REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème : Etude D'un Bâtiment De R+6 Avec Sous-Sol En Beton Arme A Usage D'habitation

---

Présenté par :

Yahiaoui Zahia

Aliati Yousra

Proposé et Dirigé par :

Mr : Mahfoud Yousfi

Promotion Juin 2021

Remerciments

Tout d'abord, nous remercions Dieu pour nous avoir guidés vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser Ce travail.

Nous tenons à remercier vivement nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices, et tous ceux qui nous ont aidé à Élaborer cet ouvrage.

Nous remercions en particulier notre Promoteur Mr. MAHFOUD YOUSFI

Pour l'encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener notre travail à bon port.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre
Formation.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leurs soutiens et qui nous ont aidé de près ou de loin pour L'achèvement de ce mémoire

Trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Résumé:

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé, constituée de (Sous-sols+RDC+6étages)

Ce bâtiment se situe à, wilaya d'Alger qui fait partie de la zone de forte sismicité. C'est une structure contreventée par des portiques et des voiles, sa conception est faite conformément aux Règlement Parasismique Algérien (RPA2003) et le codes du béton armé (CBA 93).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse des structures (SAP2000 version 20).

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة بناية من الخرسانة المسلحة متكونة من (طابق تحت الأرض + طابق أرضي + 6 طوابق) تقع في ولاية الجزائر التي تعتبر ذات نشاط زلزالي قوي.وكذلك نضمن مقاومة البناية لكل الحمولات الأفقية والعمودية بواسطة نظام العارضات والأعمدة + جدران من الإسمنت المسلح.

قياس الأبعاد وتسليح مختلف العناصر الأساسية مصممة طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (RPA2003.CBA93)

الدراسة الحركية أنجزت بواسطة برنامج تحليل الهياكل(SAP2000 version 20)

Abstract:

The aim of this work is to study a concrete reinforce structure, which contains an (Underground floor+ ground floor+ 6 floors).

This building is located in Algiers, which be classified as zone of strong seismicity.

It is a structure braced by mixed system gantry-sails.

The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents (RPA2003, CBA93).

The dynamic study was carried out using software (SAP2000 version 20).

Introduction générale

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

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

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

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

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

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

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

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

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implantée dans une zone de fort sismicité, comportant sous-sol, RDC et 6 étages n'est pas encore réaliser à Alger.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

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

I .1.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Introduction :

Notre travail consiste la conception et l'étude statique et dynamique d'une tour R+6+1 sous-sol (bâtiment à usage d'habitation), le RDC est destiné à recevoir des locaux commerciaux, Les autres niveaux comporte des logements. La circulation verticale est assurée par un escalier et ascenseur.

L'ouvrage est situé a l'intérieur du périmètre du PDAU de AIN BENIAN POS n° 10 (Commune de AIN BENIAN - wilaya d'ALGER).Il est à noter qu'après le séisme de BOUMERDESS (2003), cette région (ALGER) est classée selon le RPA en zone de forte sismicité « zone III ».

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

- Règle de conception et de calcul de structures [CBA93]
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.B.2.2]
- Le règlement parasismique [RPA99 version 2003]
- Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.331]

Conception :

. La conception d'un bâtiment est notamment déterminée par :

- La destination de l'ouvrage et son programme (cahier des charges, coûts, délais)
- Le site et la forme de la parcelle où sera réalisé le bâtiment
- Les règlements en matière d'urbanisme et de construction
- Les exigences en matière de protection incendie
- Les conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du terrain
- Les choix en matière d'équipements et d'installations (chauffage, ventilation, climatisation, éclairage, informatique, etc).
- Les choix architecturaux.
- Les choix relatifs aux matériaux et aux principes des systèmes porteurs

La conception d'un bâtiment ne résulte bien évidement pas de la mise en équations et de leur résolution de l'ensemble de ces diverses données et contraintes. Elle est de fruit d'un processus itératif de projets successifs (étude préliminaire, étude de variantes, avant-projet, projet définitif, projet d'exécution), au moyen duquel les mandataires tentent de converger vers une solution optimale.

I .2.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :

I .2.1.Dimensions en élévation

- Hauteur totale sans acrotère : 25,50 m.
- Hauteur d'étage : 3.06 m.
- Hauteur du RDC : 3.06 m.
- Profondeur du sous sol : 4.08 m.
- Hauteur totale du bâtiment compris l'acrotère : 26,10m.

I .2.2.Dimensions en plan :

Sens transversal ..... L=32,33 m

Sens longitudinal..... L=19,10 m.

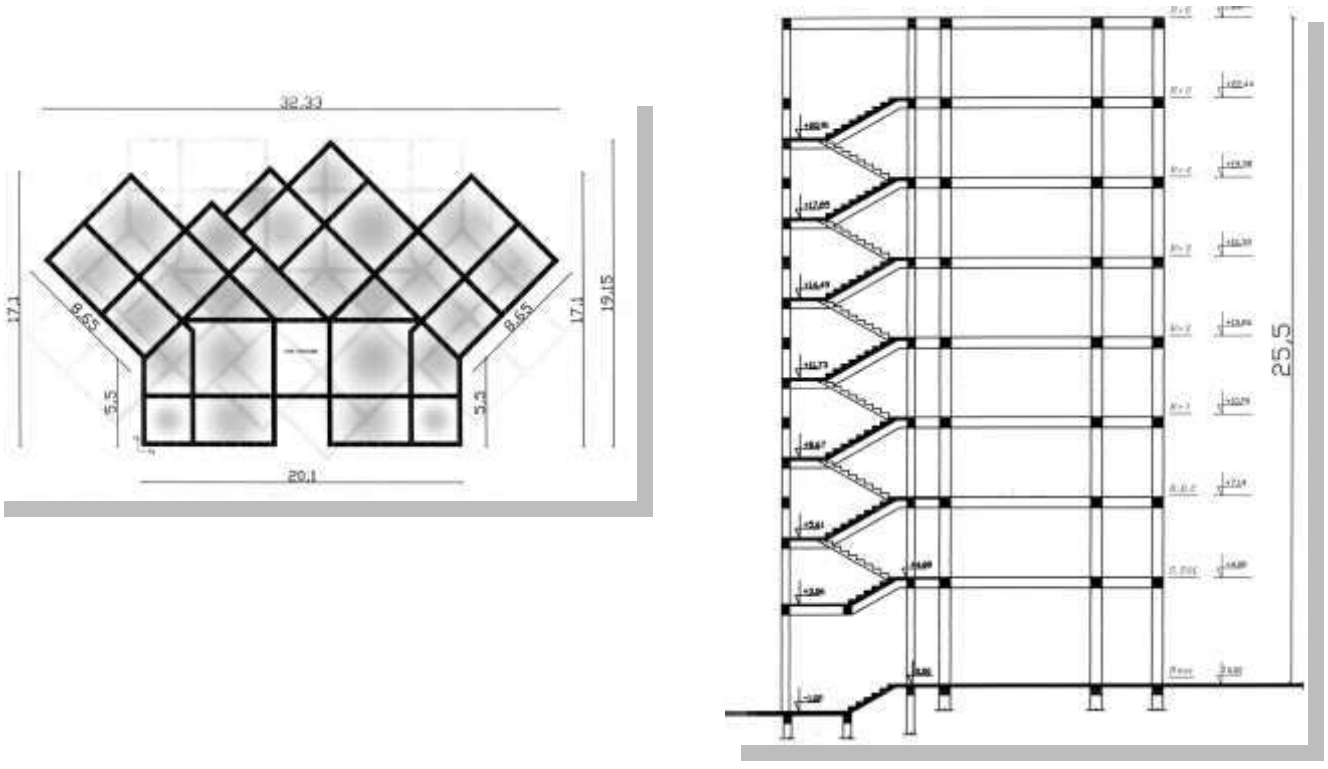


Figure I.1 : *Présentation De L'ouvrage*

I .3.CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

I .3.1.Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] :

L'ouvrage est situé a l'intérieur du périmètre du PDAU de AIN BENIAN POS n° 10 (Commune de AIN BENIAN - wilaya d'ALGER).Il est à noter qu'après le séisme de BOUMERDESS (2003), cette région (ALGER) est classée selon le RPA en zone de forte sismicité « zone III ».

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

- Règle de conception et de calcul de structures [CBA93]
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.B.2.2]
- Le règlement parasismique [RPA99 version 2003]
- Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.331]

I .3.2.Classifications des ouvrages selon leur importance [Art 3.2 RPA99 v2003] :

L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** bâtiments d'habitation collective et à usage Commercial dont la hauteur de 26.10 m (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

I .3.3.Classification des sols [Art 3.3 RPA99 v2003] :

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme **meuble (S2).**

I .3.4.Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003] :

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en zone III. Le contreventement par portique est donc écarté **[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]** et le choix va se porter sur :

1-Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003] .**

2-Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles **[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003] .**

3-Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé **[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003] .**

I .4.CONCEPTION STRUCTURELLE :

I .4.1.Planchers :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher corps creux pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins il existe des zones ou on a opté pour des dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes) et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales dans ces zones.

I .4.2.Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de dalle pleine.

I .4.3.Escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par des escaliers droits à deux volets.

I .4.4.Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

  1-Brique creuse de 10 cm
  2-d'épaisseur. L'âme d'air de 10
  3-cm d'épaisseur. Brique creuse de
  10 cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I .4.5.Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs et intérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.

I .4.6.L'acrotère :

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

L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité d'étanchéité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I .4.7.Le plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I .5.HYPOTHESES DE CALCUL

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I .5.1.Béton:

Tableau I.5-1 : *hypothèses de calcul béton*

La mass volumique de béton	$\rho = 2.5\ t/m3$	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours	fc28 = 25 MPA	
La résistance du béton à la traction	ft28 = 2.1 MPA	[ART A.2.1.1.2 CBA93]
Le module d'élasticité (instantané) : Le module d'élasticité (différé) :	Eij = 32164.195 MPA Eij = 10818.860 MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de poisson - pour le calcul des sollicitations - pour le calcul des déformations	-υ= 0 -υ= 0.2	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de dilatation	θ = 1x10E-5	[ART A.3.1.3.3. CBA93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$	

I .5.2. Acier:

Tableau I.5-2 : *hypothèses de calcul acier*

La masse volumique de l'acier	$\rho = 7.85\ t/m3$	
La limite élastique de l'acier à Haute Adherence	fe = 400 MPA	
Le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es=200000 MPA	[ART A.2.2.1 CBA93]

I .6.LES PLANS ARCHITECTURAUX :

I .6.1.Plan Sous-Sol :

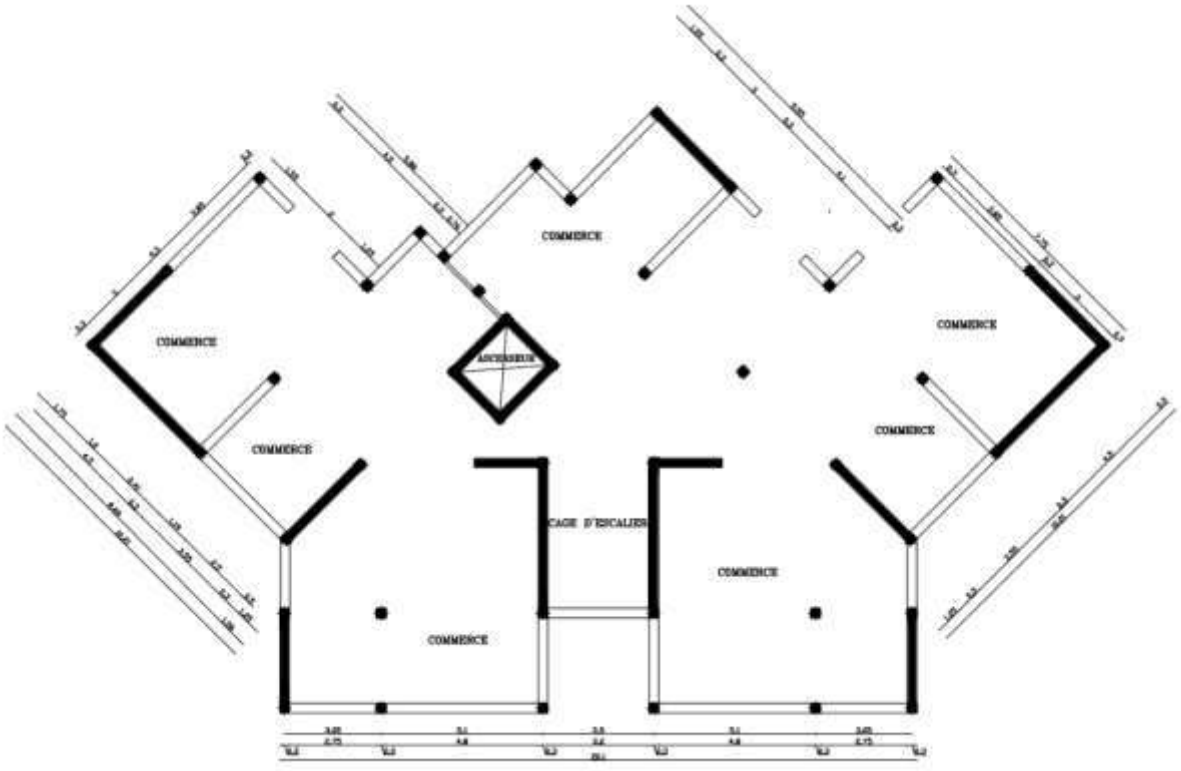


Figure I.2 : *Plan sous-sol*

PLAN SOUS-SOL

I .6.2.Plan D'étage Habitation :

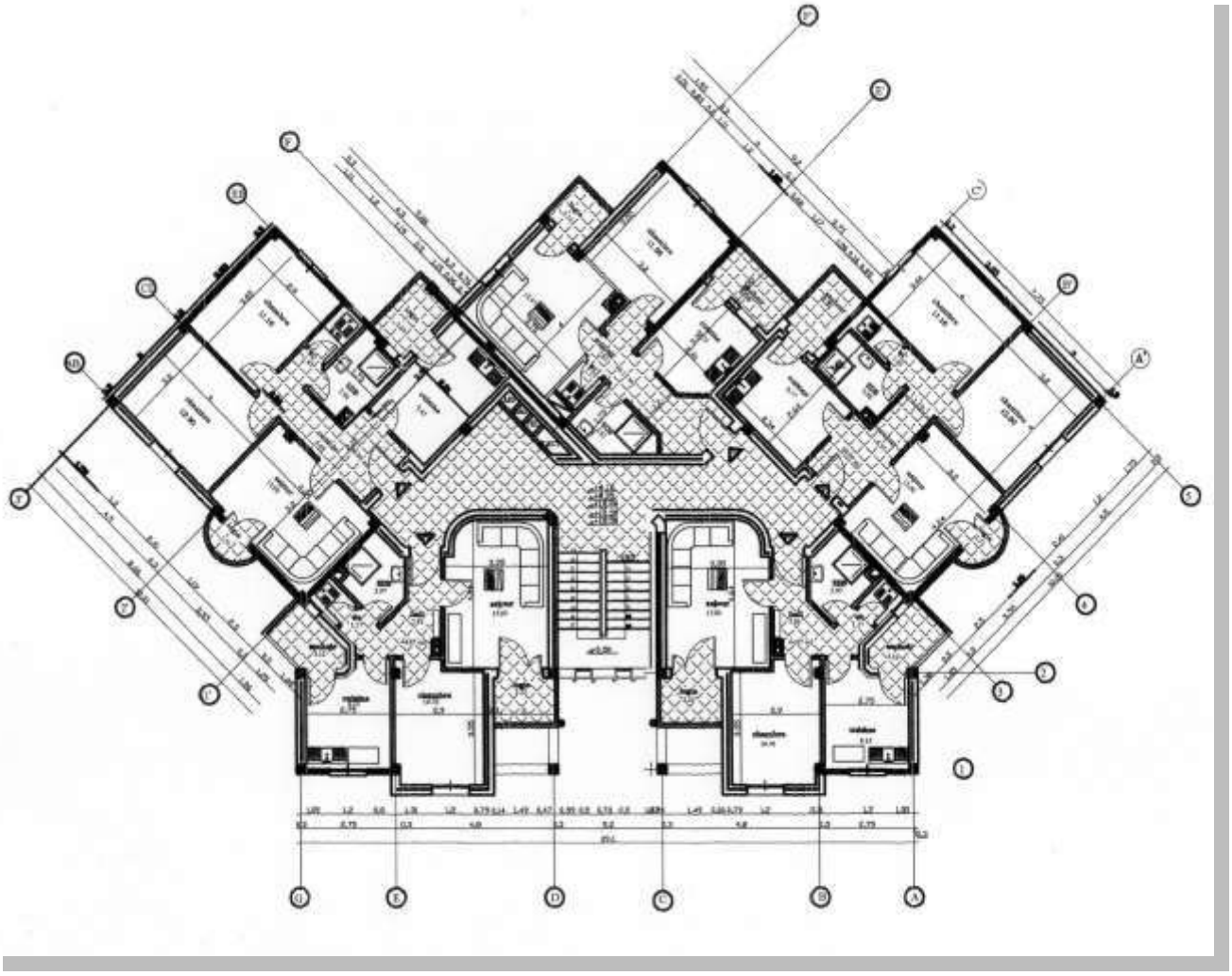


Figure I.3 : *Plan d'étage habitation*

Vue En Plan Etage Courant

I .6.3. Façade Principale :

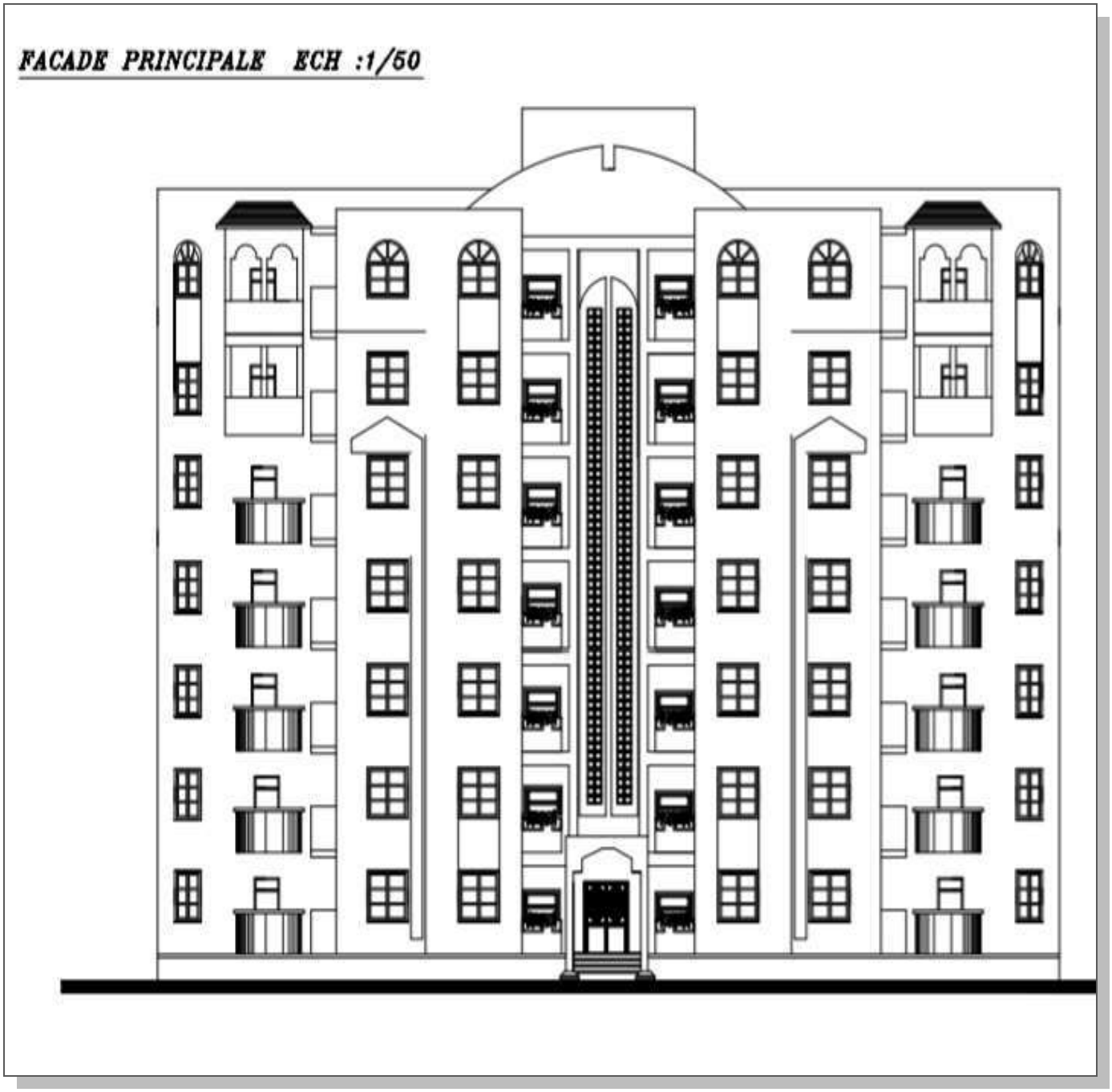


Figure I.4 : *façade principal*

Façade Principale

I .6.4.Coupe A-A :

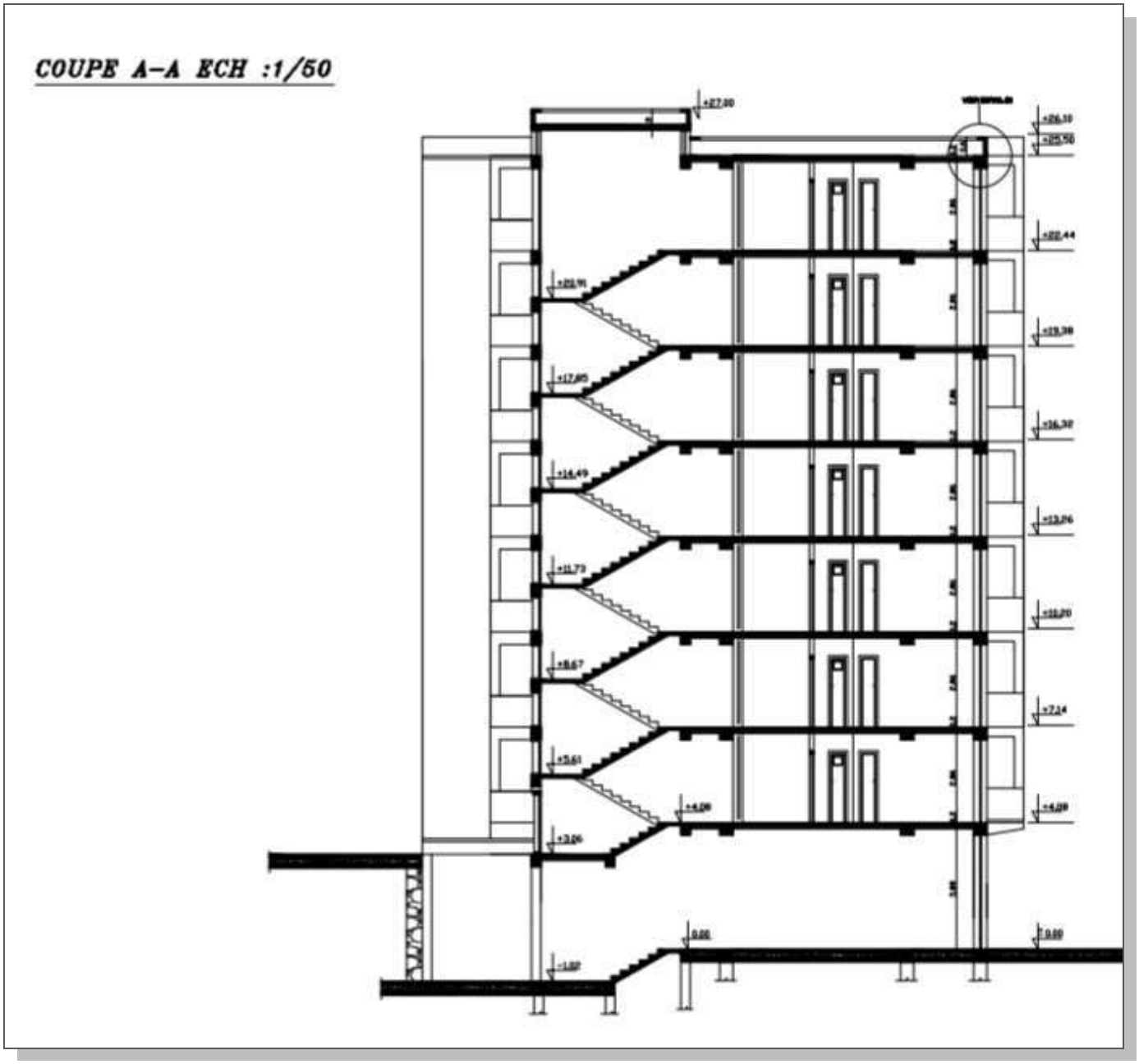


Figure I.5 : *Coupe A-A*

Coupe A-A

I .6.5.Plan Toiture :

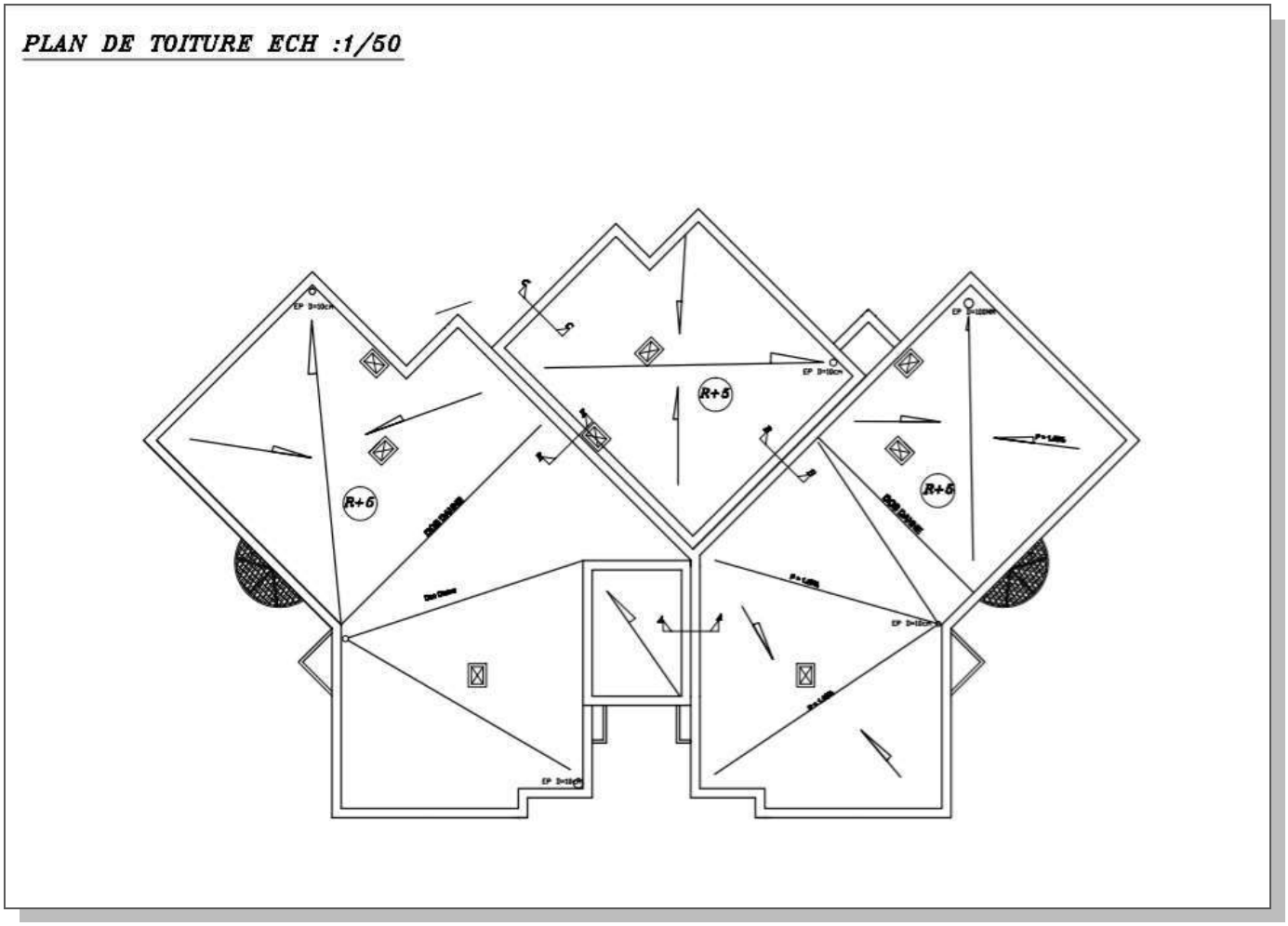


Figure I.6 : *plan toiture*

Plan de Toiture

I .6.6.Vue En Plan 3D:



Figure I.7 : *Vue en 3D*

VUE EN 3D

III.1. L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément en béton armé placé à la périphérie du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger l'étanchéité, empêcher les eaux de ruissellement de s'introduire derrière les relevés d'étanchéité, protéger les enduit et revêtements des façades.

III.1.1. Principe de calcul :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferraillage est effectué sur une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

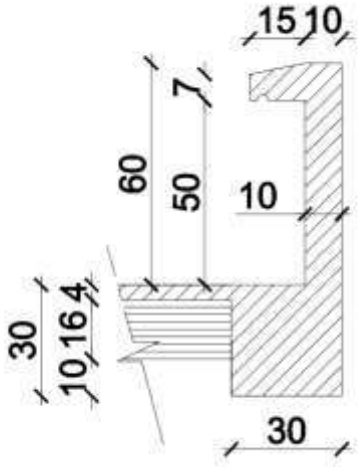


Figure III.1. *Acrotère*

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1. *Evaluation Des Charges Et Surcharges Sur L'acrotère*

Charges permanentes	G=1.875 kN/ml
Charges d'exploitation	Q=1 kN/ml

III.1.3. Détermination des efforts :

Tableau III.2. *Les Efforts Exercés Sur L'acrotère*

	ELU	**ELS**
Effort normal	$N_u = 1.35G = 2.53\ kN$	$N_u = G = 1.87\ kN$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5\ Q.h = 0.9\ kN.m$	$M_{ser} = Q.h = 0.6\ kN.m$
Effort tranchant	$T_u = 1.5\ Q = 1.5\ kN$	$T_{ser} = Q = 1\ kN$

III.1.4. Calcul de ferraillage a l'ELU :

Le calcul est effectué sur une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à flexion composée avec une fissuration préjudiciable On a :

Les résultats de ferraillage sont obtenus à partir de logiciel **ROBOT EXPERT 2010**

Tableau III.3: *La Section D'armatures.*

f_{c28}= 25Mpa	f_{tj}=2.1Mpa	Fe=400Mpa	σ_{badm}= 14.16 Mpa	σ_{adm}= 348 Mpa
$A_{calcule}$=4.4cm^2	$A_{choisie}$=7HA10 = 5.50 cm^2			St= 15 cm
A_{rep}=1.375 cm^2	$A_{rep\ choisie}$= 4HA8 = 2.01cm^2			St= 15 cm

III.1.5.La vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau .III.4 : *Vérification des Contraintes.*

Vérification des contraintes a L'ELS				Vérification au cisaillement		
σ_b=0.34Mpa	σ_{badm}=15Mpa	vérifiée		τ=0.02 Mpa	τadm=2.5Mpa	vérifiée
σs=2.16Mpa	σs'=2.64Mpa	σ_{adm}=201.6Mpa	vérifiée			

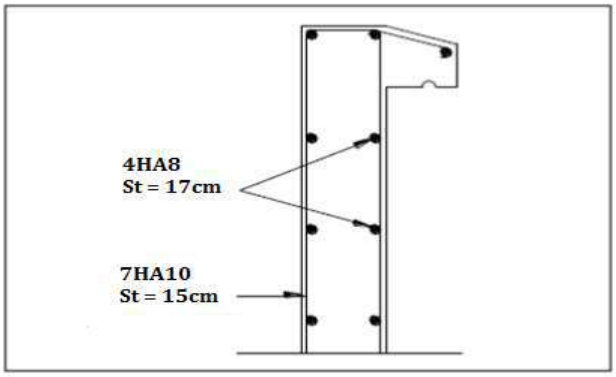


Figure III.2. *Ferraillage de l'acrotère*

III.2. PLANCHER A CORPS CREUX :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers est effectué exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm ;
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : \ L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0.02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : \ 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : nuance de l'acier FeE520 ($F_e = 520$).

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{On a: L} = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{520} = 0.46cm^2/ml$$

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25cm^2/ml$$

$On\ choisira : \ A_{t1} = 5\ Ø\ 5 = 0.98cm^2\ avec\ un\ espacement\ de\ 20cm.$

$A_{t2} = 4\ Ø\ 5 = 0.78cm^2 avec\ un\ espacement\ de\ 25cm.$

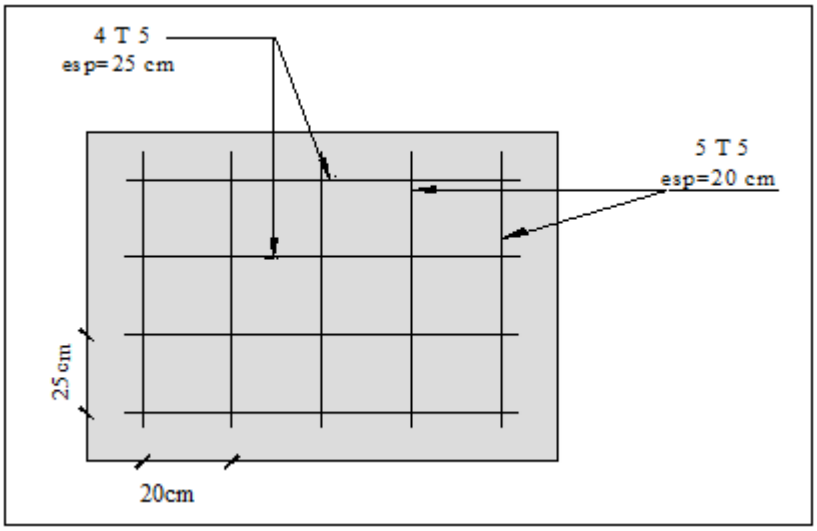


Figure.III.3 : *Disposition des armatures de la dalle de compression.*

III.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées sur les sollicitations des charges (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage
- Après coulage

III.2.2.1. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5∗L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

- Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$:on ne nécessite pas des étaiements.
- Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

a)Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage :

$G_{\text{plancher 20+4}} = 2.8\ \text{kN/m}^2$

$G = [(0.04 * 0.12) * 25] + [0.6 * 1] = 0.72\text{kN/ml}$

$Q = Max[1kN\ ; 0.5L = 4.5] = 2.25\ kN$

b) Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \quad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$M_G = 1.822kN.m \quad , \quad M_Q = 2.53kN.m \quad \Rightarrow \quad M_u = 6.255kN.m$$

$$\mu = 0.707 \gg \mu_l = 0.372$$

Donc, on doit prévoir des étaiements.

c)Vérification de la flèche :

$$f_{max} < \bar{f} \quad avec : \bar{f} = \begin{cases} \dfrac{L(cm)}{500} & si\ L \leq 5m \\ \dfrac{0.5 + L}{1000} & si\ L > 5m \end{cases}$$

$$On\ a : \quad L = 4.5\ m < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{4500}{500} = 9mm \quad ; \quad f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$$

$$f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 * 0.72 * 450^4}{348 * 32164.2 * 2.6 * 10^5} + \frac{2250 * 450\text{^}3}{48 * 32164.2 * 6.4 * 10^5}$$

$$f_{max} = 99.88\ cm$$

$$f_{max} = 99.88\ cm \leq \bar{f} = 0.9cm \qquad (C.N.V)$$

Tableau III.5*Vérification de la flèche des poutrelles avant coulage***.**

étaiement	G	Q	fc28	E (MPa)	L (mm)	I(mm4)	Fmax (mm)	F barr (mm)	F<F baar
0	0.72	2.25	25	32164.20	4500	265000	998.9	9	cnv
1	0.72	1.125	25	32164.20	2250	265000	62.42	4.5	cnv
2	0.72	1	25	32164.20	1500	265000	14.39	3	cnv
3	0.72	1	25	32164.20	1125	265000	5.42	2.25	cnv
4	0.72	1	25	32164.20	900	640000	2.6932121	2.4	cnv
5	0.72	1	25	32164.20	1000	640000	1.4674865	2	cv

III.2.2.2.Après coulage :

L'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. dans notre bâtiment, on doit calculer deux types de poutres continues qui sont :

- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 3 travées.

Le calcul de Moment se fera soit parle Sab2000 , La méthode des éléments finis.

a) Les étages courant:

$$G = 6.12\ kN/ml \quad , \quad Q = 1.5\ kN/ml$$

Calcul de ferraillage à l'ELU :

Combinaison : 1.35G +1.5Q

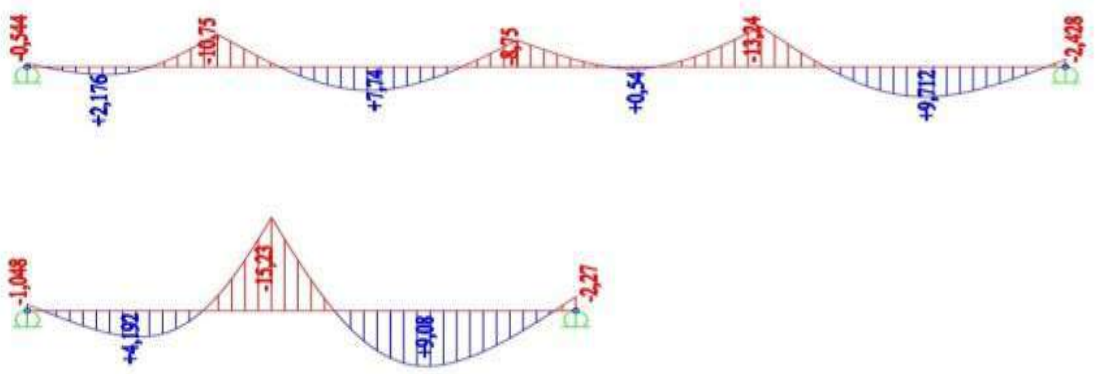


Figure.III.4 *Diagramme Des Moments L'ELU De La Poutrelle*

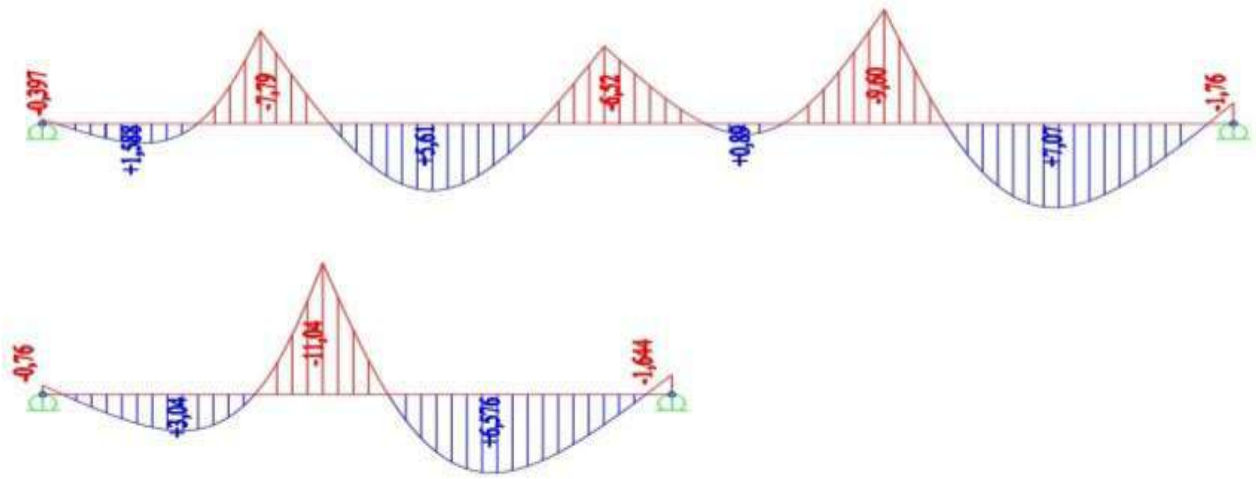


Figure.III.5 *Diagramme Des Moments L'ELS De La Poutrelle*

Type :01

Tableau III.6 *Sollicitation A L'ELU De La Poutrelle*

Travée	**AB**		**BC**	
M_t **(kN.m)**	4.192		9.08	
M_a **(kN.m)**	M_A	M_B	M_B	M_C
M_a **(kN.m)**	−1.048	−15.23	−15.23	2.27
T (kN)	T_w	T_e	T_w	T_e
T (kN)	-8.19	16.10	-18.31	11.96

M travée = 0.8M0

Mappuis = -0.2xMo

Type : 02

Tableau III7. *Sollicitation à L'ELU De La Poutrelle*

Travée	AB		BC		CD		DE	
L (m)	3.00		4.73		3.85		4.80	
M_a (kN.m)	M_A	M_B	M_B	M_C	M_C	M_D	M_D	M_E
M_a (kN.m)	−0.544	−10.75	−10.75	−8.75	−8.75	−13.24	−13.24	−2.428
M_T (kN.m)	2.176		7.74		0.54		9.712	
T (kN)	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
T (kN)	-5.88	13.04	-15.28	14.56	-11.05	13.23	-17.90	12.38

Tableau III8. *La Section D'armature Calculées Et Choisies*

Poutrelles	$M_{t\,max}\,(kN.m)$	$M_{a\,max}\,(kN.m)$	$A_1\,(cm^2)$	$A_2\,(cm^2)$	$A_1'\,(cm^2)$	$A_2'\,(cm^2)$	$A_{ch1}\,(cm^2)$	$A_{ch2}\,(cm^2)$
Type 1 et 2	9.712	-15.23	1.6	0.00	0.1	3.6	3HA10=2.36	1HA10+2HA14=3.86

Type :01

Tableau III9. *Sollicitation A L'ELS De La Poutrelle*

Travée	AB		BC	
M_t (kN.m)	3.04		6.576	
M_a (kN.m)	M_A	M_B	M_B	M_C
M_a (kN.m)	−0.76	−11.04	−11.04	−1.644

Type :02

Tableau III10. *Sollicitation A l'ELS De La Poutrelle*

Travée	AB		BC		CD		DE	
M_T (kN.m)	1.576		5.61		0.39		7.08	
M_s (kN.m)	M_A	M_B	M_B	M_C	M_C	M_D	M_D	M_E
M_s (kN.m)	−0.397	−7.79	−7.79	−6.52	−6.52	−9.60	−6.90	−1.76

Tableau III 11. *La Section D'armature Calculées Et Choisies*

Poutrelles	$M_{t\,max}\,(kN.m)$	$M_{a\,max}\,(kN.m)$	$A_1\,(cm^2)$	$A_2\,(cm^2)$	$A_1'\,(cm^2)$	$A_2'\,(cm^2)$	$A_{ch1}\,(cm^2)$	$A_{ch2}\,(cm^2)$
Type 1 et 2	9.712	-15.23	1.6	0.00	0.1	3.6	3HA10=2.36	1HA10+2HA14=3.86

Tableau III 12. *Vérification Des Contraint A L'ELS*

Poutrelles	**Sollicitation à l'ELS**		**Contraintes**		**Contraintes admissible**	**Vérification**
	M_t	M_a	$\sigma_{b\,travée}$	$\sigma_{b\,appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
Type 2	7.04	-11.04	3.50	10.58	15	C

III.2.2.2.1 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

Tableau III 13. *Vérification Des Contraintes De Cisaillement*

Poutrelles	$T_u\,(kN)$	$\tau_u\,(MPa)$	$\overline{\tau_u}\,(MPa)$	**Vérification**
Type 1	18.31	1.27	3.33	CV

III.2.2.2.2.Vérification de la flèche :

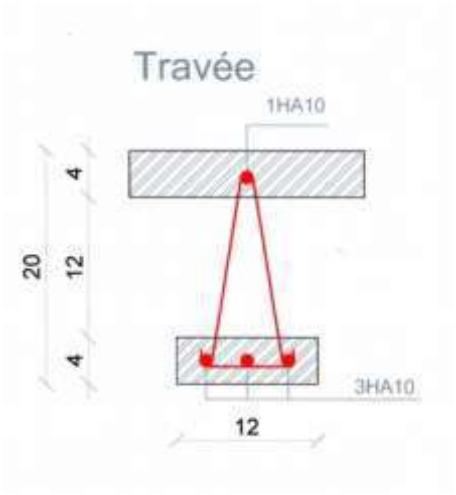
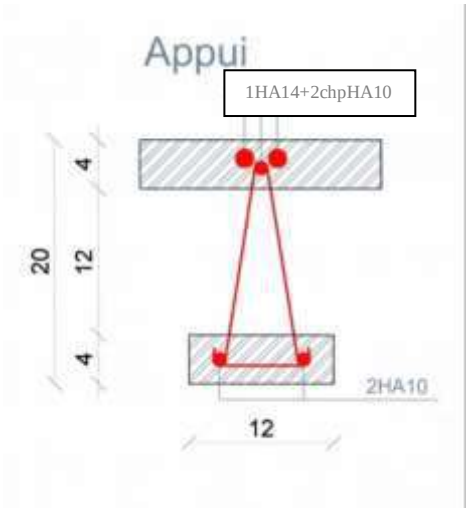
Tableau III 14. *Vérification De La Flèche De La Poutrelle*

Poutrelles	**L**	**F(mm)**	**F adm(mm)**	**vérification**
Type 1	4.80	5.90	9.60	CV

Tableau III 15. *Sollicitation Les Moments De La Poutrelle*

Etage	**Moment Max aux appuis**		**Moment Max en travées**	
	ELU(kN.m)	**ELS(kN.m)**	**ELU(kN.m)**	**ELS(kN.m)**
Sous-sol+RDC+Etages. C	-15.23	-11.04	9.712	6.576

Tableau III 16. *Ferraillages Des Poutrelles.*

Le ferraillage	**Travée**	**Appuis**
Habitation		

III.3.LES DALLES PLEINES:

III.3.1.Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2, 3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 3 ou 2 appuis avec des dimensions différentes.

III.3.2 Méthode de calcule :

Le calcul de Moment se fera soit par l'Etabs, La méthode des éléments finis

La Terrasse :

a)- Type 01 :

1. Dimensions Géométriques :

Lx=2.9 m

Ly=2.95 m

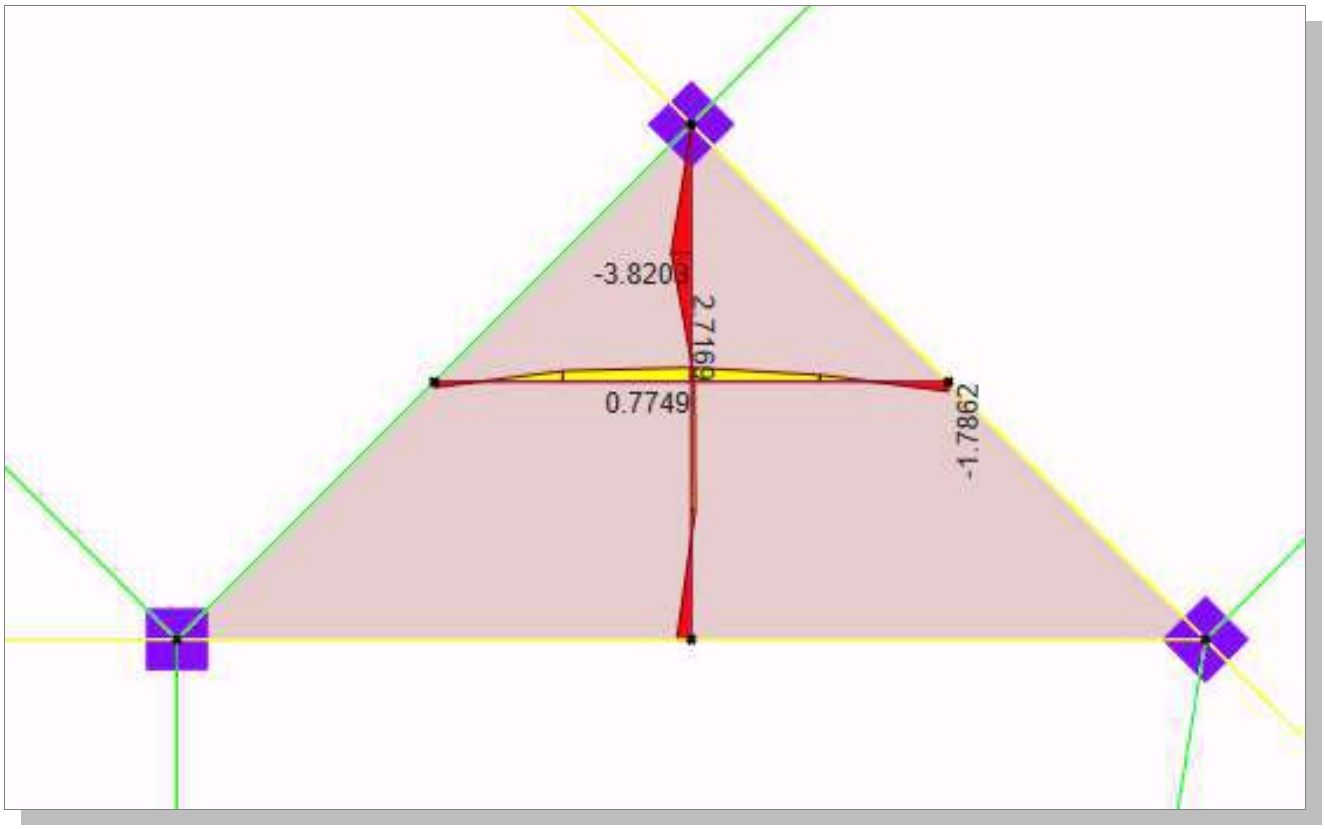


Figure III.7. *Diagramme des moments à l'ELU de la dalle pleine.*

2. Paramètre De Calcul :

Matériaux :

Béton : Fc_{28}= **25** Mpa **Réf :**DTR.BE.2-1-Art 2.1.1.1

Acier : Fe =**400** Mpa **Réf :**DTR.BE-2-1-Art 2.2

3. Evaluation Des Charge:

Charge permanente: G=7.38 (KN/m^2) **Réf :**DTRB.C 2.2-Art.3.1

Charge d'exploitation : Q=1 (KN/m^2) **Réf :**DTR B.C 2.2-Art.7.2.1

4. Combinaison Des Charges :

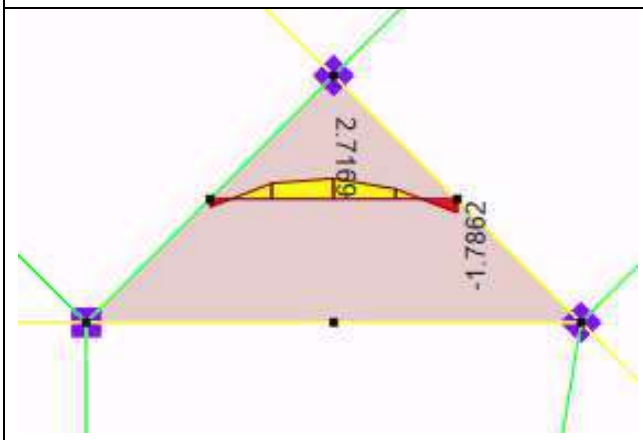
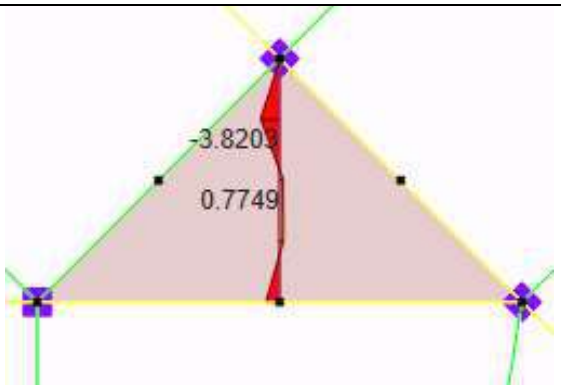
Sollicitation :

1.35G+1.5Q=11.463 (KN/m^2) **Réf :**CBA93_Art.a.3.3.2.1

G+Q=8.38 (KN/m^2) **Réf :**CBA93_Art.a.3.3.3

5. Calcule Des Sollicitations des Moments A L'ELU :

Tableau III.17 *Sollicitations des Moments à l'ELU.*

Sens X	**Sens Y**
Moments fléchissant	
Mty= 2.7169KN.m	**M**tx=0.7749KN.m
May=-1.78KN.m	**M**ax=-3.82KN.m
	
Figure III.8. *Diagramme des moments à l'ELU de la dalle pleine sens X.*	**Figure III.9.** *Diagramme des moments à l'ELU de la dalle pleine sens Y.*

6. Calcule De Ferraillage à L'ELU :

Sens X :

Tableau III.18 *La Section D'armature Calculées Et Choisies sens X.*

/	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		S_t (cm)	$\bar{S}_t$ (cm)	$S_t \leq \bar{S}_t$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}			
Travée	2.7169	1.7	0.00	7HA8=3.52	7HA8=3.52	15	33	CV
Appuis	-1.78	0.00	1.7	7HA8=3.52	7HA8=3.52	15	33	CV

Sens Y :

Tableau III.19 *La Section D'armature Calculées Et Choisies sens Y.*

/	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		S_t (cm)	$\bar{S}_t$ (cm)	$S_t \leq \bar{S}_t$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}			
Travée	0.7749	1.7	0.00	7HA8=3.52	7HA8=3.52	15	33	CV
Appuis	-3.8203	0.00	1.7	7HA8=3.52	7HA8=3.52	15	33	CV

6.1. Vérification de l'Espacement :

$S_t \leq \bar{S}_t$ =Min {3h ; 33cm}=33cm. Soit : S_t=15cm.

6.2.Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = 0.10\% * b * h$, Avec : $A_{min} = 1.5cm^2$ **Réf :**CBA93 Art.B.6.4

- Le vérification se fera soit par la ROBOT EXPERT:

6.3. Vérification de l'ELS _CBA93 Art .A.4.5.3 :

Sens X :

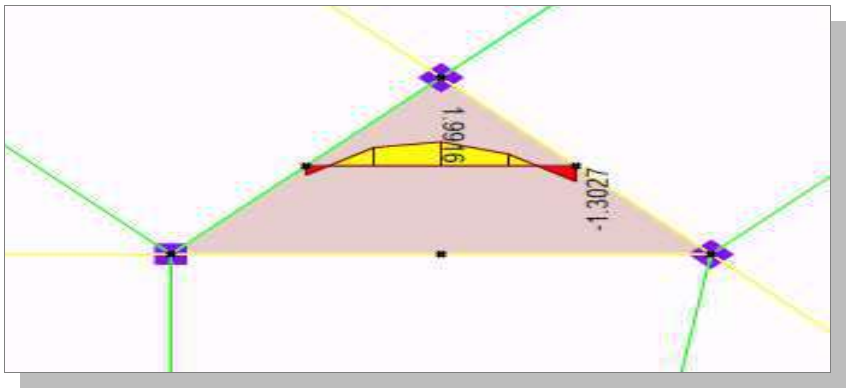


Figure III.10. *Diagramme des moments à l'ELS de la dalle pleine sens X.*

Tableau III.20 *Vérification Des Contraints à l'ELS Sens X*

	A (cm^2)	Mser (kN .m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	verification
En travée	3.52	2	0.5	4.9	4.9	201.63	15	CV
En appuis	3.52	-1.3	0.3	3.2	3.2	201.63	15	CV

Sens Y :

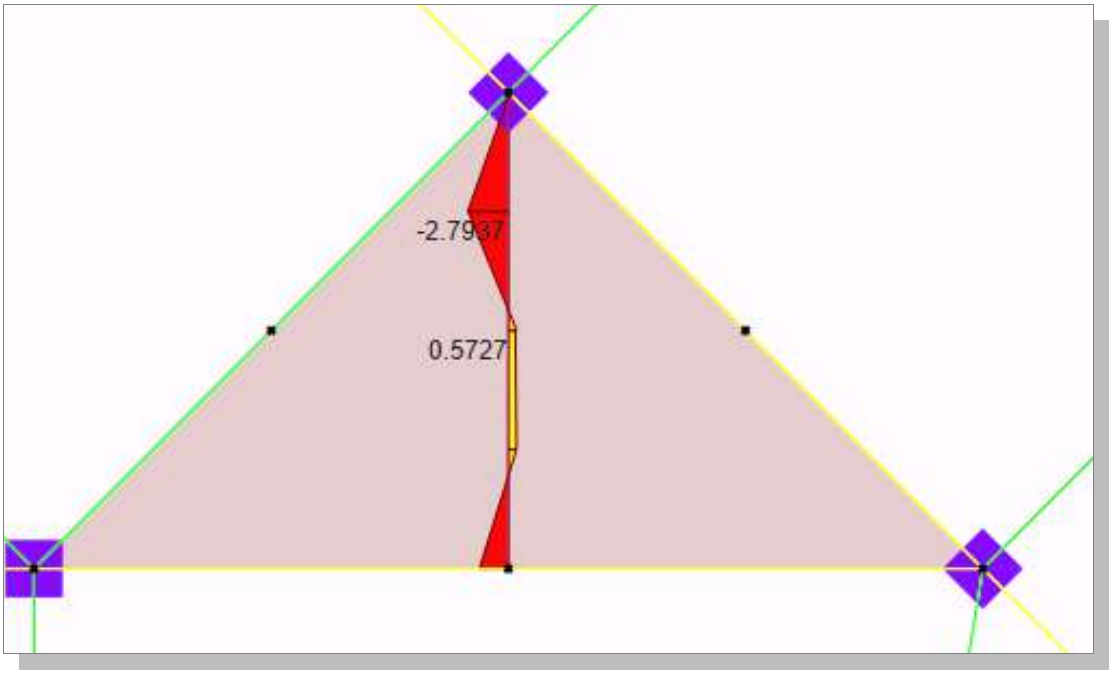


Figure III.11. *Diagramme des moments à l'ELS de la dalle pleine sens Y.*

Tableau III.21 *Vérification Des Contraints à l'ELS Sens Y.*

	A (cm^2)	Mser (kN .m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	verification
En travée	3.52	0.5727	0.4	1.4	1.4	201.63	15	CV
En appuis	3.52	-2.7937	0.7	6.8	6.8	201.63	15	CV

6.4. Vérification de la contrainte du cisaillement à L'ELU_CBA93 Art .A.5.1.2.1.1 :

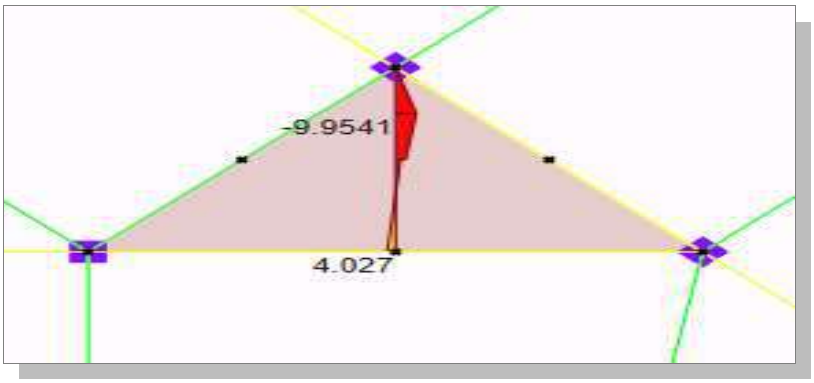


Figure III.12. *Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la dalle pleine sens X.*

Tableau III.22 *Vérification Des Contraints de cisaillement.*

Tu max (KN)	**Tu** (Mpa)	**[Tu]adm**(Mpa)	**Vérification**
9.95	0.007	1.16	**CV**

Tuadm= 0.07.Ft28/γb CBA93 Art .A3.2.2

6.5. Vérification de la flèche à L'ELS_CBA Art .B.5.3 :

Combinaison :**ELS**

[F] adm= L/500 SiL≤ 5 m ; [F] adm =0.5+L/500 Si L > 5 m

Tableau III.23 *Vérification De La Flèche De La Dalle Pleine*

Dalle pleine	F(mm)	$Fadm(mm)$	vérification
Type 1	0.1	5.8	CV

6.6. Ferraillage de la dalle pleine:

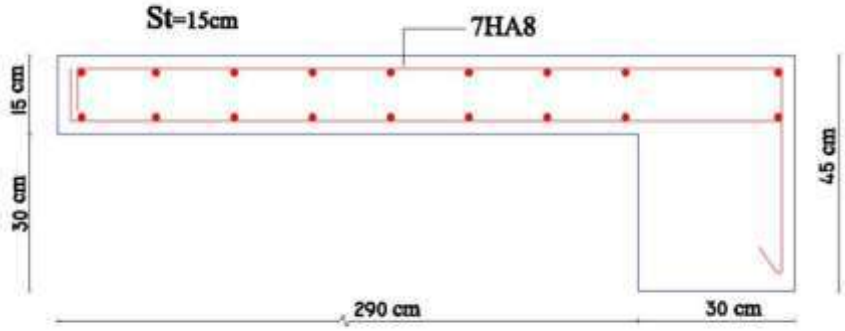


Figure III.13 *Ferraillage Dalle Pleine.*

Les autres types des dalles pleines prennent le même ferraillage.

b) Type 02 :

1. Dimensions Géométriques :

Lx=1.5

Ly=2.6

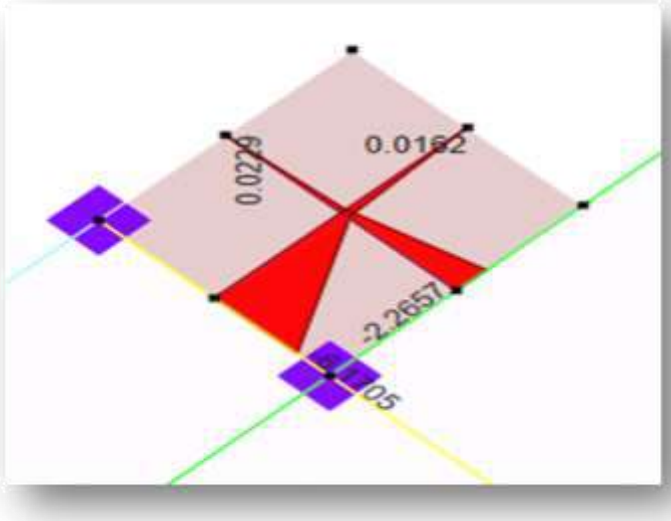


Figure III.14. *Diagramme Des Moments à l'ELU de la dalle pleine.*

2. Paramètre De Calcul :

Matériaux :

Béton: Fc28 = **25** Mpa **Réf :**DTR.BE.2-1-Art 2.1.1.1

Acier : Fe = **400** Mpa **Réf :**DTR.BE-2-1-Art 2.2

3. Evaluation Des Charge:

Charge permanente: G=7.38 (KN/m^2) **Réf :**DTRB.C 2.2-Art.3.1

Charge d'exploitation : Q=1 (KN/m^2) **Réf :**DTR B.C 2.2-Art.7.2.1

4. Combinaison Des Charges :

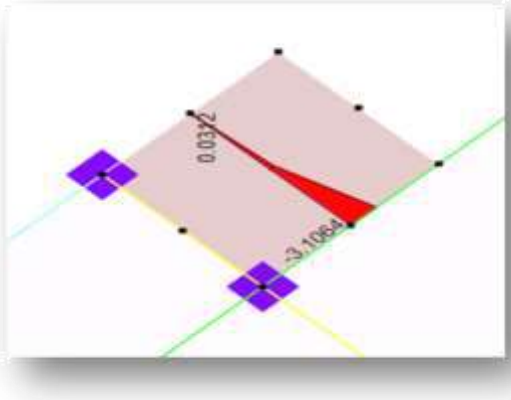
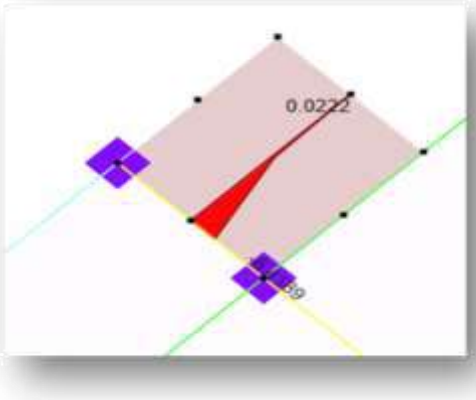
Sollicitation :

1.35G+1.5Q=11.463 (KN/m^2) **Réf :**CBA93_Art.a.3.3.2.1

G+Q=8.38 (KN/m^2) **Réf :**CBA93_Art.a.3.3.3

5. Calcul Des Sollicitations A l'ELU :

Tableau III.24 *Sollicitations des Moments à l'ELU.*

Sens X	**Sens Y**
Moments fléchissant	
Mty = 0.5 KN.m	**M**tx=0.7295 KN.m
May = -3.1064 KN.m	**M**ax=-8.4169 KN.m
 **Figure III.15.** *Diagramme Des Moments à l'ELU de la dalle pleine sens X.*	 **Figure III.16.** *Diagramme Des Moments à l'ELU de la dalle pleine sens Y.*

6. Calcul De Ferraillage à L'ELU:

Sens X :

Tableau III.25 *La Section D'armature Calculée Et Choisie Sens X.*

/	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		S_t (cm)	$\overline{S_t}$ (cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}			
Travée	0.5	1.7	0.00	7HA8=3.52	7HA8=3.52	15	33	**CV**
Appuis	-3.1064	0.00	1.7	7HA8=3.52	7HA8=3.52	15	33	**CV**

Sens Y :

Tableau III.26 *La Section D'armature Calculée Et Choisie Sens Y.*

/	M_{max} (kN. m)	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		S_t (cm)	$\overline{S_t}$ (cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}			
Travée	0.7259	1.7	0.00	7HA8=3.52	7HA8=3.52	15	33	**CV**
Appuis	-8.4169	0.00	2.00	7HA8=3.52	7HA8=3.52	15	33	**CV**

6.1. Vérification de l'Espacement :

$S_t \leq \bar{S}_t$ =Min {3h ; 33cm}=33cm. Soit : S_t=15cm.

6 .2.Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = 0.10\% * b * h$, Avec : $A_{min} = 1.5cm^2$ **Réf :**CBA93 Art.B.6.4

- Le vérification se fera soit par la ROBOT EXPERT:

6.3. Vérification de l'ELS _CBA93 Art .A.4.5.3 :

Sens X :

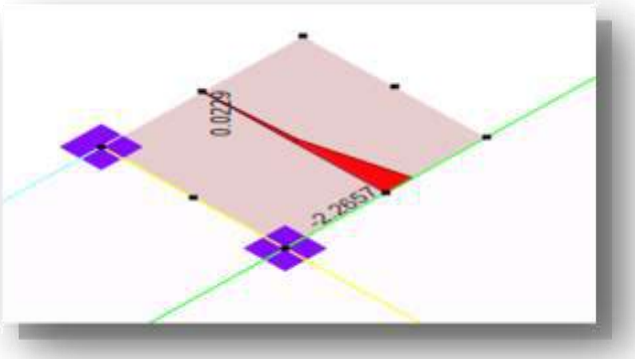


Figure III.17. *Diagramme Des Moments à l'ELS de la Dalle pleine sens X*

Tableau III.27 *Vérification Des Contraints à l'ELS Sens X*

	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	Mser (kN .m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	verification
En travée	3.52	3.52	0.35	0.1	0.9	0.9	201.63	15	**CV**
En appuis	3.52	3.52	-2.2657	0.6	5.5	5.5	201.63	15	**CV**

Sens Y :

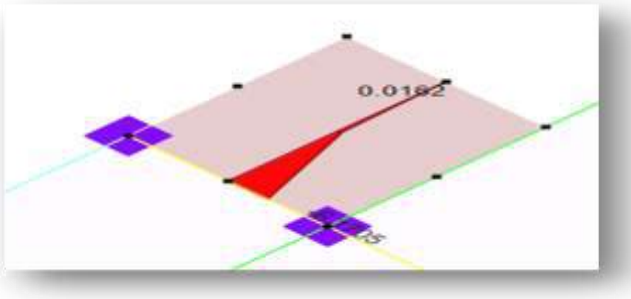


Figure III.18. *Diagramme Des Moments à l'ELU de la Dalle pleine sens Y.*

Tableau III.28 *Vérification Des Contraints à l'ELS Sens Y*

	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	Mser (kN .m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	verification
En travée	3.52	3.52	0.65	0.2	1.6	1.6	201.63	15	CV
En appuis	3.52	3.52	-6.1705	1.5	15.1	15	201.63	15	CV

6.4. Vérification de la contrainte du cisaillement à L'ELU_CBA93 Art .A.5.1.2.1.1 :

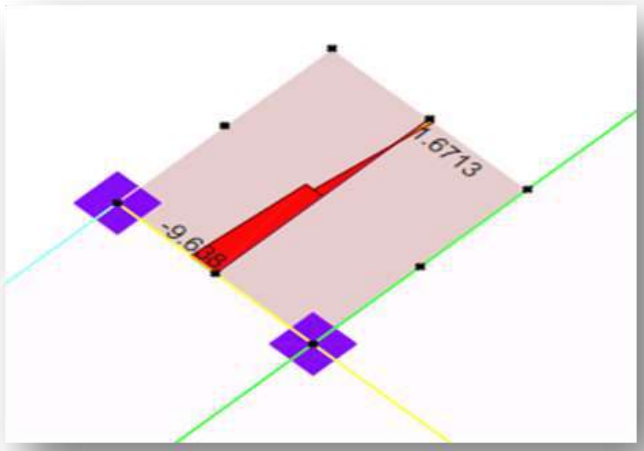


Figure III.19. *Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la dalle pleine.*

Tableau III.29 *Vérification Des Contraints Du Cisaillement*

Tu max (KN)	**Tu** (Mpa)	**[Tu]adm**(Mpa)	**Vérification**
9.636	0.007	1.16	CV

Tu adm= $0.07.Ft_{28}/\gamma_b$ CBA93 Art .A3.2.2

6.5. Vérification de la flèche à L'ELS_CBA Art .B.5.3 :

Combinaison :**ELS**

[F] adm= L/500 Si L≤ 5 m ; [F] adm =0.5+L/500 Si L > 5 m

Tableau III.30 *Vérification De La Flèche De La Dalle Pleine*

Dalle pleine	*F(mm)*	$Fadm(mm)$	vérification
Type 2	0.2	3	CV

6.6. Ferraillage De La Dalle Pleine:

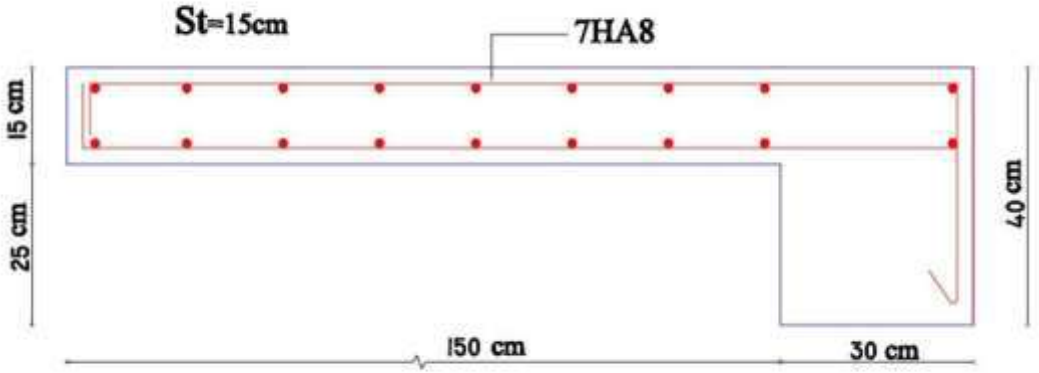


Figure III.20 *Ferraillage De Le Dalle Pleine.*

Les autres types des dalles pleines prennent le même ferraillage.

III.4. FERRAILLAGE DE LA DALLE MACHINE DE LA CAGE D'ASCENSEUR :

III.4.1.Méthode de calcule :

Le calcul de Moment se fera soit par l'Etabs, La méthode des éléments finis

a)La Terrasse :

1. Dimensions Géométriques :

Lx=2.15 m

Ly= 2.5 m

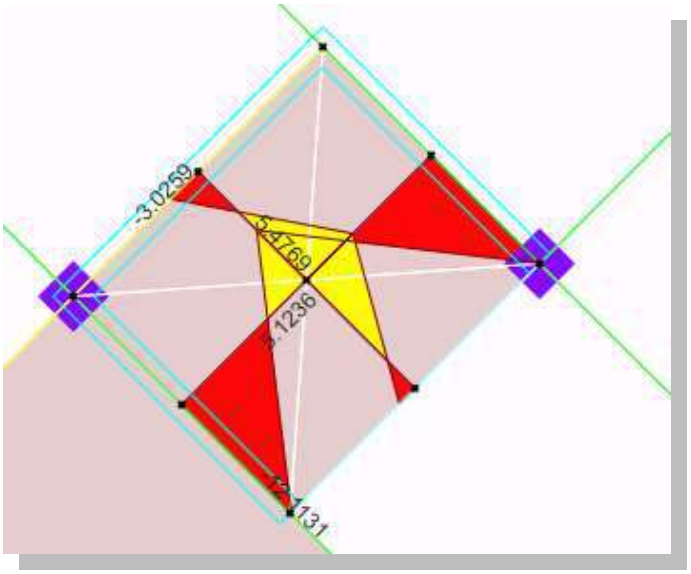


Figure III.21. *Diagramme Des Moments à l'ELU de la Dalle pleine.*

2. Paramètre De Calcule :

Matériaux :

Béton : Fc_{28} = **25** Mpa **Réf :**DTR.BE.2-1-Art 2.1.1.1

Acier: Fe =**400** Mpa **Réf :**DTR.BE-2-1-Art 2.2

3. Evaluation Des Charges:

Charge permanente: G=7.38 (KN/m^2) **Réf :**DTRB.C 2.2-Art.3.1

Charge d'exploitation : Q=1 (KN/m^2) **Réf :**DTR B.C 2.2-Art.7.2.1

4. Combinaison Des Charges :

Sollicitation :

1.35G+1.5Q=11.463 (KN/m^2) **Réf :**CBA93_Art.a.3.3.2.1

G+Q=8.38 (KN/m^2) **Réf :**CBA93_Art.a.3.3.3

5. Calcule Des Sollicitations A L'ELU :

Tableau III.31 *Sollicitations des Moments à l'ELU.*

Sens X	**Sens Y**
Moments fléchissant	
Mty= 7.0643 KN.m	**M**tx=7.5484 KN.m
May= -4.1784 KN.m	**M**ax= -16.3513 KN.m

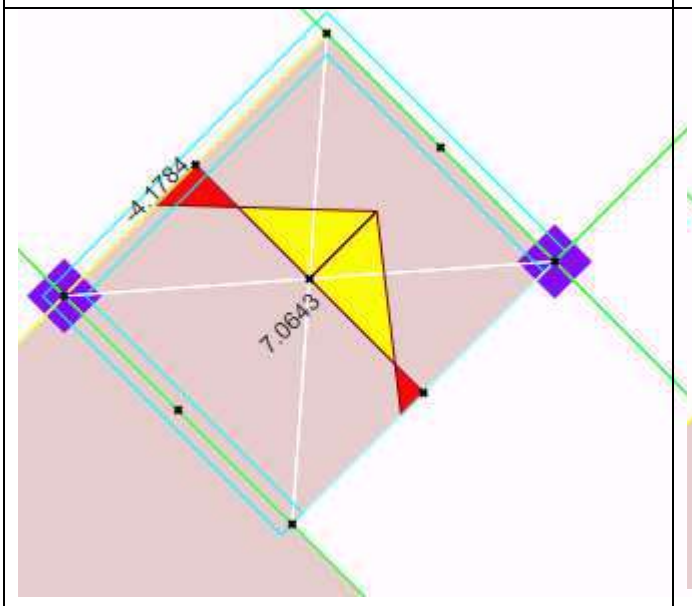


Figure III.22. *Diagramme Des Moments à l'ELU de la dalle pleine sens X.*

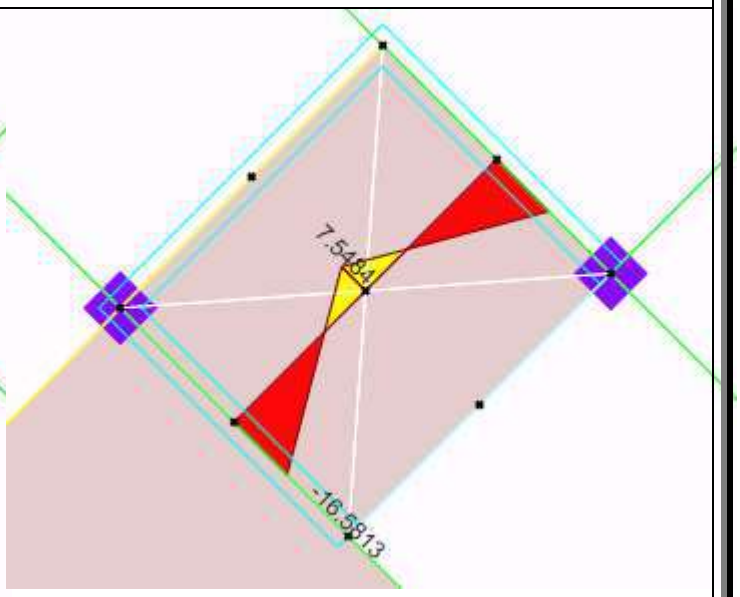


Figure III.23. *Diagramme Des Moments à l'ELU de la dalle pleine sens Y.*

6. Calcule De Ferraillage A L'ELU :

Sens X :

Tableau III.32 *La Section D'armature Calculée Et Choisie Sens X.*

/	M_{max} (kN.m)	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		S_t (cm)	$\overline{S_t}$ (cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}			
Travée	**5.1236**	**1.7**	**0.00**	**7HA8=3.52**	**7HA8=3.52**	**15**	**33**	**CV**
Appuis	**-4.1784**	**0.00**	**1.7**	**7HA8=3.52**	**7HA8=3.52**	**15**	**33**	**CV**

Sens Y :

Tableau III.33 *La Section D'armature Calculée Et Choisie Sens Y.*

/	M_{max} (kN.m)	$A_{calculée}(cm^2)$		$A_{choisie}(cm^2)$		S_t (cm)	$\overline{S_t}$ (cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}			
Travée	**7.5484**	**1.7**	**0.00**	**7HA8=3.52**	**7HA10=5.5**	**15**	**33**	**CV**
Appuis	**-16.3513**	**0.00**	**3.8**	**7HA8=3.52**	**7HA10=5.5**	**15**	**33**	**CV**

6.1. Vérification de l'Espacement :

$S_t \leq \overline{S_t}$ =Min {3h ; 33cm}=33cm. Soit : S_t=15cm.

6 .2.Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = 0.10\% * b * h$, Avec : $A_{min} = 1.5cm^2$ **Réf** :CBA93 Art.B.6.4

- Le vérification se fera soit par la **ROBOT EXPERT**:

6.3. Vérification de l'ELS _CBA93 Art .A.4.5.3 :

SensX :

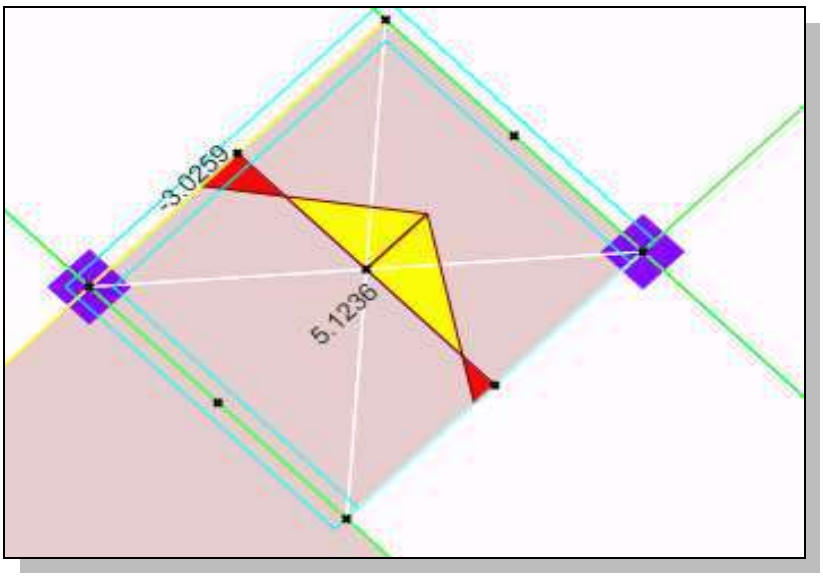


Figure III.24. *Diagramme Des Moments à l'ELU de la dalle pleine sens X.*

Tableau III.34 *Vérification Des Contraints à l'ELS Sens X*

	A (cm^2)	$Mser$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$verification$
En travée	3.52	5.1236	1.2	12.5	12.5	201.63	15	**CV**
En appuis	3.52	-3.0259	0.7	7.4	7.4	201.63	15	**CV**

Sens Y :

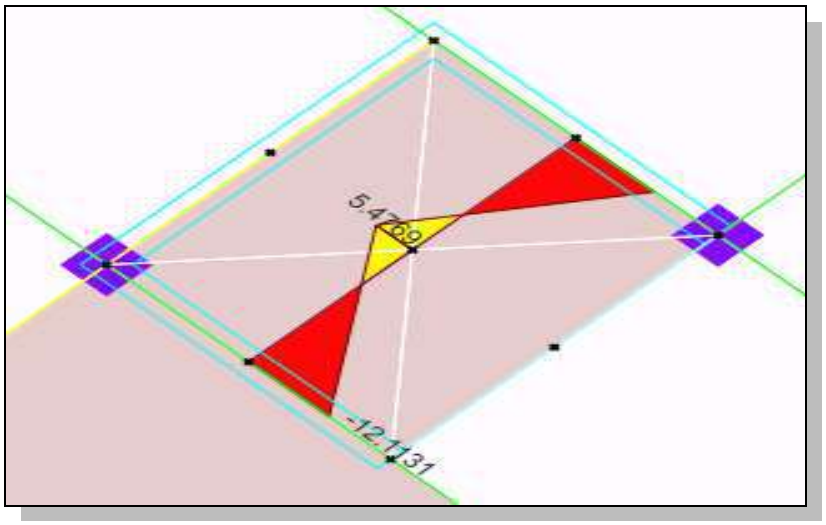


Figure III.25. *Diagramme Des Moments à l'ELU de la dalle pleine sens Y.*

Tableau III.35 *Vérification Des Contraints à l'ELS Sens Y*

	As_1 (cm^2)	As_2 (cm^2)	$Mser$ $(kN.m)$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$verification$
En travée	3.52	5.5	5.4769	1.3	13.3	12.8	201.63	15	**CV**
En appuis	3 .52	5.5	-12.1131	5.4	197.1	25.8	201.63	15	**CV**

6.4.Vérification de la contrainte du cisaillement à L'ELU_CBA93 Art .A.5.1.2.1.1 :

Sens Y :

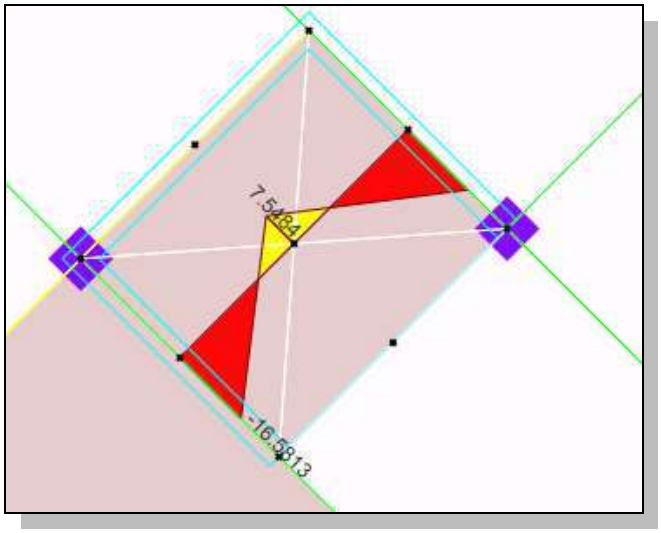


Figure III.26. . *Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la dalle pleine.*

Tableau III.36 *Vérification Des Contraints de cisaillement.*

Tu max (KN)	**Tu** (Mpa)	**[Tu]adm** (Mpa)	**Vérification**
-16.5813	0.013	1.16	**CV**

Tu adm= $0.07.Ft28/\gamma_b$ **CBA93 Art .A3.2.2**

6.5. Vérification de la flèche à L'ELS_CBA Art .B.5.3 :

Combinaison :**ELS**

[F] adm= L/500 Si L≤ 5 m ; [F] adm =0.5+L/500 Si L > 5 m

Tableau III.37 *Vérification de la flèche de la Dalle pleine*

Dalle pleine	F(mm)	$Fadm(mm)$	vérification
Type 1	0.2	4.3	**CV**

6.6. Ferraillage de la dalle pleine:

Sens X:

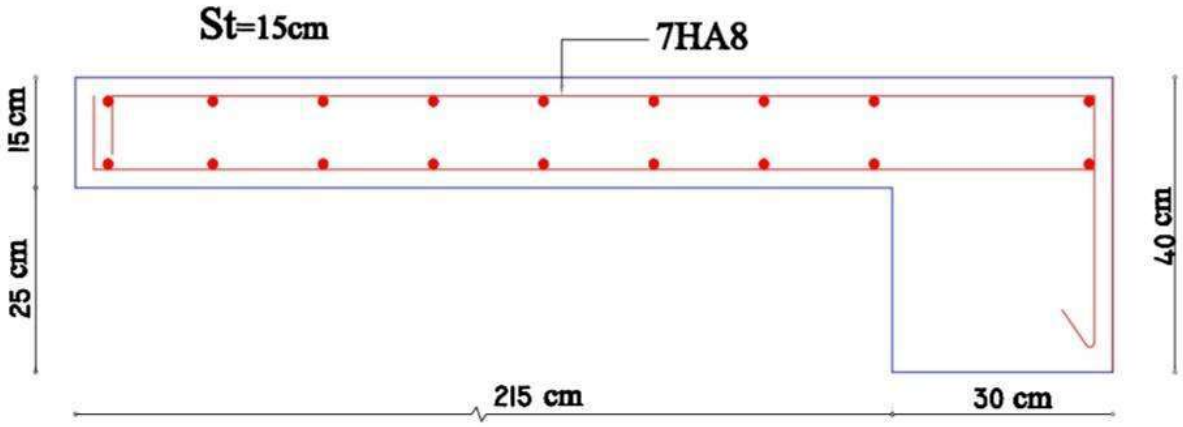


Figure III.27 *Ferraillage Dalle Pleine Sens X.*

Sens Y:

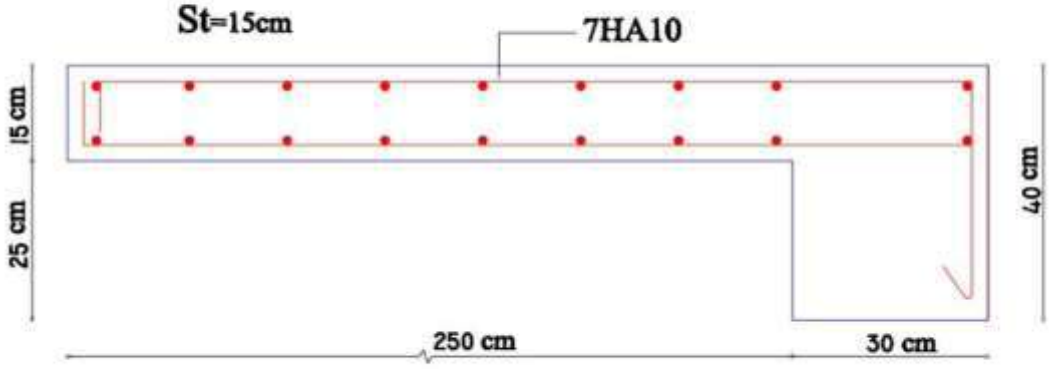


Figure III.28 *Ferraillage Dalle Pleine Sens Y.*

III.5. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

III.5.1. Pré- dimensionnement :

La longueur de la poutre : L = 3.20 m.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow$ 21.33cm $\leq h \leq$ 32cm on prend h=35 cm.

0.3h $\leq$ b $\leq$ 0.7h $\Rightarrow$10.5cm $\leq b \leq$ 24.5 cm on prend b=30 cm.

On adopte : (b x h) = (30 x 35)cm^2.

5.2. Vérification des prescriptions du RPA 99 V 2003 :

b = 30 cm $\geq$ 30cm …… **CV**

h = 35cm $\geq$ 30cm …… **CV**

$\frac{h}{b}$ = 1.16 < 4 …… **CV**

5.3. Evaluation des charges :

G = [PP + 2RG] / L = 14.45 KN /ml

Q = [RQ] / L = 4 KN /ml

5.4. Calcule de Ferraillage à L'ELU :

Combinaison : 1.35 G + 1.5 Q

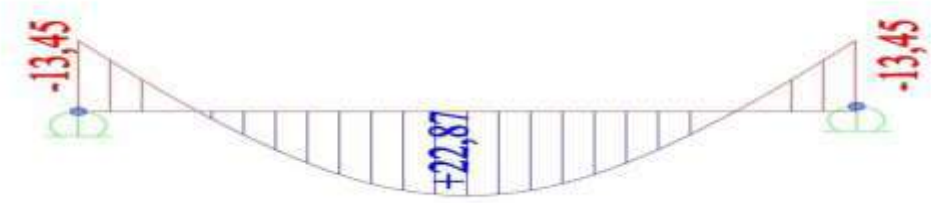


Figure III.29 *Diagramme Des Moments De La Poutre Palière A L'ELU*

Mt = 0.85 M0

Ma = -0.5 M0

Tableau III.38 *Calcul Des Sections D'armatures De La Poutre Palière.*

Poutre palière		Sollicitations Al' ELU		Sections d'armatures calculées			
h	b	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
35	30	30.54	- 17.97	2.8	0.00	0.00	1.6

Le calcul de ferraillage se fera soit par la ROBOT EXPERT:

Tableau III.39 *La Section D'armature Calculées Et Choisies*

Poutre palière			Sections calculées				Sections choisies			
L(m)	b (cm)	h (cm)	**As1 (cm²)**	**As2 (cm²)**	**A's1 (cm²)**	**A's2 (cm²)**	**As1 (cm²)**	**As2 (cm²)**	**A's1 (cm²)**	**A's2 (cm²)**
3.20	30	35	2.80	0.00	0.00	1.6	3HA12 = 3.39	3HA12 =3.39	3HA12 = 3.39	3HA12 = 3.39

Section minimale :

Amin =**0.5%** bxh (cm²) RPA2003 **Art .7.5.2.1**

Section tendu Atmin = **0.1 %** bxh (cm²) CBA93 **Art.B.6.4**

5.5. Vérification des contraintes à L'ELS_CBA93 Art .A.4.5.3 :

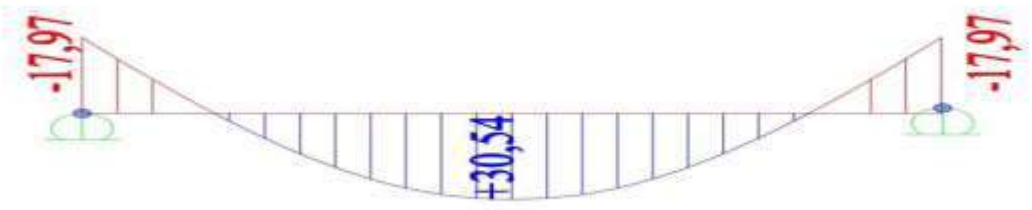


Figure III.30 *Diagramme Des Moments De La Poutre Palière A L'ELS*

Tableau III.40 *Vérification des contraintes à L'ELS*

Poutre palière	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes*		*Contraintes admissible*	*Vérification*
	M_t	M_a	$\sigma_{b\ travée}$	$\sigma_{b\ appui}$	$\overline{\sigma_b}$	
	22.87	-13.45	4.9	2.9	15	CV

5.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

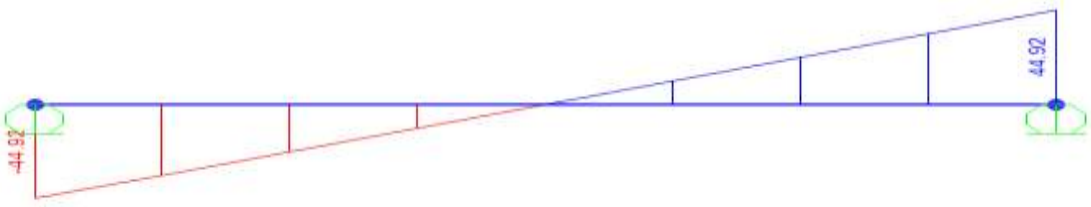


Figure III.31 *Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.*

Tableau III.41*Vérification des contraintes de cisaillement*

	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\overline{\tau_u}(MPa)$	*Vérification*
Poutre palière	44.92	0.46	2.5	CV

5.7.Vérification de la flèche à L'ELS_CBA Art .B 6.5.3 :

[f] adm = L / 500 Si L ≤ 5 m

[f] adm = 0.5 cm + L / 1000 Si L> 5 m

Tableau III.42 *Vérification De La Flèche De La Poutre Palière*

	$[F]\ (mm)$	$[F]adm\ (mm)$	vérification
Poutre palière	1.3	6.4	CV

III.6. LES ESCALIERS :

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

III.6.1. Dimensionnement :

Dans notre bloc, on a un seul type d'escalier (droit à deux volées), avec un palier intermédiaire.

Type 01 :

Le schéma statique de l'escalier

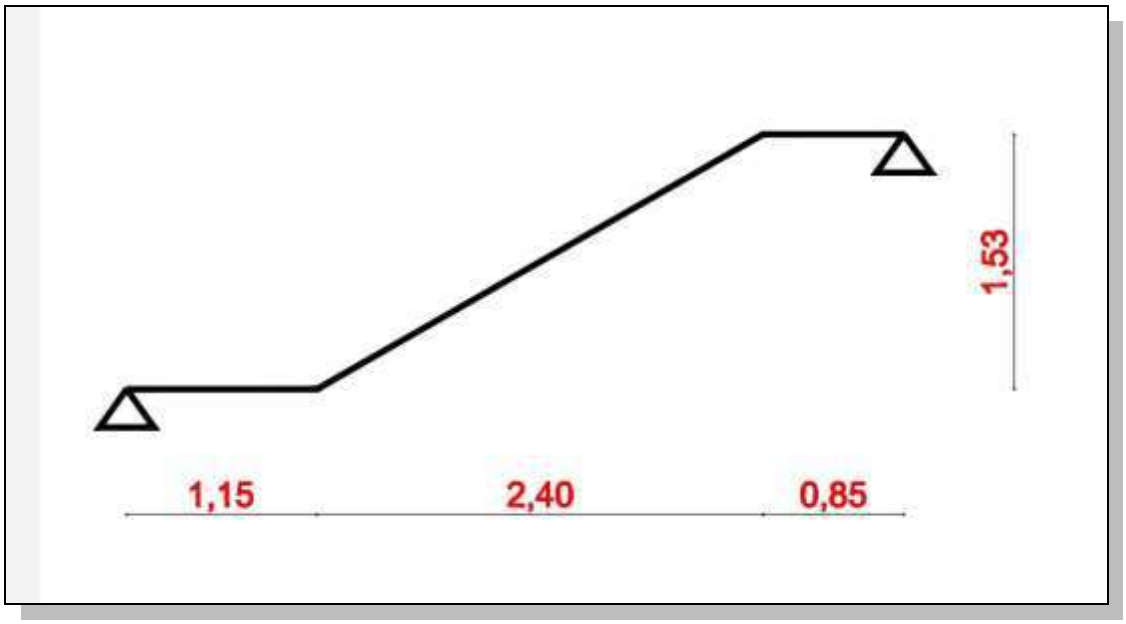


Figure III.32. *Schéma Statique D'une Volée D'escalier*.

Calcul d'épaisseur de la paillasse :

Les deux volées ont la même longueur de paillasse.

$$L = L_1 + \frac{L_2}{cos\alpha} + L_3 = 1.15 + \frac{2.40}{\cos(32{,}52)} + 0.85 \Rightarrow \quad L = 4.85m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \quad 13.85cm \leq e \leq 16.16cm$$

On prend : e =20cm

III.6.2. Charges d'exploitation :

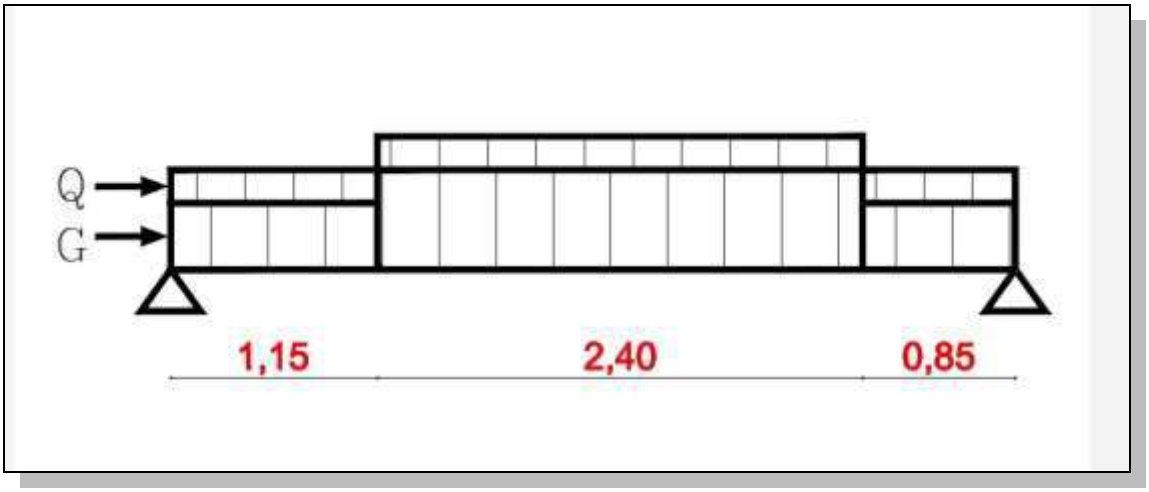
- Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/m2

N.B : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

III.6.3. Détermination des sollicitations :

$$\boldsymbol{ELU}: P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$$

$$\boldsymbol{ELS}: P_{ser} = G + Q$$



- **Figure III.33.** *Chargement Dans L'escalier*

Tableau III.43 *Combinaisons Des Charges Dans L'escalier*

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Paillasse	9.73	2.5	16.88	12.23
Palier	6.70	2.5	12.795	9.20

III.6.4. Détermination des efforts :

Tableau III.44 *Sollicitation dans l'escalier à l'ELU.*

Sollicitations	$M_t(kN.m)$	$M_a(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	44.395	-26.115	39.01
ELS	32.113	-18.89	28.19

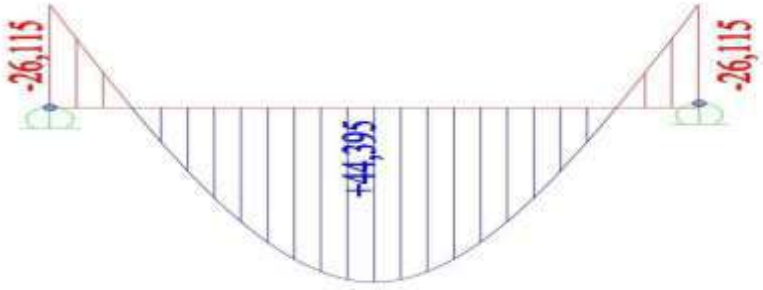


Figure III.34 *Diagramme Des Moments Dans L'escalier A L'ELU*

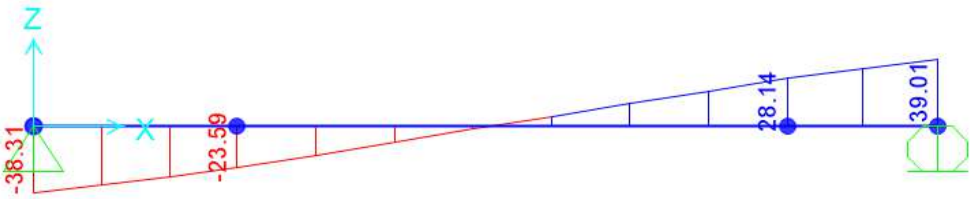


Figure III.35 *Diagramme Des Efforts Tranchant Dans L'escalier A L'ELU*

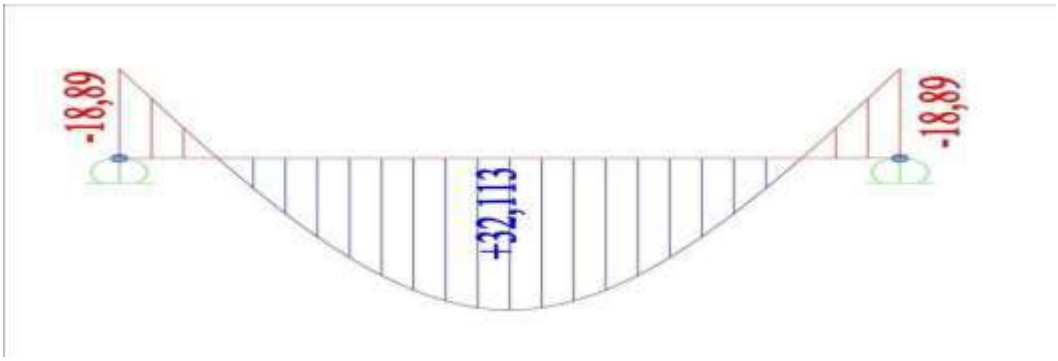


Figure III.36 *Diagramme Des Moments Dans L'escalier A L'ELS*

III.7. Ferraillage :

1- Armatures longitudinales :

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

Tableau III.45*Section D'armatures Longitudinales Dans L'escalier*

/	M_{max} (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2)		$A_{choisie}$ (cm^2)		S_t (cm)	$\overline{S_t}$ (cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
		A_{S1}	A_{S2}	A_{S1}	A_{S2}			
Travée	44.395	7.70	0.00	7HA14=10.78	0	15	33	CV
Appuis	-26.115	0.00	4.40	0	7HA14=10.78	15	33	CV

2-Condition de non fragilité :

On vérifie : $A \geq A_{min} = 0.10\% * b * h$, Avec : $A_{min} = 2.00cm^2$

Tableau III.46 *Vérification De La Section D'armatures.*

	$A(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A \leq A_{min}$
Travée	10.78	2.00	**CV**
Appuis	10.78	2.00	**CV**

3- Armatures de répartition :

Tableau III.47 *Section D'armatures De Répartition Dans L'escalier*

	$A_{rép} = A/4\,(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	$S_t(cm)$	$\overline{S_t}(cm)$	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	2.70	7HA8=3.52	15	33	**CV**
En appuis	2.70	7HA8=3.52	15	33	**CV**

4- Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6x25 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = 15MPa$

Tableau III.48 *Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS*

	A (cm^2)	Mser (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	vérification
En travée	10.78	32.395	6.80	192.50	00	400	15	**CV**
En appuis	10.78	-18.89	4.00	113.20	00	400	15	**CV**

5- Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.49 *Vérification des contraint de cisaillement de l'escalier*

section	T(kN)	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
100X20	39.01	0.22	1.16	**CV**

6-Vérification de la flèche :

Tableau III.50 *Vérification de la flèche de l'escalier*

Escalier	F	Fadm	vérification
Type 2	7.50	10.10	**CV**

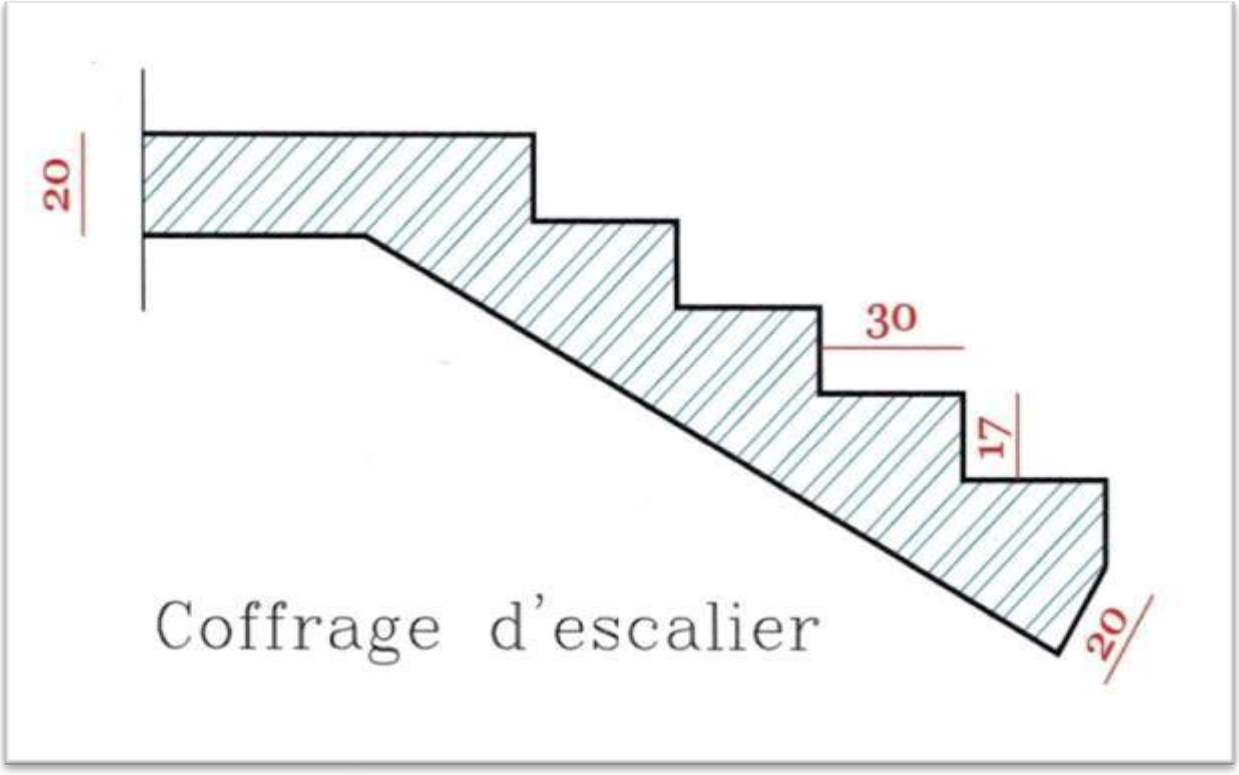


Figure III.37 *Coffrage Escalier*

II .1.INTRODUCTION :

Le Pré dimensionnement est un calcul préliminaire qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant :

RPA99v2003 , **DTR.B.C.2.2** , **C.B.A 93.**

II .2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

II .2.1.PLANCHER A CORPS CREUX :

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression.

D'après la condition suivant :

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

Avec : L : la portée maximale dans le sens des poutrelles ht : hauteur totale du plancher

L=450cm

$$\text{d'où alors } \frac{450}{25} \leq ht \leq \frac{450}{20}$$

$$18 \leq ht \leq 22.5$$

On prend alors l'épaisseur $\mathbf{h_t = 20 = (16+4)}$ tel que :

d=16 (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis)

e =4 (épaisseur de la table de compression)

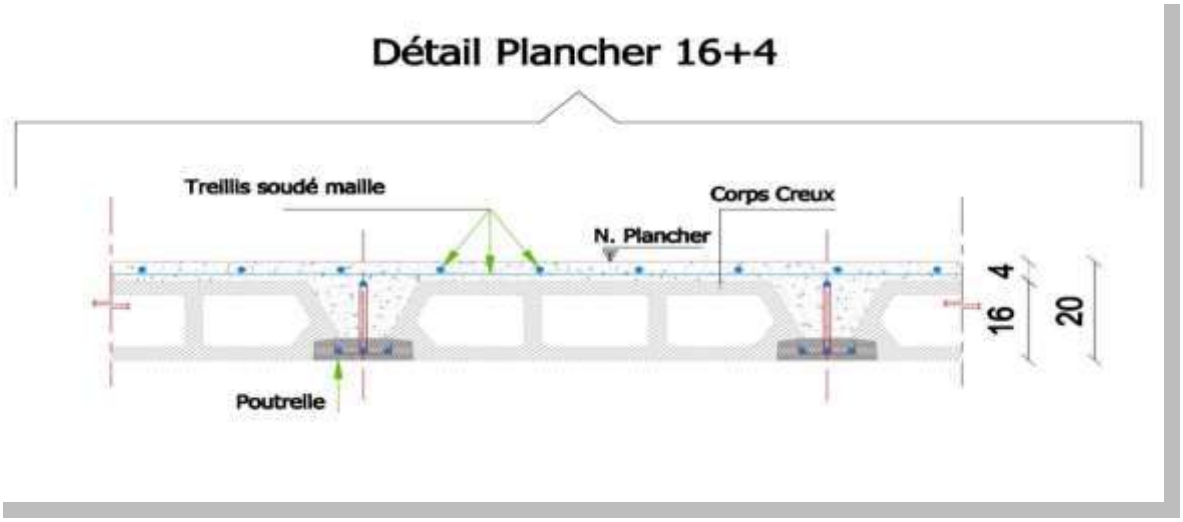


Figure II.1 : *Coupe du plancher à corps creux*

I .2.2.PLANCHER A DALLE PLEINE :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion

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

a)Résistance à la flexion :

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Avec : **Lx** : la plus grande portée mesurée entre axe. Lx=450 cm

e : épaisseur de la dalle.

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

Avec : $12.88 \leq e \leq 15$

On adopte **e = 15cm**

II .2.3.EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

a)Plancher terrasse inaccessible :

II .2.3.1.Planche à corps creux :

Tableau II.1 : *Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduits de ciment	0.02	18	0.36
	G (charges permanentes)	6.56 KN/m^2		

II .2.3.2.Planche dalle pleine :

Tableau II.2 : *Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine*

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.03
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits de ciment	0.02	18	0.36
	G (charges permanentes)	7.38 KN/m^2		

b) Plancher étage courant :

II .2.3.3.Plancher à corps creux :

Tableau II.3: *Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant*

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
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	Simple cloison	0.10	-	1.62
	G (charges permanentes)	6.12 KN/m^2		

II .2.3.4.Plancher dalle pleine :

Tableau II.4 : *Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant*

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
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
6	Simple cloison +	0.10	-	1.62
	G (charges permanentes)	7.07 KN/m2		

II .2.4.MAÇONNERIE :

II .2.4.1.Murs extérieur (Double cloison) :

Tableau II.5 : *Charges du mur double cloison.*

	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	0.9
3	Lame d'aire	0.10	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
	G (charges permanentes)	2.52 KN/m^2		

II .2.4.2.Murs intérieurs (simples cloisons) :

Tableau II.6 : *Charges du mur simple cloison.*

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.01x2	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit en ciment	0.01x2	18	0.36
	G (charges permanentes)	1.62 KN/m2		

II .2.5.CHARGES D'EXPLOITATION :

Tableau II.7 : *Surcharges d'exploitation.*

PLANCHER Niveau (m)	USAGE	Q (KN/m²)	Article
25.50	Terrasse inaccessible	1	[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]
22.44	Habitation	1.5	[Art7.1 DTR.B.C.2.2]
19.38	Habitation	1.5	
16.32	Habitation	1.5	
13.26	Habitation	1.5	
10.20	Habitation	1.5	
7.14	Habitation	1.5	
4.08	Commercial	5	[Art7.2.2 DTR.B.C.2.2]

II .2.6.POUTRES :

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0.3\,h < b < 0.7h$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée maximale de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du [Art 7.4.1 RPA99v2003] :

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

Tableau II.8 : *pré dimensionnement des poutres.*

Element	Poutre principal	Poutre secondaire	Poutre palier
Longueur	L=4.80	L=4.50m	L=3.20m
Pré dimensionnement	$32 \leq h \leq 48$ h=45cm $13.5 \leq b \leq 31.5$ b=30cm	$30 \leq h \leq 45$ h=40cm $12 \leq b \leq 28$ b=30cm	$21.33 \leq h \leq 32$ h=30cm $9 \leq b \leq 21$ b=30cm
Section choisir	30cm x 45cm	30cm x 40cm	30cm x 30cm
Vérification RPA99v2003	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $h/b=1.50$...cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $h/b=1.33$.....cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $h/b=1$.....cv
Conclusion	30cm x 45cm	30cm x 40cm	30cm x 30cm

II .2.7.LES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003]:

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b.) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

On le site **S2** donc la section des longrines : **30cm x 35cm**

II .2.8.LES POTEAUX :

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article **[7.4.1 RPA 99V2003]**.

Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone III)

Min (b, h) ≥ h_e / 20

1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

D'après **l'article B.8.4.1 de CBA93** L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0{,}9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires .....B r = (b - 2) (h – 2) cm^2

γ_b: Coefficient de sécurité du béton tel que :

γ_b = 1,5 situation durable ou transitoire.

γ_b =1,15 situation accidentelle.

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

γ_s = 1,15 situation durable ou transitoire

γ_s = 1 situation accidentelle.

α: Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left.\begin{array}{ll} \bullet\ \alpha = \dfrac{0{,}85}{1+0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si \quad \lambda = 50 \\ \bullet\ \alpha = 0{,}6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & si \quad 50 \prec \lambda \prec 100 \end{array}\right\}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: L'élancement du poteau considéré

L_f=0.7 L_0 **:** C'est la longueur de flambement

i=$\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \qquad I = \frac{h.b^3}{12} \text{ (Poteau carré).}$$

B=bxh : aire total de la section du poteau

A : section d'acier minimale $A = \frac{B}{1000}$

fc_{28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (en prend fc_{28}= 25 MPa) f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend fe = 400 MPa)

II .2.9.DECENTE DES CHARGES :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux.

Tableau II.9 : *Calcul De L'effort N.*

Etage	(a*a)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28(Mpa)	B(cm2)	Br(cm2)	AS(m2)	α
6	35	2.142	0.087	24.621	25	900	784	0.9	0.773
5	35	2.142	0.087	24.621	25	900	784	0.9	0.773
4	40	2.142	0.115	18.626	25	1600	1444	1.6	0.804
3	40	2.142	0.115	18.626	25	1600	1444	1.6	0.804
2	45	2.142	0.130	16.477	25	2025	1849	2.025	0.814
1	45	2.142	0.130	16.477	25	2025	1849	2.025	0.814
RDC	50	2.142	0.144	14.875	25	2500	2304	2.5	0.820
SS	50	2.856	0.144	19.833	25	2500	2304	2.5	0.799

II .2.9.1.CHOIX DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE :

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

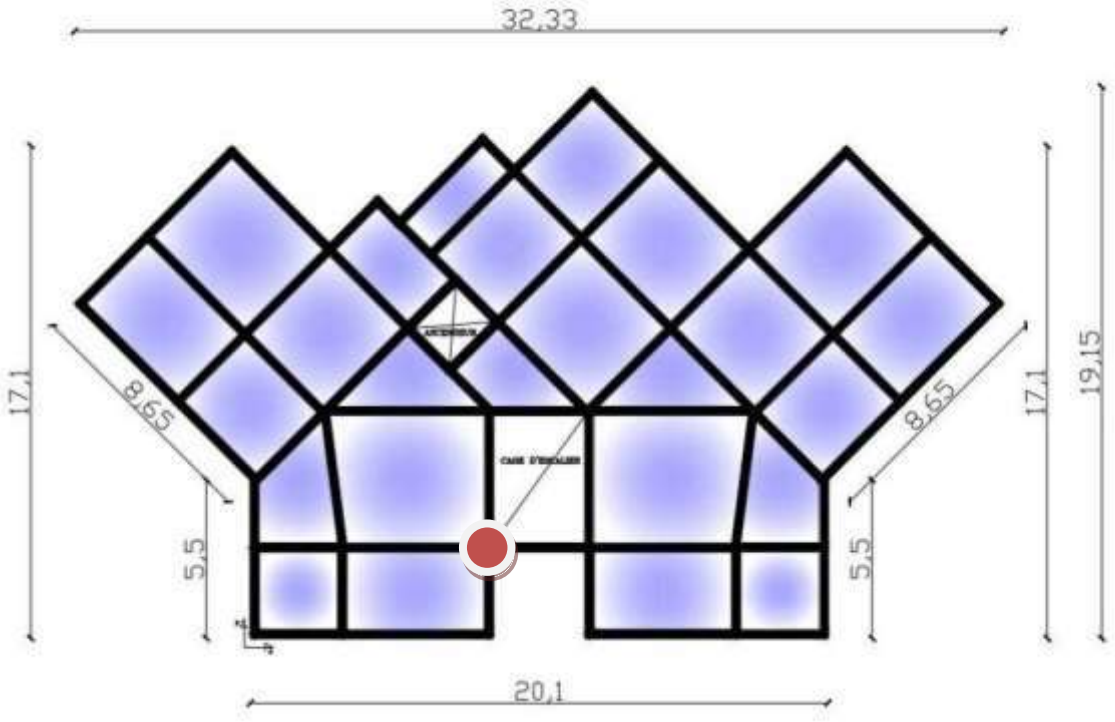


Figure II.2: *Position de Poteau le Plus Sollicité*

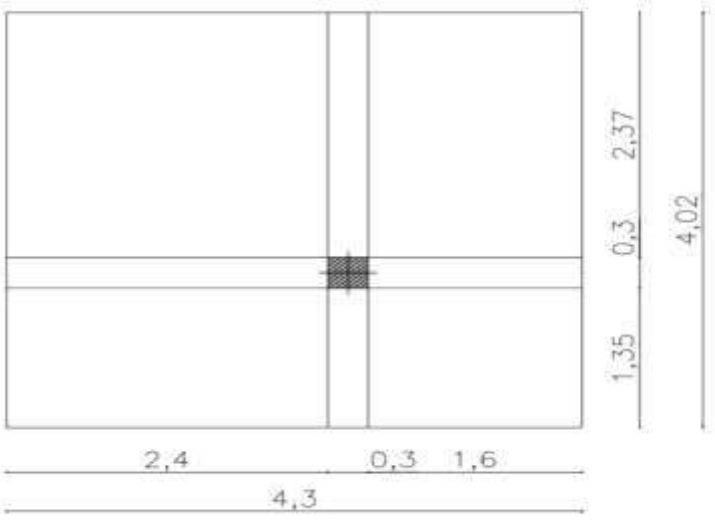


Figure II.3 : *surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité*

On a :

La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité :

S_t=16.598 m²

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité :

S_P=14.24 m²

Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

Détermination des charges permanente :

$G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse x $S_{\text{plancher t ou c}}$

$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé

$G_{\text{(poteau)}}$= b x h x he x poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

6eme étage : $G_6 = G_{\text{plancher t}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

5eme étage : $G_5 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

4eme étage : $G_4 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

3eme étage : $G_3 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

2eme étage : $G_2 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

1er étage : $G_1 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

RDC : $G_0 = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

S/Sol : $G_s = G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

Tableau II.10 : *Détermination Des Charges Permanentes.*

Etage	Gplancher(KN)	G pot(KN)	Gpp(KN)	Gps(KN)	Gppourteur(KN)	G(KN)	Gcum(KN)
6eme étage	110.708	6.885	13.5	10.68	0	141.773	141.773
5eme étage	94.980	6.885	13.5	10.68	0	126.045	267.818
4eme étage	94.980	12.24	13.5	10.68	0	131.400	399.218
3eme étage	94.980	12.24	13.5	10.68	0	131.400	530.618
2eme étage	94.980	15.491	13.5	10.68	0	134.651	665.269
1er étage	94.980	15.491	13.5	10.68	19.153125	134.651	799.920
RDC	94.980	19.125	13.5	10.68	19.153125	138.285	938.205
S/Sol	94.980	25.500	13.5	10.68	19.153125	144.660	1082.865

II .2.9.2.SURCHARGE D'EXPLOITATION :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

$$\left(Le\ coefficient\ \frac{3+n}{2n}\ etant\ valable\ pour\ que\ n \geq 5\right).$$

Cette équation est donnée par [**ART.6.3 DTR BC.2.2]**

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q1 , Q2 ,……, Q_n: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

6^{eme} étage : Q_0

5^{eme} étage : Q_0+Q_1

4^{eme} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

3^{eme} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2+ Q_3)$

2^{eme} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4)$

1^{er} étage : $Q_0 +0.80 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5)$

RDC: $Q_0 +0.75 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

S/Sol : $Q_0 +0.71 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7)$

Tableau II.11 : *Détermination Des Charges D'exploitation.*

Etage	Q plancher (KN)	St	$\frac{3+n}{2n}$	Q étage (KN)	Q cumulé (KN)
6^{eme} étage	1	16.598	/	16.598	16.598
5^{eme} étage	1.5	16.598	1.000	24.897	41.495
4^{eme} étage	1.5	16.598	0.950	24.897	66.392
3^{eme} étage	1.5	16.598	0.900	24.897	91.289
2^{eme} étage	1.5	16.598	0.850	24.897	116.186
1^{er} étage	1.5	16.598	0.800	24.897	141.083
RDC	1.5	16.598	0.750	24.897	165.98
S/Sol	5	16.598	0.710	82.990	248.97

II .2.9.3.DETERMINATION DE L'EFFORT NORMAL ULTIME :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

$N_{ultime}=1.35G+1.5Q$

Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Tableau II.12 : *Détermination De L'effort Normal Ultime.*

Etage	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	verification
6	141.773	16.598	216.290	237.919	Vérifiée
5	267.818	41.495	423.797	466.177	Vérifiée
4	399.218	66.392	638.532	702.385	Vérifiée
3	530.618	91.289	853.268	938.595	Vérifiée
2	665.269	116.186	1072.392	1179.631	Vérifiée
1	799.920	141.083	1291.516	1420.667	Vérifiée
RDC	938.205	165.98	1515.547	1667.1017	Vérifiée
SS	1082.865	248.97	1835.322	2018.855	Vérifiée

II .2.10.VERIFICATION DES CONDITIONS DES RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

L'article exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II.13 : *Vérification Conditions RPA99v2003.*

Dimension	Min (b_1,h_1) ≥30cm	Min (b_1,h_1) ≥ he/20	1/4 < b/h < 4	Vérification
50x50	Min (50,50) ≥30cm	Min (50,50) ≥20.4cm Min (50,50) ≥15.3 cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
45x45	Min (45,45) ≥30cm	Min (45,45) ≥15.3cm Min (45,45) ≥15.3cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥15.3cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
35x35	Min (35,35) ≥35cm	Min (35,35) ≥15.3cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée

II .2.11.VERIFICATION AUX ZONES NODALES [art7.5.1. rpa99v2003] :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $_x \leq 1.5h_1 + b_1$
- $\leq Max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$

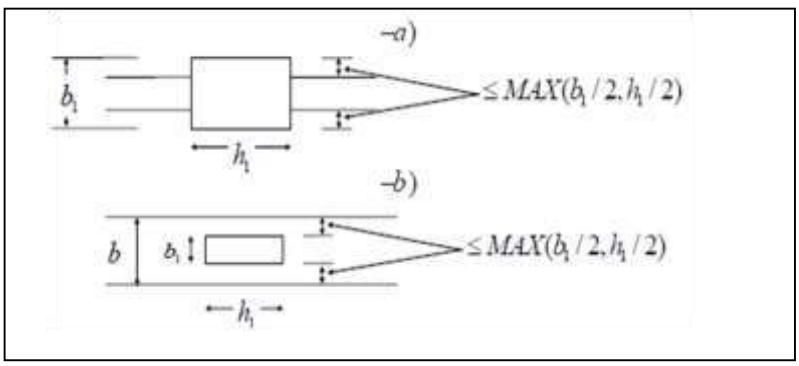


Figure II.4: *Zones nodales*

Tableau II.14 : *Vérification Aux Zones Nodales.*

Etage	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1,5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
R+6	30	30	30	Vérifiée	0	15	Vérifiée
R+5	30	30	30	Vérifiée	2.5	15	Vérifiée
R+3,R+4	30	40	40	Vérifiée	5	20	Vérifiée
R+1, R+2	30	45	45	Vérifiée	7.5	22.5	Vérifiée
S/Sol et RDC	30	50	50	Vérifiée	10	25	Vérifiée

II .2.12.LES VOILES :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article [ART.7.7.1 RPA 99V2003]:

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

$$e \geq \frac{h_e}{25} \qquad e \geq \frac{h_e}{22} \qquad e \geq \frac{h_e}{20}$$

Tableau II.15 : *Calcule des épaisseurs des voiles.*

LES ETAGES	he=ht-hpp (cm)	$e \geq \frac{h_e}{25} cm$	$e \geq \frac{h_e}{22} cm$	$e \geq \frac{h_e}{20} cm$	e choisi (cm)
SOUS SOL	363	14.52	16.5	18.15	20
RDC- R6	261	10.44	11.86	13.05	20

V.1. INTRODUCTION :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA 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 CBA 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 ± Ed
  - 0,8 G ± Ed

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

Ed : charges sismiques.

Dans notre cas, on a les combinaisons suivantes :

- **ELU :**
  - 1,35G +1,5Q
  - G +Q ± Edx
  - G +Q ± Edy
- **ELS :**
  - G + Q
  - 0,8 G ± Edx
  - 0,8 G ± Edy

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1. *Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2 Mpa	σ_s = 348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	σ_s = 400 Mpa

V.2.2. Recommandations du RPA99 : [Art 7.5.2.1] (1)

a). Poutre principale :

a).1 Calcul de Ferraillage de Poutre principale à l'ELU ou l'ELACC :

Tableau. V.2. *Calcul des sections d'armatures de la poutre principale*

Poutre principale		**Sollicitations**			**Sections d'armatures calculées**			
B	H	N°	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2
[cm]	[cm]		[KN.m]	[KN.m]	[Cm^2]	[Cm^2]	[Cm^2]	[Cm^2]
30	45	673	G+Q+Q2+Edx	-191.52	/	/	0.00	12.62
		665	60.69	1.35G+1.5Q+1.5Q2	4.28	0.00	/	/

Tableau. V.3. *Sections d'armatures choisies de la poutre principale*

Poutre principale			**Sections d'armatures longitudinales choisies**			
B	E	A_{min}	As1	As2	A's1	A's2
[Cm^2]	[Cm^2]	[Cm^2]	[Cm^2]	[Cm^2]	[Cm^2]	[Cm^2]
30	45	6.75	3HA14+ 1ch HA14	3 HA14	3 HA 14	3HA14+ 6ch HA14
			6.16	4.62	4.62	13.85

Section minimale :

A_{min} =0.5%*b*h (cm^2) ……..…….RPA2003 Art.7.5.2.1

Section tendu At_{min} =0.10%*b*h (cm2) …….**CBA93 Art.B.6.4**

a).2. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Combinaison : G+Q ;

Tableau .V.4. *Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre principale*

Sollicitation à l'ELS $(kN.m)$		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**vérification**
M_{tmax}	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
-	-84.68	T.F :Préjudiciable			7.22	163.28	92.31	15	201.63	Vérifiée
44.2	-	4.85	184.98	57.54	T.F :Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée

Commentaire :

Les armatures déterminées conviennent.

a). 3. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU ou L'ELACC :

Contrainte d'admissibles-CBA93 [Art.A.5.1.2.1.1] :

Fissuration peu préjudiciable : $\rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u}$**=min (0.20.**$F_{C28}$**/** γ'_b **; 5 MPa)**

$$\begin{cases} \text{Fissuration préjudiciable:} \\ \text{Fissuration très Fissuration:} \end{cases}$$ $\rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u}$**=min (0.15.**$F_{C28}$**/** γ'_b **; 4 MPaCombinaison : ELU**

Tf :peu nuisible

Tableau.V.5.*Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU*

Section et Sollicitations			**Vérification**			**Espacements et armatures**			
b (cm)	h (cm)	$T_u\ (KN)$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Vérification	ZN	ZC	ϕ	At
30	45	139.16	1.59	4.35	Oui	10	15	8	3HA8

a). 4. Armatures transversales :

$\varphi_t \leq$ Min [$\frac{h}{35} = \frac{450}{35} = 12.86mm$; φ_l =12mm ; $\frac{b}{10} = \frac{300}{10} = 30mm$] = 11.43 mm .

On adopter: φ_t= 8mm

$a_t = \frac{\pi * \varphi_t^2}{4} = \frac{3.14 * 0.8^2}{4}$ = 0.50 cm^2 ; $A_t = a_t * n_t$ avec n_t =3 A_t = 1.51 cm^2

Donc on adopter: A_t =3HA8 = 1.51 cm^2

a). 5. Vérification solen CBA 93 :

Zone nodal : $\bar{S_t} \leq$ Min [$\frac{h}{4} = \frac{45}{4} = 11.25cm\ ; 12\varphi_l = 12 * 1.2 = 14.40cm$] =11.25cm

Zone courante :$\bar{S_t} \leq$ Min [0.9*d =38.25cm; 40cm] = 38.25cm

On adopte les1 valeurs suivantes :

Zone nodal: St = 10cm $\leq$ 10cm.…..Condition vérifié

Zone courante : St <$\frac{h}{2}$= 22.5 cm $\leq$ $\bar{S_t}$= 33.75..... Condition vérifié

a). 6. Vérification solen RPA 99 V 2003 :

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h……. Zone courante.

A_{max} = 6%*b*h …… Zone de recouvrement.

A_{min} =0.5%*30*45 = 6.75cm^2≤ ΣA = 32.32cm^2 ≤ A_{max} = 4%*30*45= 54cm^2...Condition vérifiée

A. 7. Vérification de la flèche a l'ELS-CBA93 Art B.6.5.3 :

$\bar{F}=\frac{L}{500}$Si L ≤ 5m **$\bar{F}$= 0.5cm + $\frac{L}{1000}$Si L > 5m**

Tableau .V.6. *Vérification de la flèche*

Poutre principale			**Sollicitations à L'ELS**			**Armatures principales**		**Flèche**		**Vérification**
b (c)	L (m)	h (cm	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F_t (mm)	$\bar{F}$(mm)	Oui / Non
30	5.1	45	-17.714	44.2	-84.680	6.16	4.62	2.3	10.1	Oui

b). Poutre secondaire :

b).1 Calcul de Ferraillage de Poutre secondaire à l'ELU ou l'ELACC :

Poutre secondaire		**Sollicitations**			**Sections d'armatures calculées**			
B	H	N°	M appui(+)	M appui(-)	A's1	A's2	A's1	A's2
[cm]	[cm]		[KN.m]	[KN.m]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]	[cm^2]
30	40	569	G+Q+Q2+Edy	-97.71	/	/	0.00	6.93
		1259	80.71	G+Q+Q2-Edx	5.69	0.00	/	/

Tableau. V.7. *Calcul des sections d'armatures de la poutre secondaire*

Poutre secondaire			**Sections d'armatures longitudinales choisies**			
B	**H**	A_{min}	**As1**	**As2**	**A's1**	**A's2**
[cm]	**[cm]**	**[cm²]**	**[cm²]**	**[cm²]**	**[cm²]**	**[cm²]**
30	40	6	3 HA 14	3 HA14	3HA14+ 3ch HA14	3HA14+3ch HA14
			4.62	4.62	9.24	9.24

Section minimale :

A_{min} **=0.5%*b*h (cm²) ……..…….RPA2003 Art.7.5.2.1**

Section tendu At_{min} **=0.10%*b*h (cm2) …….CBA93 Art.B.6.4**

b).2. Vérification des contraintes normales à L'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Combinaison : G+Q ;

Tableau .V.8. *Vérification des contraintes normales à l'ELS de la poutre secondaire*

Sollicitation à l'ELS $(kN.m)$		**Contraintes en travée (MPa)**			**Contraintes en appui (MPa)**			**Contraintes admissible (MPa)**		**vérification**
M_{tmax}	M_{amax}	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	
	-40.23	T.F :Peu Préjudiciable			4.06	125.88	48.26	15	400	Vérifiée
29.82		4.38	187.37	48.5	T.F Préjudiciable			15	201.63	Vérifiée

Commentaire :

Les armatures déterminées conviennent.

b).3. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU ou L'ELACC :

Contrainte d'admissibles-CBA93 [Art.A.5.1.2.1.1] :

Fissuration peu préjudiciable : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$**=min (0.20.**$F_{C28}$**/** Υ_b **; 5 MPa)**

Fissuration préjudiciable:
Fissuration très Fissuration: $\rightarrow\tau_u \leq \overline{\tau_u}$**=min (0.15.**$F_{C28}$**/** Υ_b **; 4 MPa Combinaison : ELU**

Tf :peu nuisible

Tableau.V.9.*Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU*

Section et Sollicitations			**Vérification**			**Espacements et armatures**			
b (cm)	h (cm)	$T_u\ (KN)$	τ_u	$\overline{\tau}_u$	Vérification	ZN	ZC	ϕ	At
30	40	82.11	0.72	4.34	Oui	10	20	8	3HA8

b).4. Armatures transversales :

$\varphi_t \leq$ **Min** $[\frac{h}{35} = \frac{450}{35} = 12.86mm$ **;** φ_l **=12mm ;** $\frac{b}{10} = \frac{300}{10} = 30mm\ ] = 11.43$ **mm .**

On adopter: φ_t**= 8mm**

$a_t = \frac{\pi * \varphi_t^2}{4} = \frac{3.14 * 0.8^2}{4}$ **= 0.50 cm²** ; $A_t = a_t * n_t$ **avec** n_t **=3** A_t **= 1.51 cm²**

Donc on adopter: A_t =3HA8 = 1.51 cm²

b).5.Vérification solen CBA 93 :

Zone nodal : $\overline{S_t} \leq$ Min $[\frac{h}{4} = \frac{45}{4} = 11.25cm\ ; 12\varphi_l = 12 * 1.2 = 14.40cm]$ =11.25cm

Zone courante :$\overline{S_t} \leq$ Min [0.9*d =38.25cm; 40cm] = 38.25cm

On adopte les1 valeurs suivantes :

Zone nodal: St = 10cm $\leq$ 10cm.….....Condition vérifié

Zone courante : St $<\frac{h}{2}$= 22.5 cm $\leq$ $\overline{S_t}$= 33.75..... Condition vérifié

b).6. Vérification solen RPA 99 V 2003 :

A_{min} =0.5%*b*h

A_{max} = 4%*b*h……. Zone courante.

A_{max} = 6%*b*h …… Zone de recouvrement.

A_{min} =0.5%*30*45 = 6.75cm^2 $\leq$ ΣA = 32.32cm^2 $\leq$ A $_{max}$ = 4%*30*45= 54cm^2...Condition vérifiée

b).7. Vérification de la flèche a l'ELS-CBA93 Art B.6.5.3 :

$\bar{F}=\frac{L}{500}$ **Si L ≤ 5m** $\bar{F}$ **= 0.5cm +** $\frac{L}{1000}$ **Si L > 5m**

Tableau V.10. *Vérification de la flèche*

Poutre principale			**Sollicitations à L'ELS**			**Armatures principales**		**Flèche**		**Vérification**
b (c)	L (m)	h (cm	$M_{a.g}$ (KN.m)	M_{tmax} (KN.m)	$M_{a.d}$ (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F_t (mm)	$\bar{F}$(mm)	Oui / Non
30	4.1	40	-35.93	29.82	0.00	4.62	4.62	1.8	8.8	Oui

V.2.3.Détaille de ferraillages des poutres :

V.2.3.1.Poutre principale :

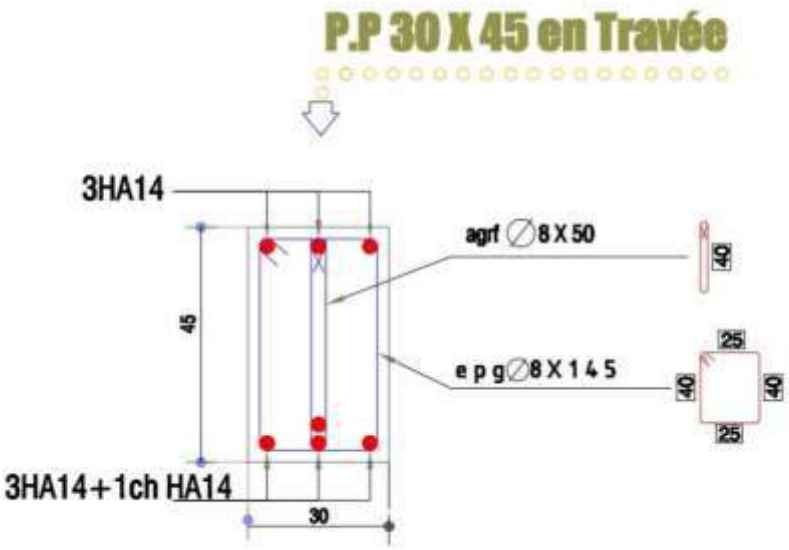


Figure V.1. *Ferraillage PP en Travée.*

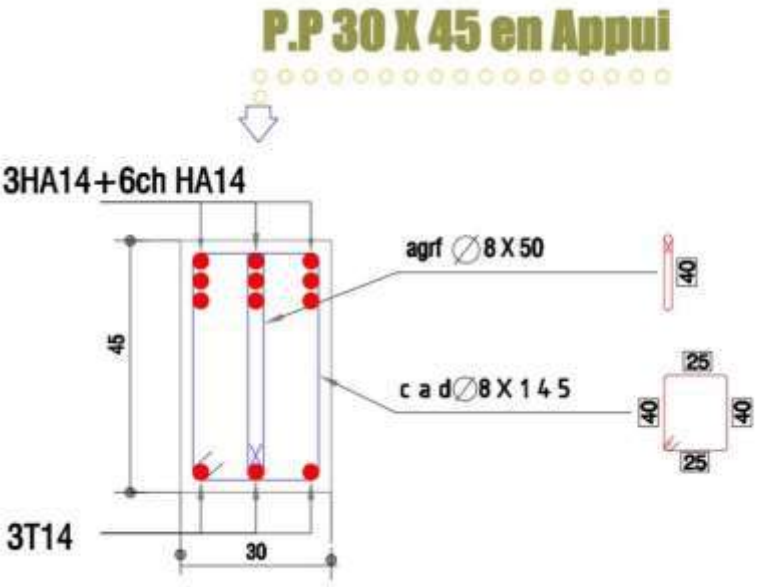


Figure V.2. *Ferraillage PP en Appui.*

V.2.3.2.Poutre secondaire :

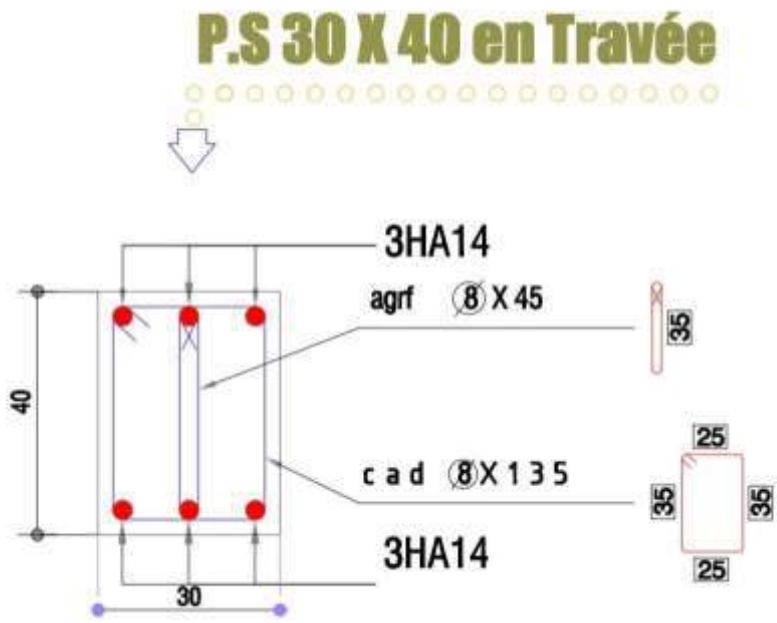


Figure V**.3.** *Ferraillage PS en Travée.*

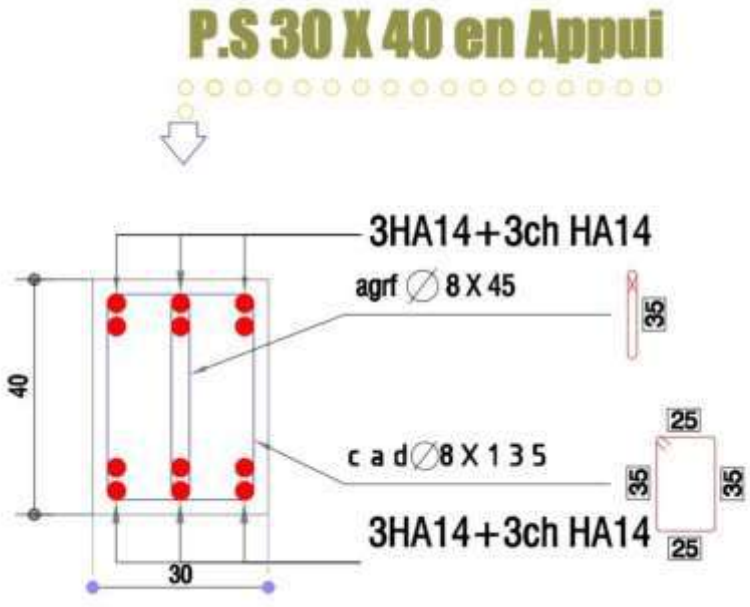


Figure V.4. *Dessin de Ferraillage PS en Appui.*

V.3.FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage se fait en flexion composée déviée(N, M_x, M_y).

V.3.1 Armatures longitudinales :

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements :

Selon le CBA93 :

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 \text{ par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- N_{max} et $M_{x\ correspondant}$ et et $M_{y\ correspondant}$
- N_{min} et $M_{x\ correspondent}$ et et $M_{y\ correspondant}$
- $M_{x\ max}$ et et $M_{y\ correspondant}$ et $N_{correspondent}$
- $M_{y\ max}$ et et $M_{x\ correspondant}$ et $N_{correspondent}$

Remarque :

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

Tableau V.11. *La section d'armatures des poteaux.*

Etage	*Section*	*N*	*Sollicitations*						$A_{calculée}$ *(cm²)*		$A_{cal\ Tat}$ *(cm²)*	A_{min} *(RPA)* *(cm²)*	$A_{choisie}$ *(cm²)*
									A_{s1}	A_{s2}			
Sous-sol +RDC	50x50	61	Nmax	1934.60	$M_{x\ corr}$	-2.73	$M_{y\ corr}$	2.80	5	3	8	22.5	12HA16 = 24.13
		64	Mmax	1508.04	$M_{x\ corr}$	-3.83	$M_{y\ corr}$	8.95	5	3	8		
		81	Nmin	407.47	$M_{x\ corr}$	3.73	$M_{y\ corr}$	-1.36	5	3	8		
1er +2emee étage	45x45	239	Nmax	1637.30	$M_{x\ corr}$	4.22	$M_{y\ corr}$	-6.07	4.5	2.7	7.2	18.22	4HA16 +8HA14 =20.36
		264	Mmax	1083	$M_{x\ corr}$	18.02	$M_{y\ corr}$	29.13	4.5	2.7	7.2		
		246	Nmin	412.36	$M_{y\ corr}$	-1.76	$M_{y\ corr}$	-3.04	4.5	2.7	7.2		
3eme +4eme étage	40x40	418	Nmax	1039	$M_{x\ corr}$	6.82	$M_{y\ corr}$	-6.64	4	2.4	6.4	14.4	12HA14 = 18.47
		443	Mmax	680	$M_{x\ corr}$	16.94	$M_{y\ corr}$	30.24	4	2.4	6.4		
		435	Nmin	222.05	$M_{y\ corr}$	-15.78	$M_{y\ corr}$	-19.12	4	2.4	6.4		
5eme +6eme étage	35x35	598	Nmax	478.06	$M_{x\ corr}$	6.64	$M_{y\ corr}$	-5.84	3.5	2.1	5.6	**11.02**	**12HA12 = 13.57**
		623	Mmax	317.57	$M_{x\ corr}$	13.09	$M_{y\ corr}$	25.55	3.5	2.1	5.6		
		615	Nmin	71.45	$M_{x\ corr}$	12.93	$M_{y\ corr}$	-18.17	3.5	2.1	5.6		

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

$\overline{\sigma_b}$=15 MPa ; $\overline{\sigma_s}$ = 201.63 MPa

Tableau V.12 . *Vérification des contraintes à l'ELS.*

Etage	*Section*	*N*	*Sollicitations*						σ_s (MPa)		σ_b (MPa)	T.F	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$
									σ_s'	σ_s			
Sous-sol +RDC	50x50	61	N_{max}	1401.17	M_{xcorr}	-1.98	M_{ycorr}	2.00	74.52	0.0	4.99	N p	Ok
		64	M_{max}	1090.16	M_{xcorr}	-2.78	M_{ycorr}	6.49	60.85	0.0	4.11	N p	
		81	N_{min}	297.43	M_{xcorr}	2.75	M_{ycorr}	-1.02	17.61	0.0	1.21	P.j	
1er +2eme étage	45x45	239	N_{max}	1188.68	M_{xcorr}	2.88	M_{ycorr}	-4.36	82.38	0.0	5.6	N.p	Ok
		264	M_{max}	787.53	M_{xcorr}	12.94	M_{ycorr}	21.14	73.40	0.0 0	5.32	N p	
		246	N_{min}	300.51	$M_{x\ corr}$	-1.29	$M_{y\ corr}$	-2.24	21.37	0.0	1.46	N. p	
3eme +4eme étage	40x40	418	N_{max}	754.96	M_{xcorr}	4.77	M_{ycorr}	-4.79	69.56	0,0	4.84	N.p	Ok
		443	M_{max}	495.14	M_{xcorr}	12.14	M_{ycorr}	21.93	70.08	0.0 0	5.35	N P	
		435	N_{min}	162.46	$M_{x\ corr}$	-11.35	$M_{y\ corr}$	-13.8	39.08	14. 51	3.05	P.j	
5eme +6eme étage	35x35	598	N_{max}	348.06	$M_{x\ corr}$	4.67	$M_{y\ corr}$	-4.21	48.52	0.0	48.52	N P	OK
		623	M_{max}	231.68	$M_{x\ corr}$	9.38	$M_{y\ corr}$	18.53	64.02	22. 34	5.38	N P	
		615	N_{min}	52.52	$M_{x\ corr}$	9.30	$M_{y\ corr}$	13.13	47.87	80. 39	4.84	N P	

V.3.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \quad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \quad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \quad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow$ $A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$

Tableau V.13. *La section d'armatures transversales des poteaux.*

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Sous-sol +RDC	50x50	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
1er+2éme Etage	45x45	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
3éme+4éme Etage	40x40	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
5éme+6éme Etage	35x35	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
		Nodale	10	4Ø8 = 2.01

V.3.3.Détaille de ferraillages des poteaux :

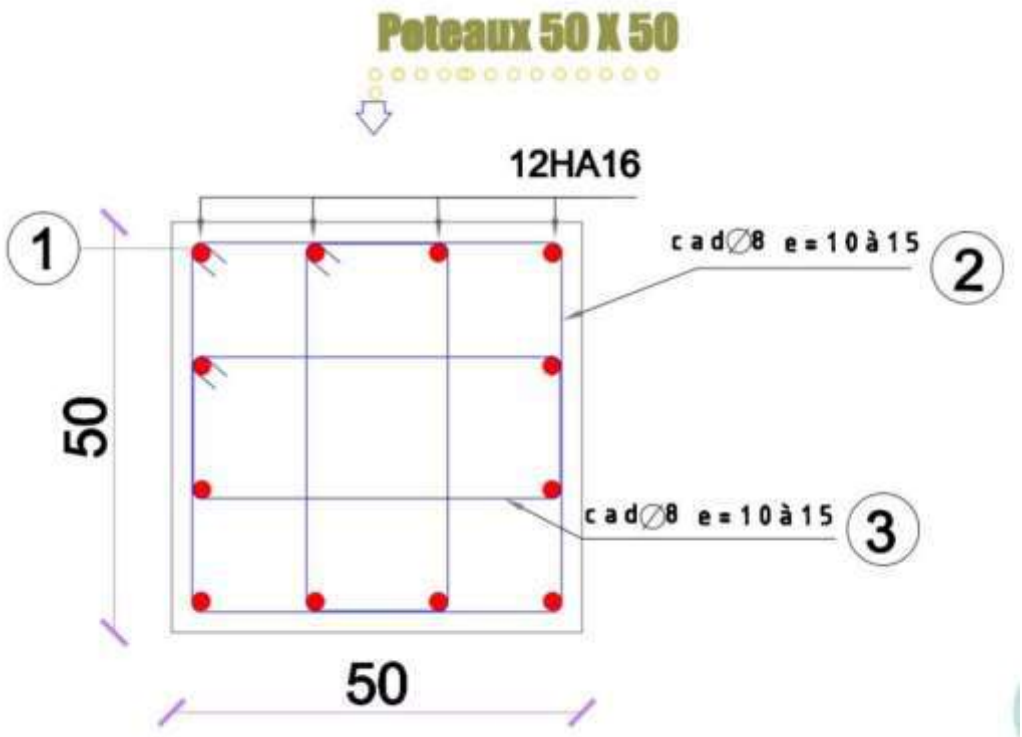


Figure V.5.*Dessin de ferraillage des Poteaux 50x50.*

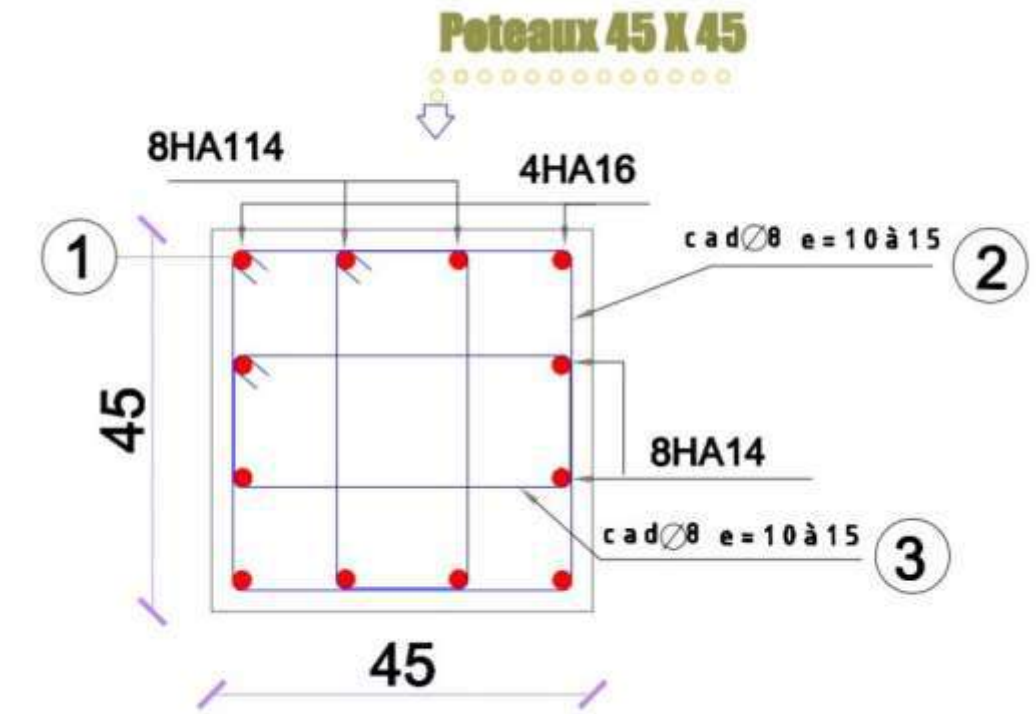


Figure V.6.*Dessin de ferraillage des Poteaux 45x45.*

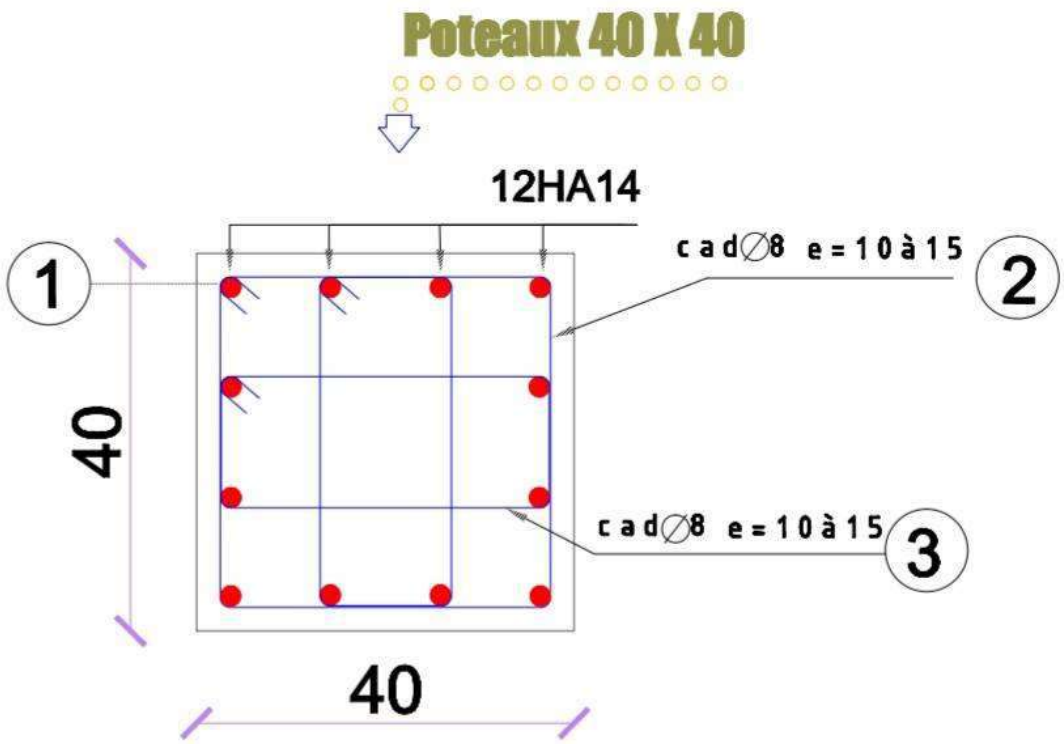


Figure V.7.*Dessin de ferraillage des Poteaux 40x40.*

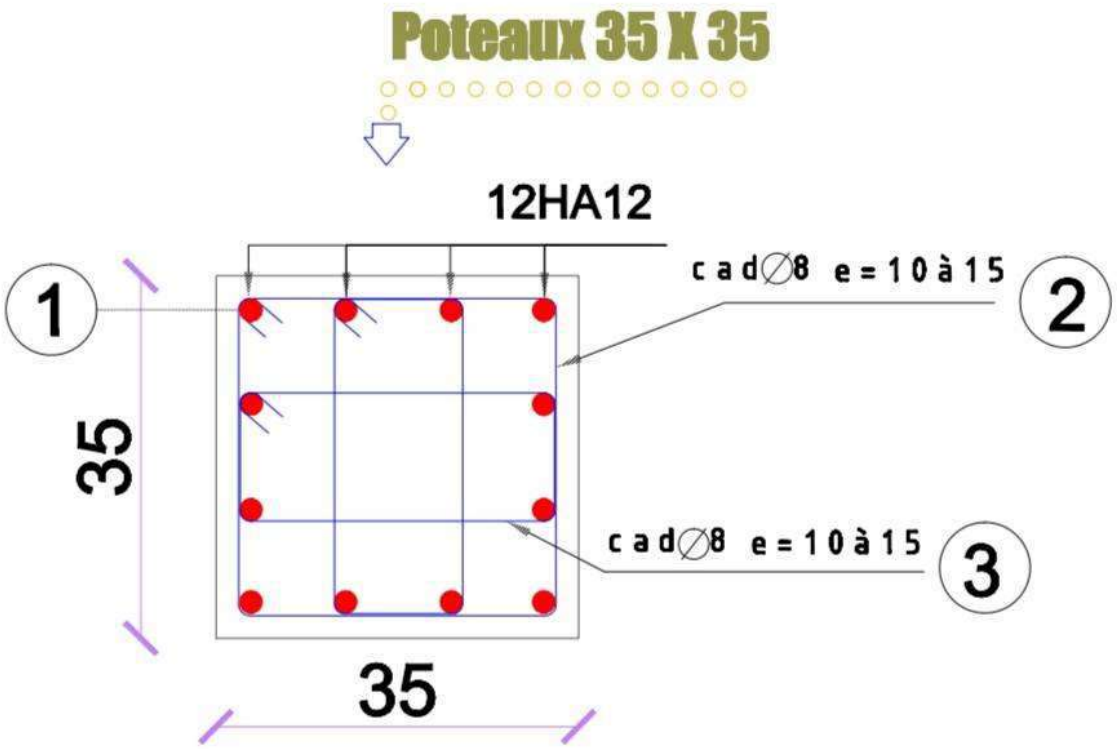


Figure V.8. *Dessin de ferraillage des Poteaux 35x35.*

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferraillage des voiles est calculé à partir 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.

Dans notre projet, on a des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins est calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

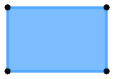
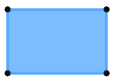
Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux est calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux est calculé en flexion simple.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1.Calcul des armatures verticales :

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

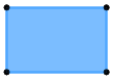
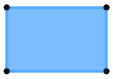
Tableau V.14 . *La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale (Suivant Y).*

Image	*Voile*	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	Combinaison	$A_{calculer}$ (cm²)		$A_{chotste}$ (cm²)		S_t (cm)
							A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}	
	*Voile 1*	4	308.624	-1909.906	-654.386	0.8G – Edy	8.90	8.90	8HA12 = 9.04	8HA12 = 9.04	10
	*Voile 2*	4	282.266	-1857.059	622.922	0.8G – Edy	0.00	8.86	8HA12 = 9.04	8HA12 = 9.04	10
	*Voile 3*	5.7	353.668	-3032.838	-774.177	0.8G – Edy	0.00	9.69	12HA12 = 13.52	12HA12 = 13.52	10
	*Voile 4*	5.7	737.167	-3004.016	737.167	0.8G – Edy	0.00	9.00	12HA12 = 13.52	12HA12 = 13.52	10

Av (zone courant)=0.10%(e × L).

St (zone courant)=2 × St (zone nodale).

Tableau V.15 . *La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant Y).*

Image	*Voile*	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	Combinaison	$Av_{calculer}$ (cm^2)	$Av_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
	*Voile 1*	4	308.624	-1909.906	-654.386	0.8G – Edy	8.00	32HA8=16.08	20
	*Voile 2*	4	282.266	-1857.059	622.922	0.8G – Edy	8.00	32HA8=16.08	20
	*Voile 3*	5.7	353.668	-3032.838	-774.177	0.8G – Edy	11.40	44HA8=22.11	20
	*Voile 4*	5.7	737.167	-3004.016	737.167	0.8G – Edy	11.40	44HA8=22.11	20

$$Ah = \text{Max}\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

Tableau V.16 . *La section calculée d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).*

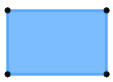
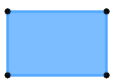
Image	*Voile*	*L (m)*	*he (m)*	$\frac{2}{3} \times A_{vch}$	$0,15.\%.a.h_e$	$Ah_{calculer}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
	*Voile 1*	4	2.61	22.7	7.83	22.7	28HA12=31.65	20
	*Voile 2*	4	2.61	22.7	7.83	22.7	28HA12 =31.65	20
	*Voile 3*	5.7	2.61	32.76	7.83	14.74	30HA12 =33.91	20
	*Voile 4*	5.7	2.61	32.76	7.83	14.74	30HA12 =33.91	20

Tableau V.17. *Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).*

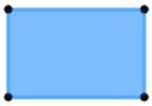
Image	L (m)	N (Kn)	M (Kn.m)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
	4	947.197	-6.248	1.16	17.32	0.00	15	201	CV
	5.7	1811.46	132.85	1.65	24.54	0.00	15	400	CV

Tableau V.18. *La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale (Suivant X).*

Image	*Voile*	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	Combinaison	$A_{calculer}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)		S_t (cm)
							A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}	
	***Voile 5***	2.81	-1083.099	1280.882	-455.636	0.8G – Edx	28.43	0.00	16HA16 = 32.15	16HA16 = 32.15	10
	***Voile 6***	2.81	-760.347	1284.541	-456.181	0.8G – Edx	0.00	28.00	16HA16 = 32.15	16HA16 = 32.15	10

Tableau V.19. *La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Suivant X).*

Image	*Voile*	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	Combinaison	$Av_{calculer}$ (cm^2)	$Av_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
	***Voile 5***	2.81	-1083.099	1280.882	-455.636	0.8G − Edx	5.64	14HA8=7.03	20
	***Voile 6***	2.81	-760.347	1284.541	-456.181	0.8G − Edx	5.64	14HA8=7.03	20

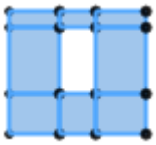
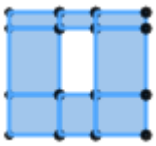
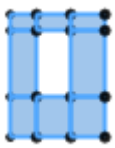
Tableau V.20. *La section calculée d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).*

Image	*Voile*	*L (m)*	*he (m)*	$\frac{2}{3} \times A_{vch}$	$0,15\%.a.h_e$	$Ah_{calculer}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
	***Voile 5***	2.81	2.61	47.55	7.83	47.55	34HA14 =52.31	15
	***Voile 6***	2.81	2.61	47.55	7.83	47.55	34HA14 =52.31	15

Tableau V.21. *Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).*

Image	L (m)	N (Kn)	M (Kn.m)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
	2.81	1045.3	-13.9	2.61	24.32	0.00	15	400	CV

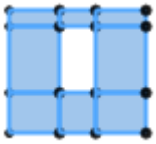
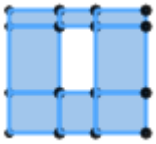
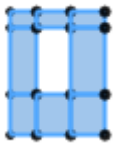
Tableau V.22 : *La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Nodale(voiles inclines)*

Image	*Voile*	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	Combinaison	$A_{calculer}$ (cm²)		$A_{choisie}$ (cm²)		S_t (cm)
							A_{s1}	A_{s2}	A_{s1}	A_{s2}	
	***Voile 7***	4.28	745.238	2623.780	-491.935	0.8G – Edx	7.18	0.00	8HA12 = 9.04	8HA12 = 9.04	10
	***Voile 8***	4.28	852.455	2563.471	-603.067	0.8G – Edx	0.00	7.00	8HA12 = 9.04	8HA12 = 9.04	10
	***Voile 9***	4.35	-651.987	2122.878	-608.110	0.8G – Edy	23.30	0.00	20HA14 = 30.77	20HA14 = 30.77	10
	***Voile 10***	4.35	-635.183	2139.646	-605.099	0.8G – Edy	23.18	0.00	20HA14 = 30.77	20HA14 = 30.77	10
	***Voile 11***	2.5	-641.286	911.177	-323.153	0.8G – Edy	19.63	0.00	14HA14 =21.54	14HA14 =21.54	10
	***Voile 12***	2.5	-602.930	980.668	-311.172	0.8G – Edy	19	0.00	14HA14 =21.54	14HA14 =21.54	10
	***Voile 13***	1.63	-156.633	307.025	-198.908	0.8G – Edx	7.65	0	8HA12 = 9.04	8HA12 = 9.04	10

Av (zone courant)=0.10%(e × L).

St (zone courant)=2 × St (zone nodale).

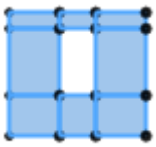
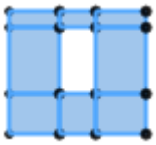
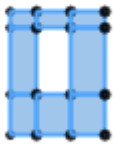
Tableau V.23 : *La section calculée d'armatures verticales des voiles Zone Courant (Voiles inclines).*

Image	*Voile*	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	Combinaison	$Av_{calculer}$ (cm^2)	$Av_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
	***Voile 7***	4.28	745.238	2623.780	-491.935	0.8G – Edx	8.58	34HA8=17.08	20
	***Voile 8***	4.28	852.455	2563.471	-603.067	0.8G – Edx	8.58	34HA8=17.08	20
	***Voile 9***	4.35	-651.987	2122.878	-608.110	0.8G – Edy	8.72	20HA8=10.05	20
	***Voile 10***	4.35	-635.183	2139.646	-605.099	0.8G – Edy	8.72	20HA8=10.05	20
	***Voile 11***	2.5	-641.286	911.177	-323.153	0.8G – Edy	5.00	12HA8 = 6.03	20
	***Voile 12***	2.5	-602.930	980.668	-311.172	0.8G – Edy	5.00	12HA8 = 6.03	20
	***Voile 13***	1.63	-156.633	-307.025	-198.908	0.8G – Edx	3.28	8HA8 = 4.02	20

$$Ah = Max\{\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\%.a.h_e\}$$

Tableau V.24 : *La section calculée d'armatures horizontales des voiles (Voiles inclines)*

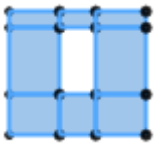
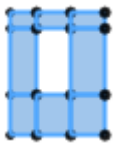
.

Image	*Voile*	L (m)	he (m)	$\frac{2}{3} \times A_{vch}$	$0,15\%.a.h_e$	$Ah_{calculer}$ (cm^2)	$A_{chotsie}$ (cm^2)	S_t (cm)
	*Voile 7*	4.28	2.61	23.44	7.83	23.44	28HA12=31.65	20
	*Voile 8*	4,28	2.61	23.44	7.83	23,44	28HA12=31.65	20
	*Voile 9*	4.35	2.61	47.72	7.83	47.72	34HA14 =52.31	15
	*Voile 10*	4.35	2.61	47.72	7.83	47.72	34HA14 =52.31	15
	*Voile 11*	2.5	2.61	32.74	7.83	32.74	30HA12=33.91	20
	*Voile 12*	2.5	2.61	32.74	7.83	32.74	30HA12=33.91	20
	*Voile 13*	1.63	2,61	14.73	7.83	14.73	30HA8=15.07	10

V.4.1.2.Vérification des contraintes à l'ELS:

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton $(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b})$.

Tableau V.25 :*Vérification des contraintes des voiles inclines.*

Image	L (m)	N (Kn)	M (Kn.m)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
	4.28	1506.06	426.11	2.35	34.30	0.00	15	400	CV
	4.35	1226.4	115.74	1.42	21.08	0.00	15	400	CV
	2.5	459.92	333.72	2.03	28.68	4.24	15	201	CV
	1.63	299.74	129.5	2.71	37.58	7.52	15	201	CV

V.4.2 Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ Flexion simple

$\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$ Traction / compression

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple $(\tau_b \leq 0.06 f_{c28})$:

On devra disposer :

*Des aciers longitudinaux A_l.

*Des aciers transversaux A_t.

*Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

a) Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{Zf_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4M_u$$

b)Aciers transversaux :

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} $et M_{cj}$moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$M_c = V_l * f_e * Z$

V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$):

Aciers diagonales :

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal :RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a)Armatures longitudinales :

$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \, (b * h)$

b)Armatures transversales :

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \, b * s$$

$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \, b * s$$

s : Espacement entre les cadres

a)Armatures de peau :

$A_c \geq 0.002 * b * h$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

Ferraillage des linteaux en Traction / Compression $(\tau_b \geq 0.06 f_{c28})$:

Tableau V.26 :*Choix de la méthode de calcul.*

Linteau Niveau	L (m)	h (m)	T (kN)	M1 (kN)	τ (MPa)	$0.06 f_{c28}$	$\tau \leq 0.06 f_{c28}$	Choix de la méthode
	1.20	1.46	488.434	179.971	2.60	1.5	**Non**	Traction/Compression
	1.20	1.46	630.139	255.113	3.36	1.5	**Non**	Traction/Compression

Tableau V.27 : *La section d'armatures des linteaux (Suivant X)*

Linteau	*Armatures diagonales*		*Armatures longitudinales*		*Armatures transversales*		*Armatures de peau*	
Niveau	A_d (cm^2)	$A_{d\,ch}$ (cm^2)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	A_t (cm^2)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	A_p (cm^2)	$A_{p\,ch}$ (cm^2)
	7.77	8HA12=9.04	4.38	4HA14=6.16	1	2HA8=1.01	5.84	30HA8=15.07
	10.03	8HA14=12.31	4.38	4HA14=6.16	1	2HA8=1.01	4.12	30HA12=33.91

V.4.3.Détaille de ferraillages des voiles :

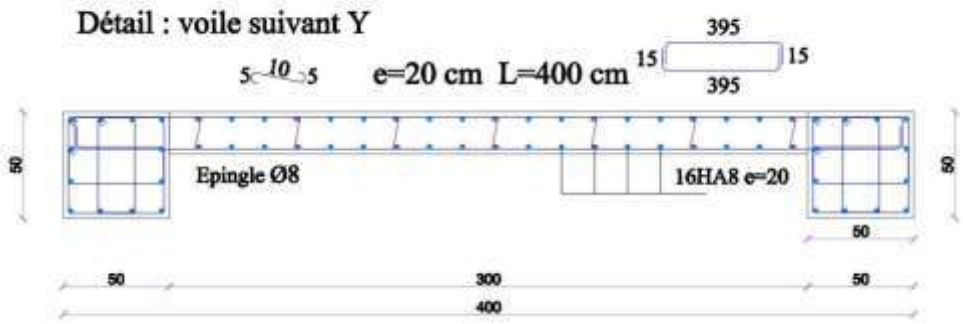


Figure V.9. *Dessin de voile suivant Y*

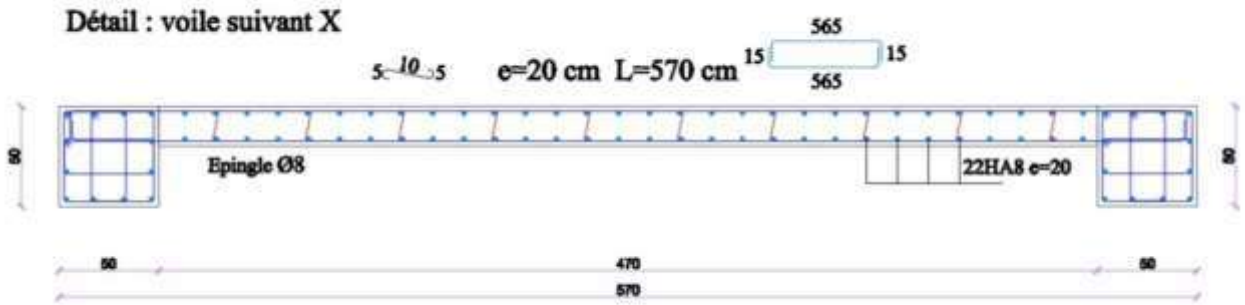


Figure V.10. *Dessin de voile suivant X*

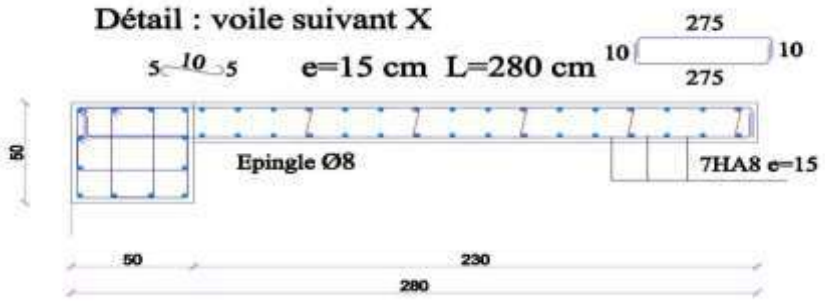


Figure V.11. *Dessin de voile suivant X*

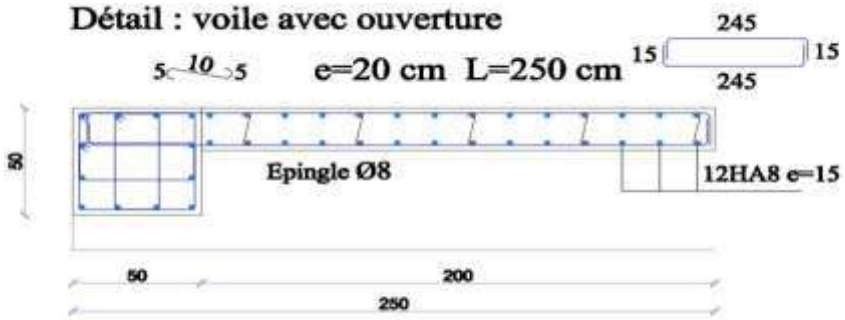


Figure V.12. *Dessin de voile avec ouverture*

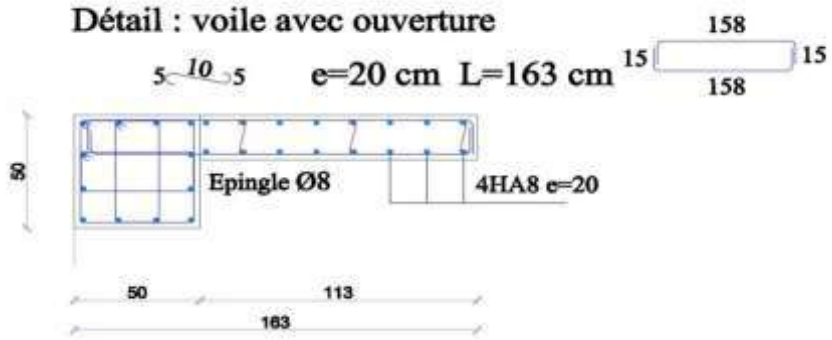


Figure V.13. *Dessin de voile avec ouverture*

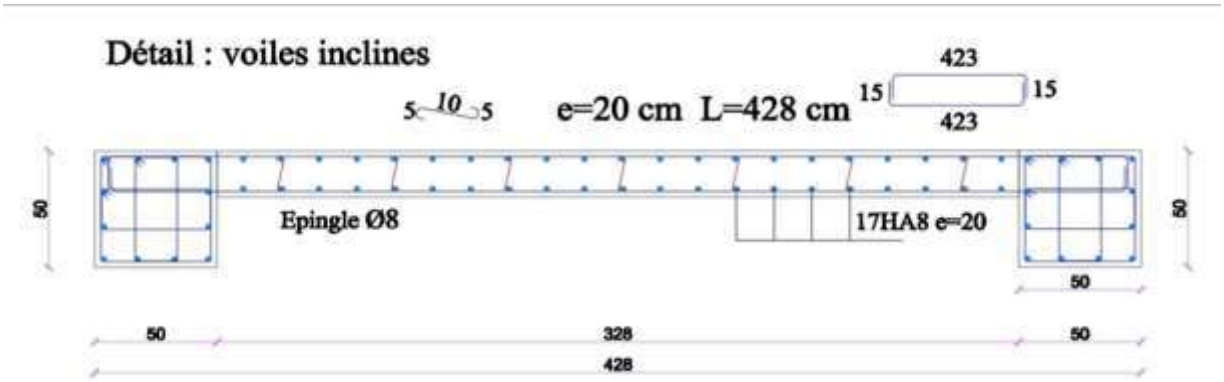


Figure V.14. *Dessin de voile inclines*

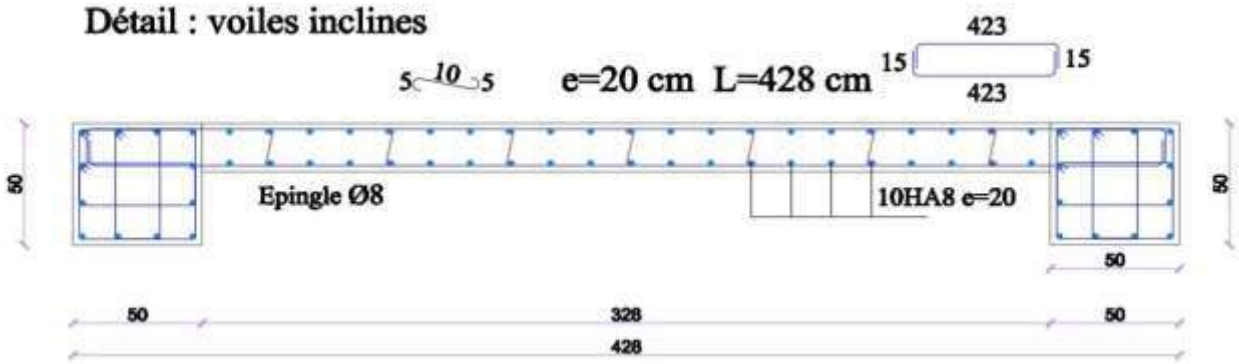


Figure V.15. *Dessin de voile inclines*

IV.ETUDE DYNAMIQUE :

1. Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique, Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui est considéré comme une représentation idéal de la structure, Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

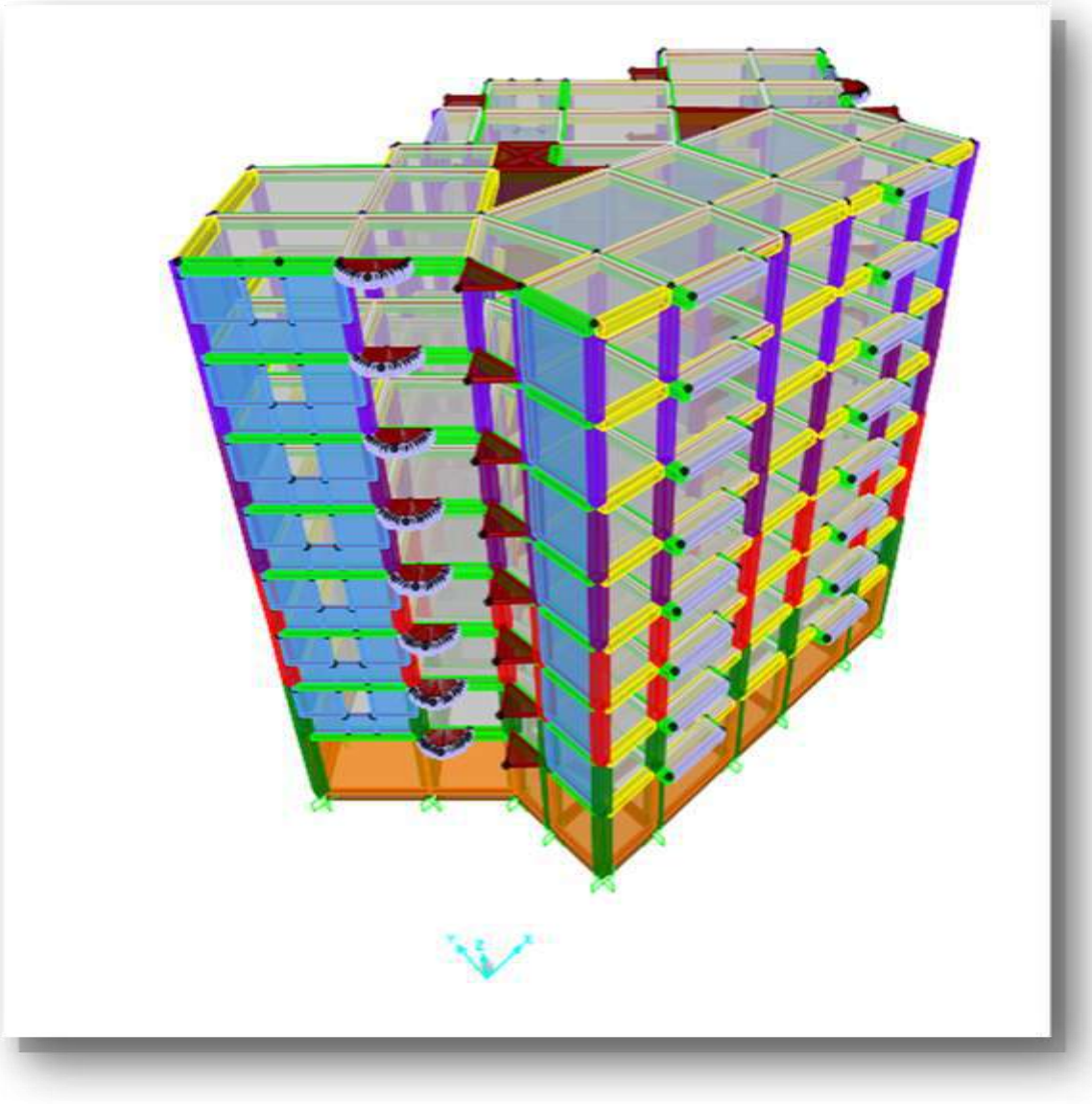


Figure IV.1*Vue en 3D de la structure*

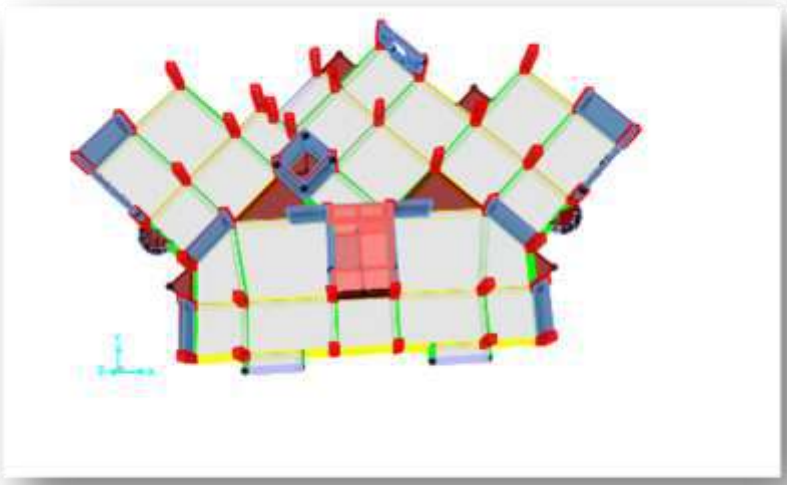
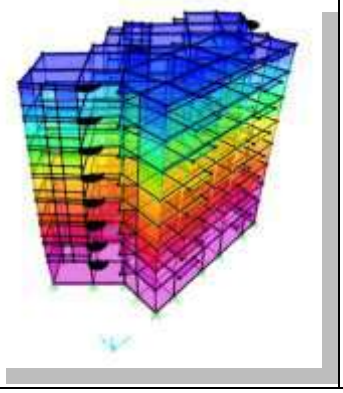
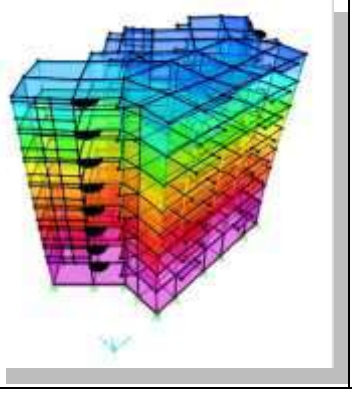
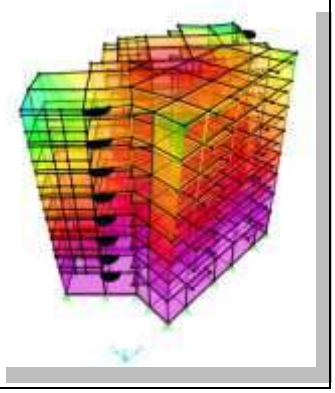


Figure IV.2 Disposition des voiles

2. Analyse Modal :

2.1. Comportement Modal :

Tableau IV.1 *Participation Modale*.

Mode	Mode 1/T1 =0.521 s	Mode 2/T2 = 0.389 s	Mode 3/T3 = 0.347 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	64.06	0.62	0.04
Suivant Y	0.6	64.05	0.18
Autour de Z	0.01	0.17	61.77
Comportement	Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z
Emages			

2.2.Centre De Masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse est déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i, Y_i :Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G :Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

2.3. Centre De Torsion:

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} . Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x, I_y :Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

X_i, Y_i :Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R :Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2 *Centre De Torsion*.

Diaphragme N°	Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	∑ Kx (N/m)	∑ Ky (N/m)	XR (m)	YR (m)
H_ DIAPH_ 4.08	4.08	6644.71	15.892	8.524	8.30E+04	1.18E+05	17.195	6.507
G_ DIAPH_ 7.14	7.14	5567.491	15.888	8.526	8.30E+04	1.18E+05	16.646	9.132
F_ DIAPH_ 10.20	10.2	5507.088	15.891	8.527	8.30E+04	1.18E+05	16.543	9.124
E_ DIAPH_ 13.26	13.26	5450.778	15.892	8.526	8.30E+04	1.18E+05	16.49	9.002
D_ DIAPH_ 16.32	16.32	5396.64	15.897	8.527	8.30E+04	1.18E+05	16.452	8.887
C_ DIAPH_ 19.38	19.38	5354.511	15.898	8.524	8.30E+04	1.18E+05	16.422	8.786
B_ DIAPH_ 22.44	22.44	5320.11	15.912	8.564	8.30E+04	1.18E+05	16.398	8.701
A_ DIAPH_ 25.50	25.5	4246.154	15.907	8.538	8.30E+04	1.18E+05	16.378	8.627

2.4. Excentricité :

Tableau IV.3 *Excentricité.*

Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
H_ DIAPH_ 4.08	4.08	1.303	2.017	Ok
G_ DIAPH_ 7.14	7.14	0.758	0.606	Ok
F_ DIAPH_ 10.20	10.2	0.652	0.597	Ok
E_ DIAPH_ 13.26	13.26	0.598	0.476	Ok
D_ DIAPH_ 16.32	16.32	0.555	0.360	Ok
C_ DIAPH_ 19.38	19.38	0.524	0.262	Ok
B_ DIAPH_ 22.44	22.44	0.486	0.137	Ok
A_ DIAPH_ 25.50	25.5	0.471	0.089	Ok

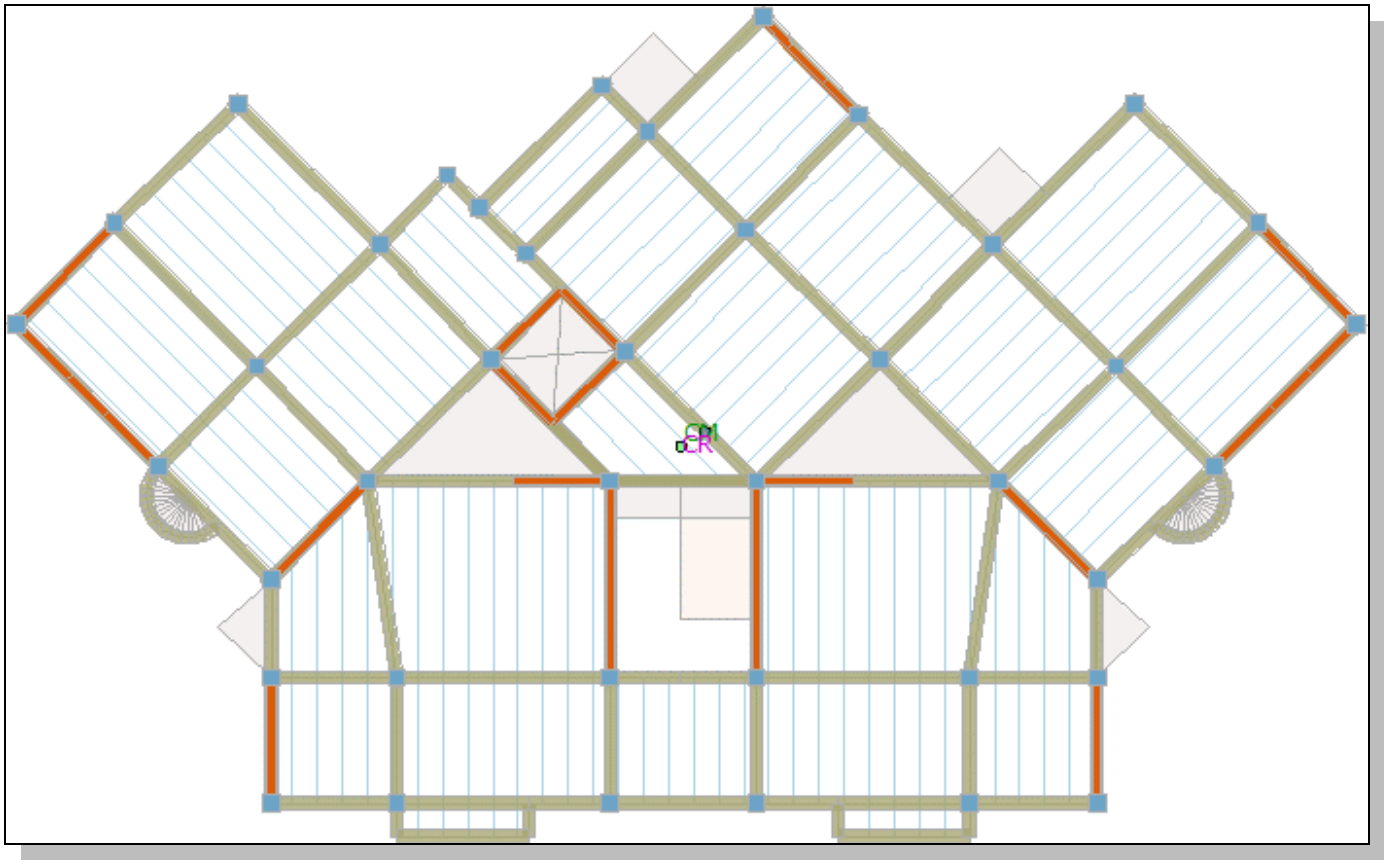


Figure IV.3 *Disposition des voiles*

3. Participation Massique RPA version 2003 » »[Art 4.3.4] « « :

Tableau IV.4 *Participation Massique* .

Modes propres		Cumule des masses modales effectives(٪)	Cumule des masses modales effectives(٪)	Cumule des masses modales effectives(٪)
Modes	Périodes (s)	Cumul-X	Cumul-Y	Cumul-Z
1	0.521	64.06	0.6	0.009
2	0.389	64.68	64.65	0.17
3	0.347	64.71	64.83	61.95
.	…..	…..	……	……
79	0.045	88.22	92.42	81.82
..	……	…….	……	…….
91	0.038	91.95	93.0.4	88.97
..	……	……	…..	……
137	0.029	93.54	96.42	90.00

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90⁄ de la masse totale de la structure, au 79 ème mode suivant l'axe (X) .

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90⁄ de la masse totale de la structure, au 91 ème mode suivant l'axe (Y) .

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90⁄ de la masse totale de la structure, au 137 ème mode suivant l'axe (Z) .

Le Nombre des modes retenus = 137 modes

Le Temps des modes retenus = 7.94 S



Figure IV.4 *Dissipation d'énergie.*

4. Analyse Statique et Dynamique

4.1. Stabilité de la structure :

Correction du coefficient de comportement RPA2003 » » [Art 3.4] « « :

2. Systéme de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales .On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

4.2 Vérification de la force sismique à la base RPA2003 » »[Art 4.3.6] « «

Force sismique par la méthode Dynamique spectrale :

Edx = 6333.999 KN

Edy = 6161.034 KN

Force sismique par la méthode Statique équivalente :

Vsx = 7140.996 KN

Vsy = 5965.344 KN

Le rapport :

Edx /Vsx = 0.887>0.8

Edy /Vsy = 1.033>0

4.3. Stabilité au renversement RPA2003 » » [Art 4.4.1] « «

Moment de renversement :

$$\mathbf{M\ R} = \sum_{i=1}^{n} \mathbf{Mri} = \sum_{i=1}^{n} \mathbf{hi.\ Fi}$$

Moment de stabilité :

$$\mathbf{M\ S} = \sum_{i=1}^{n} \mathbf{Mi} = \sum_{i=1}^{n} \mathbf{Xi.\ Wi}$$

a) La structure est stable au renversement Si :

MS/MR ≥ 1.5

Moment de stabilité :

Msx = 420692.393 KN

Msy= 782960.27 KN

b) Moment de renversement :

Mrx = 111311.6378 KN .m

Mry= 114096.6865 KN .m

Vérification :

Msx / Mrx= 3.77> 1.5

Msy / Mry= 6.86> 1.5

c) Stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation

Le moment stabilisant est calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai

4.4Vérification du déplacement en tête du bâtiment RPA version 2003 » » [Art 5.8] « «

Déplacement réel = R . Déplacement théorique (**RPA version 2003** » » [**Art 4.43**] « «)

Coefficient de comportement **R =3.5**

Déplacement suivant x sous la force **Edx :**

R.δx= 3.5 x2 =7 cm<H/ 250= 8.56 cm

R.δy = 3.5x1.3 = 4.55 cm<H/ 250= 8.56 cm

4.5. Vérification des déplacements inter-étage RPA version 2003» »[Art 5.10] « «

Déplacement réel = R . Déplacement théorique (RPA version 2003 » »[Art 4.43] « «)

Coefficient de comportement **R =3.5**

$$\Delta k = (\delta k – \delta k\text{-}1) x\ R$$

$$\Delta k \leq h /100$$

Tableau IV.5 *Déplacements Inter-Etage Sous La Force Sismique* ***Edx*** .

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 25.50	25.5	2.057	7.2	1.092	3.06	Ok	2.5	3.5
B_ DIAPH_ 22.44	22.44	1.745	6.108	1.134	3.06	Ok	2.59	3.5
C_ DIAPH_ 19.38	19.38	1.421	4.974	1.162	3.06	Ok	2.66	3.5
D_ DIAPH_ 16.32	16.32	1.089	3.812	1.138	3.06	Ok	2.6	3.5
E_ DIAPH_ 13.26	13.26	0.764	2.674	1.046	3.06	Ok	2.39	3.5
F_ DIAPH_ 10.20	10.2	0.465	1.628	0.879	3.06	Ok	2.01	3.5
G_ DIAPH_ 7.14	7.14	0.214	0.749	0.598	3.06	Ok	1.37	3.5
H_ DIAPH_ 4.08	4.08	0.043	0.151	0.151	4.08	Ok	0.26	3.5

Tableau IV.6 *Déplacements Inter-Etage Sous La Force Sismique* ***Edy_*** *.*

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 25.50	25.5	1.356	4.746	0.731	3.06	Ok	1.67	3.5
B_ DIAPH_ 22.44	22.44	1.147	4.015	0.76	3.06	Ok	1.74	3.5
C_ DIAPH_ 19.38	19.38	0.93	3.255	0.766	3.06	Ok	1.75	3.5
D_ DIAPH_ 16.32	16.32	0.711	2.489	0.742	3.06	Ok	1.7	3.5
E_ DIAPH_ 13.26	13.26	0.499	1.747	0.672	3.06	Ok	1.54	3.5
F_ DIAPH_ 10.20	10.2	0.307	1.075	0.56	3.06	Ok	1.28	3.5
G_ DIAPH_ 7.14	7.14	0.147	0.515	0.385	3.06	Ok	0.88	3.5
H_ DIAPH_ 4.08	4.08	0.037	0.13	0.13	4.08	Ok	0.22	3.5

Commentaires :

Les déplacements et les déformations inter-étage sont inférieures aux déplacements et déformations admissibles dans les deux directions (x ,y) pour chaque étage.

5. Résistance des éléments :

5.1. Vérification du cisaillement des éléments RPA version 2003» »[Art 7.4.3.2] « « Contrainte de cisaillement :

$\tau = T_{max} / b .d \leq \tau_{adm}$

Poutres :

Contraintes admissibles – CBA93 Art .A.5.1.2.1.1 :

Fissuration peu préjudiciable : $\rightarrow \tau u \leq \bar{\tau} = \min(0.20.Fc28/\gamma b ; 5 \text{ Mpa })$

Fissuration préjudiciable : $\rightarrow \tau u \leq \bar{\tau} = \min(0.15.Fc28/\gamma b ; 4 \text{ Mpa })$

Fissuration très préjudiciable : $\rightarrow \tau u \leq \bar{\tau} = \min(0.15.Fc28/\gamma b ; 4 \text{ Mpa })$

Tableau IV.7 *Vérification des contraintes des cisaillements des poutres (Les contraintes maximales).*

L'élément N°	Section	b (cm)	h (cm)	L (cm)	T .Fiss	Combinaisons (Max)	T . Situation	Tz (Kn)	τmx Mpa	τad Mpa
487	PP	30	45	5.8	P n	G+Q+Q2+Edx	Acc	181.2	1.42	4.35
1447	PS	30	40	4.7	P n	G+Q+Q2+Edx	Acc	251.3	2.23	4.35
814	PPL	30	35	1.7	P	G+Q+Q2+Edx	Acc	8.39	0.09	3.26
1263	CH	30	30	4.14	P	1.35G+1.5Q +1.5Q2	durable	23.52	0.29	2.5
1148	Long	30	35	2.12	P	1.35G+1.5Q +1.5Q2	durable	13.46	0.14	2.5

Poteaux :

Contraintes admissibles - RPA version 2003» »[Art 7.4.3.2] « « :

$\bar{\tau} = \rho d .Fc28$

Pd=0.075 Si :$\lambda g = h/a \geq 5$

Pd=0.040 Si :$\lambda g = h/a < 5$

Remarque :

Dans le système de contreventement voiles porteurs R=3.5 la force sismique est absorbé uniquement par les voiles (Tv = 100%) l'effort tranchant dans les poteaux est nulle

Voiles :

Vérification du cisaillement des voiles RPA version 2003» »[Art 7.2.2] « « :

$\bar{\tau} = 0.20. Fc28$

Tableau IV.8*Vérification Des Contraintes De Cisaillement Des Voiles Sens X*

Voiles N°	a (cm)	L (cm)	Angle (°)	Combinaison	Vx (KN)	τx (Mpa)	τadm (Mpa)	Vérification
Voile 1	20	2.3	0	G+Q+Q2+Edx	447.72	1.5	5	ok
Voile 2	20	2.3	0	G+Q+Q2+Edx	393.79	1.32	5	ok

Tableau IV.9*Vérification Des Contraintes De Cisaillement Des Voiles Sens Y.*

Voiles N°	a (cm)	L (m)	Angle (°)	Combinaison	Vy (KN)	τy (Mpa)	τadm (Mpa)	Vérification
Voile 1	20	3	90	G+Q+Q2+Edy	707.49	1.83	5	ok
Voile 2	20	3	90	G+Q+Q2+Edy	680.77	1.76	5	ok
Voile 3	20	4.7	90	G+Q+Q2+Edy	218.64	0.63	5	ok
Voile4	20	4.7	90	G+Q+Q2+Edy	256.58	0.42	5	ok

Les voiles incline :

Tableau IV.10 *Vérification Des Contraintes De Cisaillement Des Voiles inclinent.*

Voiles N°	a (cm)	L (m)	Angle (°)	Combinaison	Vy (KN)	τy (Mpa)	τadm (Mpa)	Vérification
Voile 1	20	3.3	135	G+Q+Q2+Edx	596.33	1.4	5	ok
Voile 2	20	3.3	135	G+Q+Q2+EdX	680.77	1.76	5	ok
Voile 3	20	4.8	135	G+Q+Q2+Edx	1678.72	2.72	5	ok
Voile4	20	4.8	135	G+Q+Q2+Edx	2007.83	3.25	5	ok
Voile5	20	3.35	135	G+Q+Q2+Edy	1268.49	2.49	5	ok
Voile 6	20	3.3	135	0.8G+Edx	865.65	2.04	5	ok

5.2. Définition de la Ductilité:

Sollicitation normales RPA version 2003» »[Art 7.4.3.1] « « :

Outre les Vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, **l'effort normal de compression** de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = (N d / B c . Fc28) \leq 0.30$$

Tableau IV.11*Vérification de l'encrassement des poteaux.*

L'élément	Section	b (cm)	h (cm)	Section brute (cm^2)	Effort Normal (KN)	υ	Vérification
89	poteaux	50	50	2304	1491.2	0.25	Section vérifiée
176	poteaux	50	50	2304	1298.75	0.22	Section vérifiée
241	poteaux	45	45	1849	1301.39	0.28	Section vérifiée
333	poteaux	45	45	1849	1061.65	0.23	Section vérifiée
424	poteaux	40	40	1444	826.05	0.22	Section vérifiée
516	poteaux	40	40	1444	599.2	0.16	Section vérifiée
608	poteaux	35	35	1089	377.29	0.13	Section vérifiée
698	poteaux	35	35	1089	162.34	0.06	Section vérifiée

Tableau IV.12 *Vérification de l'encrassement des poteaux.*

L'élément	Section	b (cm)	h (cm)	Section brute (cm^2)	Effort Normal (KN)	υ	Vérification
61	poteaux	50	50	2304	1644.84	0.28	Section vérifiée
150	poteaux	50	50	2304	1418.2	0.25	Section vérifiée
241	poteaux	45	45	1849	1258.45	0.27	Section vérifiée
333	poteaux	45	45	1849	1026.	0.22	Section vérifiée
424	poteaux	40	40	1444	798.93	0.22	Section vérifiée
516	poteaux	40	40	1444	580.46	0.16	Section vérifiée
608	poteaux	35	35	1089	366.35	0.13	Section vérifiée
698	poteaux	35	35	35	158.34	0.06	Section vérifiée

5.3 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ RPA version 2003 » » [Art 5.9] « « :

Les effets de **2° ordre** (effet P-Δ) est négligés dans ce bâtiments car la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = (pk \cdot \Delta k / Vk \cdot hk) \leq 0.10$$

Tableau IV.13*Vérification de l'effet pΔ*

Niv (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)		Δky (cm)	WIHI	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	θkx	θky	Vérificaion
25.5	4246.15	1.09		0.73	108276.825	1113.79	1085.19	306	0.014	0.009	Vérifiée
22.44	5320.11	1.14		0.76	119383.268	1228.04	1196.51	306	0.016	0.011	Vérifiée
19.38	5354.27	1.16		0.76	103765.753	1067.39	1039.98	306	0.019	0.013	Vérifiée
16.32	5396.4	1.13		0.74	88069.248	905.93	882.67	306	0.022	0.015	Vérifiée
13.26	5450.53	1.05		0.68	72274.028	743.45	724.36	306	0.025	0.017	Vérifiée
10.2	5506.84	0.88		0.56	56169.768	577.79	562.96	306	0.027	0.018	Vérifiée
7.14	5567.25	0.6		0.38	39750.165	408.89	398.39	306	0.027	0.017	Vérifiée
4.08	6644.71	0.15		0.13	27110.417	278.87	271.71	408	0.009	0.008	Vérifiée

CONCLUSION :

La structure R+6 +sous_ sol avec des voiles dans une zone sismique III avec un site S2 un Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Dans ce système nous avons assuré :

- Un bon comportement modal
- Une grande dissipation d'énergie
- Une structure stable contre le risque de renversement
- Une résistance suffisante dans tous les éléments de la structure
- L'effet P_ Δ est négligeable on tous les étages

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV.14. *Dimensions finales des éléments.*

Eléments	Section	Eléments		Section
Poutres principales	30x45	Voile de contreventement		20xL
Poutres secondaires	30x40	Poteau	5émé, 6éme étage	35x35
Poutre Chainage	30x30		3er, 4éme étage	40x40
Longrines	30x35		Ier, 2éme étage	45 x45
Voiles périphérique	20xL		sous-sol, RDC	50x50