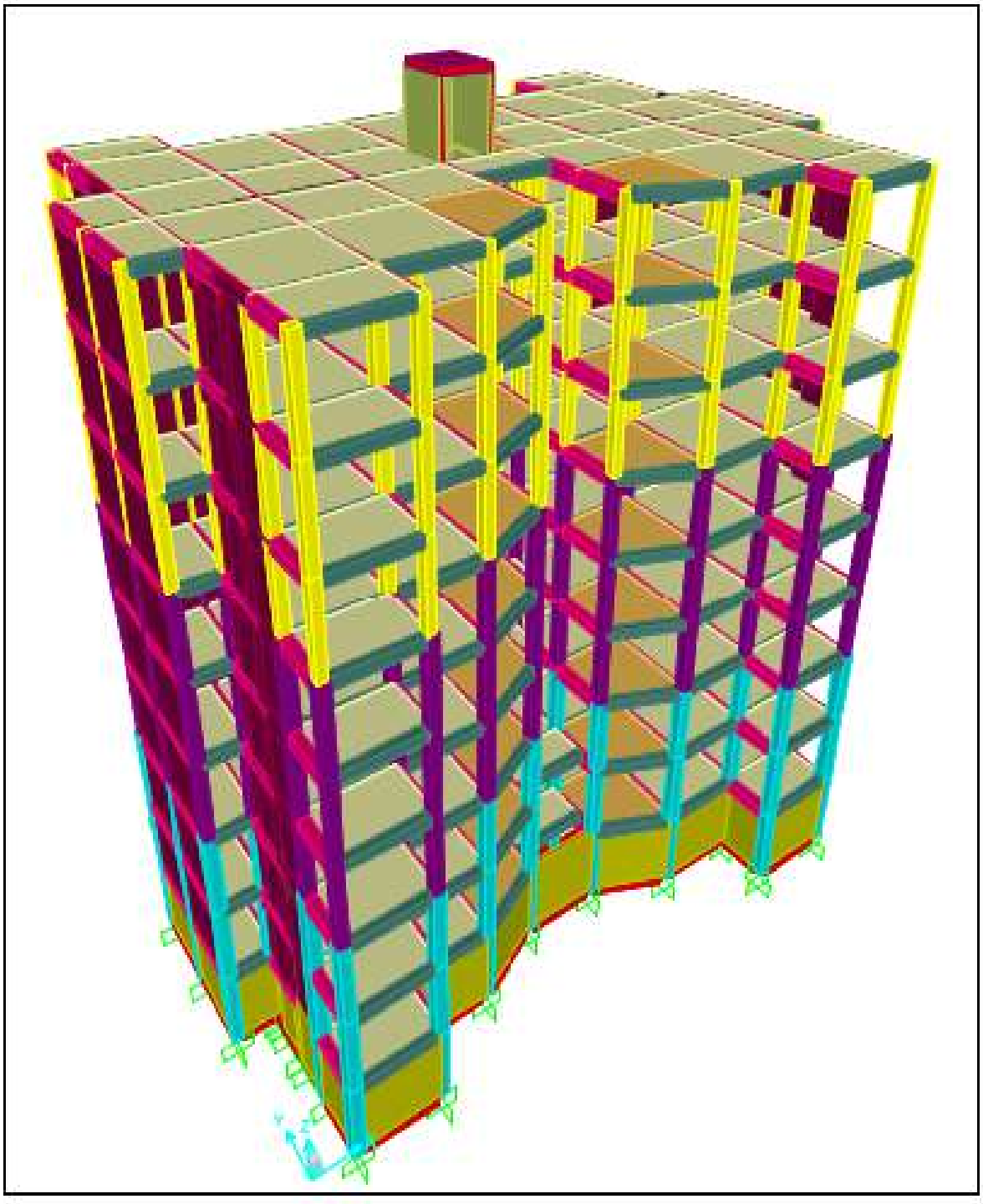


Figure IV.13.Vue de la structure mixte en 3D

❖ **Centre d'inertie et centre de masse**

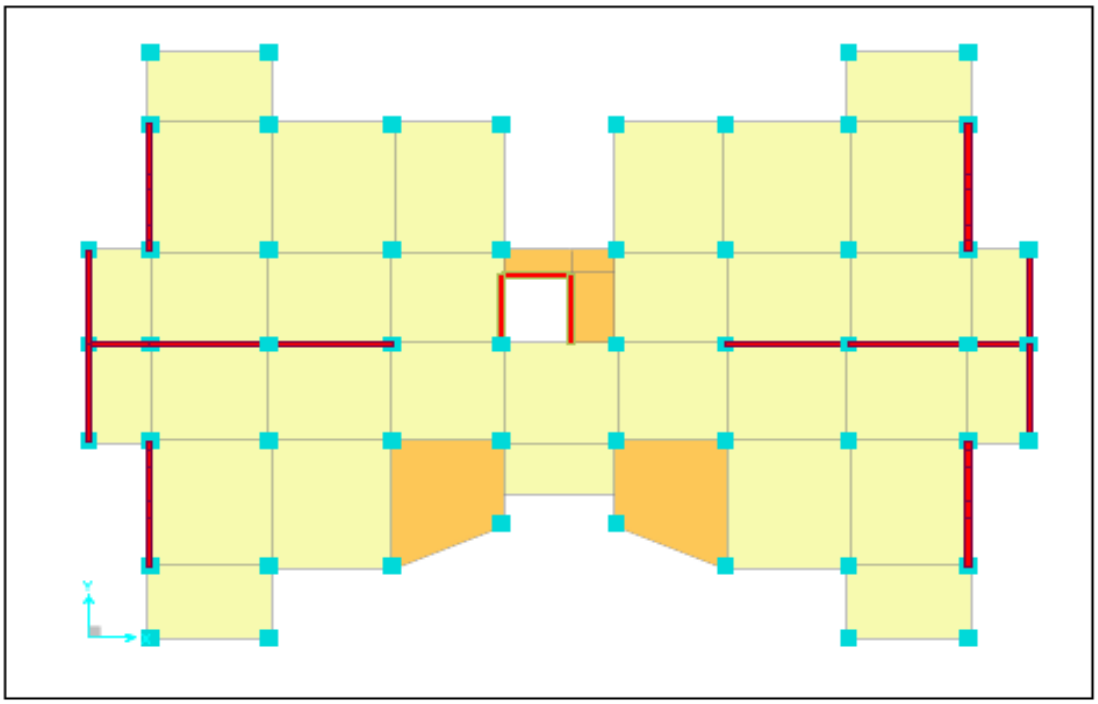


Figure IV.14.Disposition des voiles

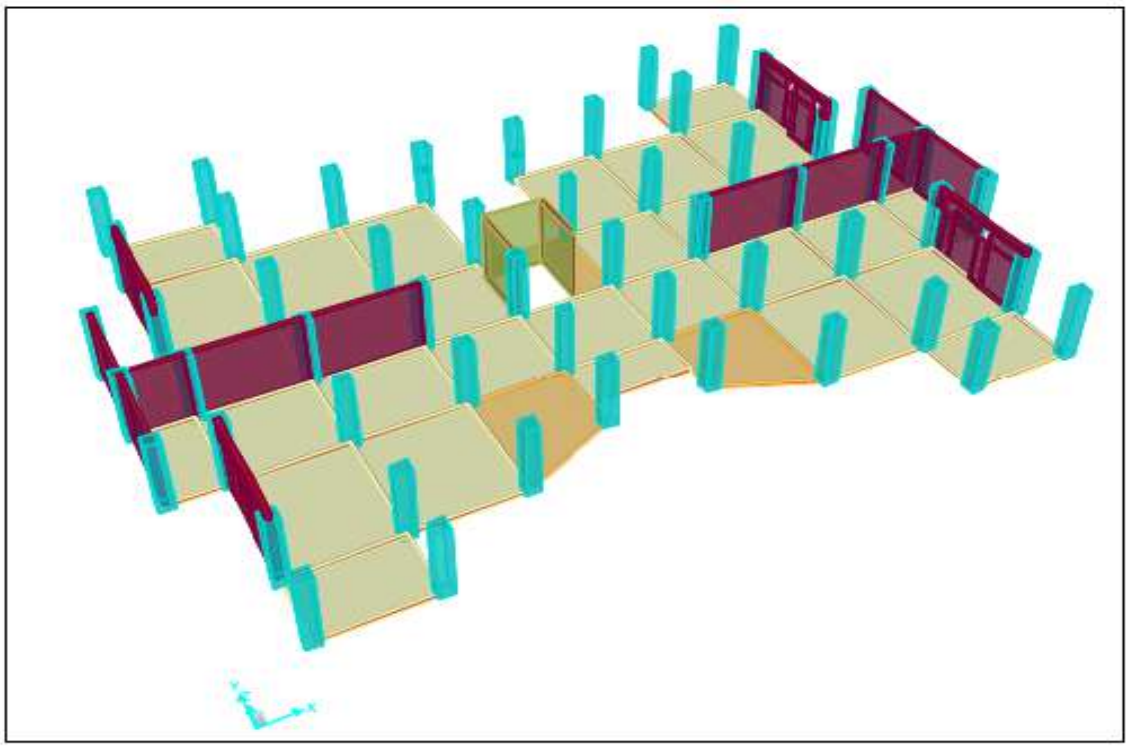


Figure IV.15 : disposition des voiles en 3D

Tableau IV.21 : centre d'inertie et centre de masse

		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Etage N°	Niveau (m)	Poids (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)
Ascenseur	29.64	5594.615	13.5664	9.5219	9.920E+08	2.587E+07	13.7291	8.3369
7	27.00	4621.278	13.5698	9.3109	6.246E+06	3.460E+06	13.5030	9.2502
6	24.00	4508.316	13.5698	9.3585	3.542E+06	1.560E+06	13.4919	9.2465
5	21.00	4436.735	13.5696	9.3619	2.447E+06	8.775E+05	13.4900	9.2483
4	18.00	4436.735	13.5696	9.3619	1.770E+06	5.530E+05	13.4910	9.2226
3	15.00	4366.956	13.5696	9.3652	1.300E+06	3.621E+05	13.4912	9.1835
2	12.00	4303.796	13.5694	9.3684	9.663E+05	2.326E+05	13.4910	9.1427
1	9.00	4295.038	13.5667	9.3643	7.379E+05	1.365E+05	13.4852	9.1416
RDC	6.00	3657.896	13.5646	9.4985	5.288E+05	6.773E+04	13.4392	9.0085
S.SOL	3.00	105.791	12.6887	10.4536	1.084E+04	3.007E+03	11.9197	10.8137

❖ Excentricité

Tableau IV.22 : Calcul d'excentricité totale

Excentricité				
Etage N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
Ascenseur	29.64	0.163	1.185	Ok
7	27.00	0.067	0.061	Ok
6	24.00	0.078	0.112	Ok
5	21.00	0.080	0.114	Ok
4	18.00	0.079	0.139	Ok
3	15.00	0.078	0.182	Ok
2	12.00	0.078	0.226	Ok
1	9.00	0.082	0.223	Ok
RDC	6.00	0.125	0.490	Ok
S.SOL	3.00	0.769	0.360	Ok

V.6. Résultats de l'analyse dynamique

IV.6.1. Vérification de comportement

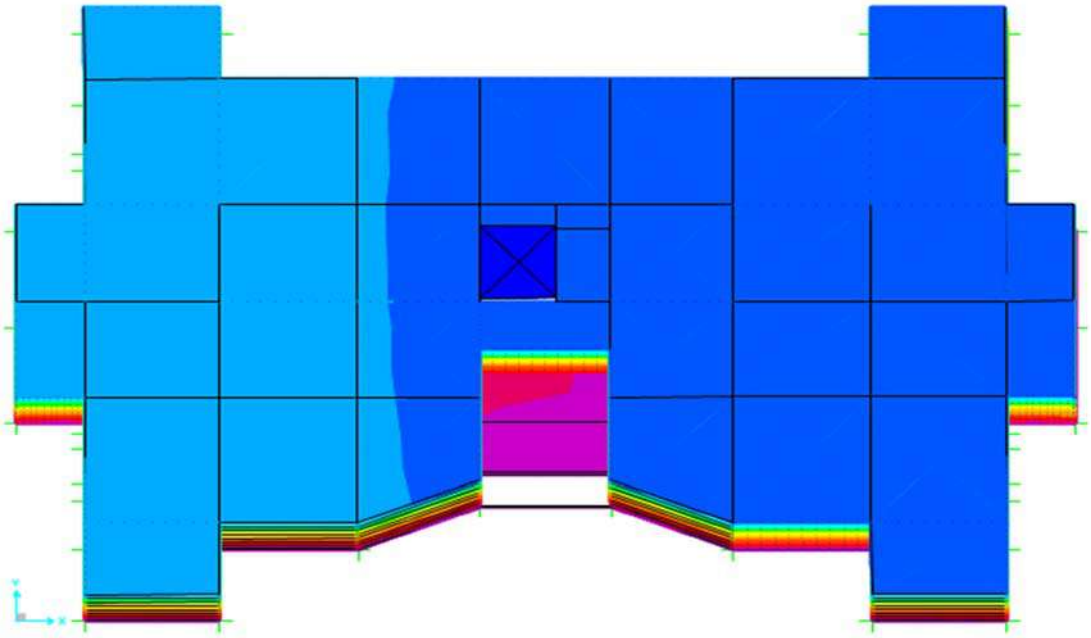


Figure. IV.16. Comportement du premier mode

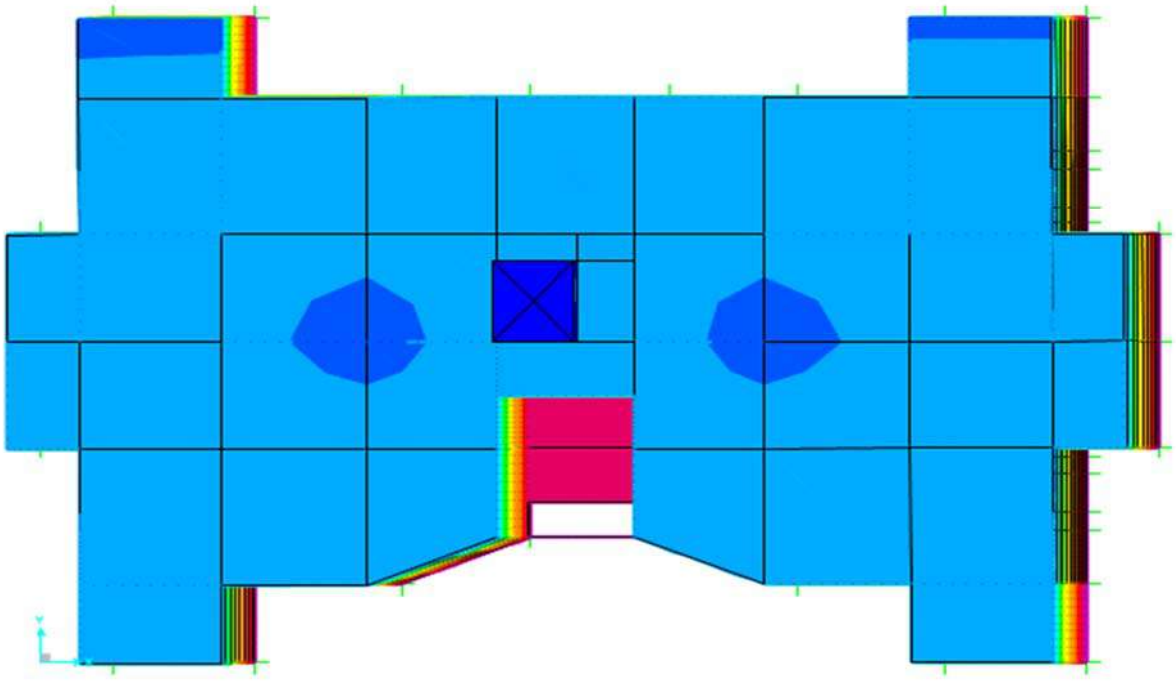


Figure. IV.17. Comportement de deuxième mode

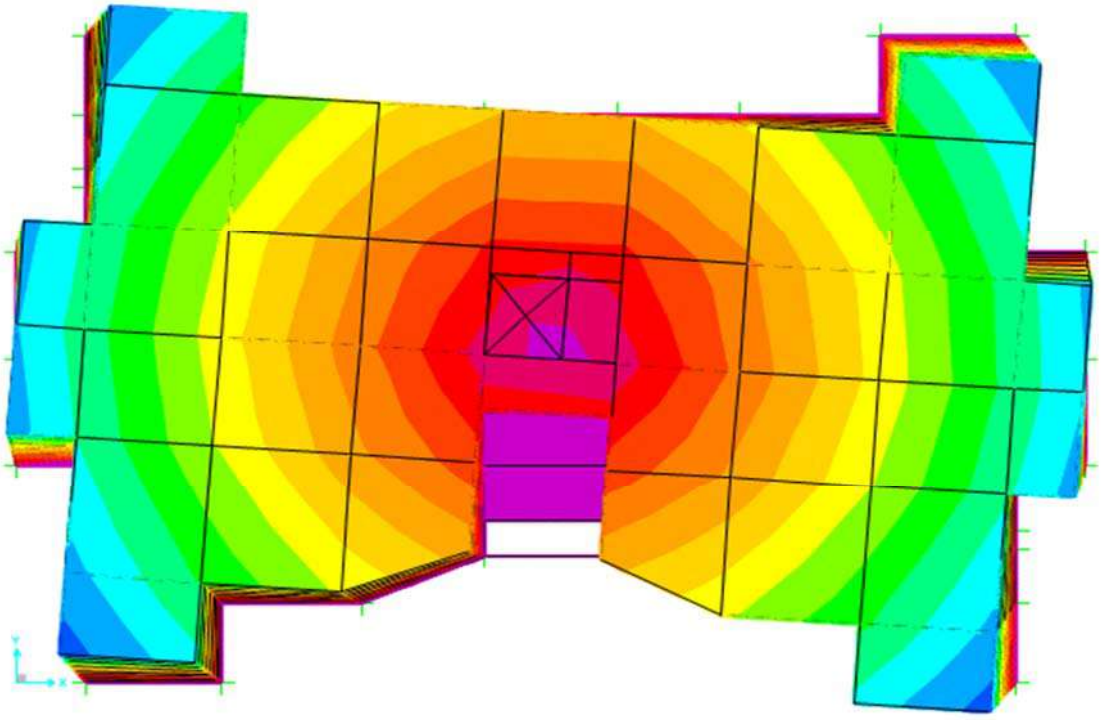


Figure. IV.18. Comportement de troisième mode

Tableau IV.23: Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation suivant y (sens de faible rigidité)	Translation suivant x (sens de forte rigidité)	Rotation autour de z

Commentaire

La bonne disposition des voiles, nous a donné un bon comportement.

IV.6.2. vérification de participation massique [RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.]

Tableau. IV.24: Vérification de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)					
		Sens X	Sens Y	Sens Z	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode 1	0.466	0.035	61.062	0.007	0.035	61.062	0.007
Mode 2	0.390	64.803	0.035	0.002	64.838	61.097	0.009
Mode 3	0.366	0.000	0.007	61.853	64.838	61.104	61.862
Mode 4	0.116	0.004	20.276	0.000	64.841	81.380	61.863
Mode 5	0.103	17.591	0.003	0.004	82.433	81.383	61.866
Mode 6	0.090	0.005	0.001	18.640	82.438	81.383	80.506
Mode 7	0.076	0.000	0.000	0.000	82.438	81.384	80.506
Mode 8	0.076	0.000	0.000	0.001	82.438	81.384	80.507
Mode 9	0.075	0.007	0.000	0.001	82.445	81.384	80.508
Mode 10	0.074	0.026	0.000	0.000	82.471	81.384	80.508
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
Mode 95	0.028	0.402	0.103	0.014	91.072	93.357	87.947
Mode 96	0.028	0.013	0.019	0.008	91.086	93.377	87.955
Mode 97	0.028	0.010	0.008	0.001	91.095	93.385	87.955
Mode 98	0.027	0.001	0.004	0.002	91.096	93.389	87.958
Mode 99	0.027	0.092	0.001	0.498	91.188	93.390	88.456
Mode 100	0.027	0.030	0.042	0.001	91.218	93.432	88.456
Mode 101	0.027	0.068	0.001	2.334	91.285	93.433	90.790

Commentaire

Dans le « 101^{éme} » mode et à « t = 5.67 s», notre structure se dissipe 90.8 % de son énergie.

IV.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul [RPA 99 version 2003 Art 4.2.6]

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0.09\, h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

$$\begin{cases} Dx = 2.170 \\ Dy = 1.910 \end{cases}$$

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad W_i = W_{Gi} + \sum \beta\, W_{Qi}$$

$$\left.\begin{matrix} \beta_1 = 0.2 \\ \beta_1 = 0.6 \end{matrix}\right\} \text{ [Tableau 4.5]}$$

❖ **Justification du coefficient de comportement R :** [RPA99 version 2003 Art 3.4.A]

Sa valeur unique est obtenue par le tableau (4.3) du RPA en fonction du système de contreventement et le matériau de construction de la structure

Pour notre cas, on a pris R = 3.5

Tableau. IV.25: pourcentage des charges verticales et horizontales

		Sollicitations dues aux charges verticales					Sollicitations dues aux charges horizontales				
		Effort normal global Nz	Effort normal repris par les poteaux		Effort normal repris par les voiles		Effort tranchant global T	Effort tranchant repris par les poteaux		Effort tranchant repris par les voiles	
	Étage	(kN)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
Suivant X	8	40.788	0.000	0.000	40.788	100.000	55.141	0.000	0.000	55.141	100.000
	7	3620.733	2742.985	75.758	877.748	24.242	1242.315	0.000	0.000	1242.315	100.000
	6	7397.205	5775.720	78.080	1621.485	21.920	2303.957	0.000	0.000	2303.957	100.000
	5	11297.403	8936.938	79.106	2360.465	20.894	3165.830	0.000	0.000	3165.830	100.000
	4	15613.456	12667.382	81.131	2946.074	18.869	3874.098	0.000	0.000	3874.098	100.000
	3	19745.496	16109.106	81.584	3636.390	18.416	4463.457	0.000	0.000	4463.457	100.000
	2	23946.557	19638.086	82.008	4308.471	17.992	4945.949	0.000	0.000	4945.949	100.000
	1	28775.941	24075.693	83.666	4700.248	16.334	5325.845	0.000	0.000	5325.845	100.000
	RDC	33360.195	28060.947	84.115	5299.248	15.885	5579.532	0.000	0.000	5579.532	100.000
	S - SOL	36308.871	20195.520	55.621	16113.351	44.379	5717.233	0.000	0.000	5717.233	100.000
Suivant Y	8	132.256	0.000	0.000	132.256	100.000	55.784	0.000	0.000	55.784	100.000
	7	3824.444	2742.985	71.722	1081.459	28.278	953.756	0.000	0.000	953.756	100.000
	6	7982.145	5775.720	72.358	2206.425	27.642	1792.011	0.000	0.000	1792.011	100.000
	5	12207.960	8936.938	73.206	3271.022	26.794	2485.899	0.000	0.000	2485.899	100.000
	4	16774.511	12667.382	75.516	4107.129	24.484	3056.560	0.000	0.000	3056.560	100.000
	3	21206.252	16109.106	75.964	5097.146	24.036	3530.849	0.000	0.000	3530.849	100.000
	2	25677.579	19638.086	76.480	6039.493	23.520	3906.221	0.000	0.000	3906.221	100.000
	1	30659.616	24075.693	78.526	6583.923	21.474	4169.571	0.000	0.000	4169.571	100.000
	RDC	35452.672	28060.947	79.150	7391.725	20.850	4338.075	0.000	0.000	4338.075	100.000
	S - SOL	34316.149	20195.520	58.851	14120.629	41.149	5313.086	0.000	0.000	5313.086	100.000

Tableau IV.26: Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	ΣWi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.25	2.170	1.190	3.5	1.00	1.00	46333.002	7181.62	6321.15

Tableau IV.27:Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	E_d (kN)	0.8 xV	$E_d \geq 0.8$ xV
X	7181.62	5528.131	5745.29	**non**
Y	6321.15	5374.321	4299.457	**oui**

Pour la direction (x) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8Vx /E_{dx}.

0.8Vx / E_{dx} = 1.039

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons, par le coefficient '1.039'.

Donc ⇒ E_{dX} = 5745.29 KN

IV.7.4. Vérification de la stabilité au renversement

IV.7.4.a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [RPA version 2003, Art 4.4.1]

Tableau. IV.28: Les forces sismiques de chaque niveau

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
8	**23.64**	29.64	105.79	3135.65	38.90	34.24
7	**21.00**	27.00	3657.90	98763.19	1225.34	1078.52
6	**18.00**	24.00	4295.04	103080.91	1278.91	1125.68
5	**15.00**	21.00	4303.80	90379.72	1121.33	986.97
4	**12.00**	18.00	4366.96	78605.21	975.24	858.39
3	**9.00**	15.00	4436.74	66551.03	825.69	726.76
2	**6.00**	12.00	4436.74	53240.82	660.55	581.41
1	**3.00**	9.00	4508.32	40574.84	503.41	443.09
RDC	**0.00**	6.00	4621.28	27727.67	344.01	302.79
S - SOL	**-3.00**	3.00	5594.62	16783.85	208.23	183.28

IV.7.4. b. Moment de renversement

Tableau. IV.29: Calcul du moment de renversement

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	M_{Rxi} (kN.m)	M_{Ryi} (kN.m)
Ascenseur	**23.64**	29.64	35.37	33.1	1048.37	981.08
7	**21.00**	27.00	982.81	919.6	26535.87	24829.20
6	**18.00**	24.00	1022.13	956.39	24531.12	22953.36
5	**15.00**	21.00	896.09	838.46	18817.89	17607.66
4	**12.00**	18.00	778.77	728.69	14017.86	13116.42
3	**9.00**	15.00	658.82	616.45	9882.30	9246.75
2	**6.00**	12.00	527.06	493.16	6324.72	5917.92
1	**3.00**	9.00	401.35	375.54	3612.15	3379.86
RDC	**0.00**	6.00	273.94	256.33	1643.64	1537.98
S - SOL	**-3.00**	3.00	167.37	156.6	502.11	469.80
				$\sum M_S$	106916.03	100040.03

IV.7.4. c. Moment stabilisant

Tableau. IV.30: Calcul du moment stabilisant

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	Wi (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{Sxi} (kN.m)	M_{Syi} (kN.m)
Ascenseur	**23.64**	29.64	105.79	12.69	10.45	1105.90	1342.35
7	**21.00**	27.00	3657.90	13.56	9.50	34744.53	49617.90
6	**18.00**	24.00	4295.04	13.57	9.36	40220.02	58269.49
5	**15.00**	21.00	4303.80	13.57	9.37	40319.68	58399.93
4	**12.00**	18.00	4366.96	13.57	9.37	40897.42	59257.85
3	**9.00**	15.00	4436.74	13.57	9.36	41536.27	60204.72
2	**6.00**	12.00	4436.74	13.57	9.36	41536.27	60204.72
1	**3.00**	9.00	4508.32	13.57	9.36	42191.08	61176.95
RDC	**0.00**	6.00	4621.28	13.57	9.31	43028.26	62709.82
S - SOL	**-3.00**	3.00	5594.62	13.57	9.52	53271.36	75898.78
					$\sum M_S$	378850.78	547082.50

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau. IV.31: Vérification de stabilisation

M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{Sx} (KN.m)	M_{Sy} (KN.m)	M_{Sx}/M_{Ry}	M_{Sy}/M_{Rx}	Vérification
106916.03	100040.03	378850.78	547082.50	3.787	5.117	Oui

Commentaire

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.7.5. Vérification des déplacements en tête et inter-étages

Tableau. IV.32: Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
Ascenseur	**23.64**	29.64	1.15	4.03	0.18	2.64	**vérifier**
7	**21.00**	27.00	1.1	3.85	0.49	3.00	
6	**18.00**	24.00	0.96	3.36	0.49	3.00	
5	**15.00**	21.00	0.82	2.87	0.56	3.00	
4	**12.00**	18.00	0.66	2.31	0.52	3.00	
3	**9.00**	15.00	0.51	1.79	0.53	3.00	
2	**6.00**	12.00	0.36	1.26	0.49	3.00	
1	**3.00**	9.00	0.22	0.77	0.38	3.00	
RDC	**0.00**	6.00	0.11	0.39	0.32	3.00	
S-SOL	**-3.00**	3.00	0.02	0.07	0.07	3.00	

Tableau. IV.33: Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	δy (cm)	R.δy(cm)	ΔY (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
Ascenseur	**29.64**	29.64	1.64	5.74	0.04	2.64	**vérifier**
7	**27.00**	27.00	1.65	5.78	0.81	3.00	
6	**24.00**	24.00	1.42	4.97	0.80	3.00	
5	**21.00**	21.00	1.19	4.17	0.88	3.00	
4	**18.00**	18.00	0.94	3.29	0.80	3.00	
3	**15.00**	15.00	0.71	2.49	0.81	3.00	
2	**12.00**	12.00	0.48	1.68	0.70	3.00	
1	**9.00**	9.00	0.28	0.98	0.52	3.00	
RDC	**6.00**	6.00	0.13	0.46	0.39	3.00	
S-SOL	**3.00**	3.00	0.02	0.07	0.07	3.00	

Commentaire

- Les déplacements en tête sont inferieurs au déplacement admissible $\overline{\boldsymbol{\delta}}$ **=H/250** dans les deux directions
- Les déplacements inter-étage sont inferieurs au déplacement **Δi =0.01he** dans les deux directions

IV.7.6. Vérification de cisaillement des éléments

IV.7.6.a. Les poutres [CBA93, Art A.5.1]

$$\tau = \frac{T}{bd} \leq \bar{\tau}$$

il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau \leq \bar{\tau}}$

Tableau. IV.34 : Calcule de $\bar{\tau}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}$	$\bar{\tau}$ = Min [$\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 Map]	$\bar{\tau}$ = Min [$\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 Map]
situation durable	$\bar{\tau}$ = 2.5 Map	$\bar{\tau}$ = 3.33 Map
Situation accidentelle	$\bar{\tau}$ = 3.26 Map	$\bar{\tau}$ = 4.34 Map

Tableau. IV.35: Vérification de cisaillement des poutres

section	b (cm)	h (cm)	T (kN)	combinaison	γ_b	position	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	vérification
PP 30x40	35	40	116.051	ACC	1.15	rive	0.884	3.26	vérifier
PS 30x35	30	35	123.222	ACC	1.15	rive	1.264	3.26	
Ppalière	30	35	24.82	ACC	1.15	rive	0.255	3.26	

Commentaire

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.7.6.b. les poteaux

❖ **Vérification de l'effort normal réduit à la base :** [RPA version 2003, Art 7.1.3.3]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau. IV.36: Vérification de l'effort normal réduit à la base.

	section	b (cm)	h (cm)	N (kN)	Bc (mm²)	combinaison	fc28 (Mpa)	υ (Mpa)		vérification
Suivant x	pot 45x45	45	45	1132.506	184900	G+Q+Q1+Edx	25	0.245	0.3	vérifier
Suivant y	pot 45x45	45	45	971.404	184900	G+Q+Q1+Edy	25	0.210	0.3	

Commentaire

Les sections des poteaux choisies finalement, sont justifiées valables pour éviter le risque de la rupture fragile sous les sollicitations d'ensemble due au séisme.

IV.7.6.c. Les voiles [RPA version 2003, Art 7.7.2]

$$\tau = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

Avec : V= 1.4 Vu calculé

$\bar{\tau} = 0.2\ f_{c28} = 5$ Mpa

Tableau. IV.37.Vérification de cisaillement des voiles suivant x

	Nbr	cas	combinaison	b (m)	L (m)	V (kN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	vérification
Suivant x	1	min	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	0.16	1.75	636.799	2.527	5.00	vérifier
	2	min	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	0.16	3.45	1274.105	2.565	5.00	
	3	min	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	0.16	3.55	996.656	1.950	5.00	
	4	max	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	0.16	3.55	995.736	1.948	5.00	
	5	max	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	0.16	3.45	1273.326	2.563	5.00	
	6	max	$G+Q+Q_1+E_{dx}$	0.16	1.75	636.269	2.525	5.00	

Tableau. IV.38.Vérification de cisaillement des voiles suivant y

	Nbr	cas	combinaison	b (m)	L (m)	V (kN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	vérification
Suivant y	1	min	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0.16	3.05	756.168	1.722	5.00	**vérifier**
	2	max	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0.16	3.05	744.725	1.696	5.00	
	3	min	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0.16	3.95	744.715	1.309	5.00	
	4	max	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0.16	3.95	738.802	1.299	5.00	
	5	min	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0.16	3.95	759.136	1.335	5.00	
	6	max	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0.16	3.95	753.167	1.324	5.00	
	7	min	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0.16	3.05	764.713	1.741	5.00	
	8	max	$G+Q+Q_1+E_{dy}$	0.16	3.05	767.605	1.748	5.00	

Commentaire

Avec le système de contreventement choisi (R=3.5), tous les voiles avec leurs dimensionnement (a et ℓ) et leurs disposition ,sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement .

IV.7.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [RPA version 2003, Art 5.9]

Tableau. IV.39.Vérification l'effet P-Δ sens X

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	Pk (kN)	Δ_{kx} (cm)	Vkx (kN)	hk (cm)	θ_{kx}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
Ascenseur	**23.64**	29.64	126.87	0.18	35.37	264	0.0024	**Vérifiée**
7	**21.00**	27.00	3869.66	0.49	982.81	300	0.0064	
6	**18.00**	24.00	4527.52	0.49	1022.13	300	0.0072	
5	**15.00**	21.00	4536.28	0.56	896.09	300	0.0094	
4	**12.00**	18.00	4599.44	0.52	778.77	300	0.0102	
3	**9.00**	15.00	4669.22	0.53	658.82	300	0.0125	
2	**6.00**	12.00	4669.22	0.49	527.06	300	0.0145	
1	**3.00**	9.00	4740.8	0.38	401.35	300	0.015	
RDC	**0.00**	6.00	4853.76	0.32	273.94	300	0.0189	
S-SOL	**-3.00**	3.00	5930.89	0.07	167.37	300	0.0083	

Tableau. IV.40. Vérification l'effet P-Δ sens Y

Etage N°	Niveau (m)	hi (m)	Pk (kN)	Δ_{ky} (cm)	Vky (kN)	hk (cm)	θ_{ky}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
Ascenseur	**23.64**	29.64	126.87	0.03	33.1	264	0.0004	**Vérifiée**
7	**21.00**	27.00	3869.66	0.77	919.6	300	0.0108	
6	**18.00**	24.00	4527.52	0.80	956.39	300	0.0126	
5	**15.00**	21.00	4536.28	0.81	838.46	300	0.0146	
4	**12.00**	18.00	4599.44	0.80	728.69	300	0.0168	
3	**9.00**	15.00	4669.22	0.74	616.45	300	0.0187	
2	**6.00**	12.00	4669.22	0.66	493.16	300	0.0208	
1	**3.00**	9.00	4740.8	0.53	375.54	300	0.0223	
RDC	**0.00**	6.00	4853.76	0.35	256.33	300	0.0221	
S-SOL	**-3.00**	3.00	5930.89	0.07	156.6	300	0.0088	

Commentaire

L'effet P-Δ est négligeable à tous les niveaux et dans les deux directions.

IV.8. Conclusion

A travers les résultats obtenus et les vérifications faites, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement du bloc. Et on a terminé avec les dimensions suivantes :

a. Les poteaux

- 45 x 45 pour S-sol, RDC et 1er étage
- 40 x 40 pour 2^{eme,} 3eme et 4eme étage
- 35 x 35 pour 5^{eme,} 6eme et 7eme étage

b. Les poutres

- Poutres principales (35x40)
- poutres secondaires (30x35)
- poutre palière (30x35)

c. Les Voiles

- Une épaisseur de 16 cm pour les voiles

La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments principaux

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence de CBA93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

E.L.U : 1,35G +1,5Q

E.L.S : G + Q

- Les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 :

G +Q ± E

0,8 G ± E

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Dalles pleines

V.2.1. Définition

Les dalles pleines sont des éléments minces et plan dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur deux, trois, ou quatre appuis avec ou sans continuité.
On distingue dans notre structure une dalle pleine de formes régulière reposant sur trois appuis

V.2.2. Méthode de calcul

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.
Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leurs état limite élasto-plastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charges et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

V.2.3. Principe de calcul

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

$$\sum \text{travail externe} = \sum \text{travail interne}$$

❖ **Travail externe**

Il est en fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

$T_{ext} = P.\ f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge

f : flèche du centre de gravité de S.

❖ **Travail interne**

Il est en fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M.\ L\ .\theta.$

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

V.2.4. Evaluation des sollicitations

Tableau .V.1.Evaluations des sollicitations

	G (kn/m²)	Q (kn/m²)	q_u (kn/m²)	q_{ser} (kn/m²)
Terrasse	7.51	1	11.64	8.51
Etage courant	7.07	1.5	11.79	8.57
	7.07	4	15.54	11.07

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

- $q_u = 15.54$ KN/m²
- $q_{ser} = 11.07$ KN/m²

V.2.5. Calcul de la dalle pleine (dalle reposant sur 3 appuis)

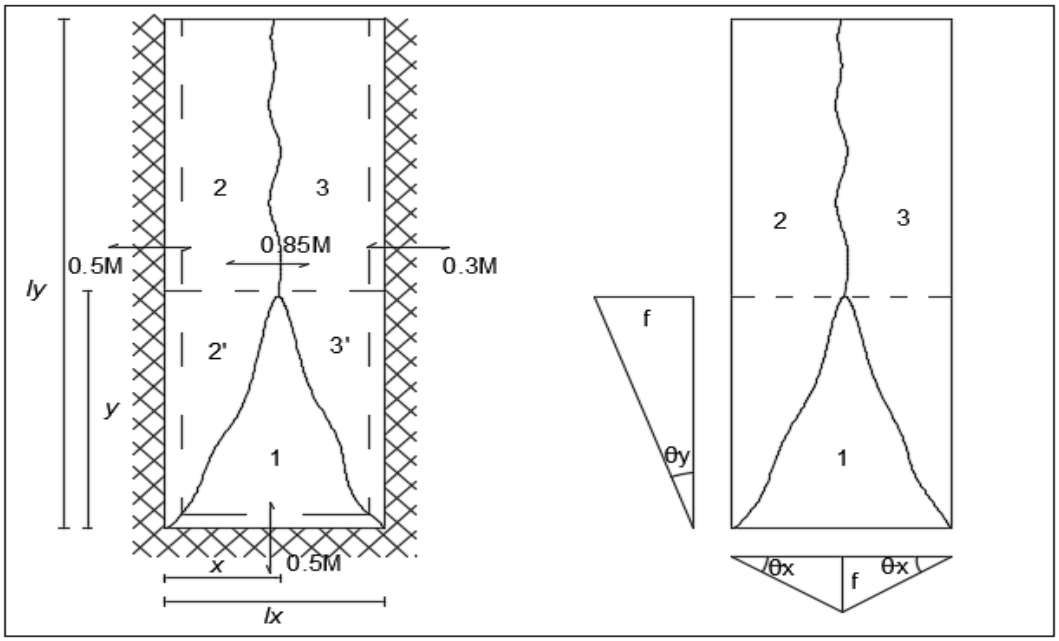


Figure .V.1.Les lignes de ruptures dans le panneau

Lx = 3.45 m Ly = 9.25 m

$$e = \frac{lx}{ly} = 0.37 < 0.4$$

Alors la dalle travaille suivant une seule direction

❖ **Travail externe**

$T_{ext} = T_{ext\,(1)} + T_{ext\,(2)} + T_{ext\,(3)} + T_{ext\,(2)'} + T_{ext\,(3)'}$

$T_{ext\,(2)'} = T_{ext\,(3)'}$

$T_{ext\,(2)} = T_{ext\,(3)}$

$$T_{ext\,(1)} = q.xy.\frac{f}{3} = qf\left[\frac{xy}{3}\right]$$

$$T_{ext\,(2)} = q\,[(Ly - x).\,x]\frac{f}{2} = qf\left[\frac{(Ly-y).x}{2}\right]$$

$$T_{ext\,(2)'} = q\,[y.\frac{x}{2}]\frac{f}{3} = qf\left[\frac{yx}{6}\right]$$

$T_{ext} = qf\,[15.96 - 0.575y]$

❖ **Travail interne**

$T_{int} = T_{int\,(1)} + T_{int\,(2)} + T_{int\,(3)}$

$T_{int\,(1)} = 0.5\ M\ .Lx.\ \frac{f}{y} = Mf\left[\frac{1.725}{y}\right]$

$T_{int\,(2)} = 0.85\ M\ .Ly\ .\frac{f}{x} + 0.5\ M\ .Ly.\ \frac{f}{x} = Mf\left[\frac{1.35Ly}{x}\right]$

$T_{int\,(2)} = 0.85\ M\ .Ly\ .\frac{f}{x} + 0.3\ M\ .Ly.\ \frac{f}{x} = Mf\left[\frac{1.15Ly}{x}\right]$

$T_{int} = Mf\left[\frac{1.725}{y} + 13.41\right]$

$T_{ext} = T_{int}$

$M = \frac{[15.96 - 0.575y]}{[\frac{1.725}{y} + 13.41]}\ .q$

$\frac{27.53}{y^2} - \frac{1.98}{y} - 7.71 = 0$

$-7.71y^2 - 1.98\ y - 27.53 = 0 \quad \Rightarrow\ y = 1.77$

Donc : $M = 1.04\ q$

Tableau .V.2.Les moments

	M (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
ELU	16.17	13.74	8.08
ELS	11.51	9.79	5.76

V.2.6.Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Tableau. V.3.Les données concernant les matériaux

Béton	f_{c28} =25 Mpa	f_{t28} = 2.1Mpa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 Mpa
	h = 15 cm	c = 2.5 cm	d =12.5 cm	b = 100 cm
Acier	FeE400	f_e = 400 Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 Mpa

Tableau.V.4. Ferraillage de la dalle pleine.

	M_u (KN.m	μ	β	A (cm)	A' (cm)	A_{min} (cm)	A_{choisi} (cm)	S (cm)	A_{rep} (cm)	S (cm)
En travée	13.74	0.062	0.968	3.26	0.00	1.50	7HA10 = 5.50	15	7HA8 = 3.52	15
En appuis	9.79	0.036	0.982	1.89	0.00	1.5	7HA10 = 5.50	15	7HA8 = 3.52	15

V.2.7. Vérifications

V.2.7.a. Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1.5 \text{ cm}^2$$

V.2.7.b. Condition d'espacement

$\overline{S} \leq$ Min [3h = 45 cm ; 33 cm] = 33 cm

$$\Rightarrow S = \frac{100}{7} = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{(cv)}$$

V.2.7.c. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} < \overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma b}$$

Avec : $Vu = \frac{qu.Lx}{2}$

$$\Rightarrow \quad \tau_u = 0.214 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa} \quad \text{(cv)}$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.2.7.d. Vérification des contraintes à l'état limite de service

- Béton : $\sigma_b = \frac{Mser}{I} y \leq \overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15$ Mpa
- Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau. V.5. Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A (cm)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \overline{\sigma}_b$
En travée	9.79	5.50	3.791	8073.45	0.121	4.59	**oui**
En appuis	5.76	5.50	3.791	8073.45	0.071	2.70	

V.2.7.e. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

- $\frac{h}{Lx} = \frac{0.15}{3.45} = 0.043 > \frac{Mt}{20.Mx} = \frac{9.79}{20 \text{ x } 11.51} = 0.04$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{Lx} = \frac{0.15}{3.45} = 0.043 > \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35} = 0.037$ à 0.029 $\Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{At}{bd} = \frac{5.50}{100\text{x}12.5} = 0.004 < \frac{2}{fe} = 0.005$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée

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

V.3.Ferraillage des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leurs stabilités.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible, par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.3.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.3.1.2. Méthode de calcul

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion composée

V.3.1. 3.Recommandations des règlements

V.3.1.3.a. Armatures verticales

Selon le CBA 93

$$0.1\ \% \leq \frac{2.Av}{a.b} \leq 0.5\ \%$$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.4] ◄

- ✓ Av =0.2% Bt Bt : la section tendue du voile. [Art 7.7.4.1]
- ✓ Av =0.15% B B : section globale du voile.
- ✓ Av =0.10%B En zone courante.

} [Art 7.7.4.3

V.3.1.3.b. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- Selon le CBA 93 :

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec :

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9h : hauteur utile.

Le calcul des armatures horizontales est fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : At = 2 .at

$$at = 2.\frac{\pi.\phi t^2}{4}$$

Diamètre maximal des armatures horizontales :

$$\varphi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]$$

Espacement des armatures horizontales :

- $S_t \leq \frac{A_t.0.9\frac{f_e}{\gamma s}}{a(\tau_b - 0.3.k.f_{tj})}$

Avec

$k = 1+3.\frac{N}{B.fcj}$ $\Rightarrow$ Flexion composée avec compression

$k = 1 - 10.\frac{N}{B.fcj}$ $\Rightarrow$ Flexion composée avec traction

Et on doit vérifier que : $S_t \leq$ min [0.9d ; 40cm]

- Selon le RPA 99 Version 2003:

- $\varphi_t \leq \frac{1}{10}.a$
- $St \leq \frac{A.h}{0.003}$
- St ≤ min [1.5 a ; 30cm]

V.3.1.3.c. Armatures transversales :

elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.3.1.3.d. Recommandations pour les voiles : (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 50 Φ: pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

- Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.5a ; 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v \text{ (zone courante)} \\ \frac{S_v}{2} \text{ (zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

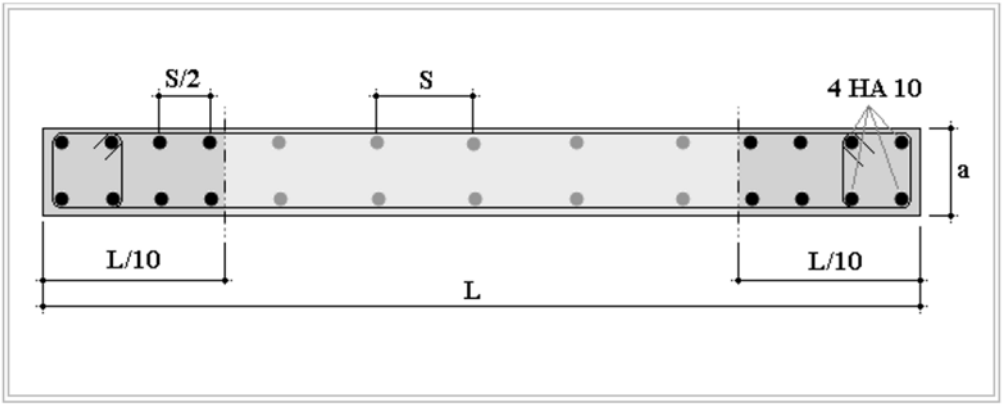


Figure. V.2. disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.Calcul des armatures

Dans notre structure on a des voiles d'épaisseur 20 cm au niveau de sous-sol, et de 16 cm au niveau des étages.

Tableau. V.6: Les données de calcul

situation accidentelle	
Béton	**Acier**
γ_b=1.15 Mpa	γ_s=1.00 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=18.48Mpa	σ_s = 400Mpa

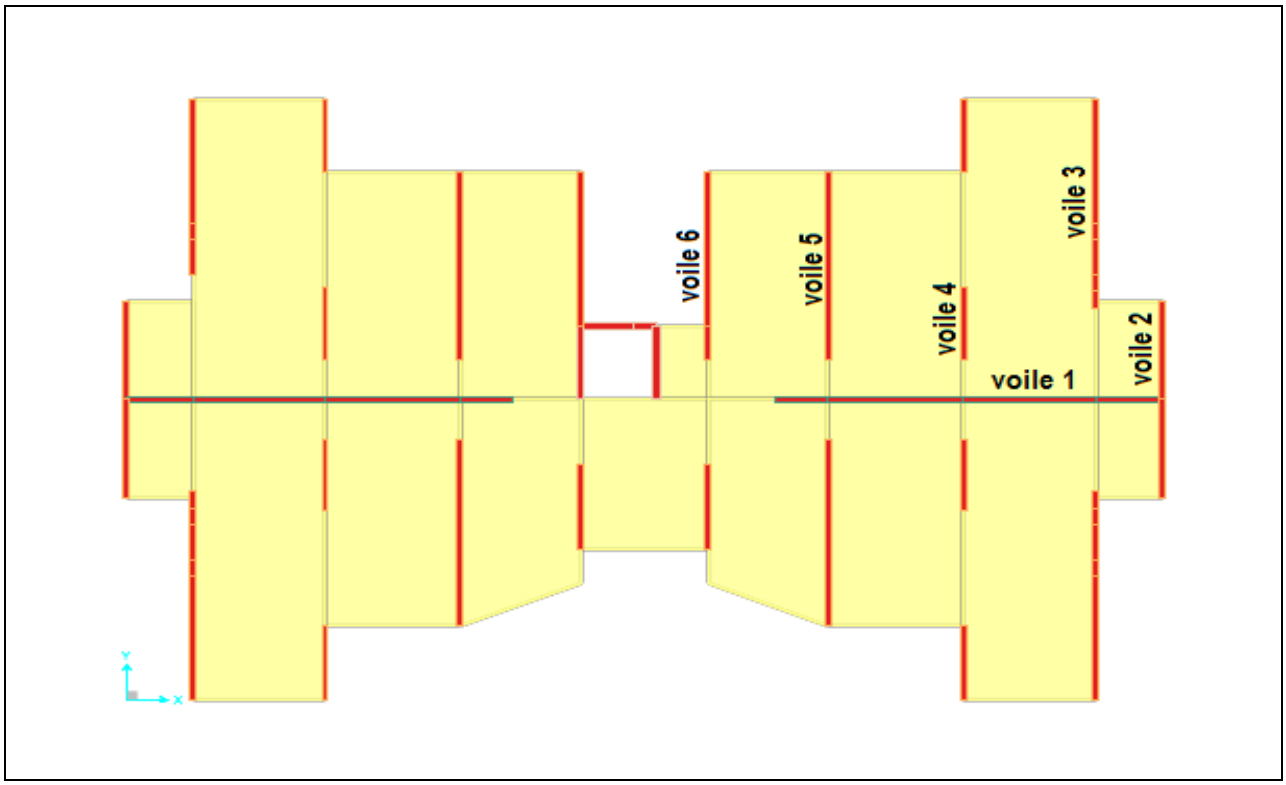


Figure .V.3. Disposition des voiles

V.4.1. Armatures verticales

V.4.1.a. Détermination des armatures verticales à l'ELU

❖ **Voiles suivant x**

Tableau .V.7.Ferraillage vertical du voile 1

Niveau	Voile 1 L = 10.13m										
	b (cm)	Combinaison	M (kn.m)	N (kn)	RPA			CBA	A_{calcul} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S (cm)
					A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	A_3 (cm²)	A_4 (cm²)			
s-sol, RDC 1er,2éme et 3éme	0.16	1.35G+1.5Q+1.5Q1	102.56	4557.74	15.99	24.31	12.97	4.00	41.16	18HA14+36HA10 = 55.98	22
		G+Q+Q1+Edx	8616.64	3485.23	5.14	24.31	12.97	1.28			
		0.8G+Edx	8169.53	2271.03	8.60	24.31	12.97	2.15			
4éme,5éme ,6éme et 7éme	0.16	1.35G+1.5Q+1.5Q1	198.04	2424.85	15.42	24.31	12.97	3.86	41.16	18HA12+36HA10 = 48.63	22
		G+Q+Q1+Edx	3402.64	2042.49	0.22	24.31	12.97	0.05			
		0.8G+Edx	2776.38	1339.40	3.01	24.31	12.97	0.75			

❖ **Voiles suivant y**

Tableau .V.8.Ferraillage vertical du voile 2

Niveau	Voile 2 L = 3.05 m										
	b (cm)	Combinaison	M (kn.m)	N (kn)	RPA			CBA	A_{calcul} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S (cm)
					A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	A_3 (cm²)	A_4 (cm²)			
s-sol, RDC 1er,2éme et 3éme	0.16	1.35G+1.5Q+1.5Q1	207.74	1528.630	3.58	7.32	3.90	0.89	12.84	6HA14+12HA10 = 24.82	20
		G+Q+Q1-Edy	579.97	1496.518	1.16	7.32	3.90	0.29			
		0.8G-Edy	502.45	1106.99	0.52	7.32	3.90	0.13			
4éme,5éme ,6éme et 7éme	0.16	1.35G+1.5Q+1.5Q1	42.35	687.11	4.29	7.32	3.90	1.07	12.84	6HA12+12HA10 = 16.21	20
		G+Q+Q1-Edy	132.36	431.337	1.93	7.32	3.90	0.48			
		0.8G-Edy	112.37	390.28	2.12	7.32	3.90	0.53			

Tableau.V.9. Ferraillage vertical du voile 3

Niveau	Voile 3 L = 6.45 m										
	b (cm)	Combinaison	M (kn.m)	N (kn)	RPA			CBA	A_{calcul} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S (cm)
					A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	A_3 (cm²)	A_4 (cm²)			
s-sol, RDC 1er,2éme et 3éme	0.16	1.35G+1.5Q+1.5Q1	322.33	2739.52	9.19	15.48	8.26	2.30	26.44	12HA14+26HA10 = 38.89	20
		G+Q+Q1-Edy	2783.44	1706.21	3.52	15.48	8.26	0.88			
		0.8G - Edy	2561.08	1009.96	5.95	15.48	8.26	1.49			
4éme,5éme ,6éme et 7éme	0.16	1.35G+1.5Q+1.5Q1	228.78	1363.56	8.71	15.48	8.26	2.18	26.44	12HA12+26HA10 = 33.99	20
		G+Q+Q1-Edy	622.16	838.39	3.20	15.48	8.26	0.80			
		0.8G - Edy	531.54	496.54	0.04	15.48	8.26	0.01			

Tableau .V.10.Ferraillage vertical du voile 4

Niveau	Voile 4 L = 2.25 m										
	b (cm)	Combinaison	M (kn.m)	N (kn)	RPA			CBA	A_{calcul} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S (cm)
					A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	A_3 (cm²)	A_4 (cm²)			
s-sol, RDC 1er,2éme et 3éme	0.16	1.35G+1.5Q+1.5Q1	74.03	1816.87	3.21	5.40	2.88	0.80	9.64	4HA14+9 HA10=13.23	20
		G+Q+Q1-Edy	218.82	1748.23	2.40	5.40	2.88	0.60			
		0.8G - Edy	203.40	1304.05	2.10	5.40	2.88	0.53			
4éme,5éme ,6éme et 7éme	0.16	1.35G+1.5Q+1.5Q1	44.14	715.46	3.01	5.40	2.88	0.75	9.64	4HA12+9HA10=11.59	20
		G+Q+Q1-Edy	151.03	241.77	1.44	5.40	2.88	0.36			
		0.8G - Edy	92.05	597.51	2.12	5.40	2.88	0.53			

Tableau V.11.Ferraillage vertical du voile 5

Niveau	Voile 5 L = 5.77m										
	b (cm)	Combinaison	M (kn.m)	N (kn)	RPA			CBA	A_{calcul} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S (cm)
					A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	A_3 (cm²)	A_4 (cm²)			
s-sol, RDC 1er,2éme et 3éme	0.16	1.35G+1.5Q+1.5Q1	1019.47	3014.82	5.99	13.85	7.39	1.50	23.72	10HA14+23HA10 = 33.46	20
		G+Q+Q1-Edy	2551.41	1303.27	4.70	13.85	7.39	1.17			
		0.8G - Edy	2175.10	540.98	7.02	13.85	7.39	1.76			
4éme,5éme ,6éme et 7éme	0.16	1.35G+1.5Q+1.5Q1	89.18	1444.89	8.64	13.85	7.39	2.16	23.72	10HA12+23HA10 = 29.37	20
		G+Q+Q1-Edy	564.75	594.84	0.12	13.85	7.39	0.03			
		0.8G - Edy	510.00	295.19	4.09	13.85	7.39	1.02			

Tableau.V.12. Ferraillage vertical voile 6

Niveau	Voile 6 L = 5.42m										
	b (cm)	Combinaison	M (kn.m)	N (kn)	RPA			CBA	A_{calcul} (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S (cm)
					A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	A_3 (cm²)	A_4 (cm²)			
s-sol, RDC 1er,2éme et 3éme	0.16	1.35G+1.5Q+1.5Q1	1180.24	2775.19	4.59	13.01	6.94	1.15	22.32	10HA14+21HA10 = 31.89	20
		G+Q+Q1-Edy	2338.12	1421.42	3.91	13.01	6.94	0.98			
		0.8G - Edy	1932.00	712.25	5.78	13.01	6.94	1.45			
4éme,5éme ,6éme et 7éme	0.16	1.35G+1.5Q+1.5Q1	84.31	1322.72	8.06	13.01	6.94	2.02	22.32	10HA12+21HA10 = 27.80	20
		G+Q+Q1-Edy	381.34	688.08	3.35	13.01	6.94	0.84			
		0.8G - Edy	341.27	359.72	0.41	13.01	6.94	0.10			

V.4.1.b. L'espacement

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$\overline{Sv}$ = Min [1.5 a = 24 ; 30 cm] = 24 cm

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopté les espacements suivants :

- **Les voiles Suivant x**

Sv = 22 cm En zone courante Sv/2 = 11 cm Dans la zone d'extrémité du voile (l = L/10)

$\Rightarrow$ Sv = 22 cm < $\overline{Sv}$ = 24 cm (cv)

- **Les voiles Suivant y**

Sv = 20 cm En zone courante Sv/2 = 10 cm Dans la zone d'extrémité du voile (l = L/10)

$\Rightarrow$ Sv = 22 cm < $\overline{Sv}$ = 24 cm (cv)

Avec :

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

V.4.1.c. Vérification des contraintes à l'état limite de service

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser, Nser) selon les règles CBA93. On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6\ f_{c28} = 15$ Mpa
- Pour la fissuration préjudiciable: $\begin{cases} \sigma_b \leq \sigma_b = 0.6\ f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s \leq \sigma_s = 202 \text{ Mpa} \end{cases}$

❖ **Voiles suivant x**

Tableau V.13. Vérifications des ferraillages du voile 1 à l'ELS

Niveau	Voile 1 L = 10.13 m									
	Comb	b (cm)	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN.m)	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	σ_b (Mpa)	σ'_s (Mpa)	σ_s (Mpa)	Vérification
s-sol, RDC, 1er 2éme et 3éme	G+Q	0.16	249.01	2912.68	55.98	55.98	1.70	26.20	0.00	Condition vérifiée
4éme, 5éme, 6éme et 7éme	G+Q	0.16	290.01	865.20	48.63	48.63	0.60	8.60	0.00	

❖ **Voiles suivant y**

Tableau. V.14.Vérifications des ferraillages du voile 2 à l'ELS

Niveau	Voile 2 L = 3.05 m									
	Comb	b (cm)	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN.m)	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	σ_b (Mpa)	σ'_s (Mpa)	σ_s (Mpa)	Vérification
s-sol, RDC, 1er 2éme et 3éme	G+Q	0.16	150.25	1008.04	24.82	24.82	2.20	33.10	0.00	Condition vérifiée
4éme, 5éme, 6éme et 7éme	G+Q	0.16	32.92	506.97	16.21	16.21	1.00	15.70	0.00	

Tableau .V.15.Vérifications des ferraillages du voile 3 à l'ELS

Niveau	Voile 3 L = 6.45 m									
	Comb	b (cm)	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN.m)	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	σ_b (Mpa)	σ'_s (Mpa)	σ_s (Mpa)	Vérification
s-sol, RDC,1er 2éme et 3éme	G+Q	0.16	332.67	1985.69	38.89	38.89	2.00	29.30	0.00	Condition vérifiée
4éme,5éme ,6éme et 7éme	G+Q	0.16	163.82	988.95	33.98	33.98	1.00	14.80	0.00	

Tableau .V.16. Vérifications des ferraillages du voile 4 à l'ELS

Niveau	Voile 4 L = 2.25 m									
	Comb	b (cm)	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN.m)	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	σ_b (Mpa)	σ'_s (Mpa)	σ_s (Mpa)	Vérification
s-sol, RDC,1er 2éme et 3éme	G+Q	0.16	13.79	1138.79	13.23	13.23	2.9	43.90	0.00	Condition vérifiée
4éme,5éme ,6éme et 7éme	G+Q	0.16	32.01	518.78	11.59	11.59	1.50	22.40	0.00	

Tableau.V.17. Vérifications de ferraillage du voile 5 à l'ELS

Niveau	Voile 5 L = 5.77 m									
	Comb	b (cm)	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN.m)	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	σ_b (Mpa)	σ'_s (Mpa)	σ_s (Mpa)	Vérification
s-sol, RDC,1er 2éme et 3éme	G+Q	0.16	785.19	2230.53	33.46	33.46	2.80	42.60	0.00	Condition vérifiée
4éme,5éme ,6éme et 7éme	G+Q	0.16	77.37	1017.61	29.37	29.37	1.10	16.10	0.00	

Tableau.V.18. Vérifications de ferraillage du voile 6 à l'ELS

Niveau	Voile 5 L = 5.42 m									
	Comb	b (cm)	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN.m)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ'_s (Mpa)	σ_s (Mpa)	Vérification
s-sol, RDC,1er 2éme et 3éme	G+Q	0.16	852.67	2008.51	31.89	31.89	2.90	43.50	0.00	Condition vérifiée
4éme,5éme ,6éme et 7éme	G+Q	0.16	60.33	958.87	27.80	27.80	1.10	16.00	0.00	

V.4.2. Armatures horizontales

V.4.2.a. Vérification les contraintes des cisaillements dans voiles

On a déjà vérifié les contraintes de cisaillements dans les voiles en chapitre 4

V.4.2.b. Calcul des armatures horizontales

❖ **Voiles suivant x**

Flexion composée avec traction $\Rightarrow$ $k = 1 - 10.\frac{N}{B.fcj}$

Tableau .V.19.Détermination des armatures horizontales suivant x

Niveau	Voile 1 L = 10.13 m							
	b (cm)	A (cm^2)	A_{choisi} (cm^2 /ml)	K	S (cm)	RPA S_{min} (cm)	CBA S_{min} (cm)	Vérification
s-sol, RDC ,1er 2éme et 3éme	0.16	2.26	5HA12 = 5.65	0.14	20	24	40	Condition vérifiée
4éme,5éme ,6éme et 7éme	0.16	1.57	5HA10 = 3.39	0.26	20	24	40	

❖ **Voiles suivant y**

Flexion composée avec compression ⇒ $k = 1 + 3.\frac{N}{B.fcj}$

Tableau .V.20.Détermination des armatures horizontales suivant y

Niveau	b (cm)	A (cm²)	A_{choisi} (cm²)	K	S (cm)	RPA S_{min} (cm)	CBA S_{min} (cm)	Vérification
Voile 2					**L = 3.05 m**			
s-sol, RDC ,1er 2éme et 3éme	0.16	2.26	5HA12 = 5.65	1.37	20	24	40	Condition vérifiée
4éme,5éme ,6éme et 7éme	0.16	1.57	5HA10 = 3.39	1.14	20	24	40	
Voile 3					**L = 6.45 m**			
s-sol, RDC ,1er 2éme et 3éme	0.16	2.26	5HA12 = 5.65	1.20	20	24	40	Condition vérifiée
4éme,5éme ,6éme et 7éme	0.16	1.57	5HA10 = 3.39	1.15	20	24	40	
Voile 4					**L = 2.25 m**			
s-sol, RDC ,1er 2éme et 3éme	0.16	2.26	5HA12 = 5.65	1.58	20	24	40	Condition vérifiée
4éme,5éme ,6éme et 7éme	0.16	1.57	5HA10 = 3.39	1.12	20	24	40	
Voile 5					**L = 5.77 m**			
s-sol, RDC ,1er 2éme et 3éme	0.16	2.26	5HA12 = 5.65	1.17	20	24	40	Condition vérifiée
4éme,5éme ,6éme et 7éme	0.16	1.57	5HA10 = 3.39	1.13	20	24	40	
Voile 6					**L = 5.42 m**			
s-sol, RDC ,1er 2éme et 3éme	0.16	2.26	5HA12 = 5.65	2.26	20	24	40	Condition vérifiée
4éme,5éme ,6éme et 7éme	0.16	1.57	5HA10 = 3.39	1.57	20	24	40	

V.4.3. Armatures transversales

Pour les différents voiles de chaque bloc, les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t$ est tel que $Ø_t \leq Ø_v$, $Ø_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par 4 épingles/ m² de $Ø = 8$ mm avec espacement de 20

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

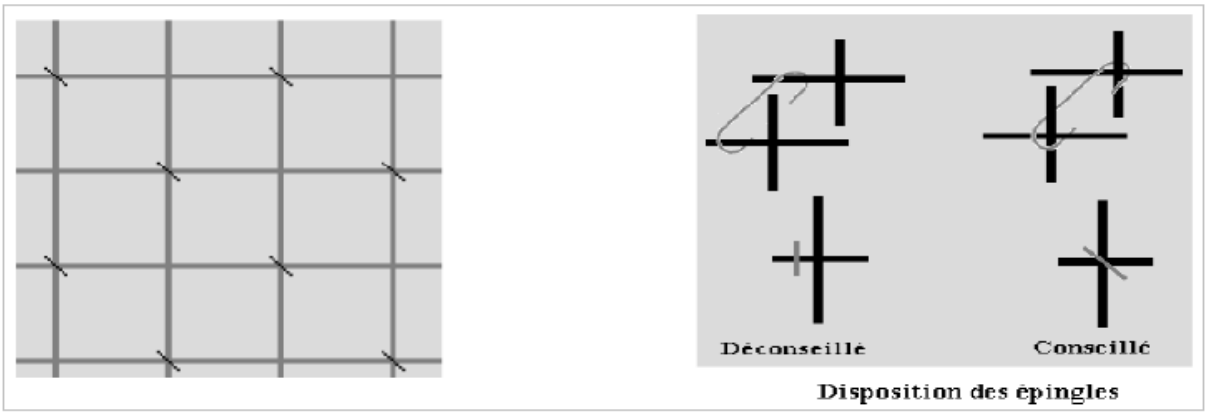


Figure .V.4.Armatures transversales et Epingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr = 50ϕ =70 cm

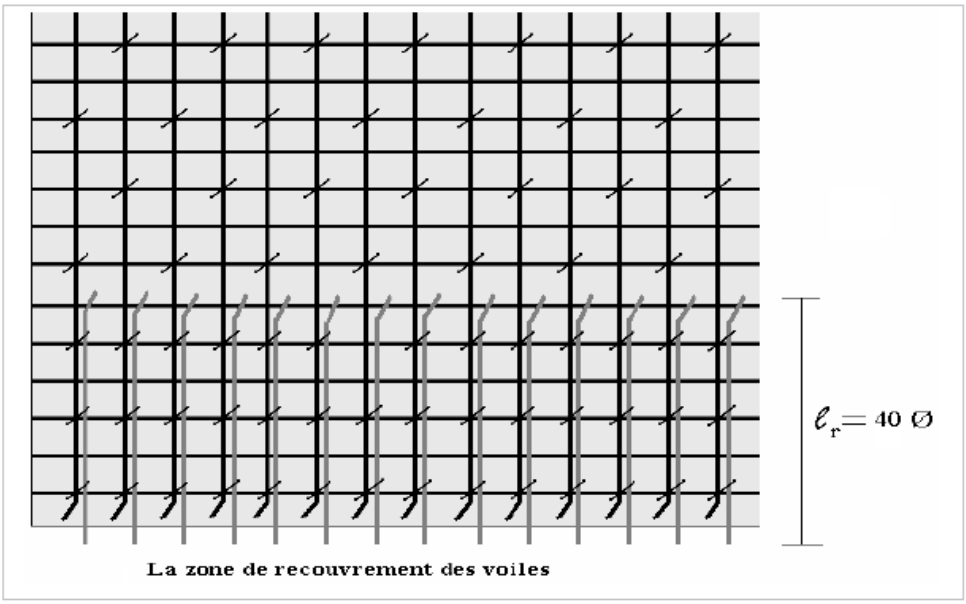


Figure .V.5. Zone de recouvrement des voiles

V.5.Mur de soutènement

Les murs de soutènement assurent une bonne stabilité de l'ensemble du bâtiment. Chacun de ces murs est soumis du côté extérieur du bâtiment à la charge triangulaire représentée par la poussée des terres P et une charge verticale représentée par un effort normal N avec un moment fléchissant M

D'après [RPA99/version 2003 Art 10.1.2] le mur de soutènement doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur ≥15mm

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.01% dans les deux sens horizontal et vertical
- Un recouvrement de 50Φ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 20 cm.

Dans notre cas la hauteur du mur de soutènement égale à 3m

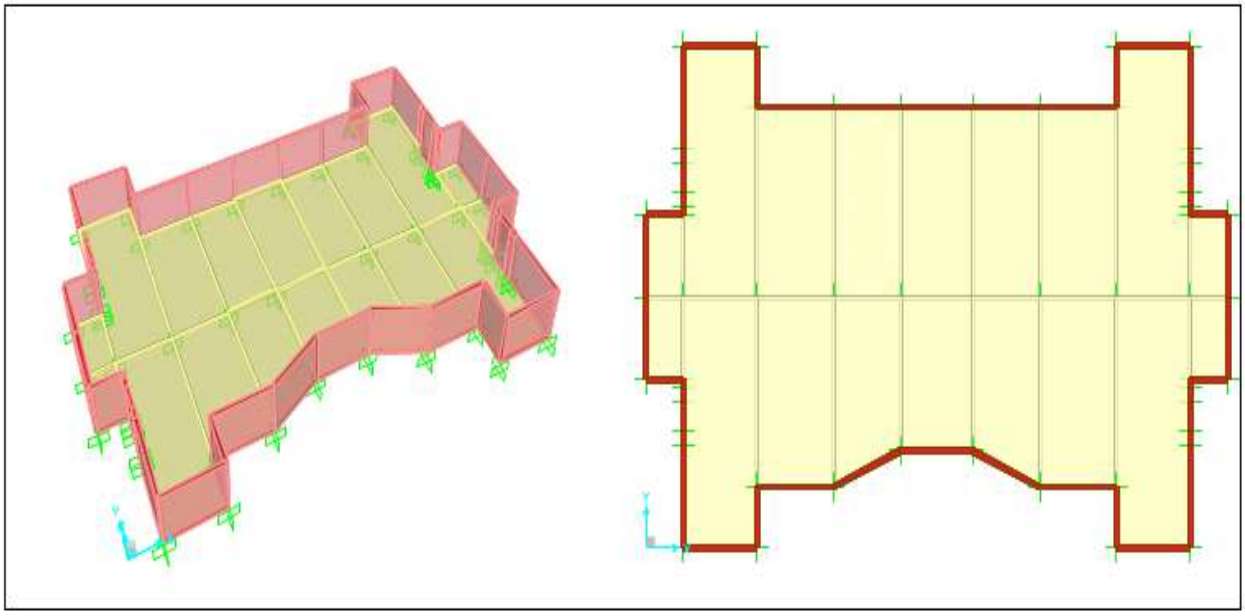


Figure .V.6.Mur de soutènement

V.5.1. Méthode de calcul

Ce mur est soumis à une charge triangulaire due à la poussée des terres et une charge verticale due à l'effort normal pour cela on étudiera deux cas :

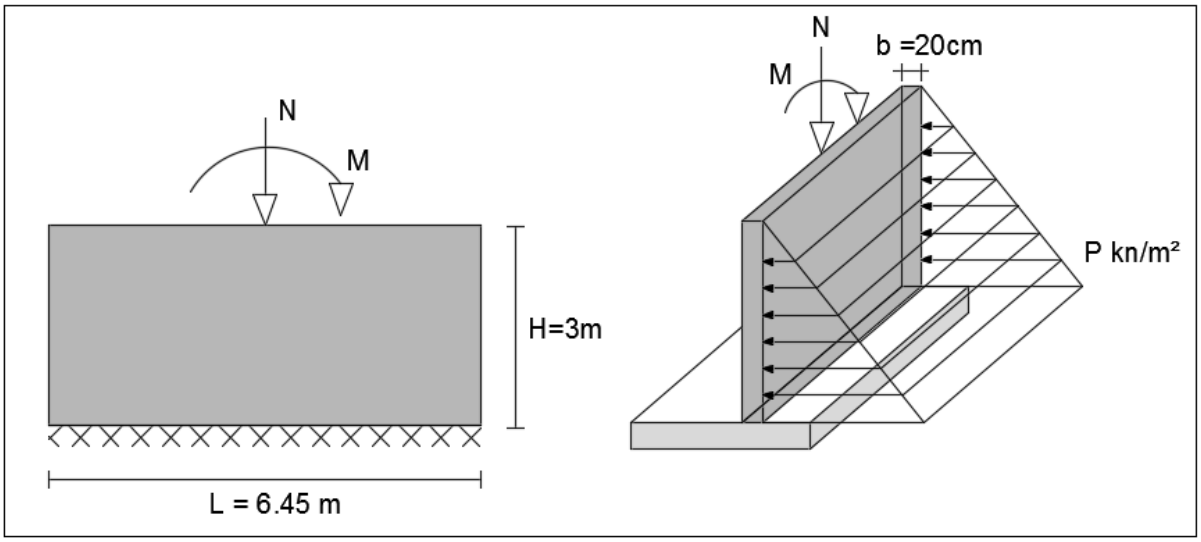


Figure .V.7.Schéma du chargement repris par le mur de soutènement

V.5.2. Premier cas

On calcule le mur comme un voile plein sous des sollicitations dues aux charges verticales, ces dernières provoquent l'effort normal N ainsi que de moment fléchissant.

Donc pour déterminer les armatures verticales on va calculer le mur en flexion composée

V.5.2.1.Calcul du ferraillage

❖ **Armatures verticales**

Tableau.V.21. Ferraillage vertical du premier mur

	L = 6.45 m								
Mur de soutènement	b (cm)	Combinaison	M (kn.m)	N (kn)	RPA			CBA	A_{calcul} (cm²)
					A_1 (cm²)	A_2 (cm²)	A_3 (cm²)	A_4 (cm²)	
	0.20	1.35G+1.5Q+1.5Q1	311.37	2285.93	11.27	19.35	10.32	2.82	26.44
		G+Q+Q1+Edy	1810.24	1855.75	1.19	19.35	10.32	0.30	
		0.8G+Edy	1647.90	1256.43	2.33	19.35	10.32	0.58	

V.5.3. Deuxième cas

On calcule le mur comme une dalle pleine encastrée sur les quatre cotés sous des sollicitations dues aux charges triangulaires représentées par la poussée des terres P, tel que :

$P = \frac{1}{2} k_a . \gamma_{sol} . H^2$

γ_{sol} : pois volumique des terres.

H : hauteur du voile.

k_a : Coefficient de poussé : $k_a = tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

φ : angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol, on a :

$\varphi = 25°$

$\gamma_{sol} = 16.3$ KN/m^3

H= 3 m

$\Rightarrow$ P = 29.31 KN /m²

Donc pour déterminer les moments, on utilise la méthode des tables de BARES

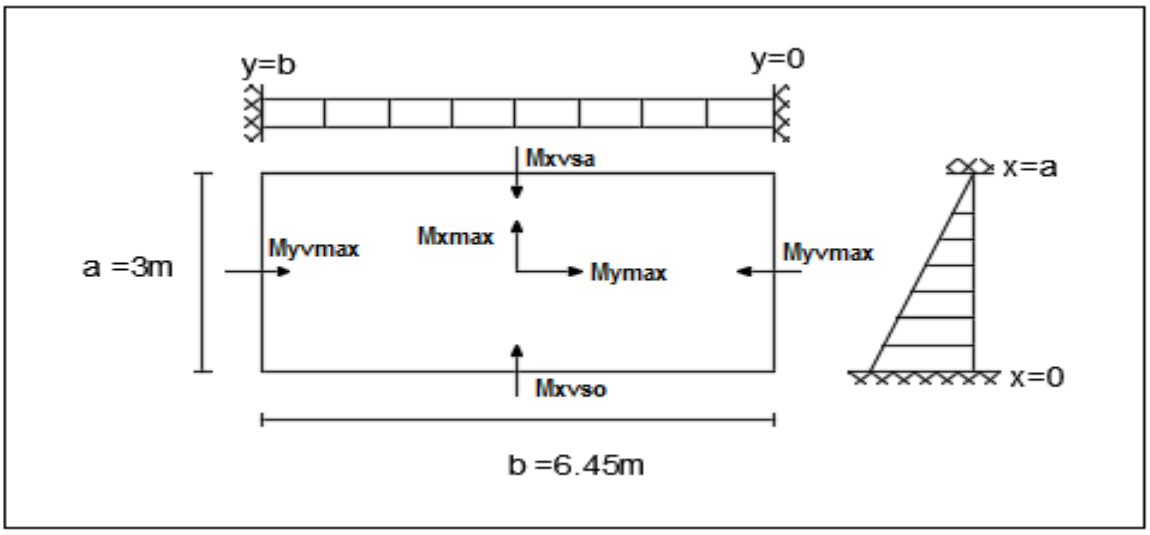


Figure. V.8.Les moment dans le mur de soutènement

V.5.3.a. Exposé la méthode

Les dimensions de mur

a = 3 m

b = 6.45 m

Calculons le rapport $\gamma = \frac{a}{b} = \frac{3}{6.45} = 0.5$

les tables de BARES nous donne les efforts Mx_{vso}, Mx_{vso} ,My_{vmax} ,Mx_{max} , My_{max} Pour chaque valeur de γ , selon le cas des charges étudiées.

Avec :

μ : Coefficient de poisson

$\Rightarrow$ Pour le béton armé $\mu = 0.15$

Le tableau donne des coefficients multiplicateurs, pour avoir les moments :

- **Les moments en appuis**

$Mx_{vso} = - 0,0494. q. a^2 = - 0,0494 \times 2,931 \times 3^2 = -1,303$ t.m = -13,03 KN.m

$Mx_{vsa} = - 0,0323. q. a^2 = - 0,0323 \times 2,931 \times 3^2 = - 0,852$ t.m = - 8,52 KN.m

$My_{vmax} = -0,0073. q. b^2 = - 0,0073 \times 2,931 \times (6,45)^2 = - 0,890$ t.m = - 8,90 KN.m

- **Les moments en travées**

$Mx_{max} = 0,0207 .q .a^2 = 0,0207 \times 2,931 \times 3^2 = 0,546$ t.m = 5.46 KN.m

$My_{max} = 0,0020 .q .b^2 = 0,0020 \times 2,931 \times (6,45)^2 = 0,244$ t.m = 2,44 KN.m

$\Rightarrow$ On va calculer le ferraillage en flexion simple

V.5.3.b. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$\overline{\sigma b}$ =14,2 Mpa $\overline{\sigma s}$ = 348 Mpa. b = 100cm

h = 20cm d = 17.5 cm c = 2.5 cm.

Tableau. V.22. Calcul des sections d'acier de mur

			M (KN.m)	μ	β	A (cm)	A' (cm)	A_{min} (cm)
Suivant x	Armatures verticales	En travée	5.46	0.012	0.994	0.90	0.00	2.00
		En appuis	13.03	0.030	0.985	2.17	0.00	2.00
Suivant y	Armatures horizontales	En travée	2.44	0.005	0.998	0.402	0.00	2.00
		En appuis	8.9	0.020	0.990	1.48	0.00	2.00

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{20 \times 100}{1000} = 2.00 \text{ cm}^2$$

V.5.4. Le ferraillage final du mur

V.5.4.a. Armatures verticales

Pour les armatures verticales on a assemblé les armatures du premier cas avec les armatures du deuxième cas $\Rightarrow$ $Av = Av_1 + Av_2$

Avec

$Av_1 = 26.44 \text{ cm}^2$

$Av_{a2} = 2.00 \text{ cm}^2/\text{ml} = 2.00 \times h = 2.00 \times 3 = 6.00 \text{ cm}^2$

$Av_{t2} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml} = 2.17 \times h = 2.17 \times 3 = 6.51 \text{ cm}^2$

Tableau .V.23. Le ferraillage final des armatures verticales

	A_v (cm²)	$A_{vchoisi}$ (cm²)	Sv (cm)	Sv_{min} (cm)	vérification
En travée	32.44	12HA14+26HA12 = 38.89	20	24	Condition vérifiée
En appuis	32.95	12HA12+26HA10 = 38.89	20	24	

❖ **L'espacement**

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

⇒ **Sv** = Min [1.5 a = 24 ; 30 cm] = 24 cm

V.5.4.b. Armatures horizontales

Tableau .V.24. Le ferraillage final des armatures horizontales

	A_h (cm^2)	$A_{hchoisi}$ (cm^2)	Sv (cm)	Sv_{min} (cm)	vérification
En travée	2.00	5 HA 12 = 5.65	20	33	**Condition vérifiée**
En appuis	2.00	5 HA 12 = 5.65	20	33	

❖ **Condition d'espacement**

$\overline{S} \leq$ Min [3h = 60 cm ; 33 cm] = 33 cm

$$\Rightarrow S = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Assurer l'encastrement du notre ouvrage dans le sol.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Connaissance du lieu et du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

En absence du rapport du sol, on a choisi un rapport afin d'étudier l'infrastructure dont les informations géotechniques sont :

- Moyenne humidité et de faible à moyenne compacité. W%=13.25 %.
- Peu plastique.
- Moyennement compressible et peu gonflant.
- De moyenne cohésion c=0.60 bars.
- Le tassement total est de l'ordre de 1.80 cm.
- Le PH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σsol = 1.5 bars avec un ancrage de 3.0m sous le niveau du sous-sol (-3.00).

VI.3. Etude des fondations

Première étude (système voiles porteurs)

VI.3.1. Choix du Type de fondation

On adoptera pour l'ensemble de notre premier système (voiles porteurs), un radier général sous voiles. Le radier sera considéré comme un plancher dalle renversée, la charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut uniformément repartie et qui est égale à la contrainte moyenne due à la réaction du sol.

L'effort normal supporté par le radier est le maximum des efforts normaux apportés par la superstructure, avec : N_{ser}= 50236.498 KN

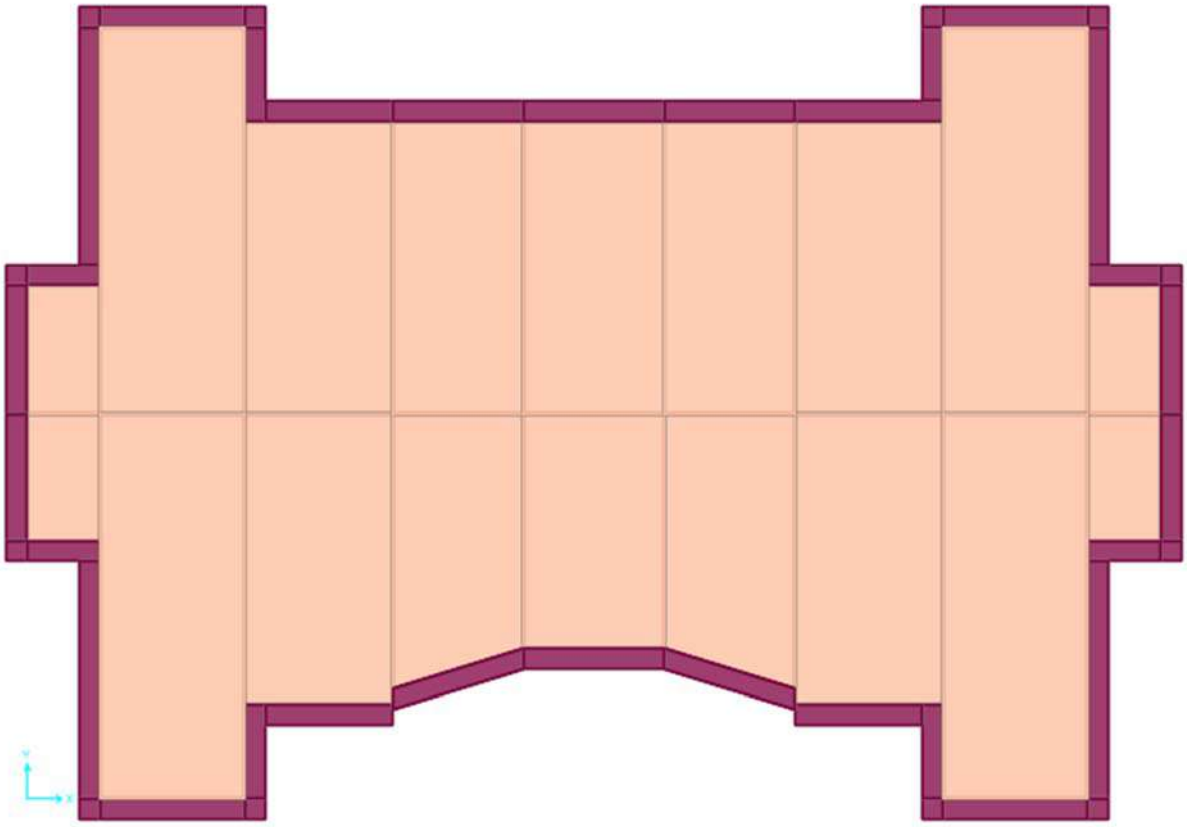


Figure VI.1. Vue en plan de la surface du radier

VI.4. Dimensionnement du radier

La hauteur h_d du radier r sera déterminée à l'aide de condition suivante :

Condition forfaitaire ►►techniques de l'ingénieur◄◄

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives « L_{max} = 9.25 m ».

D'où : $h_d \geq 46.25$ cm

On adopte h_d = 50 cm

Le choix final

L'épaisseur qui satisfait à la condition citée si avant nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 50 cm avec un débord de 50 cm.

VI.5. Vérifications nécessaires

VI.5.1. Vérification des contraintes du sol

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\ll \overline{\sigma_{sol}} = 1.5$ Mpa $\gg$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_{ser} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Avec :

➔ $\overline{\sigma_{sol}} = \frac{N_{ser}}{S_r}$

➔ $\mathbf{N_{ser}}$ = 55696.448 KN.

$\mathbf{S_r}$ **:** Surface du radier.

➔ $\mathbf{S_r}$ = 436.796 m².

Donc on aura :

$$\sigma_{ser} = \frac{\mathbf{N_{ser}}}{S_r} = \frac{55696.448}{436.796} = 0.128 \text{ Mpa}$$

➔ $\sigma_{ser} = 0.13 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 0.15 \text{ Mpa}$ ..... (C.V)

VI.5.2. Vérification au poinçonnement

D'après les règles BAEL91, la vérification de non poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité.

On doit vérifier :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b$$

Avec :

μ_x : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : L'épaisseur du radier.

N : La charge de calcul obtenue par la combinaison (G+Q+E).

L, b : Dimensions de voile.

$$\mu = 2(L + b + 2h_{radier}) \ /100 \ \rightarrow \ \mu = 22.58m$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8467.50\ kN/ml \ \geq N = 5281.777\ KNml \ldots\ldots\ldots \text{(C.V)}$$

VI.6. Ferraillage du radier

a) Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent par la méthode des lignes de rupture pour une bande de largeur unité (1ml).

b) Ferraillage de la dalle du radier

Les panneaux de notre radier n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera donc, le même ferraillage pour tous les panneaux du radier, en considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

c) Détermination des efforts

On a: L_x=3.45 m; Ly=9.25 m

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.45}{9.25} = 0.37 \ \leq 0.4$ ⇒ La dalle travaille suivant une seule direction.

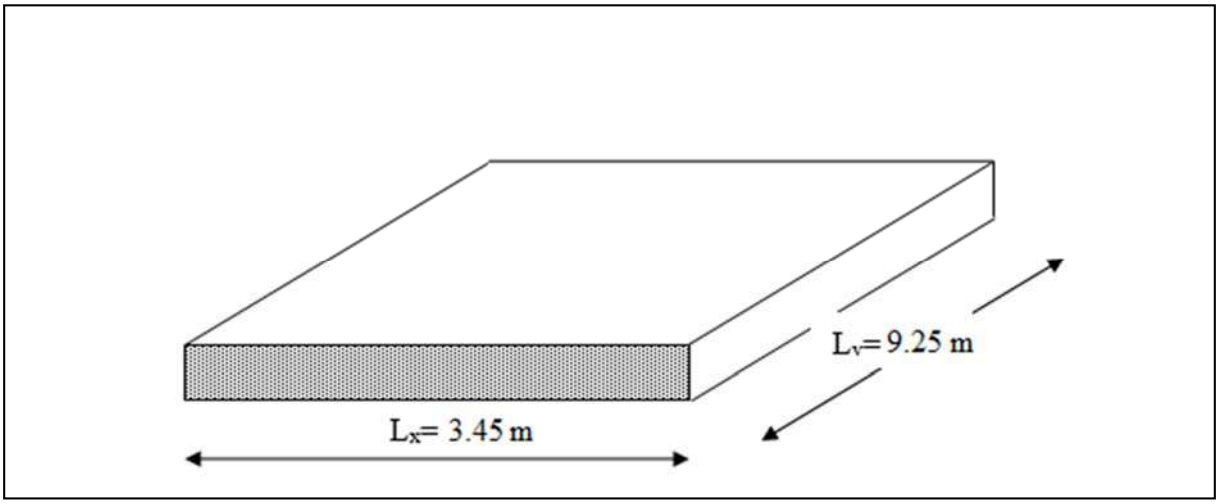


Figure VI.2. Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

d) Evaluation des charges et surcharges

Tableau VI.1. Evaluation des charges et surcharges

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	q_u (kN/m²)	q_{ser} (kN/m²)
Radier	175.58	3.5	242.28	179.08

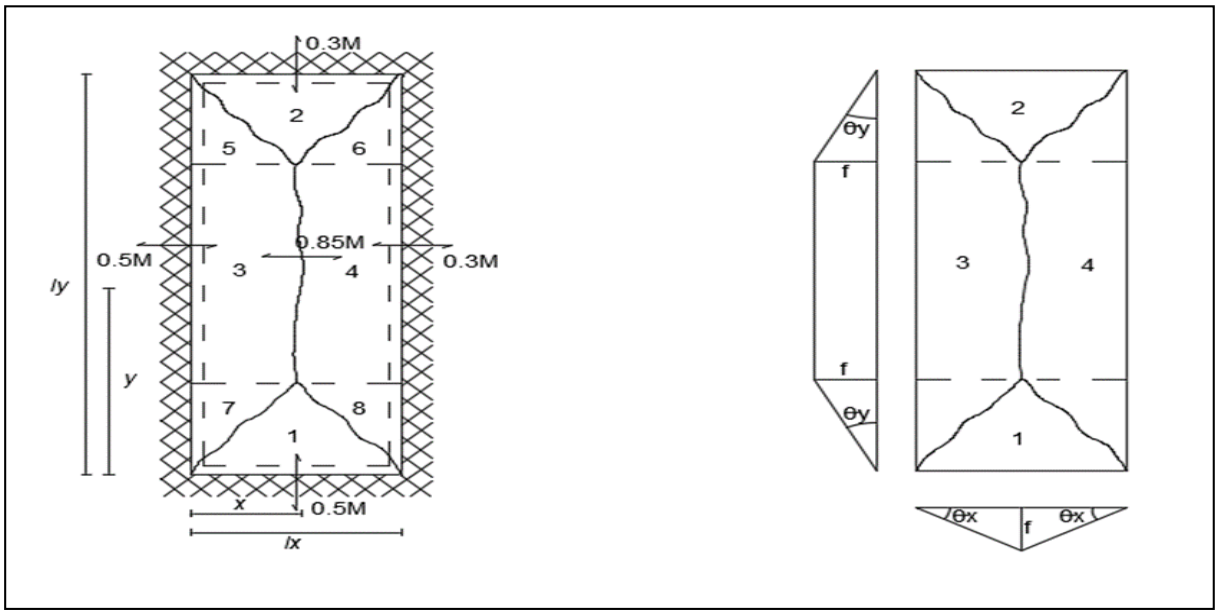


Figure VI.3. Les lignes de ruptures dans le panneau

✓ **Travail externe**

$$T_{ext} = T_{ext}^{1} + T_{ext}^{2} + T_{ext}^{3} + T_{ext}^{4} + T_{ext}^{5} + T_{ext}^{6} + T_{ext}^{7} + T_{ext}^{8}$$

Avec :

- $T_{ext}^{1} = T_{ext}^{4}$
- $T_{ext}^{2} = T_{ext}^{3}$
- $T_{ext}^{5} = T_{ext}^{6} = T_{ext}^{7} = T_{ext}^{8}$
- $T_{ext}^{1} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$
- $T_{ext}^{2} = 2\,T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q.f\left(\left(\frac{L_y-2y}{2}\right)x\right)$
- $T_{ext}^{5} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{x.y}{6}\right)$

- $T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{3}L_X.y + \frac{2}{3}x.y + (ly - 2y)x\right)$

✓ **Travail interne**

$T_{int} = T_{int}^1 + T_{int}^2 + T_{int}^3 + T_{int}^4$

Avec :

- $T_{int}^1 = 0.5M.L_x.\theta_y$ $\qquad \theta_y = tg\ \theta_y = \frac{f}{y}$
- $T_{int}^1 = 0.5M.L_x.\frac{f}{y}$
- $T_{int}^2 = 0.3M.L_x.\theta_y$ $\qquad \theta_x = tg\ \ \theta_x = \frac{f}{y}$
- $T_{int}^2 = 0.3M.\frac{Lx}{y}.f$
- $T_{int}^3 = 0.85M.\frac{f}{x}.ly + 0.5M.\frac{f}{x}.ly$
- $T_{int}^3 = 1.35M.\frac{Ly}{x}.f$
- $T_{int}^4 = 0.85M.\frac{f}{x}.ly + 0.3M.\frac{f}{x}.ly$
- $T_{int}^4 = 1.15M.\frac{Ly}{x}.f$
- $T_{int} = Mf.\left(0.8\frac{Lx}{y} + 2.5\frac{Ly}{x}\right)$

✓ **Principe du travail virtuel**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$M = q\ \frac{15.96 - 1.15y}{\frac{2.76}{y} + 13.41}$$

Pour déterminer " **y** " on dérive " **q** " par rapport à " **y** ".

$\frac{dq}{dy} = 0 \ \Rightarrow\ -15.42\,y^2 - 6.35\,y + 44.05 = 0 \ \Rightarrow\ y = 1.50$ m

On remplace "y " on trouve : M = 0.93 q

Tableau VI.2. Calcul des moments

	M (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
ELU	225.23	191.524	112.66
ELS	166.54	141.56	83.27

VI.6. 1. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau VI.3. Les données

f_{c28}	25 MPa	**h**	50 cm
f_{t28}	2,1 MPa	**d**	47 cm
fe	400 MPa	**c**	3 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	**c'**	3 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	**b**	100 cm

Tel que : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b .b .d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s .d .\beta}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Calcul des sections d'acier de la dalle

	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A choisie (cm²)	S (cm)
En travée	191.524	0.061	0.969	12.08	0	8HA14=12.32	12.5
En appuis	112.661	0.036	0.982	9.05	0	8HA12 = 9.05	12.5

VI.6. 2. Vérification à l'ELS :

Béton : $\overline{\sigma_b} = \frac{Mser}{I} .y \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Détermination de la valeur de « y » :

$50\ y^2 + 15\ Ay - 15A.d = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}Y^3 + 15A(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Vérification à l'ELS

	Mser (KN.m)	**As (cm²)**	**Y (cm)**	**I (cm^4)**	**K (N/mm^3)**	**σb**	**$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$**
En travée	141.56	12.32	11.45	283588.00	0.050	5.72	Oui
En appuis	83.27	9.05	10.02	219174.63	0.038	3.81	Oui

VI.6. 3. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$Tx = \frac{qu.\ lx.ly}{2ly + lx} = 352.24\ KN$$

$$Tx = \frac{qu.\ lx.ly}{3ly} = 278.62\ KN$$

On doit vérifier :

$$\tau u = \frac{Tu^{max}}{b_0.\ d} = \frac{352.24\times10^3}{1000\times470} = 0.750\ MPa \leq \frac{0.07.\ f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\ MPa$$

Deuxième étude (système mixte voiles-portiques)

VI.7. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de trois natures :

- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.
- Radiers partiels.

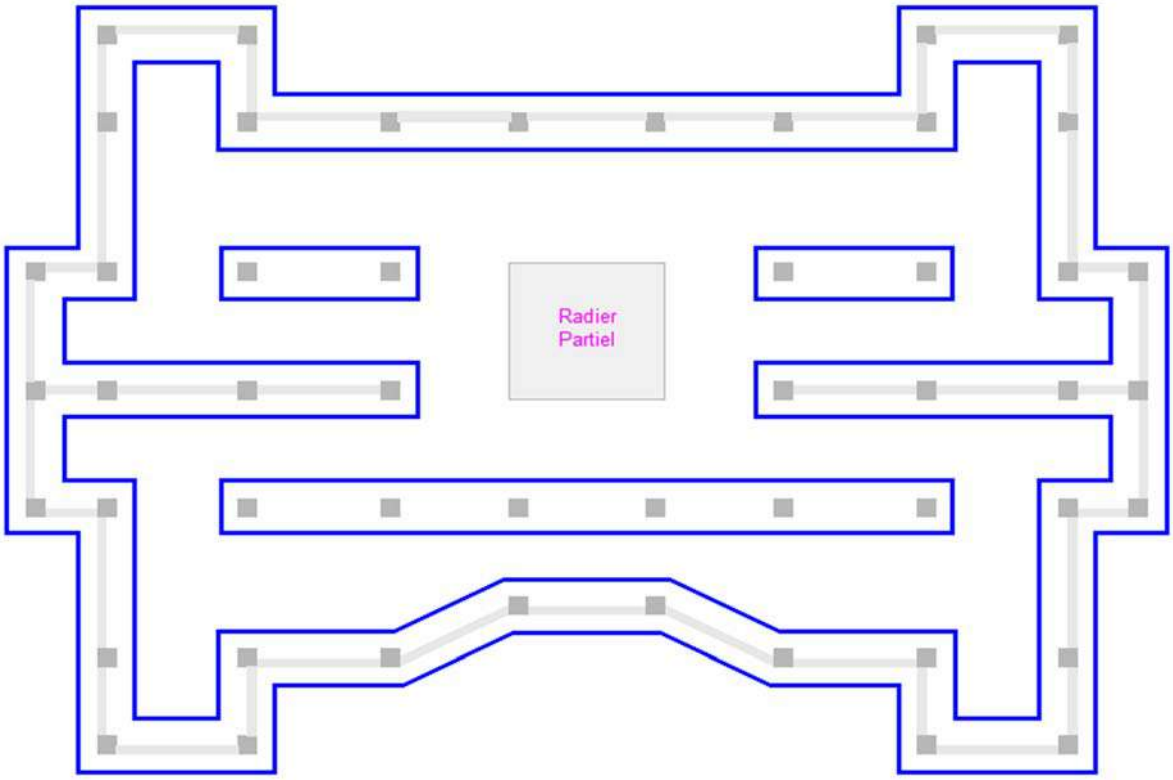


Figure VI.4. Disposition des semelles

VI.8. Calcul des semelles filantes

Les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions : G+Q+E et 0.8 G±E ◄◄RPA [ART 10.14.1] ►►.

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

Les chargements sur la structure concèdent des moments faibles à la base des poteaux au niveau de leurs encastrements.

VI.8.1. Semelles filantes sous voiles

VI.8.1.1. Dimensionnement

On a des semelles filantes sous voiles, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nmax}{L}$$

- ✓ N : l'effort normal maximum concentré aux voiles.
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \,.\, \overline{\sigma_{Sol}}} \qquad d \geq \frac{B-b}{4} \qquad h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Les moments sont faibles et négligeables à l'ELS, après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai et le poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Dimensions des semelles filantes

Semelle	L (m)	Nser (kN)	N (kN/mℓ)	b (cm)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	8.75	1116.568	127.607	45	1.50	30	40

VI.8.1.2. Ferraillage

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats. Les armatures principales-transversales- et les armatures de répartitions avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Armatures principales

$$A = \frac{N(B-b)}{8 \,.\, d \,.\, \sigma s} \qquad \text{et} \qquad Esp = \frac{100}{n}$$

Avec :

- ✓ n : étant le nombre de barres

Armatures de répartition

$$Arép = \frac{A(cm^2) \,.\, B(m)}{4} \qquad Esp = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ $[\sigma s\ ]$= 348 MP à l'ELU : en situation durable.
- ✓ $[\sigma s]$ = 202 MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7. Armatures principales des semelles filantes

	Nu (kN/mℓ)	Nser (kN/mℓ)	d (cm)	Au (cm²)	Aser (cm²)	Afinale (cm²)	Esp (cm)
semelle	429.768	314.526	40	5.98	7.54	5 HA14=7.69	20

Tableau VI.8. Armatures de répartition des semelles filantes

	A rép calculée (cm²)	A rép choisie (cm²)	Esp (cm)
semelle	2.88	3 HA12 = 3.39	15

- ✓ **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset.\ fe}{4.\ \tau s} = \frac{1.4\times400}{4\times2.8} = 50\ cm$$

$$ls = 50\ cm\ \geq \frac{B}{4} = \frac{150}{4} = 37.5\ cm$$

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

VI.8.2. Semelles filantes sous poteaux

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte deux éléments, on distingue : la semelle et la poutre de libage :

- La semelle travaille transversalement, ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle, ainsi que le moment Mb parallèle à B.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux Ni, elle sera étudiée dans le cadre de la théorie des poutres posées sur sol élastique.

VI.8.2.1. Dimensionnement

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nmax}{L}$$

- ✓ N : l'effort normal maximum concentré aux poteaux.
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \,.\, \overline{\sigma_{Sol}}} \qquad d \geq \frac{B-b}{4} \qquad h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Les moments sont faibles et négligeables, après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai et le poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Dimensions des semelles filantes

Semelle	L (m)	Nser (kN)	N (kN/mℓ)	b (cm)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF2	16.75	914.20	54.58	45	2	40	45
SF3	3.55	944.82	266.146	45	1.7	30	35

VI.8.2.2. Ferraillage transversale

Le calcul de ferraillage est fait pour une semelle isolé AxB par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le max des deux résultats. Les armatures principales (transversales) Ab et les armatures de répartitions (longitudinales) Arép, les espacements sont déterminés respectivement par les formules suivantes :

Armatures principales

$$Ab = \frac{N(B-b)}{8 \,.\, db \,.\, \sigma s} \qquad Esp = \frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ n : étant le nombre de barres.

Armatures de répartition

$$Arép = \frac{A(cm^2) \,.\, B(m)}{4} \qquad Esp = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ $[\sigma s\ ]$= 348 MP à l'ELU : en situation durable.
- ✓ $[\sigma s]$ = 202 MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Armatures principales des semelles filantes

	Nu (kN/mℓ)	Nser (kN/mℓ)	d (cm)	Au (cm²)	Aser (cm²)	Afinale (cm²)	Esp (cm)
SF2	409.03	298.87	40	5.69	7.16	7HA12 = 7.92	15
SF3	365.73	266.15	30	5.47	6.86	7HA12 = 7.92	15

Tableau VI.10. Armatures de répartition des semelles filantes

	A rép calculée (cm²)	A rép choisie (cm²)	Esp (cm)
semelle	3.96	6HA10 = 4.71	20

- ✓ **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset.\ fe}{4.\ \tau s} = \frac{1.4\times400}{4\times2.8} = 50\ cm$$

$$ls = 50\ cm\ \geq \frac{B}{4} = \frac{200}{4} = 50\ cm$$

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

VI.8.2.3. Ferraillage Longitudinalement « La poutre de libage »

VI.8.2.3.a. Dimensionnement

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$I \leq \frac{\pi}{2} I_e \qquad I_e = \sqrt[4]{\frac{4.\ E.\ I}{K.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E = 32164.19 MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille (L = 3.55 m)
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.\ hp^3}{12} = 0.0046\ m^4$
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage)

$$hp \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.\ k.\ Lmax^4}{E}} = 0.46 \text{ m, on adopte hp = 50 cm}$$

Donc le = 2.405 m

$L=3.55\ m \leq \frac{\pi}{2} le = 3.77\ m$ (condition verifiée)

Alors on a des poutres de libage de 45x50, noyée dans la semelle. Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m2) qui se calcule par la formule suivante :

$$N = \frac{Nmax}{L}$$

Avec :

- ✓ N: l'effort normal le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

On obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m^2). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

VI.11. Détermination des valeurs de q de la poutre de libage

N (ELU) (kN)	N (ELS) (kN)	L (m)	qu (KN /m2)	qser (KN /m2)
1298.35	944.82	3.55	268.36	216.48

VI.8.2.3.b. Calcul des moments

- **Aux appuis**

à l'ELU:

$$M_a = -\frac{q_u*(l'^2_w+\gamma*l'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

= -288.81 KN.m

à l'ELS :

$$M_a = -\frac{q_{ser}*(l'^2_w+\gamma*l'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

= -212.48 KN.m

- **En travées :** L =1.78m

à l'ELU

$$M_t = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$$

$= 148.98$ kN. m

à l'ELS

$$M_t = M_0 - \frac{M_e+M_w}{2}$$

$= 109.74$ KN. m

VI.8.2.3.c. Calcul du ferraillage

- ✓ **Armatures longitudinales**

Calcul à l'ELU de résistance

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$d = h - e - \frac{\emptyset}{2} = 0.9h$ et $c = c' = h - d$

$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.d^2.b}$; on a $\mu \leq \mu l = 0.392 \Rightarrow$ A'=0 et $A = \frac{Mu}{\beta.\ d.\ \sigma s}$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

	Mu (kN.m)	d (cm)	A (cm²)	A' (cm²)	Choix
Travée	148.98	47	9.33	0	4HA14+4HA12 = 10.67
appuis	288.81	47	18.55	0	8HA16+2HA14 = 19.16

VI.8.2.3.d. Vérification des contraintes à l'ELS

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau VI.13. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

	AELU (cm²)	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma b \leq [\sigma b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
travée	10.67	109.74	4.69	23.69	oui	oui
appuis	19.16	212.74	7.27	26.19	oui	oui

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

- ✓ **Armatures de peau**

Puisque la poutre de libage atteint la hauteur de 50cm, le CBA93 recommande de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap=3*0.5 = 1.5 cm², donc on adopte 2HA12=2.21cm².

- ✓ **Armatures transversales**

Calcul de l'effort tranchant Tu

$Tu=(q_u.\ell)/2 = (268.36 \times 3.55) / 2 = 476.34$ kN

Calcul de la contrainte de cisaillement

$$\tau u = \frac{Vu}{b_0.\ d} = \frac{476.36.\ 10^3}{450\times450} = 2.35\ \text{MPa} < [\tau] = 2.5\ \text{MPa}$$

VI.8.2.4. Le Radier partiel

Le radier sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis chargée par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol

VI.8.2.4.a. Dimensionnement du radier

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h_{d1} \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{3.35}{20} = 16.75$$

On adopte h = 25 cm

VI.8.2.4.b. Ferraillage du radier

❖ **Calcul des Charges du radier**

qrad = PP+Premblai=25*0.2 + 18*(2-0.2) =37.40 kN/m².

à l'ELU: qu=1.35. qrad =50.49 kN/m².

à l'ELS: qser= qrad =37.40 kN/m².

❖ **Vérification de la surface du radier**

$\sigma_{radier} = q_{radier} = \frac{37.40}{1000} = 0.037\ MPa$

Cette contrainte est inférieure à la contrainte admissible du sol :

$\sigma_{radier} = 0.37\ bars \leq \overline{\sigma_{sol}} = 1.5\ bars$

Donc le surface du radier est suffisante.

❖ **Calcul des moments**

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

➔ On a le rapport $\frac{lx}{ly} = \frac{3.05}{3.35} = 0.91$, donc la dalle travaille suivant deux directions

✓ **Principe du travail virtuel**

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$q = 3M\ \frac{\frac{3.05}{y} + 2.20}{5.10 - 1.01y}$$

Pour déterminer " **y** " on dérive " **q** " par rapport à " **y** ".

$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 2.22\ y^2 + 6.16\ y - 15.55 = 0 \Rightarrow y = 1.6\ m$

On remplace "y " on trouve : M = 0.28 q

Tableau VI.14. Calcul des moments

	M (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
ELU	225.23	191.524	112.66
ELS	166.54	141.56	83.27

VI.8.2.4.c. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau VI.15. Les données

f_{c28}	25 MPa	**h**	25 cm
f_{t28}	2,1 MPa	**d**	22 cm
fe	400 MPa	**c**	3 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	**c'**	3 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	**b**	100 cm

Tel que : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b .b .d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s .d .\beta}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16. Calcul des sections d'acier de la dalle

		Mu (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	Amin (cm²)
Sens X	**En travée**	12.02	0.016	0.992	1.51	0	2.5
	En appuis	7.07	0.009	0.996	0.89	0	2.5
Sens Y	**En travée**	12.02	0.016	0.992	1.51	0	2.5
	En appuis	7.07	0.009	0.996	0.89	0	2.5

- **Condition de non fragilité**

$$\Rightarrow \quad Amin = \frac{B}{1000} = \frac{25\times100}{1000} = 2.5\ cm^2$$

Donc on adopte les sections : $\begin{cases} A_x = 4\ HA\ 10 = 3.14\ cm^2\ /ml \\ A_y = 4\ HA\ 10 = 3.14\ cm^2/ml \end{cases}$

- **Condition d'espacement**

$\overline{St} = Min[2h = 50\ cm\ ; 22\ cm] = 22\ cm$

➔ On prend : S = 25 cm

VI.8.2.4.d. Vérification à l'ELS

Béton : $\overline{\sigma_b} = \frac{Mser}{I} . y \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15\ MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Détermination de la valeur de « y »

$50\ y^2 + 15\ A.y - 15A.d = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A(d - y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6.17. Vérification à l'ELS

	Mser (KN.m)	As (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σb	$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$
En travée	8.90	3.14	4.20	19116.60	0.047	1.96	Oui
En appuis	5.24	3.14	4.20	19116.60	0.027	1.15	Oui

On remarque que les contraintes sont vérifiées.

VI.8.2.4.e. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$Tx = \frac{qu.\ lx.ly}{2ly + lx} = 52.91KN$$

$$Tx = \frac{qu.\ lx.ly}{3ly} = 51.33\ KN$$

On doit vérifier :

$$\tau u = \frac{Tu^{max}}{b_0.\ d} = \frac{52.91 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.230\ MPa \leq \frac{0.07.\ f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\ MPa$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

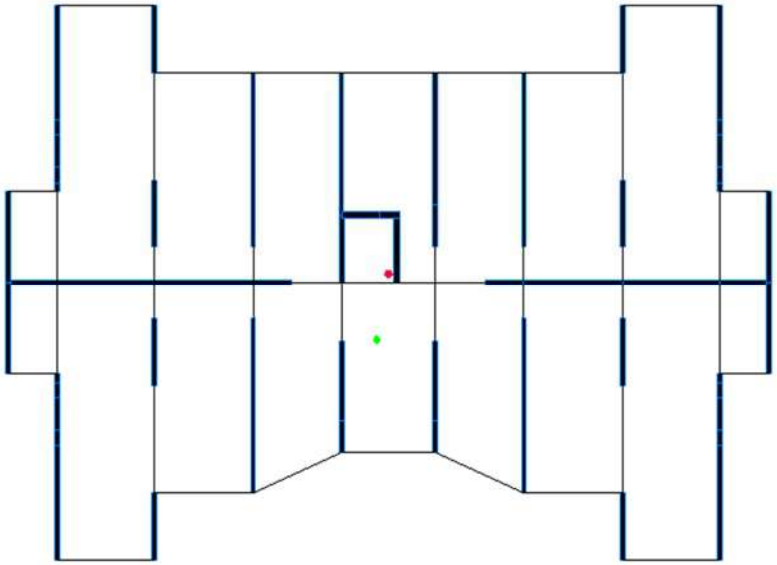
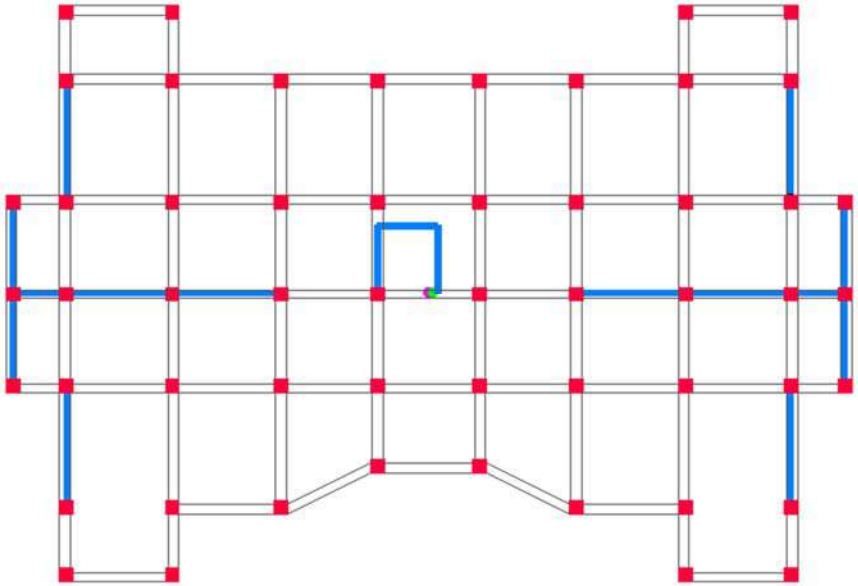
CHAPITRE VII

Comparaison des résultats

VII. Introduction

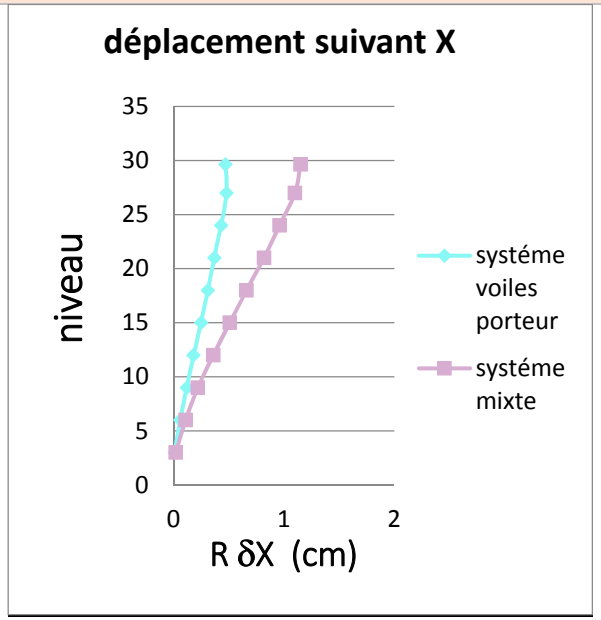
L'objet du présent chapitre, est de présenter les résultats de comparaison entre les deux systèmes de contreventement.

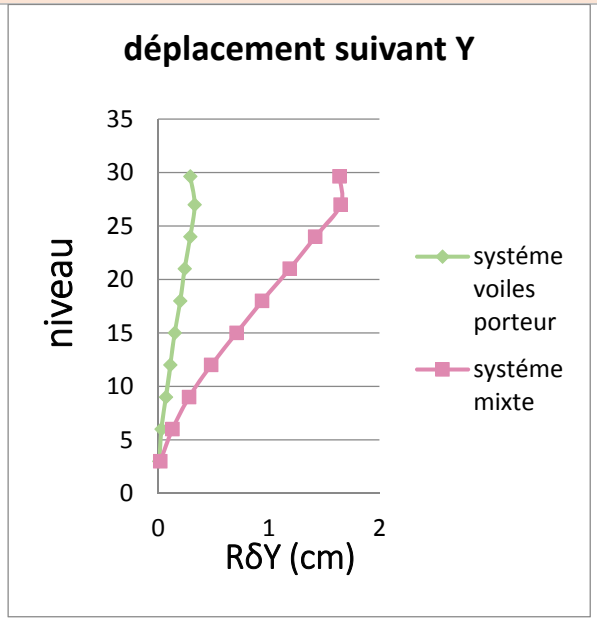
VII.1. Stabilité

	Système voiles porteurs	système mixte (portiques-voiles)
Comportement modal	**Inconvénient** Un mauvais comportement (rotation au deuxième mode) **Commentaire** Le système du coffrage nous a limité le choix de la disposition des voiles, ce que nous a donné des moments de torsion revenant à l'importante excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion  **Position du centre de masse et de torsion**	**Avantage** Un bon comportement (Translation pour les deux premiers modes) **Commentaire** Grace au bon choix de la disposition des voiles, ce que nous a permis à minimiser l'excentricité entre les deux centres et par la suite diminuer les moments de torsion.  **Position du centre de masse et de torsion**

	Système voiles porteurs	système mixte (portiques-voiles)
participation massique et le temps de dissipation d'énergie	**Avantage** La structure se dissipe plus de 90٪ de son énergie dans t = 2.36 s correspondant au 47^{éme} mode. **Commentaire** Le remplissage de la structure est en béton ,ce que nous a amené à choisir ζ= 10 ٪ comme pourcentage d'amortissement critique, ce dernier accélère la dissipation massique.	**Inconvénient** La structure se dissipe plus de 90٪ de son énergie dans 5.67 s correspondant au 101^{éme} mode. **Commentaire** Le remplissage de la structure est en maçonnerie ,ce que nous a amené à choisir ζ= 7 ٪ comme pourcentage d'amortissement critique, ce dernier retarde la dissipation massique.
Stabilité au renversement	**Avantage** La structure est stable vis-à-vis le risque de renversement dans les deux directions $M_{Sx}/M_{Ry} = 4.93$ $M_{Sy}/M_{Rx} = 5.58$	**Inconvénient** La structure est moins stable vis-à-vis le risque de renversement par rapport au premier système dans les deux directions $M_{Sx}/M_{Ry} = 3.78$ $M_{Sy}/M_{Rx} = 5.11$
Effet P-Δ	**Syst 1** : $\theta_{x\,max} = 0.0109$; $\theta_{y\,max} = 0.0068$ **Syst 2** : $\theta_{x\,max} = 0.0149$; $\theta_{y\,max} = 0.0223$ L'effet P-Δ est négligeable dans les deux systèmes , mais le premier est plus stable par rapport à l'autre .	
Conclusion	Le système voile porteurs est plus stable que le système mixte	

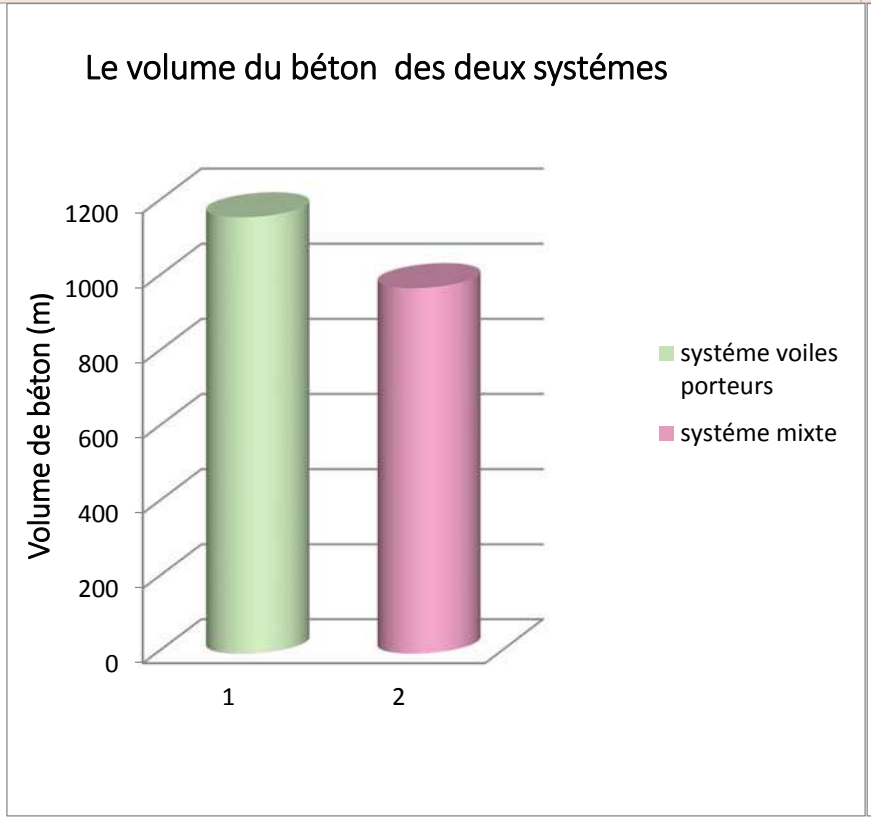
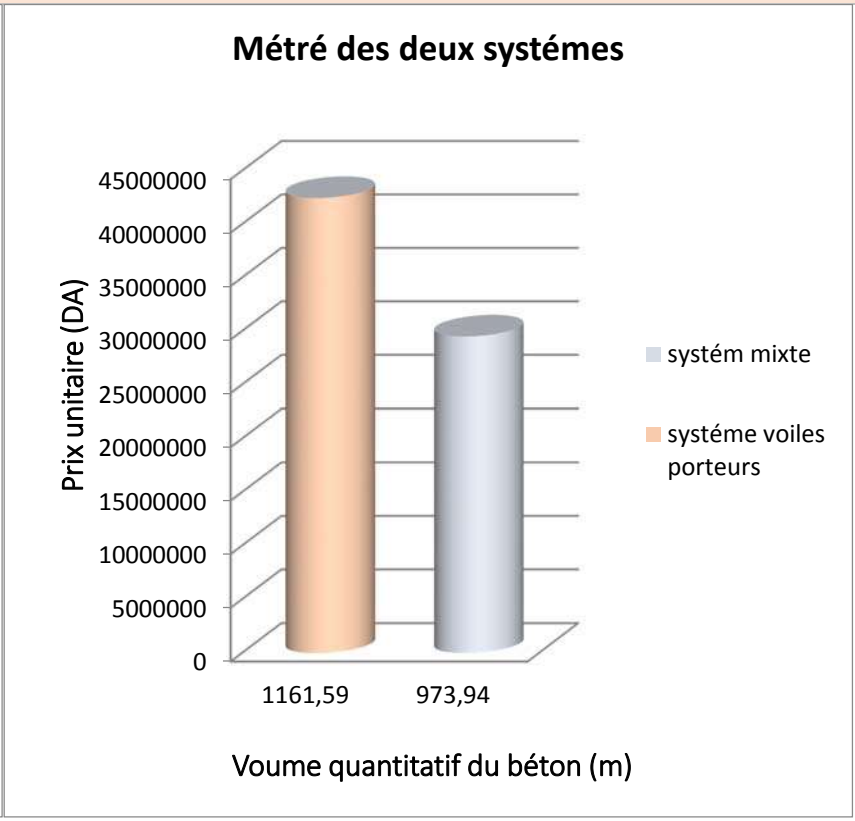
VII.2. Résistance

<table>
<tr><th></th><th>Système voiles porteurs</th><th>système mixte (portiques-voiles)</th></tr>
<tr><td>Déplacement en tête et inter étage</td><td colspan="2">



Commentaire
La figure illustre la comparaison des déplacements pour les niveaux de la structure sous l’effet sismique, dont on remarque que les déplacements horizontaux en tête et inter-étages du système mixte, sont plus remarquables par rapport aux ceux du système voiles porteurs à cause de la rigidité des éléments verticaux (voiles, poteaux) et de l’amortissement du système utilisé</td></tr>
<tr><td>Cisaillement des éléments</td><td>$\begin{cases} \tau_{max-x} = 2.315 \text{ Mpa} \\ \tau_{max-y} = 0.881 \text{ Mpa} \end{cases}$
malgré le mode de rotation dans le deuxième mode, Les contraintes de cisaillement sont très faibles à cause de la forte rigidité de ce système</td><td>$\begin{cases} \tau_{max-x} = 2.565 \text{ Mpa} \\ \tau_{max-y} = 1.748 \text{ Mpa} \end{cases}$
Les contraintes de cisaillement sont un peu plus fortes par rapport aux celles du premier système, malgré le mode de translation dans les deux premiers modes</td></tr>
<tr><td>Conclusion</td><td colspan="2">Les éléments du système voiles porteurs sont plus résistants que le système mixte</td></tr>
</table>

VII.3. Economie

	Système voiles porteurs	système mixte (portiques-voiles)
Economie		

Commentaire

Les graphes démontrent le volume du béton et le métré des deux systèmes, on remarque que la différence de prix entre les deux systèmes est de 12946426.00 DA, malgré la légère différence au niveau du volume de béton qui est égale à 88 m^3.

Conclusion	Les deux systèmes apportent des inconvénients et des avantages du côté d'économie, dont on conclut :
	Délai de réalisation d'un seul étage
	Le délai de réalisation d'un seul étage (coffrage, ferraillage, coulage, décoffrage), varie de deux à trois jours pour le coffrage tunnel, et de 20 à 25 jours pour le coffrage traditionnel
	Nombre des ouvriers
	pour le coffrage tunnel ,une équipe de 10-12 ouvriers peuvent assembler dans la journée le coffrage de 1-2 appartements avec le coulage du béton ; alors que pour le système mixte on aura besoin d'une équipe de 15-20 ouvriers.
	Le béton utilisé
	le coffrage tunnel du système voiles porteurs, exige l'utilisation d'un béton adjuvanté (béton auto-plaçant) pour éviter le problème de ségrégation, alors que pour le coffrage traditionnel du système mixte on peut utiliser un béton ordinaire .
	infrastructure
	On a opté pour un radier général pour le système voiles porteurs , et une semelle filante pour le système mixte (voiles-portiques) ce qui est plus économique par rapport au radier général
	Qualité d'exécution
	Pour le coffrage tunnel, La structure est monolithique, la surface n'exige pas l'enduit grâce à la finition exceptionnelle
	Volume du béton
	Système voiles porteurs = 1061.59 m^3 système mixte (voiles portiques) = 973.94 m^3
	Le montant des gros œuvres
	Système voiles porteurs = 42463600.00 DA système mixte (voiles portiques) = 29517174.00 DA

Finalement on peut dire que l'inconvénient fréquent du coffrage tunnel, reste celui de la ségrégation, le choix limité de la disposition des voiles, les dimensions fixes de ce type de coffrage et la grande utilisation du béton.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce Projet de Fin d'Etudes a permis d'effectuer une étude parasismique éventuellement comparative entre le système de contreventement voiles porteurs et un système mixte (voiles-portiques).

D'après l'étude réalisée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

D'un point de vue sismique, et d'après les résultats obtenus, on peut conclure que la surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces derniers sont mal disposés. Ainsi que la résistance, la stabilité, les déplacements maximaux et le coût du travail, sont directement liés au bon choix du système de contreventement

Finalement, ce mémoire, nous a permis de mettre en pratique, les connaissances acquises durant le cursus universitaire en confirmant que l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.