



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Génie civil

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage
d'habitation avec contreventement mixte
(portique+voile).

Réalisé par : - TEKOUACHET Abdelaziz
- MEZAHEDIA Fares

Membres de jury :

M. REFRAFI Salah	Président
M. MENASRIA Abderrahmane	Examineur
M. DJENANE Mohamed	Examineur

Présenté le 01/07/2017

Dirigé par : Dr. BOUHADRA A. Hakim

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

Cetravail est d'abord le fruit et la volonté de DIEU
Le tout puissant, le Miséricordieux, le Clément par
Qui nous sommes et qui nous devons être.

Nos vifs remerciements à notre encadreur Monsieur
BOUHADRA A.HAKIM, de nous avoir données
l'opportunité de faire ce mémoire dans de bonnes
conditions et de nous avoir soutenues tout au long de
ce travail.

On a exprimé nos profonds remerciements et notre
gratitude aux membres du jury, qui ont bien voulu
nous faire l'honneur de consacrer de leur temps à
l'examen de ce travail

A toute personnes qui nous ont aidés des prés ou de
loin.

Merçi

الإهداء

اهدي هذا العمل الذي هو نتاج لثمرة عام من الجهد والعناء إلى الذي له الفضل
الكبير بعد الله عز وجل في انجازه أبي العزيز سي التيجاني رحمة الله عليه

والى روح أمي الطاهرة

والى زوجتي رحيمة وكافة عائلة مريير وتكواشت

(احمد علي. دعاء مسعد. سدن. سديم....)

إلى كل الأصدقاء ورفقاء الدرب الذين عرفتهم وتعلق قلبي بهم

وإلى كل من ساهم في إنجاح هذا العمل من قريب أو من بعيد خاصة

"مهزول محي الدين و بوتريد شوقي"

إلى كل أساتذتي وخريجي جامعة عباس لغرور خنشلة وإلى زملائي في العمل

بمديرية التعمير والهندسة المعمارية و البناء.

RESUME

RESUME

Cette étude consiste à optimiser la disposition des voiles de contreventement dans un bâtiment (R+9) implanté dans la région de Haute Plateau wilaya de Sétif, zone de moyenne sismicité (zone II.a). En tenant compte des exigences imposées par le **RPA99/version2003**. Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA93**. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul **ROBOT**.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة تطوير وتحسين مختلف وضعيات تدعيم عمارة سكنية بالخرسانة المسلحة، تتألف من طابق أرضي وتسعة طوابق في ناحية الهضاب العليا ولاية " سطيف " المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية. رقم- 11.أ- حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري. من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية مصممة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003 (RPA99/VERSION2003) أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا مقياس الاسمنت المسلح (CBA93). و ذلك باستعمال البرنامج (ROBOT).

SUMMARY

This study consists in optimizing the arrangement of bracing sails in a building (R + 9) located in the Haute Plateau wilaya region of Setif, zone of medium seismicity (zone II.a). Taking into account the requirements imposed by RPA99 / version2003. The pre-dimensioning of the load-bearing elements was done in accordance with the design and calculation rules for reinforced concrete structures CBA93. The seismic analysis of the structure was carried out by the ROBOT calculation software.

I.1. INTRODUCTION GENERALE

I.1.1. INTRODUCTION

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé pour le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur.

L'ouvrage étudié est un bâtiment en **R+9**, présentant une régularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles - portiques).

Après une descente des charges et un prédimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis AUTODESK ROBOT STRUCTURE ANALYSIS Professionnel 2017 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **CBA93** et le **RPA99**/version2003.

Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

- ✓ Stabilité d'ensemble.
- ✓ Effet **P-Δ**
- ✓ Etat limite des déplacements inter étage.
- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ✓ Etat limite de compression de service dans le béton.

I.1.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

On propose d'étudier un bâtiment **R+9** étages à usage mixte (**habitation, commerce**) dont le lieu d'implantation est la région de « **Grand vent** » (**WILAYA DE SETIF**), cette région est classée comme zone moyennement sismique (**Zone II-a**) selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien **RPA 99** (version 2003).

Notre bâtiment est de forme régulière en plan, il comporte :

- ✓ Un Rez-de-chaussée (commerce).
- ✓ **9** étages à usage d'habitation.

Dimensions en élévation :

- ✓ Hauteur du bloc est de **34,03m** (y compris l'acrotère)
- ✓ Hauteur du Rez-de-chaussée est de **4,08m**
- ✓ Hauteur de l'étage courant est de **3,06 m**

Dimensions en plan :

- Longueur totale : **L=27,80m** (sens longitudinal).
- Largeur total : **l = 15,20 m** (sens transversal).

Données du site :

- ❖ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone moyenne sismique (**zone II-a**).
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**.
- ❖ Le site est considéré comme ferme (**S2**).
- ❖ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.5$ bars.

I.1.3. CONCEPTION STRUCTURELLE**a. Choix du contreventement :**

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du **RPA 99** (version 2003), Et puisqu'il répond aux conditions de l'article **1-b** du **RPA99**/version 2003, et qu'il dépasse deux niveaux (**8 m**), le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique - voile. Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l'effort tranchant de l'étage.

b. Plancher :

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 les 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.

c. La cage d'escalier

La cage d'escalier permet l'accès aux niveaux **RDC** jusqu'au huitième étage Elle est constituée à chaque niveau de trois volées droites et de deux paliers intermédiaires.

d. Les façades

Les façades sont réalisées par des éléments de briques en double cloison Comportent les ouvertures pour fenêtres et balcons.

CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

Les bétons et les aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**BAEL**) qui est en vigueur en Algérie.

II.1 BETON

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

II.1.1 COMPOSITION DU BETON

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations :

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température :

350 kg/m² de ciment de classe CPA 425.

400 litres de sable de diamètre 0,15 à 8.

800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.

175 litres d'eau de gâchage.

II.1.2. CARACTERISTIQUES PHYSIQUE ET MECANIQUES DE BETON**1) Masse Volumique :**

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m³.

2) Retrait Hygrométrique :

Au cours de sa vie le béton subit une variation de volume lorsque il est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume c'est le retrait.

● Résistance caractéristique à la compression :**a) module de déformation longitudinale :**

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de 200 cm²

($\phi = 15.95$ cm) et une hauteur de 32 cm.

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcul la résistance caractéristique dans notre cas on prendra comme données :

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

- Compression : $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

- Traction : $f_{t28}=0.6+0.06 \times f_{c28}=2.1 \text{ MPa}$

Le **C.B.A93** préconise pour $j < 28$ jours :

$$F_{cj} = (j \cdot f_{c28}) / (4.76 + 0.83 \cdot j) \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \dots \dots \dots [1]$$

$$F_{cj} = (j \cdot f_{c28}) / (1.40 + 0.95 \cdot j) \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

b) Module de déformation longitudinale au béton :

Pour le module de déformation longitudinale : les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

• Module instantané :

(Pour les

charges d'une durée d'application < 24 h) $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPA} \dots \dots \dots [2]$

• Module différé : Pour les charges de longue durée

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPA} \dots \dots \dots [3]$$

c) La contrainte de calcul béton comprimé :

↳ Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

Si $0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\%$: La courbe est sous forme d'une parabole.

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \left[1 - \left(\frac{2 - \xi_{bc}}{2} \right) \right]} \dots \dots \dots [4]$$

ζ_{bc} : la déformation du béton à la compression.

$$\begin{cases} \text{Si } t > 24 \text{ heures} & = 1 \\ \text{Si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} & \theta = 0,9 \\ \text{Si } t < 1 \text{ heures} & = 0,85 \end{cases}$$

Si $2\% \leq \zeta_{ab} \leq 3.5 \%$:
$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

La courbe est sous forme d'une droite constante

↳ Etat Limite Service (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots[5]$$

Coefficient de poisson:
$$\nu = \frac{\Delta a / a}{\Delta L / L}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \checkmark \Delta a / a : \text{allongement relatif de la section transversale} \\ \checkmark \Delta L / L : \text{allongement relatif de la section longitudinale} \end{array} \right.$

$\nu = 0.2$ pour l'état limite service (E.L.S).

$\nu = 0$ pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R).

II.2.LES ARMATURES (ACIERS)

II.2.1. DEFINITION

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

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

II.2.2. Caractéristiques mécaniques :

Le tableau suivant représente les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	Fe E 22	215	Emploi courant Epingle d'élevage des pièces préfabriquées
	Fe E 24	235	
Barre HA Type 3	Fe TE 40	400	Emploi courant
	Fe TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	Fe TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	Fe TE50	500	
Fils tréfiles HA type 4	TL50Φ > 6mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL52 Φ ≤ 6mm	520	

Tableau II.1 : Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_e E40 type 1 donc $f_e = 400$ MPa.

II.2.3.CONTRAİNTE DE CALCUL D’ACIER

Les caractéristiques mécaniques des aciers d’armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ .

- Etat Limite Ultime (E.L.U) :

F_e (limite d’élasticité de l’acier) = 400 Mpa

γ_s (coefficient de sécurité) = 1,15 (généralement)

γ_s (coefficient de sécurité) = 1 (situation accidentelle)

E_s (module d’élasticité de l’acier) = $2 \cdot 10^5$ Mpa

$F_e = 400$ $\xi_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = 1,739\%$

$\gamma_s = 1.15$

$E_s = 2 \cdot 10^5$

Si $\zeta_s < \zeta_L$ alors $\sigma_s = \zeta_s \cdot E_s$

$\zeta_s < \zeta_L \implies \sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15$

$\sigma_s = 348$ MPA

$\alpha_L = 3.5 / (3.5 + 1.739) = 0.668$ MPA

$\mu_L = 0.8 \alpha_L (1 - 0.4 \cdot \alpha_L) = 0.392$

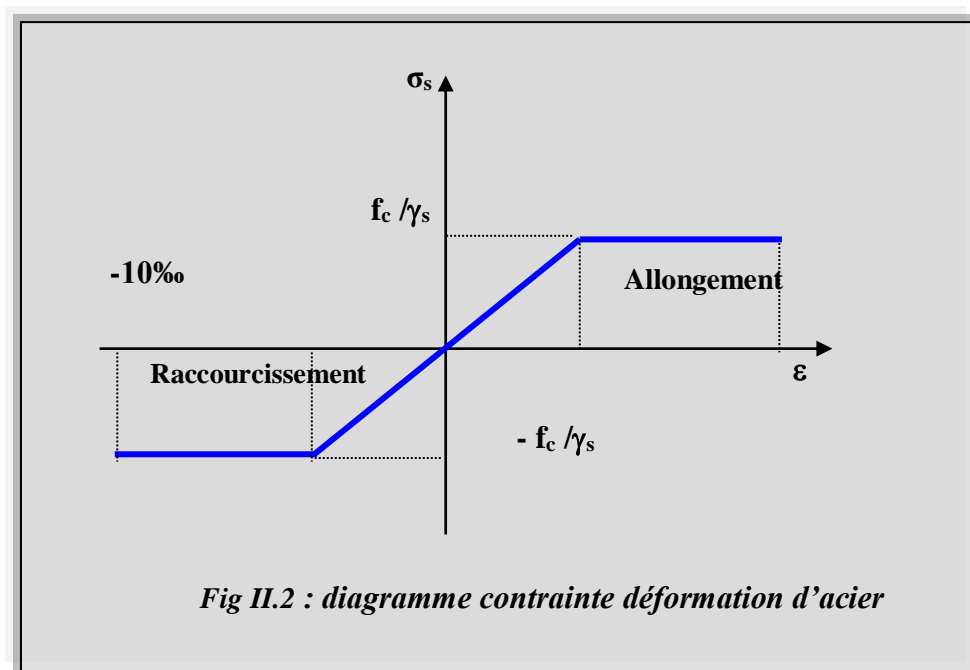


Fig II.2 : diagramme contrainte déformation d’acier

- Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune Vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .

Fissuration peu préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \text{ avec } \sigma_s = \min \left(f_e \times 2/3 , 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right) \dots\dots\dots [6]$$

Fissuration très préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \sigma_{bc} \text{ avec } \sigma_{bc} = \min \left(f_e / 2 , 90\sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right) \dots\dots\dots [7]$$

Avec η : coefficient de fissuration

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} \eta = 1 & \text{pour Rond Lisse} \\ \eta = 1,6 & \text{pour Haute Adhérence} \end{array} \right.$$

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

III.1.INTRODUCTION

Les charges règlementaires :

Les charges règlementaires sont en général de deux types :

- Les charges permanentes qui représentent le poids mort.
- Les charges d’exploitation ou surcharges.

■ **Charges permanentes :** Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments de l’ouvrage, déduit des plans et du poids volumique des matériaux constitutifs.

■ **Charges d’exploitation:** Les charges d’exploitation sont généralement définies dans les pièces du marché en fonction de l’utilisation future des locaux.

Remarque : Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer, le législateur a choisi de définir des charges règlementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitation.

III.2.DESCENTE DES CHARGES

G : Charges permanentes.

Q : Charges d’exploitation.

Plancher terrasse		
Désignation	e x ρ	G
Protection en gravillons	0,05 x 1500	75 kg/m²
Etanchéité multicouches	0.05x200	10kg/m²
Désignation	e x ρ	G
Béton forme de pente	0,10 x 2200	220 kg/m²
Isolation thermique en	0,04 x 400	16 kg/m²
Hourdis en corps creux	0,20 x 1450	290 kg/m²
Enduit en plâtre	0,02 x 1200	24 kg/m²
G	679 kg/m²	
Q	100 kg/m²	

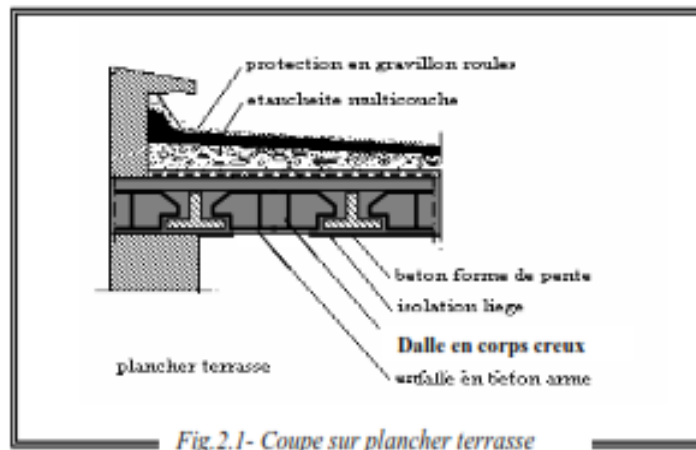


Fig. 2.1- Coupe sur plancher terrasse

III.2.2. PLANCHER ETAGE COURANT

Plancher courant		
Désignation	e x ρ	G
Revêtement en carrelage	0, 02x 2200	44 kg/m ²
Mortier de pose	0,02 x 2000	40kg/m ²
Lit de sable	0,02 x 1800	36 kg/m ²
Hourdis en corps creux	0,20 x 1450	290 kg/m ²
Enduit plâtre	0,02 x 1000	20 kg/m ²
Cloisons légères	100 kg/m²	
G	522 kg/m²	
Q	150 kg/m²	
Plancher RDC		
G	522 kg/m²	
Q	500 kg/m²	

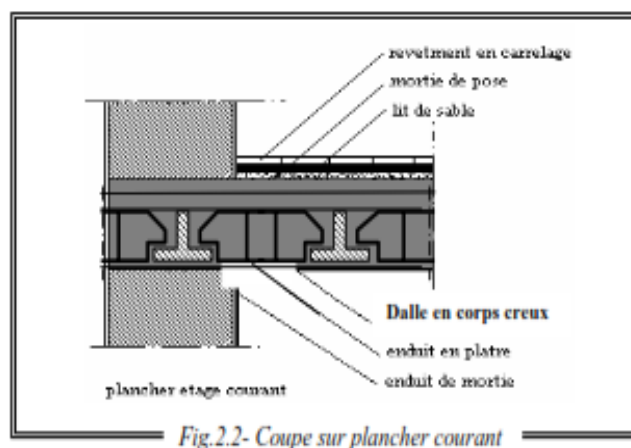


Fig. 2.2- Coupe sur plancher courant

III.2.3.BALCONS ET LOGGIA

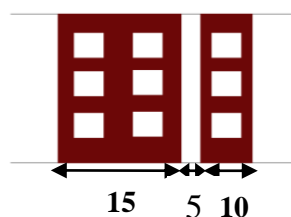
Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par

$$L / 15 < e < (L / 20) + 7 \text{ on a : } L = 1,25\text{m} \Rightarrow 8.33 < e < 13.25 \Rightarrow \text{On adopte un } e = 16 \text{ cm.}$$

Balcons		
Désignation	e x ρ	G
Carrelage (e=2cm)	0, 02x 2200	44 kg/m ²
Mortier de pose (e=2cm)	0,02 x 2000	40kg/m ²
Lit de sable	0,02 x 1700	34 kg/m ²
Dalle en béton armé(e=16cm)	0,16 x 2500	400 kg/m ²
Enduit ciment (e=2cm)	0,02 x 2000	40 kg/m ²
Cloison itérirure	0.10 x 900	90 kg/m ²
G	648 kg/m²	
Q	350 kg/m²	

III.2.4.MURS EXTERIEURS EN MAÇONNERIE

Murs extérieurs en maçonnerie avec 30 % d'ouvertures		
Désignation	e x ρ	G
Enduit extérieur	0, 02x 2000	40 kg/m²
Briques creuses	0,15 x 867	130 kg/m²
Briques d'aire	0,10 x 900	90 kg/m²
Enduit intérieur	0,015x1200	18 kg/m²
Σ	278 kg/m²	
30 % d'ouvertures	194.6 kg/m²	



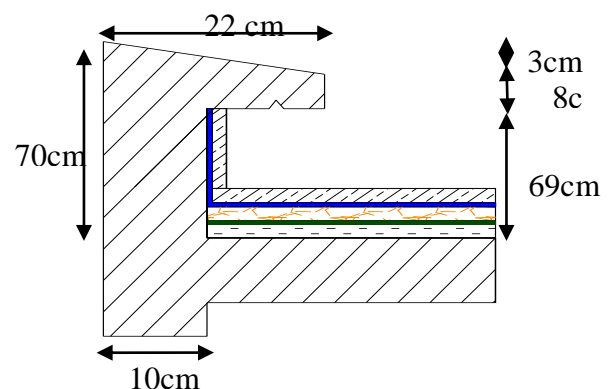
III.2.5.ACROTERE

La surface transversale de l'acrotère est la suivant :

$$S=[(0.07 \times 0.1) / (2)] \times 0.22 + (0.1 \times 0.6) = 0.0787 \text{ m}^2$$

Ainsi le poids propre pas mètre linéaire est donné par

$$G=0.0787 \times 2500 = 196.75 \text{ kg/m}^2.$$



III.2.6.CHARGES ET SURCHARGES DES ESCALIERS

■ Etage courant :

Paliers		
Désignation	e x ρ	G
Carrelage (e=2cm)	0, 02x 2200	44 kg/m ²
Mortier de pose (e=2cm)	0,02 x 2000	40kg/m ²
Lit de sable	0,02 x 1700	34 kg/m ²
Dalle en béton armé(e=16cm)	0,16 x 2500	400 kg/m ²
Enduit plâtre (e=2cm)	0,02 x 1400	20 kg/m ²
G	546 kg/m²	
Q	250 kg/m²	
Volée (paillasse)		
Désignation	e x ρ	G
Carrelage (e=2cm)	0, 02x 2200	44 kg/m ²
Mortier de pose (e=2cm)	0,02 x 2000	40kg/m ²
Poids des marches	0.17*2200 /2	137 kg / m ²
Paillasse	0,12 x 2500 / cosα	344,79 kg / m ²
Enduit plâtre (e=2cm)	0,012 x 1400	28 kg/m ²
Garde corps	15 kg / m ²	
G	658 kg / m²	
Q	250 kg/m²	

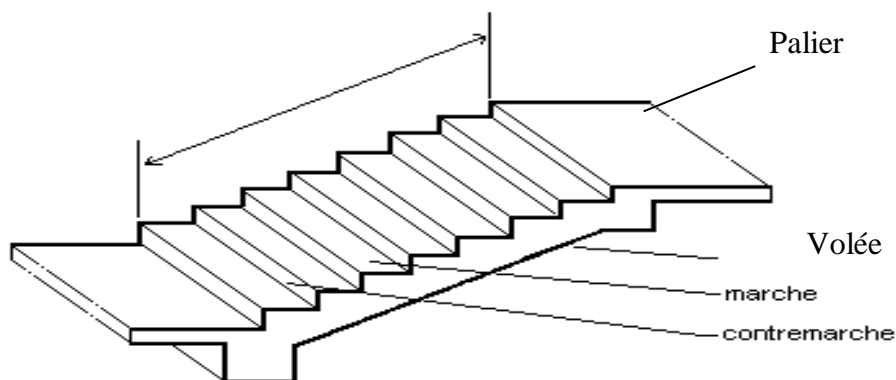


Fig.III.1. escalier

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRE :

III.3.1.INTRODUCTION

Le pré- dimensionnement a pour but “le pré calcul “des sections des différents éléments résistants de la structure. Il sera fait selon CBA et le RPA 99/ version 2003. Le but est d’arriver à déterminer des épaisseurs économique et sécuritaire afin d’éviter un sur coût d’acier et du béton

III.3.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des plaques minces dont l’épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l’ouvrage ne sont pas importantes (max 5.4 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L’épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d’utilisation et de résistances.

L’épaisseur du plancher sera déduite :

■ Résistance Au Feu :

e =7cm Pour une heure de coupe de feu.

e =11cm Pour deux heures de coupe feu.

e =17,5 cm Pour un coupe feu de quatre heures.

e = 16 cm

● Condition du B.A.E.L.91 :

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux, pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles on utilisera les formules données par le B.A.E.L.91 :

$$L_{min} /25 \leq h_t \leq L_{min} /20$$

Avec L_{min} : la distance entre nœuds d’appuis

h_t : épaisseur du plancher

$$L_{x \max} = 4.00\text{m} \quad L_{y \max} = 5.70\text{m}$$

$$\text{Donc } L_{min} = \min (L_{x \max}, L_{y \max}) = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{On a } L_{min} = 4.00 \text{ m}$$

$$400 /25 \leq h_t \leq 400 /20 \Rightarrow 16 \leq h_t \leq 20 \Rightarrow$$

e = 20 cm

■ Résistance a la flexion :

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx/50 < e < Lx/40 \Rightarrow 06 \text{ cm} \leq e \leq 7.5 \text{ cm}$

e = 7.5 cm

On prend :

Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale **e = 16 cm** de

Formule empirique:

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est conditionnée par: $e \geq \frac{l}{22,5}$

l : Plus grande portée dans le sens considéré.

$e \geq \frac{4,00}{22,5} = 0,18 \text{ m} = 20 \text{ cm}$

e = 20 cm

CONCLUSION

$e = \max \{16, 20, 10, 16, 20\} \text{ (cm)}$

Tel que : $h_T = (16 + 4)$
 $\left\{ \begin{array}{l} d = 16 \text{ cm (hauteur du corps creux)} \\ e = 04 \text{ cm (hauteur de la dalle de compression)} \end{array} \right.$

Remarque :

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons; on adopte une épaisseur :

III.4.PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

D'après le RPA99/version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$b \geq 20 \text{ cm}, h \geq 20 \text{ cm}, b \leq 4b_{\max} \leq 1.5h + (b_1 \text{ ou } h_1)$

Nous avons adopté les dimensions suivantes :

$b = 30 \text{ cm}, h = 45 \text{ cm}$

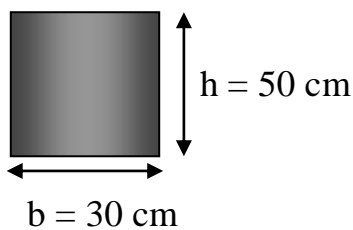
D'après la formule empirique, les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante :

$1/15 \leq h \leq 1/10$

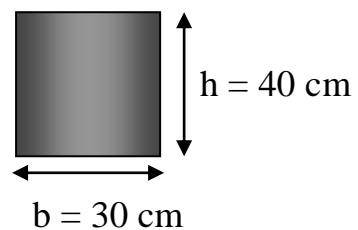
l : Plus grande portée dans le sens considéré.

➤ Sens longitudinal : $l = 4,0 \text{ m} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}$

➤ Sens transversal : $l = 5,70 \text{ m} \Rightarrow h = 50 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}$



Poutre transversale



Poutre longitudinale

III.5.PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$

Avec L : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

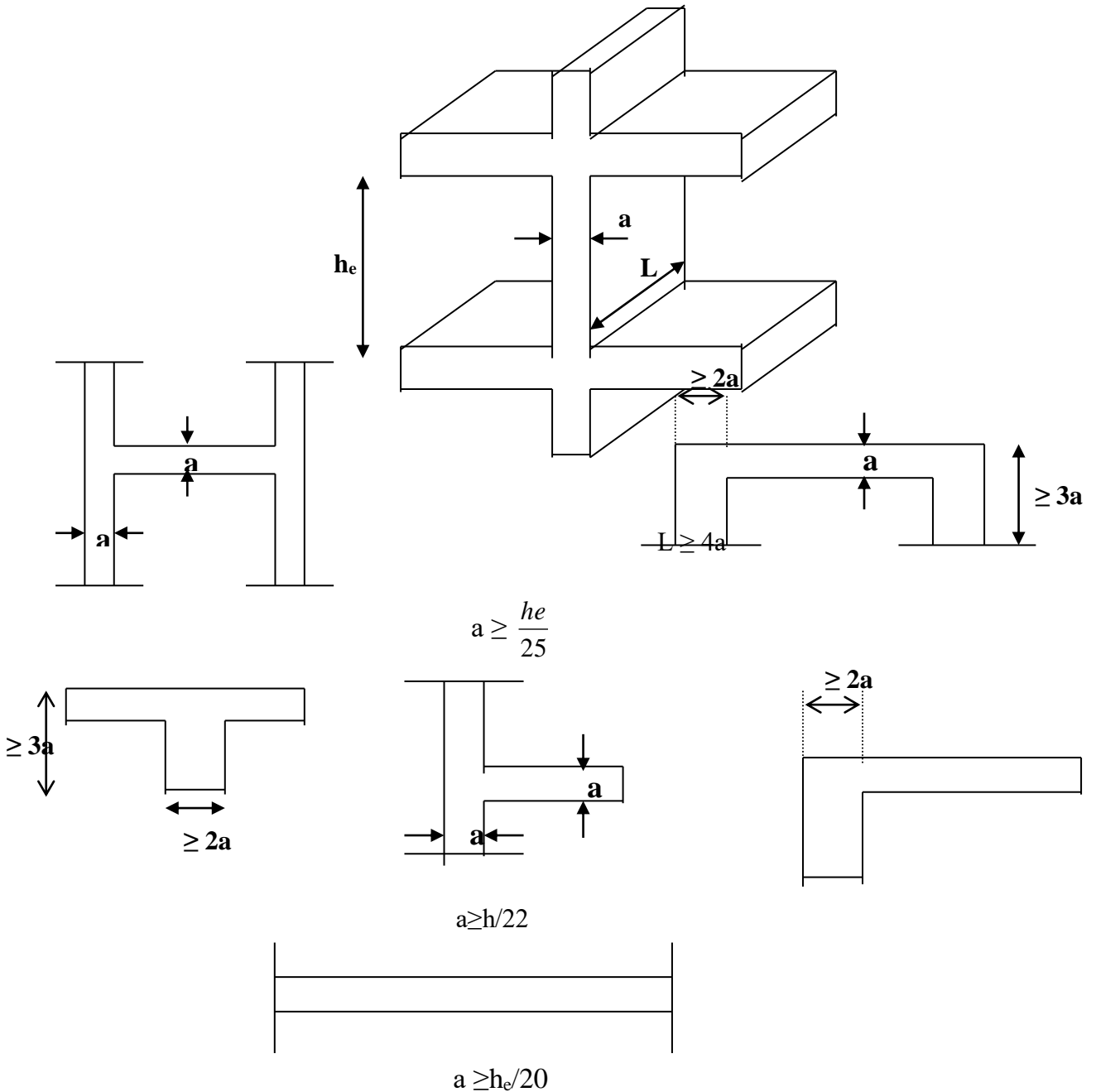


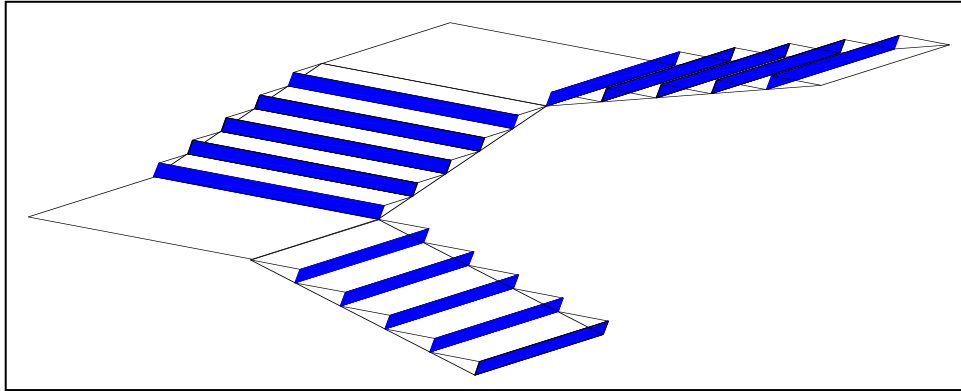
Fig .III.2. Coupe de voile en plan

h_e = hauteur d'étage. (Rez-de-chaussée) $a \geq \{408/25,408/22\}$

On préconise des voiles de 20 cm

III.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.



Pour le dimensionnement des marches (**g**) et contre marche (**h**), on utilise la formule de

$$\text{BLONDEL : } 59 < (g+2h) < 66$$

avec :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

III.6.1 ETAGE COURANT :

Hauteur d'étage : $h_e = 3.06 \text{ m}$ / Giron : $g = 30\text{cm}$

On a : $14,5 < h < 18$

Pour $h=17\text{cm}$ on aura 5 marches par la première volée et la dernière et 8 marches pour l'intermédiaire.

La longueur de la ligne de foulée sera : $l = g(n-1) = 30 \times 17 = 510 \text{ cm} = 5,1 \text{ m}$

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg}\alpha = 0,85 / 1,2 \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$.

La longueur de la paillasse pour la première volée et la dernière est :

$$L = 0,85/\sin\alpha = 1,47 \text{ m.}$$

La longueur de la paillasse pour le volée intermédiaire est : $L = 1,36/\sin\alpha = 2,35 \text{ m.}$

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 7,8 < e < 11,75$

On prend comme épaisseur : **$e = 15 \text{ cm}$**

III.6.2. REZ DE CHAUSSEE :

Pour le rez-de-chaussée l'hauteur d'étage est de 4.02 m , On a 03 volées, La première volée est de $0,8\text{m}$ la deuxième et la troisième volée sont de $1,36\text{m}$.

● la deuxième volée :

Hauteur d'étage : $h_e = 1,7 \text{ m}$ / Giron : $g = 30\text{cm}$

On a: $14,5 < h < 18$

Pour $h=17\text{cm}$ on aura 10marches.

La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=30 \times 9=270\text{cm}$.

L'inclinaison de la paille : $\text{tga} = 1,7/2,7 \Rightarrow \alpha = 32,19^\circ$.

La longueur de la paille est : $L = 1,7/\sin\alpha = 3,19 \text{ m}$.

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 10,63 < e < 15,95$

On prend comme épaisseur : **e = 12 cm**

III.3.7 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée. Les règles CBA 93 préconisent de prendre la section réduite obtenue par déduction d'une bande de largeur de 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((B_r \times f_{c28} / 0,9\gamma_b) + (A \times f_e/\gamma_s))$$

Et d'après les règles BAEL91 ; la section réduite B_r est donnée par la formule suivante :

$$\beta_r = \frac{\beta \times N_u}{f_{bc}/0,9 + 0,85 (f_e/\gamma_s) \times (A/B)}$$

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

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

f_{c28} : Résistance à la compression de

béton = 25MPa $f_{bc}=(0,85 \times f_{c28}/\gamma_b)=14,17\text{MPa}$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa. $\gamma_b, \gamma_s = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée (stabilité vis à vis du flambement), on aura alors: $\beta = 1.2$

D'après les RPA99/Version2003 on a:

$$A/B_r = 0,8\% \text{ (zone IIa)}$$

$$B_r \geq 6,63 N_u \text{ (} B_r \text{ en cm}^2 \text{ et } N_u \text{ en t).}$$

Et d'autre part, art 7.4.3.1 du RPA 99/version 2003, outre les vérifications prescrites par le CBA93, et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow B_c > \frac{N_d}{7.5}$$

III 3.7.1.CALCUL DES SURFACES REVENANT A CHAQUE POTEAU

POTEAU CENTRAL L	SURFACE (M2)	SURFACE MAJOREE (M2)	POTEAU DE RIVE	SURFACE (M2)	SURFACE MAJOREE (M2)	POTEAU D'ANGLE	SURFACE (M2)	SURFACE MAJOREE (M2)
B-4	11.885	13.073	B-2	8.775	8.775	A-4	1.725	1.725
B-5	11.250	12.375	B-3	9.425	9.425	B-1	4.55	4.55
C-2	18.394	20.233	B-7	10.485	10.485	D-1	4.987	4.987
C-3	19.756	21.731	C-1	9.537	9.537	E-3	1.6	1.6
C-4	19.075	20.982	D-2	9.618	9.618
C-5	16.350	18.802	D-3	11.931	11.931
D-4	12.775	14.052	E-4	2.8	2.8

Tableau 3.1. Surface revenant à chaque poteau

Le poteau central le plus sollicité est (C-3) à une surface offerte : 19,756 m²

Avec une majoration de 10%, on trouve que : $S_1 = 19,756 * 1,10 = 21,73 \text{ m}^2$.

Surcharges :.....0.150 x 21.731 = 3.26 t. Cloison

intérieure :.....(3.625+5.45) ×3×0.1407 = 3.83 t

NQ=3.26t

NG=19.44t

b) Poteau derive

Le poteau le plus sollicité est (D-3) avec une surface offerte de: $S = 11.931\text{m}^2$

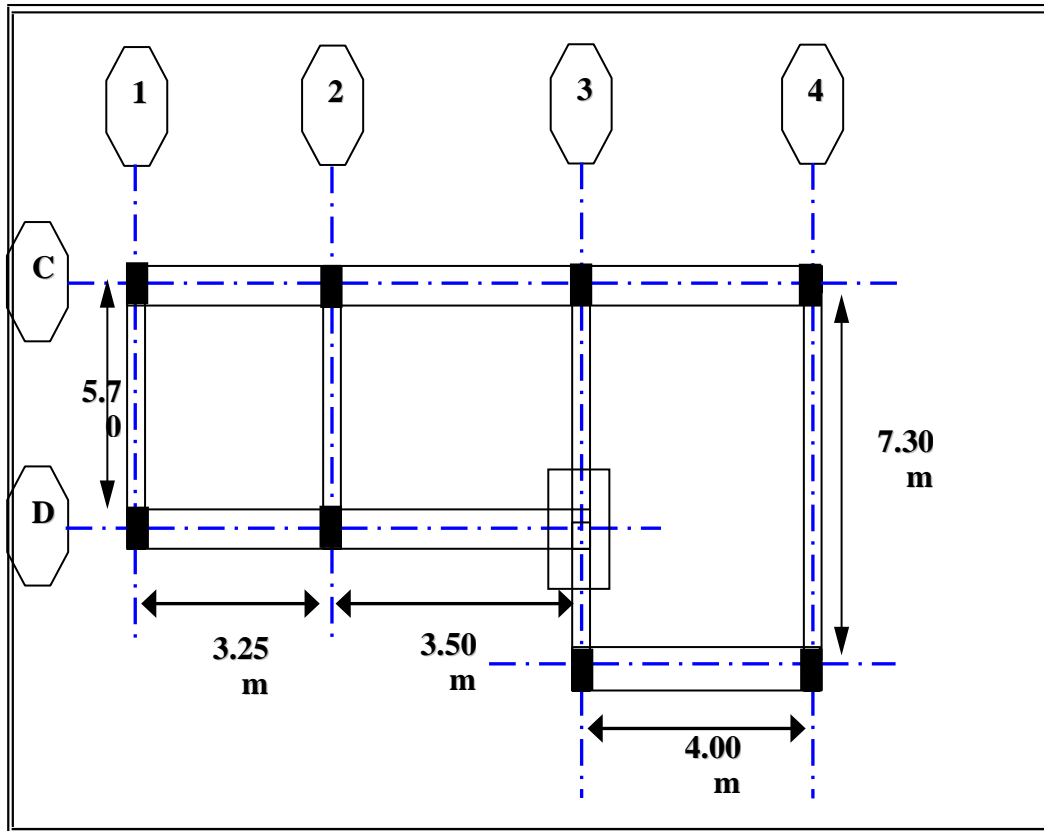


Fig. 2.10. poteau rive le plus sollicité

Niveau terrasse

Plancher :.....0.679 x 11.931x1.1 = 8.91 t.

Poutre :.....[1.625(0.3×0.4) + 0.8 (0.3 ×0.5)] ×2.5 = 0.787 t.

Surcharges :.....0.1 x 11.931 = 1.19 t.

Acrotère :.....0.196 × (0.8+1.625)0.7 = 0.333 t.

NQ=1.19t

NG=10.03t

Niveau étage courant

Plancher :.....0.522 x 11.931x1.1 = 6.85 t.

Poutre :.... [1.625(0.3×0.4) + 0.8 (0.3 ×0.5)] ×2.5 = 0.787 t.

Surcharges :.....0.150 x 11.931 = 1.79 t. Mur sur

poutre:.....0.2856×3 (0.8+1.625) = 2.077 t

G=9.71t NQ=1.79t

c) Poteau d'angle

Le poteau le plus sollicité est (D-1) et à une surface offerte de : $S = 4.987m^2$

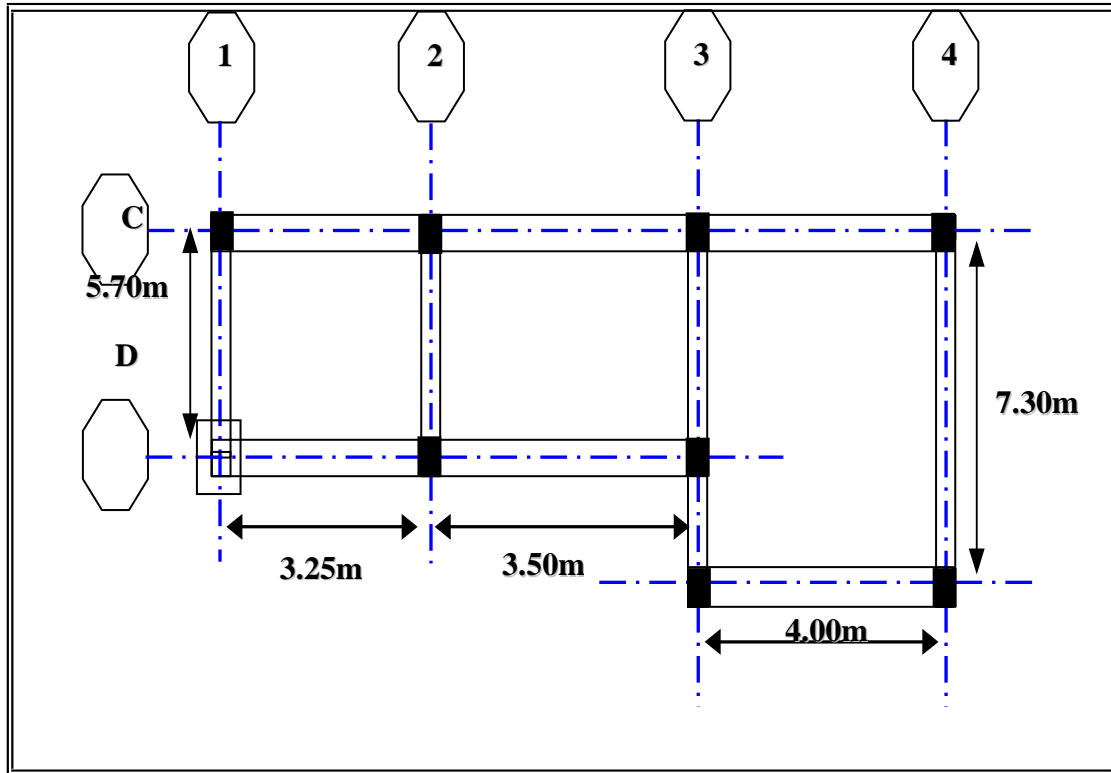


Fig. 2.11- poteau d'angle le plus sollicité

Niveau terrasse

Plancher :..... $0.679 \times 4.987 \times 1.1 = 3.72 \text{ t.}$

Poutre :..... $[1.75 (0.3 \times 0.4) + 2.85 (0.3 \times 0.5)] \times 2.5 = 1.59 \text{ t.}$

Surcharges :..... $0.1 \times 4.987 = 0.4987 \text{ t.}$

Acrotère :..... $0.196 \times (1.75 + 2.85) \times 0.7 = 0.631 \text{ t}$

NQ=0.4987t NG=5.94

Niveau étage courant

Plancher :..... $0.522 \times 4.987 \times 1.1 = 2.86 \text{ t.}$ Poutre

:..... $[1.75 (0.3 \times 0.4) + 2.85 (0.3 \times 0.5)] \times 2.5 = 1.59 \text{ t.}$

Surcharges :..... $0.150 \times 4.987 = 0.748 \text{ t.}$ Mur sur

poutre:..... $0.2856 \times 3 (1.75 + 2.85) = 3.94 \text{ t}$

NG=8.39t NQ=0.748t

III.3.7.3.LES CHARGES G ET SURCHARGES Q POUR LES DIFFERENTS POTEAUX

Charges	Poteau central	Poteau rive	Poteau d'angle
$Q_{terrasse}(t)$	2.17	1.19	0.498
$Q_{ec}(t)$	3.26	1.79	0.748
$G_{terrasse}(t)$	17.88	9.22	5.60
$G_{ec}(t)$	18.30	9.10	8.13

Tableau 2.2- Résultats des charges G et Q

III.3.7.4.DEGRESSION DES CHARGES D'EXPLOITATIONS

Niveaux	NQ (t) de Poteau central	NQ (t) de Poteau rive	NQ (t) de Poteau d'angle
Q terrasses	2.17	1.19	0.498
$1Q_8$	5.43	2.98	1.246
$0.9Q_7$	8.364	4.951	1.919
$0.8Q_6$	10.972	6.023	2.517
$0.7Q_5$	13.254	7.276	3.041
$0.6Q_4$	15.21	8.35	3.49
$0.5Q_3$	16.84	9.245	3.864
$0.5Q_2$	18.47	10.14	4.238
$0.5Q_1$	20.10	11.035	4.612
$0.5Q$ RDC	21.73	11.93	4.986

Tableau 2.3- Dégradation dans les charges Q

Pour tenir compte de l'effet sismique, nous majorons les dimensions du poteau de 20% $a'=1.2a$ en (cm)

III.7.5.ESTIMATION DES SECTIONS DROITES

Pour les Poteaux centraux ($\beta =1,15$)

Niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	Nu	Br (cm ²)	a (cm)	B (cm ²)
9	17,88	17,88	2,17	2,17	27,39	178,58	15,363	30×30
8	18,30	36,18	3,26	5,43	56,99	371,57	21,276	30×30
7	18,30	54,48	2,93	8,36	86,09	561,31	25,692	35×35
6	18,30	72,78	2,61	10,97	114,71	747,91	29,347	35×35
5	18,30	91,08	2,28	13,25	142,84	931,32	32,517	40×40
4	18,30	109,38	1,95	15,21	170,49	1111,59	35,340	40×40
3	18,30	127,68	1,63	16,84	197,66	1288,74	37,899	45×45
2	18,30	145,98	1,63	18,47	224,78	1465,56	40,282	45×45
1	18,30	164,28	1,63	20,10	251,93	1642,58	42,528	50×50
RDC	18,30	182,58	1,63	21,73	279,08	1819,60	44,656	50×50

Tableau 2.4. Sections des poteaux centraux

Pour les poteaux rive ($\beta =1,0$)

Niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	Nu	Br (cm ²)	a (cm)	B (cm ²)
9	9,22	9,22	1,19	1,19	14,23	92,78	11,632	30×30
8	9,10	18,32	1,79	2,98	29,20	190,38	15,797	
7	9,10	27,42	1,611	4,59	43,90	286,23	18,918	
6	9,10	36,52	1,432	6,02	58,33	380,31	21,501	30×30
5	9,10	45,62	1,204	7,27	72,49	472,43	23,735	35×35
4	9,10	54,72	1,074	8,35	86,39	563,26	25,733	35×35

3	9,10	63,82	0.895	9.24	100,02	652,13	27,536	35×35
2	9,10	72,92	0.895	10.14	113,65	741,00	29,221	40×40
1	9,10	82,02	0.895	11.03	127,27	829,80	30,806	40×40
RDC	9,10	91,12	0.895	11.93	140,91	918,73	32,310	40×40

Tableau 2.5. Sections des poteaux rive

Pour les poteaux d'angle ($\beta = 1,0$)

Nive axu	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	Nu	Br (cm ²)	a (cm)	B (cm ²)
9	5,6 0	5,60	0,498	0.49 8	08,307	54,162	9,359	30×30
8	8,1 3	13,73	0,748	1.24 6	20,404	133,034	13,534	30×30
7	8,13	21,86	0,673	1.91 9	32,389	211,176	16,532	30×30
6	8,13	29,99	0,598	2.51 7	44,262	288,588	18,987	30×30
5	8,13	38,12	0,523	3.04 1	56,023	365,270	21,112	35×35
4	8,13	46,25	0,449	3.49 0	67,672	441,221	23,005	35×35
3	8,13	54,38	0,374	3.86 4	79,209	516,423	24,725	35×35
2	8,13	62,51	0,374	4.23 8	90,745	591,657	26,324	40×40
1	8,13	70,64	0,374	4.61 2	102,282	666,878	27,824	40×40
RDC	8,13	78,77	0,374	4.98 6	113,818	742,093	29,241	40×40

Tableau 2.6- Sections des poteaux d'angle

Nous adopterons des sections de poteaux uniforme tel que :

Etages	RDC-1	2-3	4-5	6-7	8-9
Poteaux (cm2)	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30

-D'après l'article 7.4.1 des RPA 99/Version2003, il est recommandé que les poteaux aient la même section pour chaque niveau.

III.7.6.VERIFICATION DES DIMENSIONS

L'article 7.4.1 des RPA99/Version2003 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (en zone II.a):

b1, h1, he : les dimensions du poteau

$$\text{Min}(b1, h1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b1, h1) \geq he / 20$$

$$1/4 > b1 / h1 > 4. \text{ Toutes ces conditions sont vérifiées}$$

III.7.7.VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL

Et d'autre par :ART 7.4.3.1 des RPA 99/Version2003 outre les vérifications prescrit par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme ,l'effort normale de compression de calcule est limité par la condition suivante:

$$N_d / B_c \times f_{c28} \leq 0,3 \rightarrow B_c > N_d / 0,3 \times f_{c28} = N_d / 7,5$$

Avec : Nd=NG+NQ+NE en négligeant NE en aura pour les de pré dimensionnement.

a) Pour les Poteau centraux

Niveau	poteaux	N _d	B _c	f _{c 28}	B _c ×f _{c 28}	Y	Observation
9	30×30	20,05	0.09	25000	2250	0.009	<0.3
8	30×30	41,61	0.09	25000	2250	0.018	<0.3
7	35×35	62,84	0.1225	25000	3062.5	0.020	<0.3
6	35×35	83,75	0.1225	25000	3062.5	0.027	<0.3
5	40×40	104,33	0.16	25000	4000	0.026	<0.3
4	40×40	124,59	0.16	25000	4000	0.031	<0.3
3	45×45	144,52	0.2025	25000	5062.5	0.028	<0.3

2	45×45	164,45	0.2025	25000	5062.5	0.032	<0.3
1	50×50	184,83	0.25	25000	6250	0.029	<0.3
RDC	50×50	204,31	0.25	25000	6250	0.033	<0.3

Tableau 2.7. Vérification de l'effort normal (poteaux centraux)

b) Pour les Poteau des rives

niveau	Poteaux	Nd	Bc	F _{c28}	Bc×f _{c28}	v	Observatio n
9	30×30	10.41	0.090	25000	2250	0.050	<0.3
8	30×30	21.30	0.090	25000	2250	0.018	<0.3
7	30×30	32.01	0.090	25000	2250	0.020	<0.3
6	30×30	42.54	0.090	25000	2250	0.027	<0.3
5	35×35	52.89	0.1225	25000	3062.50	0.026	<0.3
4	35×35	63.07	0.1225	25000	3062.50	0.031	<0.3
3	35×35	73.06	0.1225	25000	3062.50	0.028	<0.3
2	40×40	83.06	0.160	25000	4000	0.032	<0.3
1	40×40	93.05	0.160	25000	4000	0.029	<0.3
RDC	40×40	103.05	0.160	25000	4000	0.033	<0.3

Tableau 2.8. Vérification de l'effort normal (poteaux rive)

c) Pour les poteaux d'angle

Niveau	Poteaux	N _d	B _c	F _{c28}	Bc×f _{c28}	v	Observation
9	30×30	6.098	0.09	25000	2250	0.003	<0.3
8	30×30	14.976	0.09	25000	2250	0.007	<0.3
7	30×30	23.779	0.09	25000	2250	0.010	<0.3
6	30×30	32.507	0.09	25000	2250	0.014	<0.3
5	35×35	41.161	0.1225	25000	3062.50	0.013	<0.3
4	35×35	49.740	0.1225	25000	3062.50	0.016	<0.3
3	35×35	58.244	0.1225	25000	3062.50	0.019	<0.3
2	40×40	66.748	0.16	25000	4000	0.017	<0.3
1	40×40	75.252	0.16	25000	4000	0.019	<0.3
RDC	40×40	83.756	0.16	25000	4000	0.021	<0.3

Tableau 2.9- Vérification de l'effort normal (poteaux d'angle)

III.3.8.DETERMINATION DU POIDS DE LA STRUCTURE

III.3.8.1.POIDS DES VOILES

$h_p = 2.10m$ hauteur des portes/ $h_f = 1.2m$ hauteur des fenêtres.

S_0 : surface d'ouverture / S_b : surface brute.

S_n =surface nette / Poids d'un refends: $W = S_n * e * \gamma_b$

$\gamma_b = 2.5t/m^3$.

■ Niveau RDC :

Voiles	nombre	L (m)	Sb(m2)	So (m2)	Sn (m2)	W (t)	Wt (t)
V1	1	3.35	13.668	0,0	13.668	6.834	6.834
V2	1	3.60	14.688	0,0	14.688	7.344	7.344
V3	2	1.55	6.324	0,0	6.324	3.162	6.324
V4	2	2.00	8.160	0,0	8.16	4.08	8.16
V5	2	3.40	13.872	0,0	13.872	6.936	13.872
V6	2	1.00	4.08	0,0	4.08	2.04	4.08
V7	2	1.55	6.324	0.04	6.284	3.142	6.284
V8	2	2.55	10.404	0,0	10.404	5.202	10.404
V9	1	3.10	12.648	0,04	12.608	6.304	6.304
V10	3	2.00	8.16	0,04	8.12	4.06	12.18
V11	2	0.20	0.816	0,0	0.816	0.408	0.816
Total							82,602

Tableau 2.10.Poids des Voiles de RDC

● ETAGE COURANT:

Voiles	nombre	L (m)	Sb(m2)	So (m2)	Sn (m2)	W (t)	Wt (t)
V1	1	3.35	10.05	0,0	10.05	5.025	5.025
V2	1	3.60	10.80	0,0	10.80	5.40	5.400
V3	2	1.55	4.65	0,0	4.65	2.325	4.650
V4	2	2.00	6	0,0	6	3	6
V5	2	3.40	10.20	0,0	10.20	5.100	10.200
V6	2	1.00	3	0,0	3	1.500	3
V7	2	1.55	4.65	0.04	4.61	2.305	4.610
V8	2	2.55	7.65	0,0	7.65	3.825	7.650

V9	1	3.10	9.3	0,04	9.26	4.630	4.630
V10	3	2.00	6	0,04	5.96	2.980	8.940
VII	2	0.20	0.6	0,0	0.60	0.300	0.600
<i>total</i>							60,705t

Tableau 2.11.Poids des Voiles d'étage courants

III.3.8.2.POIDS DES POUTRES :

poids d'une poutre : $W=S*l*\gamma b$

Etage	S=0,12m2	S=0,15m2	poids Total (t)
	Poids poutres longitudinales	poids poutres transversales	
Terrasse	3.78	4.50	8.28
9	28.59	39.825	68.584
8	28.59	39.825	68.584
7	28.59	39.825	68.584
6	28.59	39.825	68.584
5	28.59	39.825	68.584
4	28.59	39.825	68.584
3	28.59	39.825	68.584
2	28.59	39.825	68.584
1	28.59	39.825	68.584
RDC	28.59	39.825	68.584
Total	289,68 t	404,44 t	694,118

Tableau 2.12.Poids des poutres

III.3.8.3.Poids des poteaux :

Etage	Dimensions m2	Nombre de poteaux	Longueur de poteaux(m)	poids poteaux (t)
Terrasse	0,09	05	2,6	2,925
9eme étage	0,09	32	2,45	17,640
8eme étage	0,09	32	2,5	18,000
7eme étage	0,1225	32	2,5	24,500
6eme étage	0,1225	32	2,5	24,500
5eme étage	0,16	32	2,5	32,000
4eme étage	0,16	32	2,5	32,000
3eme étage	0,2025	32	2,5	40,500
2eme étage	0,2025	32	2,5	40,500

<i>1eme étage</i>	<i>0,25</i>	<i>32</i>	<i>2,5</i>	<i>50,000</i>
<i>RDC</i>	<i>0,25</i>	<i>32</i>	<i>3,58</i>	<i>71,600</i>
<i>Total</i>				<i>354,165</i>

Tableau 2.13. Poids des poteaux

III.3.8.4. POIDS DES PLANCHERS

- *Poids des planchers :*

$$W = WG + 0.2WQ$$

$$W = S (G+0.2Q)$$

- *Plancher cage de terrasse:*

$$S = 30,78 \text{ m}^2$$

$$W = 21,52 \text{ t}$$

- *Plancher 9eme étage:*

$$S = 323,42 \text{ m}^2$$

$$W = 226,37 \text{ t}$$

- *Plancher RDC+1er... 8eme étage:*

$$S = 312,42 \text{ m}^2$$

$$W = 175,09 \text{ t}$$

- *Poids de l'acrotère :*

$$W = G*L*S$$

$$L = 110,8 \text{ m} \quad (L : \text{périmètre})$$

$$S = 0,08 \text{ m}^2$$

$$W = 1,96 \text{ t}$$

- *Poids du mur de façade :*

$$\text{RDC : } W = 13,90 \text{ t}$$

$$\text{Terrasse : } W = 3,21 \text{ t}$$

$$\text{1er étage...8eme : } W = 9,71 \text{ t}$$

$$\text{9eme étage : } W = 9,51 \text{ t}$$

- *-Poids de l'escalier :*

-RDC

$$\text{Palier : } Sp = 134,68 \text{ m}^2$$

$$\text{Volée : } Sv = 10,76 \text{ m}^2$$

$$W = Wp + 3Wv = 10,42 \text{ t}$$

- *Etage courant*

Palier : $S_p = 5.46 \text{ m}^2$

Volée : $W_v = 9.71 \text{ m}^2$

$W = W_p + 3W_v = 8,87 \text{ t}$

● *Poids de l'ascenseur :*

*$W = 2 * 0,63 \text{ t} = 1.26 \text{ t}$*

Etage	Plancher (t)	Voiles (t)	Poutres (t)	Poteaux (t)	Façade (t)	Ascenseur	Escaliers (t)	Acrotère (t)	W(t)
Terrasse	21,52	10,65	8,28	2,925	3,21	0,0	0,0	0,44	38,755
9	226,37	60,705	68,584	17,640	9,51	1,26	0,0	1,52	367,868
8	175,09	60,705	68,584	18,000	9,71	1,26	8,87	0,0	337,363
7	175,09	60,705	68,584	24,500	9,71	1,26	8,87	0,0	344,469
6	175,09	60,705	68,584	24,500	9,71	1,26	8,87	0,0	348,719
5	175,09	60,705	68,584	32,000	9,71	1,26	8,87	0,0	351,469
4	175,09	60,705	68,584	32,000	9,71	1,26	8,87	0,0	356,218
3	175,09	60,705	68,584	40,500	9,71	1,26	8,87	0,0	359,468
2	175,09	60,705	68,584	40,500	9,71	1,26	8,87	0,0	364,719
1	175,09	60,705	68,584	50,000	9,71	1,26	8,87	0,0	368,468
R.D.C	175,09	60,705	68,584	71,600	13,90	1,26	10,42	0,0	436,534
Total	1823,70	639,597	694,117	354,165	104,30	13,86	81,38	1,96	3841,372

Tableau 2.14. Poids totales de la structure

La masse totale de la structure est de :

$$M = 3841,372t$$

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

VI.1. INTRODUCTION

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

VI.2. CALCUL DEL'ACROTERE

VI.2.1. DEFINITION

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé. Soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encadrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (figure. 3.1)

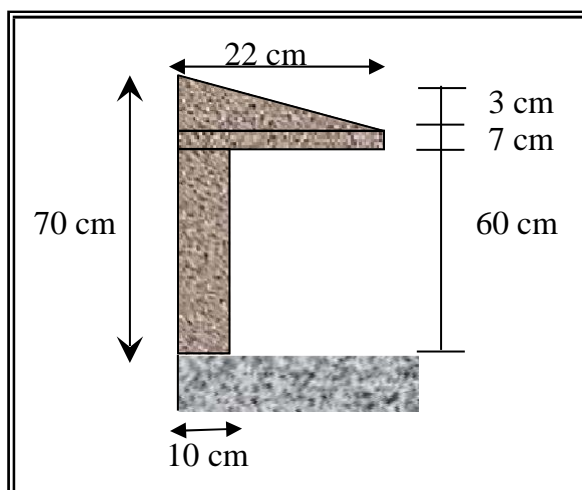
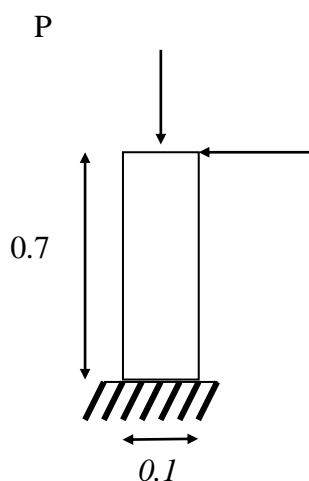


Fig. 3.1- Type d'acrotère

4.1 FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante.

Le calcul se fait en la flexion composée.



4.1.1.EVALUATION DES CHARGES

Poids propre de l'acrotère: $G = 0.19675 \text{ t/ml}$.Surcharge (la main courante) : $Q = 0.100 \text{ t/ml}$.

4.1.2 Sollicitations:

Pour le ferrailage on prend une bande de 1 m de longueur :

a) Effort normal :

$$N_u = 1.35 \times N_G = 0.265 \text{ t/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 0,196 \text{ t/ml}$$

b) Moment de flexion :

$$M_q = N_q \times h = 0.1 \times 0.7 = 0.07 \text{ t.m}$$

$$M_u = 1.5 \times M_q = 0,105 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = M_q = 0,07 \text{ t.m}$$

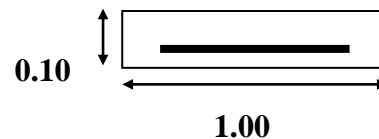
c) Effort tranchant :

$$V = N_Q = 0,1 \text{ t/m}$$

$$V_u = 1.5 \times V = 0,15 \text{ t/m}$$

IV.1.2 .FERRAILAGE DE L'ACROTERE

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments exposés aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc le calcul effectuera à l'ELS et l'ELU



$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9$$

$$h = 0,9 \times 10 = 09 \text{ cm}$$

a) Calcul de la section à l'ELU :

● **Calcul de l'excentricité :**

$$e = e_1 + e_2$$

e_1 : excentricité de la résultante. $e_1 = e_0 + e_a$

e_2 : excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : excentricité additionnelle.

$$e_0 = M_u / N_u = 0,105 / 0,265 = 0,4 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 40 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi)$$

calcul de l'élancement :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,7 = 1,40 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}, \quad B = b \times h.$$

$$i = 0.03$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,4}{0,029} = 48,027$$

$$\lambda_{\max} \leq \max(50, \min[67 \cdot e_1/h, 100])$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\alpha = 10(1 - \mu_u / 1,5 \cdot M_{ser}) = 0$$

$\lambda' < 100 \Rightarrow$ Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement

$$e_2 = \frac{3 \cdot l^2}{10^4 \cdot 0,1} \times 2 = 0,012 \text{ m}$$

● **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a > \max(2\text{cm}, l/250) = \max(2\text{cm}, 70/250) \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e = e_0 + e_2 + e_a = 0,382 + 0,02 + 0,0006 = 0,402 \text{ m}$$

$$N_u = 0.196$$

$$M_u = N_u \times (e_0 + e_2 + e_a) = 0,196 \times (0,402)$$

$$M_u = 0,08 \text{ t.m}$$

$$l_f/h = 14$$

$$\max(15, 20e_1/h) = 84.$$

$$L_f/h < 84$$

On va tenir compte des effets du second ordre.

● **Majoration des sollicitations :**

$$e_0 = 3,82 > 0,75.$$

γ_f : coefficient de majoration.

$$\lambda_f = \min(1 + 0,15(\lambda/35)^2 h/e_0; 1,4) \text{ m}$$

$$\lambda_f = \min(1,035; 1,4) = 1,035 \text{ m}$$

$$N'_u = \lambda_f \cdot N_u = 0,2 \text{ t/ml.}$$

$$M'_u = N'_u \cdot e = 0,08 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u(d-h/2).$$

$$M_{ua} = 0,088 \text{ t/ml}$$

● **Calcul en flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} = 0,088 \cdot 10^{-2} / 1 \times 0,09^2 \times 14,17 \Rightarrow \mu = 0,01$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé (SSAC)

$$\varepsilon_s = 10,$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) / 0,8$$

$$\alpha = 0,0125$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 8,95 \text{ cm}$$

$$A_s = 1 / \sigma_s ((M_{ua} / Z) - N_u)$$

$$A_s = 1 / 348 ((0,88 \cdot 10^{-3} / 0,0895) - 2 \cdot 10^{-3}) 10^4$$

$$A_s = 0,225 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,225 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Calcul de la section à l' E.L.S:

$$M_{ser} = 0,070 \text{ t.m}$$

$$N_{ser} = 0,196 \text{ t}$$

● Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 0,07 / 0,196 = 0,36 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 36 \text{ cm}$$

$$e_1 = h / 6 = 0,10 / 6 \Rightarrow e_1 = 0,0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1,67 \text{ cm.}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

● Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendues :

$$M_{ser} / A = M_{ser} / G + N_{ser} \times (d - h / 2)$$

$$M_{ser} / A = 0,05 + 0,145 \times (0,09 - 0,1 / 2)$$

$$M_{ser} / A = 0,055 \text{ tm}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte de l'acier

La Fissuration est considérée préjudiciable

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}))$$

$$\eta = 1,6$$

$$\sigma_{sc} = \min (2/3 \times 400, 201,6)$$

$$\sigma_{sc} = 201,6 \text{ Mpa}$$

● Calcul du moment limité du service M :

$$x = 15 \sigma_{bc} \cdot d / (15 \sigma_{bc} + 15 \sigma_{st})$$

$$x = 0,047$$

$$z = d - x/3$$

$$z = 0,074$$

$$M' = 0,5 \cdot b \cdot x \cdot z \cdot \sigma_{bc}$$

$$M' = 0,026$$

$$M_{ser} < M' \text{ donc } A' = 0$$

$$A_s = 1/\sigma_s((M_{ua}/Z) - N_u)$$

$$A_{ser} = 0,296 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser} = 0,226 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VI.1.3 VERIFICATION DE CONDITION DE NON FRAGILITE

$$\text{On a : } A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{D'où } A_s > 1,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s > \max(A_s, A_{ser}, A_{min})$$

Qui nous donne $A_s(\mathbf{4HA8}) = \mathbf{2,01} \text{ cm}^2/\text{ml}$ espacée de 20cm

VI.1.4 L'ARMATURE DE REPARTITION

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s(\mathbf{3HA6})$ avec un espacement de 20 cm

➔ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u' = \min(0,20 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 0,15 \text{ t/ml}$$

$$\tau_u = V_u / b \times d = 0,15 / 1 \times 0,09 = 1,666 \times 10^{-2} \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u'$ la condition est vérifiée

VI-1-5. Vérification au séisme :

D'après le RPA 99/version2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

A: coefficient d'accélération de zone.

A = 0,15 (groupe 2, zone II).

C_P : facteur de force horizontale.

$C_P = 0,80$ (élément en console)

W_P : poids de l'acrotère

$$W_P = 0,145 \text{ t/ml}$$

D'où ;

$$F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 0,230 = 0,1104 \text{ t/ml}$$

$$F_p = 0,1104 \text{ t/ml}$$

VI.2. CALCULE DES ESCALIERS

Dans une construction la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire soit des escaliers soit des ascenseurs.

La cage d'escalier qui est le volume importé à l'escalier, comporte plusieurs éléments dont les charges et surcharges seront transmises successivement aux poutres puis aux poteaux...etc.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation de la destination de l'ouvrage. (Habitation, salles de classe de spectaclesetc.).

Parmi les autres conditions entrant dans le choix des dimensions, on retrouve :

- condition d'accès facile d'un étage à un autre.
- condition de dégagement rapide des escaliers.
- condition de sécurité.
- condition d'éclairage.

VI.2.CALCULE DES ESCALIERS

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment.

VI.2.1.DETERMINATION DES EFFORTS

Pour notre emmarchement on aura : Palier.....G1 = 0.546 t/ml Paillasse.....G2 = 0.659t/ml

Surcharge (charge exploitation)..... Q1 = Q2 = 0.250 t/ml

Les Combinaisons de Chargement :

A l'ELU on a :

Chargement linéaire q2 /ml de la paillasse

$$Q_{uv} = 1.35G_2 + 1.5 Q_2 = 1.35 \times 0.659 + 1.5 \times 0.250 = 1264 \text{ Kn/m}^2$$

quv = Quv × 1 ml = 1264 Kn/ml Chargement linéaire q1/ml de palier

$$Q_{up} = 1.35 \times G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 0.546 + 1.5 \times 0.250 = 1.112 \text{ Kn/m}^2$$

$q_{up} = Q_{up} \times 1 \text{ ml} = 1112 \text{Kn/ml}$

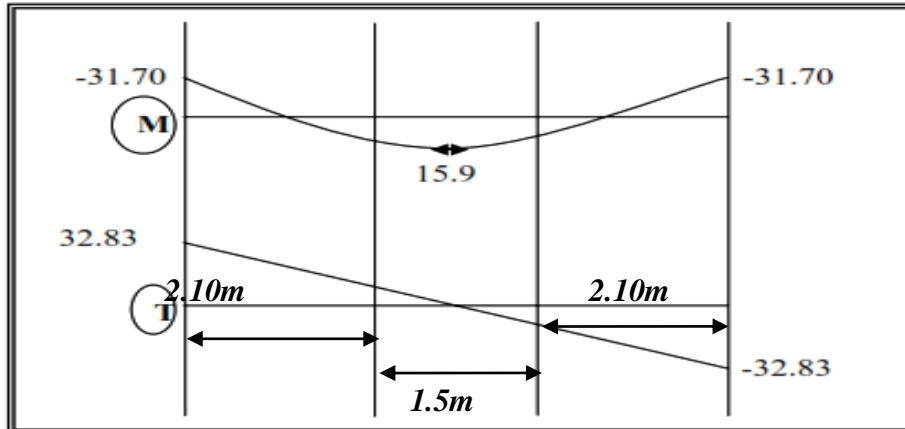
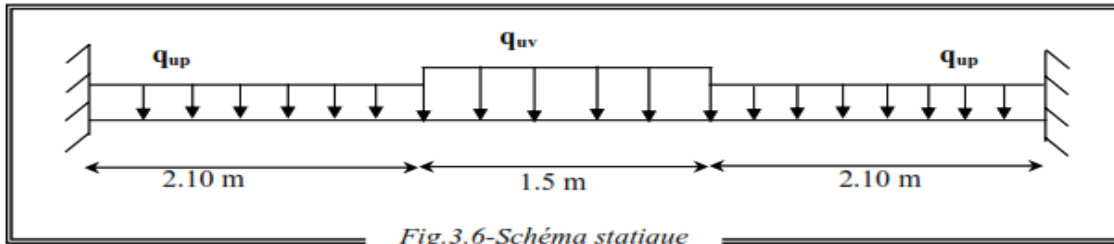
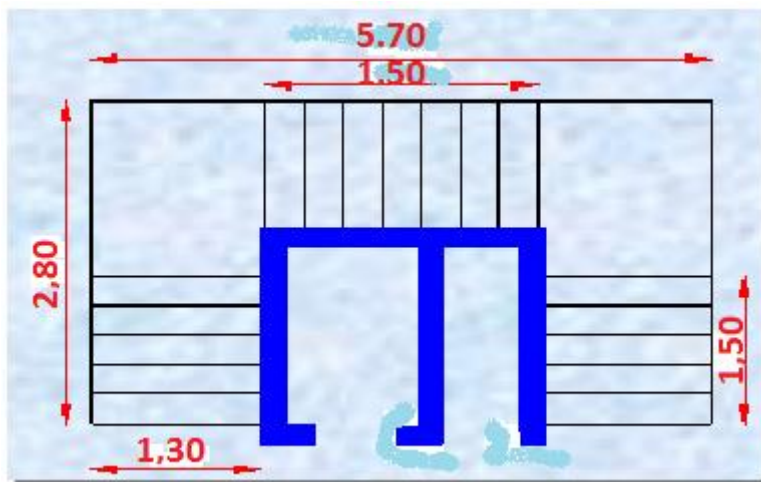


Fig 3.7.a-Diagramme de M et T dans l'ELU



VUE EN PLAN DE L'ESCALIER

A l'ELS on a :

Chargement linéaire q_2 /ml de la paillasse

$Q_{sv} = G_2 + Q_2 = 6.59 + 2.50 = 9.09 \text{Kn/m}^2$

$q_{sv} = Q_{uv} \times 1 \text{ml} = 9.09 \text{Kn/ml}$

Chargement linéaire q_1 /ml de palier

$Q_{up} = G_1 + Q_1 = 5.46 + 2.50 = 7.96 \text{Kn/m}^2$

$$q_{sp} = Q_{sp} \times 1 \text{ ml} = 7.96 \text{ Kn/ml}$$

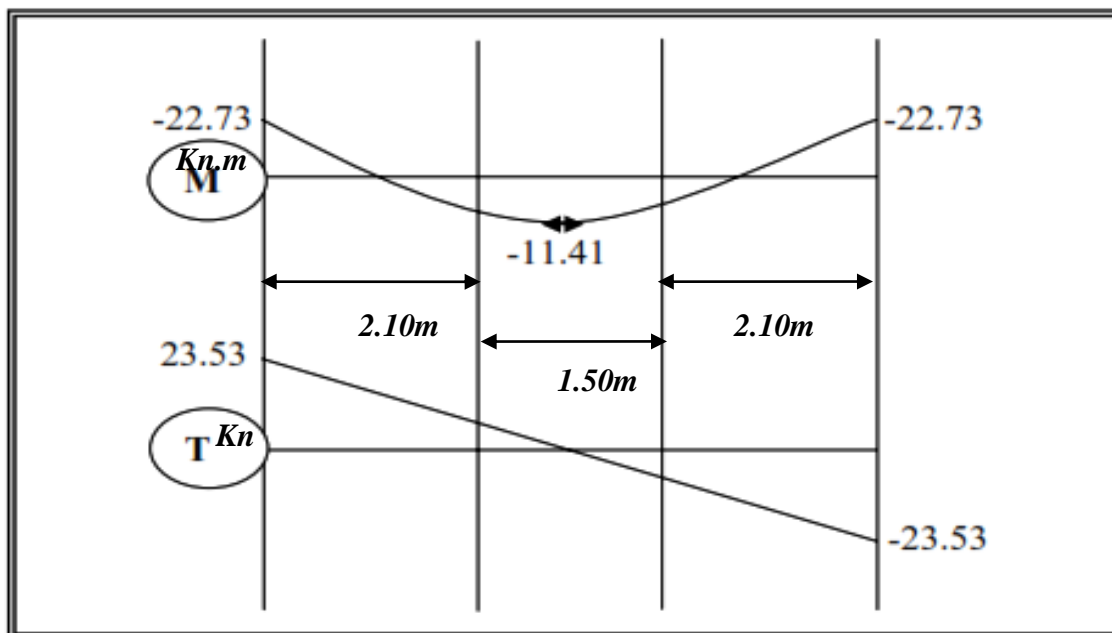


Fig3.7.b-Diagramme de *M* et *T* dans l'ELS

VI.2.2.FERRAILLAGE

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. la fissuration est considérée comme peu nuisible.

❖ ELU:

$$M_{u\max} \text{ (en travée)} = 15.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{u\max} \text{ (en appui)} = 31.70 \text{ KN.m}$$

$$V_{u\max} = 32.83 \text{ KN}$$

❖ ELS

$$M_{s\max} \text{ (en travée)} = 11.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{s\max} \text{ (en appui)} = 22.73 \text{ KN.m}$$

$$V_{s\max} = 23.53 \text{ KN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Acier Type 1FeE40

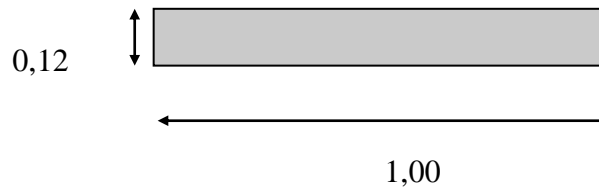
Fissurations peut nuisible ; donc le calcul se fera a l'ELU.

VI.2.2.1.LE FERRAILLAGE EN TRAVEE

$$M_u = 15.90 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.108 \text{ m}$$



$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{15.90 \cdot 10^{-3}}{1.00 \cdot (0.108)^2 \cdot 14.17} \Rightarrow \mu = 0.0962$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\Rightarrow \text{Domaine 1, } \sigma_s = 348 \text{ Mpa, } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0.096$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.1 \text{ m } \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400/1.15) = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 4.43 \text{ cm}^2$$

A. Condition de non fragilité :

$$A_{min} > \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 1.70 \text{ cm}^2 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_s > A_{min} \text{ condition vérifié}$$

Choix des barres :

$$A_s(6\text{HA } 12) = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 6\text{HA}12$$

B. calcul de l'espacement :

$$S_t' S_{tmax} = \min(0, 9d, 40 \text{ cm}) = 9.72 \text{ cm.}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm.}$

C. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$A_r(4\text{HA } 8) = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ espacées de } 25 \text{ cm.}$$

$$A_r = 4\text{HA}80.$$

D. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{bd}$$

$$Vu = Ra = 32,83 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0,03283 / 0,108 \times 1,3 = 0,233 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

Les armatures transversales ne sont de ce fait pas nécessaires.

E. Vérification des contraintes :

✚ Position de l'axe neutre :

$$1/2 b y^2 + \eta A_s' (y-c) - \eta A_s (d-y) = 0$$

$$A_s' = 0, \quad A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad \eta = 15$$

$$1/2 b y^2 - \eta A_s (d-y) = 0$$

$$60 y^2 + 135,75y - 1466,1 = 0$$

$$\Delta = 296368,22$$

$$Y = 3,40 \text{ cm}$$

✚ moment d'inertie :

$$I = 1/3 b y^3 + 15 A_s (d-y)^2$$

$$I = 6078,24 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = 11,41 \text{ KN.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} y / I = 6,38 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} : \text{condition vérifiée}$$

IV. 3. LES BALCONS

IV.3.1. INTRODUCTION

Notre structure comporte un seul type de balcon ; des balcons en porte à faux. Leur calcul se fait comme pour une console en dalle pleine ayant une extrémité encadrée dans les planchers et l'autre libre.

IV.3.2 CALCUL

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,20m.

- **Pré dimensionnement**

- Epaisseur de la dalle : $e_p \geq \frac{1,2}{10}$

Donc : $ep = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$. On prend $ep = 16\text{cm}$

• **Evaluation des charges et surcharges :**

- **Charge permanente**

Pour une bande de 1m ; $G = 4,97 \text{ kN/ml}$

- **Charge d'exploitation**

$Q = 3,50 \text{ kN/ml}$

La charge concentrée (maçonnerie)

- Brique creuse (10cm)0,1 = 0.9 kN/ml
 - Enduit en ciment (2cm).....18x0,02 = 0.36 kN/ml
 - Garde corps (fixé sur maçonnerie).....1x01 = 1 kN/ml
-
- f = 2,26 kN/ml**

F= fx1 = 2,26kN/ml

Moment dû à la main courante :

$M = 1 \times 1\text{m} = 1\text{kNm}$; $H = (\text{Garde corp}) = 1\text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4,97 \text{ kN/ml} \\ Q = 3,5 \text{ kN/ml} \\ M = 1 \text{ kNm} \\ F = 2,26 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

Détermination des efforts :

Elu ;

$$T_u = 1,355 [(4,97 + 2,26) + (1,5 \cdot 3,5)] \cdot 1,2$$

Tu = 17,4kN

Els ;

$$T_{ser} = G_1 + F + Q$$

Tser = 10,72 kN

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_u &= 1,35 \left(F + G \frac{l^2}{2} \right) + 1,5 \left(Q \frac{l^2}{2} + M \right) \\ &= 1,35 \left(2,26 \cdot 1,2 + 4,97 \frac{1,2^2}{2} \right) + 1,5 \left(3,5 \frac{1,2^2}{2} + 1 \right) \end{aligned}$$

Mu = 13,77 kN.m

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{ser} &= F + G \frac{l^2}{2} + Q \frac{l^2}{2} + M \\ &= 2,26 \cdot 1,2 + 4,97 \frac{1,2^2}{2} + 3,5 \frac{1,2^2}{2} + 1 \end{aligned}$$

$$M_{ser} = 9,81 \text{ kN.m}$$

VI.3.3.FERRAILLAGE

$b = 100\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$, $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $M_u = 13,77\text{kN.m}$; $\sigma_s = 348\text{Mpa}$

$$u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = 0,047 < u_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\delta = 1,25 (1 - \sqrt{1-2u}) = 0,060$$

$$Z = \delta (1-047) \text{ donc } Z = 140,53\text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 2,82 \text{ cm}^2$$

On prend 5T10/ml = 3,93cm²

Armature de répartition

$$\frac{A}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A}{2} \Rightarrow A_{rep} = 1,96\text{cm}^2 \text{ on prend 5T8} = 2,51\text{cm}^2$$

IV.3.4.LES VERIFICATIONS

➤ Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0,23 \cdot A_{smin} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 3,93 > 0,23 \times 100 \times 0,9 \times 16 \times \frac{2,1}{400}$$

$$\Rightarrow 3,93 > 1,74 \text{ (ok)}$$

La condition est vérifiée

➤ Contrainte de cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau} = \{0,05f_{t28}\} = 1,25\text{MPa} \quad ; \quad T_u = 17,4 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{17,40 \cdot 10^3}{1000 \cdot 144} = 0,121 \text{ MPa} < 1,25\text{MPa} \text{ donc c'est vérifier}$$

T_u : Effort tranchant

b : Largeur = 1m

d : Hauteur utile de la dalle

➤ Vérification à ELS

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'_s(y-c) - 15A_s(d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 - 15 \cdot 3,93(14,4-y) = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 - 58,95y - 848,88 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,57\text{cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot A_s' \cdot (Y - c')^2 - n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2$$

$$I = 797,79 \text{ cm}^4$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{Ser} \cdot Y}{I} = \frac{9,81 \cdot 10^6}{7978,79 \cdot 10^4} \cdot 35,7 = 4,389 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \begin{cases} \frac{M_{Ser} \cdot (d - Y)}{I} = \frac{9,81 \cdot 10^6}{7978,79 \cdot 10^4} \cdot (144 - 35,7) = 13,48 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 f_e, 150) = 160 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ La flèche

La vérification de la stabilité d'une console de portée inférieure à 2,0m vis à vis de la déformation n'est pas nécessaire.

Vérification de la torsion

La poutre a une section pleine qui doit être assimilée à une section creuse d'après BAEL91 d'une épaisseur de parois égale à :

$$b_o = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

La vérification se fait par les formules suivantes :

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2\Omega b_o} \quad (\text{contrainte de torsion})$$

$$\tau_{uV} = \frac{V_u}{b \cdot h} \quad (\text{contrainte de cisaillement})$$

$$\tau_{lim} = 5 \text{ MPa} \quad (\text{contrainte limite})$$

Tel que :

T_u : Moment de torsion

V_u : effort tranchant

Ω : Aire du contour à mi épaisseur de la parois

b_o : Epaisseur de la parois

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre.

$$\Omega = 0,25 \cdot 0,4 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$\tau_{uT} = \frac{13,77 \cdot 10^6}{2,0 \cdot 1 \cdot 10^6 \cdot 50} = 1,377 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uT} = \frac{17,4 \cdot 10^3}{300 \cdot 450} = 0,128 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow (\tau_{uT})^2 + (\tau_{uv})^2 = 1,8 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa} \quad \text{donc c'est vérifier}$$

Contrainte dans l'aciers

$$\sigma_s = N M_{ser}(d-y) \leq \bar{\sigma} = 240 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$d'ou : \sigma_s = 209,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

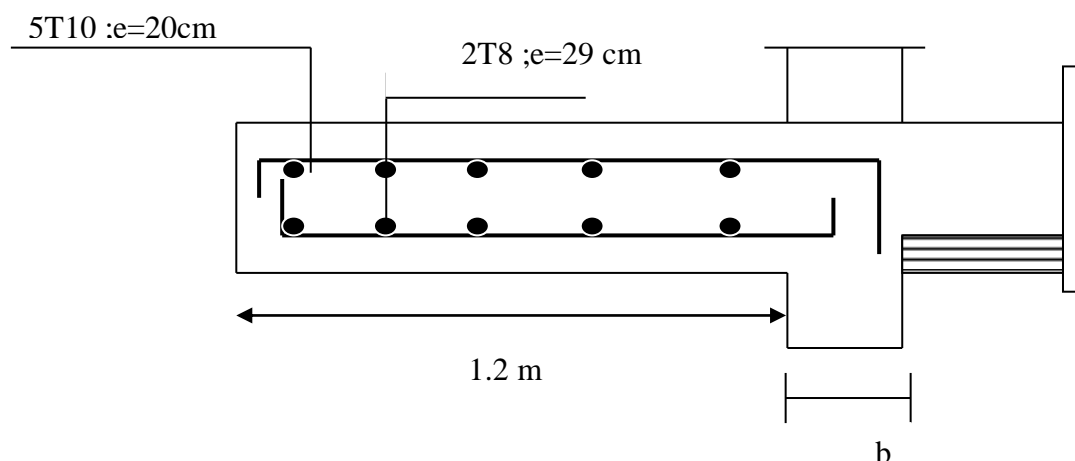


Figure IV.4.7 ferrailage du balcon

VI.4. CALCUL DES POUTRELLES

VI.4.1 INTRODUCTION

Les planchers sont des surfaces planes horizontales dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils assurent l'isolation thermique et phoniques entre les niveaux de la construction et transmettent les charges des bâtiments aux éléments porteurs.

Ils assurent également la protection contre l'incendie.

Notre structure comporte deux types de planchers :

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

VI.4.2.PLANCHER A CORPS CREUX

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux).

de dimensions (16x20x60) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

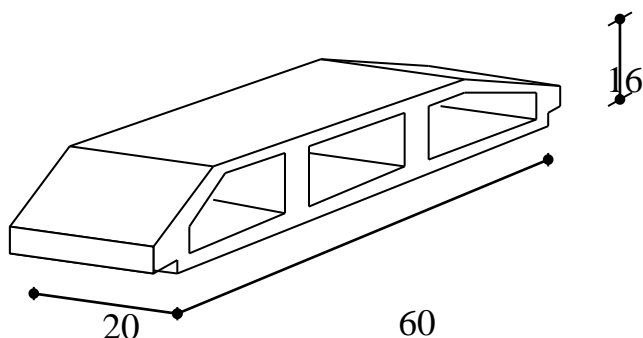


Fig. 4.8 . Corps Creux

VI.4.3.ETUDE DES POUTRELLES

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastree aux poutres de rives.

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

● 1^{ere}Phase de calcul (avant le coulage) :

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

a) Les sollicitations :

➔ *Charge permanente :*

↪ poids propre de la poutrelle : $0,12 \cdot 0,0425 = 0,12 \text{ kN/m}$.

↪ poids propre du corps creux : $0,60 \cdot 0,95 = 0,57 \text{ kN/m}$.

G=0,69 kN/m

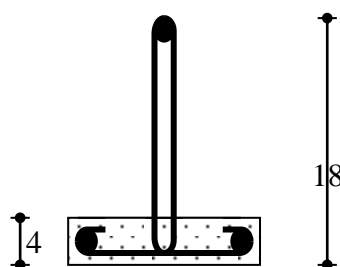


Figure .4.9 Poutrelle préfabriquée

→ *Surcharge d'exploitation du chantier :*

$$Q = 0,60 \cdot 1 = 0,60 \text{ kN/m}$$

$$Q = 0,60 \text{ kN/m}$$

b) Les combinaisons :

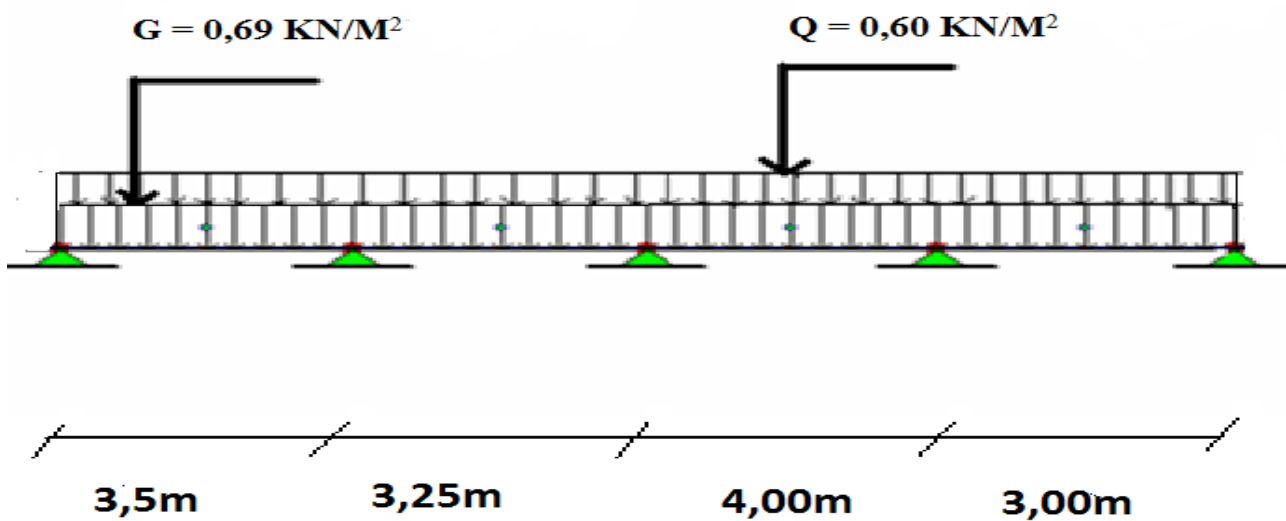
Le calcul se fera à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

à **E L S** $q_s = Q + G$

à **E L U** $q_U = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

$$q_U = 1,35 \times 0,69 + 1,5 \times 0,6 = 1,83 \text{ kN/m}$$

$$q_{Ser} = 0,69 + 0,60 = 1,29 \text{ kN/m.}$$



D'où on obtient :

$$M_U = 1,83 \times \frac{4,0^2}{8} = 0,366 \text{ t.m}$$

$$M_S = 1,29 \times \frac{4,0^2}{8} = 0,258 \text{ t.m}$$

L'effort tranchant maximal est donné par :

$$T_{u \max} = P_u \cdot L / 2 = 0,366 \text{ t}$$

$$T_{ser \max} = P_{ser} \cdot L / 2 = 0,258 \text{ t}$$

c) Ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple.

$$b=12 \text{ cm} ; d=3,60 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} ; h=4 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 1.66$$

$$\rho = \frac{M_U}{M_{ser}} = 1.42$$

$$\mu_c=0.303$$

$$\mu > \mu_c$$

d'où les armatures comprimées sont nécessaires afin d'équilibrer le moment M de la section d'armature, mais on est limité par le coffrage du béton (12x4cm²).Il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant durcissement de la table de compression.

Les étaitements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu < \mu_c$$

$$\frac{M_u}{0,12 \times (0,036)^2 \times 14.17} < \mu_c$$

$$M_u < 0,12 \times (0,036)^2 \times 14.17 \times 10^3 \cdot \mu_c$$

$$M_u = \frac{ql^2}{8} < 0.674$$

$$L < \sqrt{\frac{8 \times 0.674}{q}}$$

$$L < 1,716 \text{ m}$$

Donc on prévoit des étais espacés de 1,4m

● **2^{eme} étape (après le coulage) :**

Après le coulage de table de compression, les poutrelles supportant les planchers (G, Q) à charges d'exploitations modérées.

	G (t/ml)	Q (t/ml)	Pu (t/ml)	P _{ser} (t/ml)
<i>Planche terrasse inaccessible</i>	0,488	0,072	0,766	0,560
<i>Planche étage courante</i>	0,375	1,08	2,126	1,455

Planche RDC	0,375	1,08	2,126	1,455
-------------	-------	------	-------	-------

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

$P_u = 2,126 \text{ t/ml}$.

$P_s = 1,455 \text{ t/ml}$.

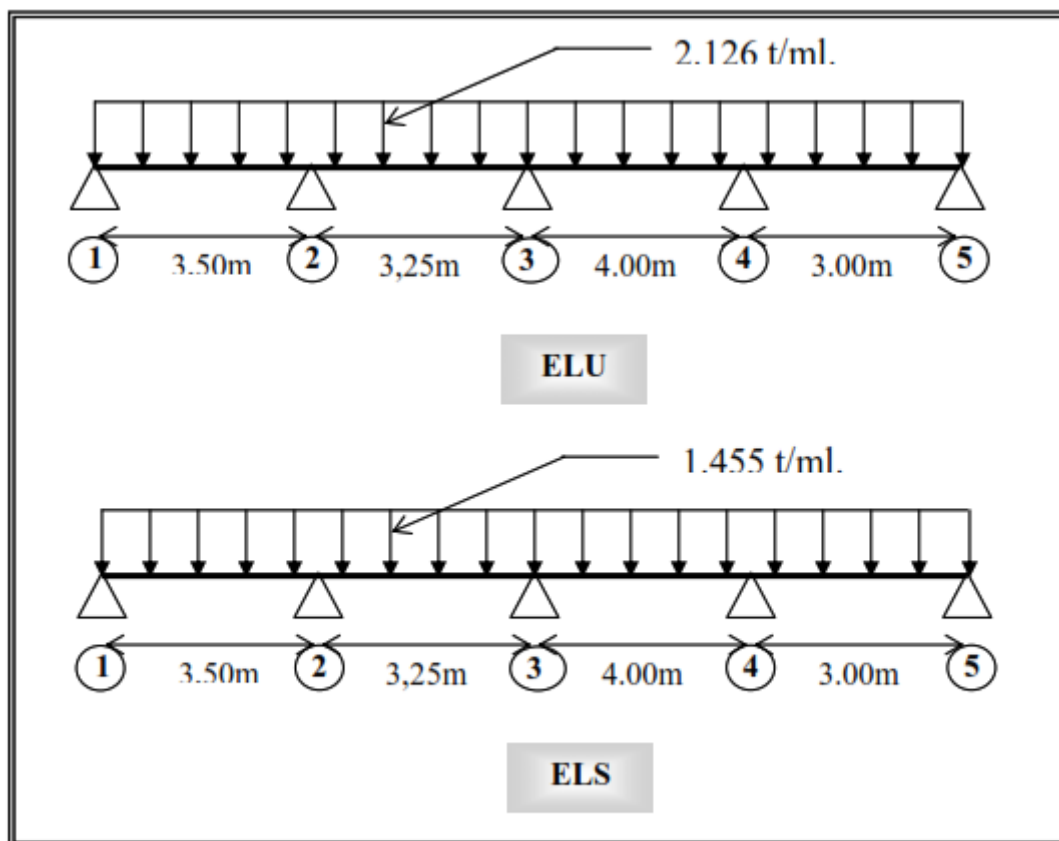


Fig. 3. 9-Schéma statique pour distribuer la charge à ELU et ELS

Pour la détermination des moments (E.L.U, E.L.S) et des efforts tranchants on a utilisé le logiciel "ROBOT".

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après:

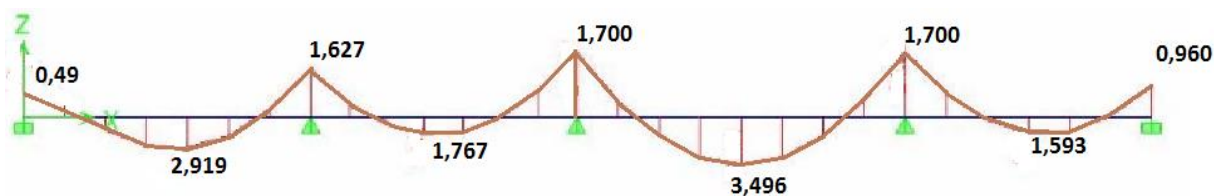


Diagramme de moment fléchissant des poutrelles à ELU

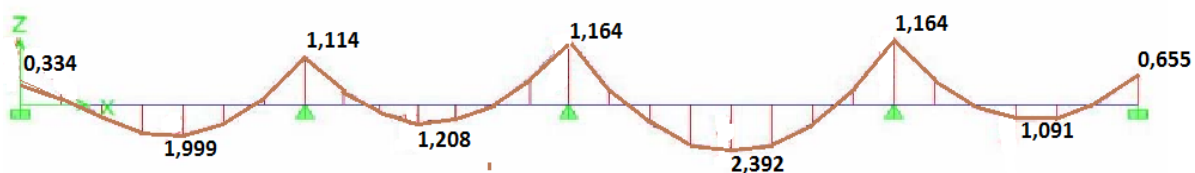


Diagramme de moment fléchissant des poutrelles à ELS

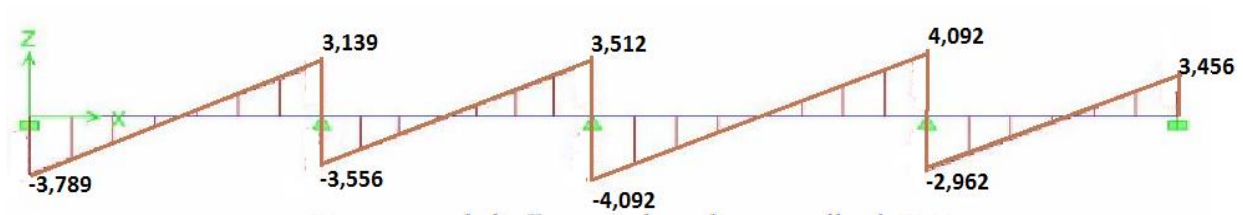


Diagramme de l'effort tranchant des poutrelles à ELU

VI.4.4. Ferrailage des poutrelles :

● en travée :

$$M_{u \max} = 3,496 \cdot 10^{-2} (\text{MN.m})$$

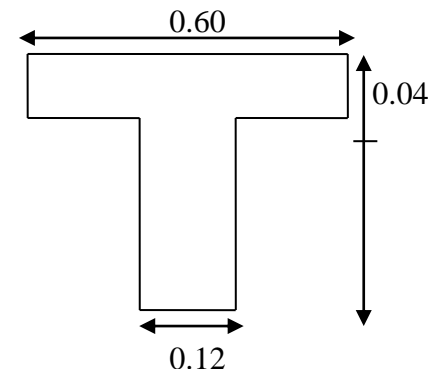
$$M_t = b h_0 \cdot f_{bu} (d - h_0/2)$$

$$b = 0,60 \text{ m} \quad , \quad h_0 = 0,04 \text{ m} \quad , \quad h = 0,2 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 0,18 \text{ m} \quad b_0 = 0,12 \text{ m}$$

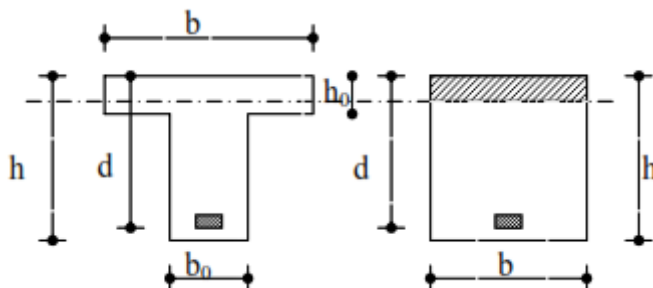
$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,6 \cdot 0,04 \cdot 14,17 (0,18 - 0,02) = 5,44 \cdot 10^{-2} (\text{MN.m})$$



$M_{u \max} < M_t$ donc on est ramené à l'étude d'une section rectangulaire.

$$S = (b \cdot h) = 60 \times 20 \text{ cm}^2.$$



$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.031$$

$$\mu_c = 0,306$$

$$\mu < \mu_c$$

	M _U (T.M)	μ	μ _c	α	Z (CM)	σ _s (MPA)	A _s (CM ²)	A _s MIN (CM ²)	CHOIX	A _s .ADOPT (CM ²)
Travée	3,496	0,063	0,32	0,08	0,174	348	2,89	1,12	3HA12	1,79

● **Sur appuis :**

$$M_{U \max} = 1,7 \cdot 10^{-2} \text{ MN.m}$$

$$M_t = 0,6 \cdot 0,04 \cdot 14,17 (0,18 - 0,02) = 5,44 \cdot 10^{-2} \text{ MN.m}$$

$M_{U \max} < M_t \Rightarrow$ on fait le calcul pour la même section rectangulaire (60x20cm²).

	M _U (T.M)	μ	μ _c	α	Z (CM)	σ _s (MPA)	A _s (CM ²)	A _s MIN (CM ²)	CHOIX	A _s .ADOT (CM ²)
Appui	1,700	0,091	0,32	0,08	0,174	348	4,14	1,12	4HA12	4,52

VI.4.5. Calcul des Armature transversale et de l'espacement

Selon le BAEL 91 : le diamètre ϕ_t des armatures transversale d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivant : $\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_1 ; b/10)$

ϕ_1 : Diamètre minimum des armature longitudinales.

$$\phi_t = \min(0,571 ; 1 ; 1,2) \text{ cm}$$

On adopte $\phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$.

On choisi : $A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$ (A_t : section d'un seul cours transversal)

● **Selon le BAEL91 :**

Pour l'espacement ainsi que la section d'acier on a :

$$A_t / (b_0 S_{t1}) \geq \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,9 \cdot f_{ij} \cdot K) / (0,9 \cdot f_c (\cos \alpha + \sin \alpha))$$

Puisque on a des armatures droites $\Rightarrow \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\cos \alpha + \sin \alpha) = 1$

Avec reprise du bétonnage $\Rightarrow K = 0$

$$S_{t2} \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) = 0,082 \text{ m soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq A_t \cdot f_c / (\tau_u \cdot b_0) = 235 \times 0,57 \times 10^{-4} / 0,96 \times 0,12 = 0,116 \text{ m}$$

● Selon le RPA 99 :

$$A_t / S_t \geq 0,003 \cdot b_0$$

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 ; \varnothing_1) \quad \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \quad \text{zone courante}$$

Donc :

<i>Selon BAEL 91</i>	<i>Selon RPA99</i>
- $S_{t1} \leq 7,5 \text{ cm}$	$A_t / S_t \geq 0,036 \text{ cm}$
- $S_{t2} \leq 16,2 \text{ cm}$	- $S_t \leq 5 \text{ cm}$
- $S_{t3} \leq 47,5 \text{ cm}$	- $S_t \leq 10 \text{ cm}$

Donc on choisit $S_t = 10 \text{ cm}$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = V_u / b_0 d \quad \text{avec } b_0 = 12 \text{ cm, } d = 18 \text{ cm, } V_u = 4860 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 4860 / 12 \times 18 = 2,25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{Ma}) = \min (3,25, 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

$$A_t / b_0 S_t \geq \tau_u / 0,8 f_c \quad \text{ou choisit : } A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2 \quad \text{et on calcule } S_t.$$

$$F_{ct24} = 235 \text{ Mpa. } \tau_u = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 9,3 \text{ cm}$$

$$\text{On a aussi, } S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) = 0,082 \text{ m soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

VI.4.5. Verifications

1. Vérification de la condition de non fragilité :

(Art.A.U.2 de BAEL91) :

$$A_s \geq (0,23 \cdot b_0 d \cdot f_{t28}) / F_c$$

● en travée :

$$(0,23 \times 0,12 \times 0,18 \times 2,1) / 400 = 0,26 < A_s = 1,79 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

● sur appui :

$$A_s = 0.26 \text{ cm}^2 < 2.36 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

2. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

1-appuis de rive : l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante :

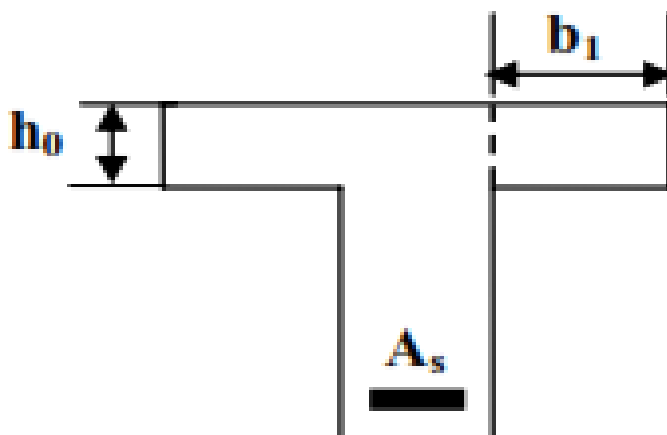
$$V_u < \bar{V}_u$$

$$V_{u \max} = 4860 \text{ kg} = 0.0486 \text{ MN}$$

$$\bar{V}_u = 0.267 \times 0.9 \cdot d \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{ MN}$$

$$V_u < \bar{V}_u \quad (\text{condition vérifiée}).$$

3. Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :



$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = V_u(b-b_0)/1.8 \times d \cdot b_0 \cdot h_0 = 2.074 \times 10^{-2} \times (0.6-0.12) / 1.8 \times 0.6 \times 0.18 \times 0.04$$

$$\tau_u = 2.63 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{condition vérifiée}).$$

4. Vérification de la flèche :

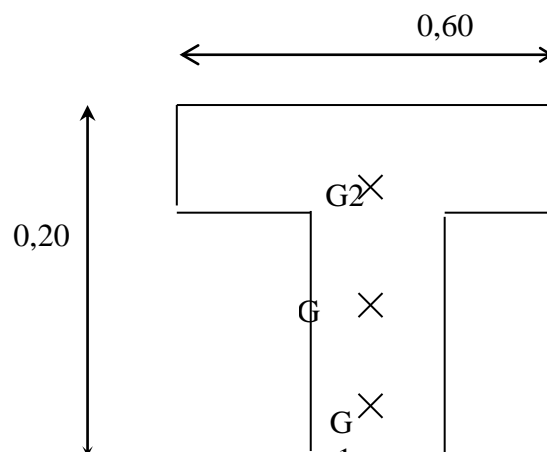
$$f_e = \frac{l}{500}$$

$$f_e = \frac{M_{ser \max} \times l^2}{10 \cdot EI} \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec :

$$I = 1/3 b \cdot h^3 + 15 A_s (d-y)^2 + 15 A_s' (y-c')^2$$

$$1/2 b \cdot h^2 + 15 A_s' (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0$$



Après les calcul : $y = 3,5 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$ (axe neutre dans la table)

Calcul de l'inertie de la section totale :

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + (bh_0) \times G_1 G_0^2 + \frac{BH^3}{12} + (BH) \times G_0 G_2^2$$

$$I = 0,65 \times 0,04^3 / 12 + 0,65 \times 0,0424^3 + 0,12 \times 0,16^3 / 12 + 0,12 \times 0,16 \times 0,0575^2$$

$$I = 1,155 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 11696,07$$

$$M_{\text{ser max}} = p l^2 / 8 \quad \Rightarrow M_{\text{ser max}} = 2,247 \cdot 10^2 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Calcul de la flèche : f

$$f = \frac{10 \times 1,2 \times 4^2}{10 \times 1,155 \times 10^{-4} \times 32164,20} = 0,0051 \text{ m} \equiv 0,51 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{500} = \frac{4}{500} = 0,008$$

$$f' \frac{l}{500} \quad \text{il est vérifié}$$

5. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations,

Le ferrailage est en treilles soudée (BAEL 91 B.6.8.4)

Les conditions suivantes doivent être respectés :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

✓ Les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68. BAEL91) Comme suit :

↳ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

↳ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Si : L (Écartement entre axe des nervures) $\leq 50 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A > 200 / f_e.$$

Si : $50 \leq L \leq 80$

$$\Rightarrow A = 40 \cdot L / f_e. \quad (\text{Avec } L \text{ en cm}).$$

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à (A / 2)

Dans notre cas, on a une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Soit :

L : Ecartement entre nervures = 65 cm.

$f_e = 5200$ bars pour les treillis soudés de $\Phi 6$.

$$D'ou : A_{per} = \frac{40L}{f_e} = \frac{40 * 0,65}{5200} = 0.5 \text{ cm}^2/ml$$

$$5T_s6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5T_s6 $A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression , on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 0.25 cm suivant les deux sens.

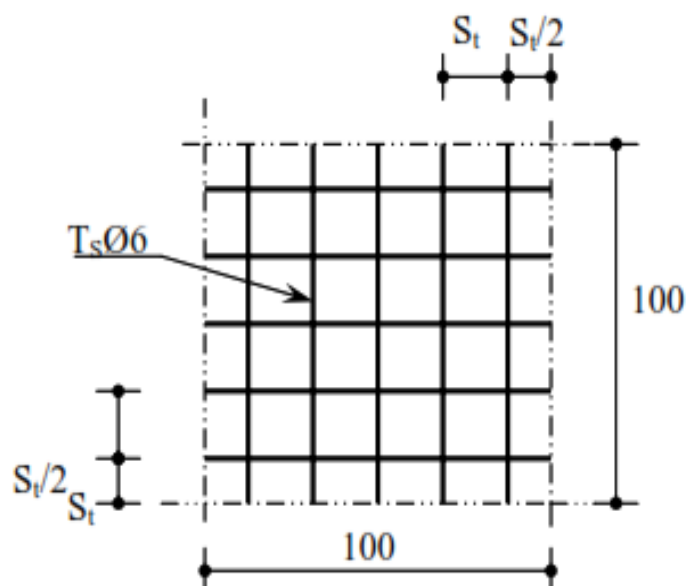


Fig.VI.11 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

Disposition des armatures dans ia poutrelle (appuis et travée)

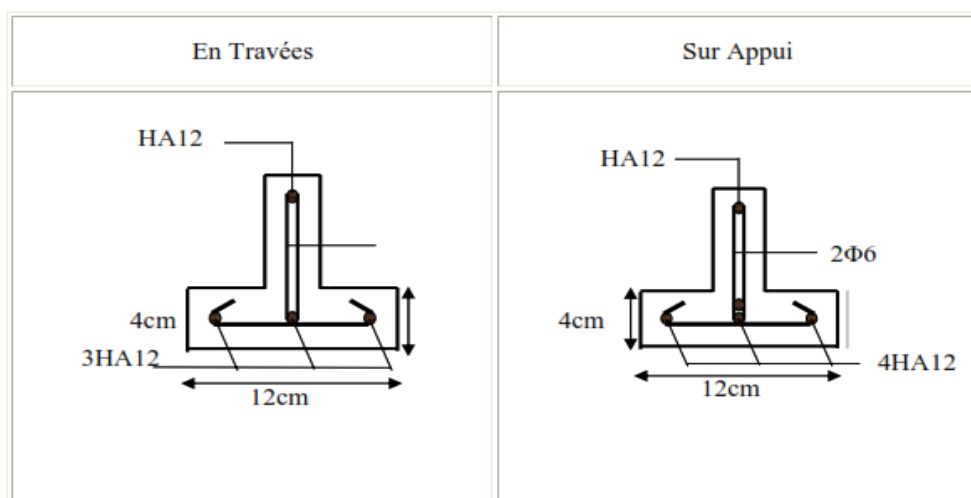


Fig.VI.12 : ferrailages des poutrelles

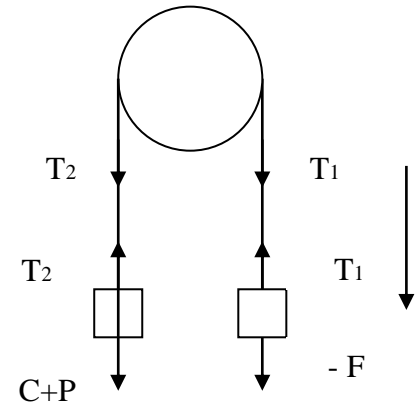
VI.5.DALLE MACHIN

VI.5.1. INTRODUCTION

La classe de l'ascenseur est définie selon DTU-75 1 type1
 classe1 : ascenseur destiné au transport des personnes.

VI.5.2.CARACTÉRISTIQUES

- charge nominale.
- Nombre de personnes.
- Vitesse moyenne.



VI.5.3.DÉFINITIONS TECHNIQUES

- CABINE : organe de l'ascenseur destiné à recevoir des personnes à transporter
- REFERENCES : type entièrement métallique à angle droit, ventilation naturelle par plancher et plafond, les dimensions intérieures de longueur : 1,10m et de hauteur 2,23m
- ETRIER : ossature métallique portant la cabine, elle est dimensionnée pour supporter sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent en service normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au châssis de l'étrier, toute transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux
- MOTEUR : ensemble d'organes assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur
- REGULATEUR DE LA VITESSE : cet appareil a pour fonction de contrôler les éventuels excès de vitesse dans les deux sens de marche.
- CONTRE-POIDS : il a pour rôle d'équilibrer le poids de la cabine et une partie de la charge utile. On réduit ainsi la puissance motrice nécessaire. le contre poids est conçu de façon à équilibrer le poids de la cabine plus (40 à 50) %.
- AMORTISSEURS : ils sont placés dans la cuvette servant à arrêter la cabine et le contre- poids si les limites des niveaux extrêmes sont dépassées.

VI.5.4.CARACTÉRISTIQUES DE L'ASCENSEUR

- Capacité : 08 personnes
- Vitesse : 0.65-1 m/s
- Charge nominale : 630kg

- Dimension de la dalle machine : selon les conditions qu'ils nous ont été fournies par l'entreprise nationale des ascenseurs $e_{dalle} = 25 \text{ cm}$

VI.5.5.CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT LA DALLE

- Poids de la machine $C = 844\text{kg} = 0.844 \text{ t}$
- Charge nominale $P = 630 \text{ kg} = 0.630 \text{ t}$
- Poids du contre -poids $Q = C + 0.45P = 4.2835 \text{ t}$
- Poids de la cabine $C = 4000 \text{ kg} = 4 \text{ t}$

VI.5.6.DALLE MACHINE

- dalle 25 cm - - - - - 0.625 t / m²
- forme de pente (medchape) 3 cm - - - - - 0.06 t / m²
- isolant thermique : 4 cm - - - - - 0.016 t / m²
- mortier de pose 2 cm - - - - - 0.04 t / m²
- revêtement dallage 2 cm - - - - - 0.044 t / m²

$$G = 0.785 \text{ t / m}^2$$

VI.5.7.DÉTERMINATION DE LA FORCE D'INERTIE

On admet qu'il y a trois phases de mouvement dans l'ascenseur

- 1- mouvement uniforme accéléré lors du démarrage
- 2- mouvement uniforme retardé lors de freinage
- 3- mouvement uniforme silencieux, commandé par le treuil.

On calcule le cas défavorable :

FORCE D'INERTIE

On néglige

- Le poids de la poulie
- Le frottement dans les câbles

D'après le principe de la dynamique on a :

VI.5.8.DÉTERMINATION DE LA TENSION DANS LES CÂBLES

$$\Sigma F = m \cdot \gamma$$

$$P + C - T1 = (m_c + m_p) \gamma \dots\dots\dots (1)$$

$$Q - T2 = m_Q \cdot \gamma \dots\dots\dots (2)$$

poids de la poulie câble négligeable

$$\Rightarrow T1 = T2 = T$$

$$= C + P - Q = (m_c + m_p + m_Q) \gamma$$

$$\text{Donc } \gamma = (C + P - Q) / mc + mp + mQ = 0.389 \text{ m / s}^2$$

$$\gamma = 0.389 \text{ m / s}^2$$

TENSION DANS LES CÂBLES

$$F_i = T_1 + T_2 = 2T$$

$$T = Q + mQ \cdot \gamma = 44500 \text{ kg} = 44.5 \text{ t} = T_1$$

$$T/g = 4.45 \text{ t}$$

VI.5.9.CALCUL DE LA FORCE ADDITIONNELLE PERTURBATRICE

PROVENANT DE L'EXCITATION DE L'EFFORT DYNAMIQUE :

On néglige l'amortissement du au treuil et on suppose que le moteur est en équilibre, la force dynamique maximale est atteinte lorsque le travail est maximum c a d pour un déplacement maximal.

$$W = (C + P) \cdot d_{max} = 230.62 \text{ t}$$

$$d_{max} = 49.81$$

On prend le cas d'une impulsion rectangulaire, le facteur d'amplification dynamique ($D = 2$)

$$F_p = D (P + C) = 9260 \text{ kg}$$

$$F_y = 9.26 \text{ t}$$

FORCE D'INERTIE

$$F = 2T = 89 \text{ t}$$

RÉACTION DE LA POULIE

$$R = T + T + F_p = \gamma_i + F_p$$

$$R = 8.9 + 9.26$$

$$R = 18.16 \text{ t}$$

VI.5.10.CALCUL DE LA CHARGE RÉPARTIE SUR LA DALLE

$$L_x = 1.9 \text{ m} \quad L_y = 2.1 \text{ m}$$

$$G = \text{dalle} + \text{cabine}$$

$$G = 0.785 + 0.844/1.9 \times 2.1 = 0.996$$

$$G = 0.996 \text{ t/m}^2$$

VI.5.11.SURCHARGE D'ACCOMPAGNEMENT

- Poids de la cabine : $C = 4 \text{ t}$
- Charge nominale : $P = 0.63 \text{ t}$
- Force d'inertie : $F_i = 8.9 \text{ t}$
- Force additionnelle perturbatrice : $F_p = 9.26 \text{ t}$
- $\Sigma = 27.91 \text{ t}$

- Le poids du contre -poids : $Q = 4.28 \text{ t}$
- Poids de la machine : $C' = 0.844 \text{ t}$

VI.5.12.ÉVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE

- Dalle en béton armé = 0.625 t / m^2
- Forme de pente = 0.06 t / m^2
- Isolation phonique = 0.016 t / m^2 $G = 0.785 \text{ t / m}^2$
- Mortier de pose = 0.04 t / m^2
- Revêtement dallage = 0.044 t / m^2

Le médachape est un mortier spécial composé de résine, il est recommandé par le document technique, son rôle est d'absorber les impacts causés par la machine.

VI.5.13.CALCUL DE LA DALLE MACHINE

- **ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + 1.3S / a.b$$

$$q_u = 10.588 \text{ t / m}^2$$

VI.5.14.CALCUL DU FERRAILLAGE

$$\rho = l_x / l_y = 1.9 / 2.1 = 0.9 \text{ dalle porte dans 2 direction}$$

$$\rho \geq 0.4 \text{ dalle porte dans 2 direction}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u l_x^2 \quad M_x = 0.0458 \cdot 10.588 \cdot 1.9^2 = 1.75 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \quad M_y = 0.778 \cdot 1.75 = 1.362 \text{ t.m}$$

MOMENT DE FERRAILLAGE

$$-M_t + (M_e - M_w / 2) \geq 1.25M_0$$

$$\text{On prend } M_e = M_w = 0.3M_0$$

$$M_t \geq 0.95M_0$$

- **SENS X**

$$M_0 = q l^2 / 8 = 1.7506 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.3 \cdot 1.7506$$

$$M_t = 0.95 \cdot 1.7506$$

$$M_a = 0.5252 \text{ t.m} \quad M_t = 1.6631 \text{ t.m}$$

- **SENS Y**

$$M_0 = 1.7506 \text{ t.m} \quad M_a = 0.3 \cdot 1.362 \quad M_t = 0.95 \cdot 1.362$$

$$M_a = 0.4086 \text{ t.m} \quad M_t = 1.294 \text{ t.m}$$

FERRAILLAGE SENS X

- **TRAVÉE**

$$c = c' = 2 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 23 \text{ cm}$$

$$M_t = 1.6631 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.0221$$

$$\mu_r = 0.392 \quad \mu_r > \mu \quad \longrightarrow \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.02798 \quad \beta = 0.988$$

$$A_s = 2.10 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 5\text{HA}10 \quad A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$M_a = 0.5252 \text{ t.m}$$

• **APPUI**

$$M_a = 0.5252 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.0069 \quad \mu_r = 0.392 \quad \mu_r > \mu \quad \longrightarrow \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.0087 \quad \beta = 0.996$$

$$A_{min} = 2.47$$

$$A_s = 0.65 \text{ cm}^2 \leq A_{min}$$

$$A_{min} = 2.47 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \longrightarrow 6\text{HA}8$$

FERRAILLAGE SENS Y

• **TRAVÉE**

$$c = c' = 2 \text{ cm} \quad d = 23 \text{ cm}$$

$$M_t = 1.294 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.0172 \quad \mu_r = 0.392 \quad \mu_r > \mu \quad \longrightarrow \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.0217 \quad \beta = 0.99$$

$$A_s = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 5\text{HA}10 \quad \longrightarrow \quad A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$M_a = 0.4086 \text{ t.m}$$

• **APPUI**

$$\mu = 0.0054$$

$$\mu_r = 0.392 \quad \mu_r > \mu \quad \longrightarrow \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.006 \quad \beta = 0.997$$

$$A_s = 0.65 \text{ cm}^2 \leq A_{min}$$

$$A_{min} = 2.47 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 6\text{HA}8 \quad \longrightarrow \quad A_s = 3.02 \text{ cm}^2$$

ELS

$$q_s = G + Q + Q_0$$

$$q_s = 8.091 \text{ t / m}^2$$

Moment a L'ELS

• **SENS X :**

$$M_x = 1.333 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.40 \text{ t.m}$$

$$M_t = 1.271 \text{ t.m}$$

VI.5.15. VÉRIFICATION

VÉRIFICATION DES CONTRAINTES

- TRAVÉE

AXE NEUTRE

$$M = 1.271 \text{ t.m}$$

$$x = 4.65 \text{ cm}$$

MOMENT D'INERTIE

$$I = 23201.2782 \text{ cm}^4$$

VÉRIFICATION DES CONTRAINTES

$$\text{Béton : } \sigma_b = 25.479 \text{ kg / cm}^2 \leq 150 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = 1507.47 \text{ kg / cm}^2 \leq 2020 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

- APPUI

$$M = 0.4 \text{ t.m}$$

AXE NEUTRE

$$x = 4.13 \text{ cm}$$

MOMENT D'INERTIE

$$I = 18478.44 \text{ cm}^4$$

VÉRIFICATION DES CONTRAINTES

$$\text{Béton : } \sigma_b = 8.94 \text{ kg / cm}^2 \leq 150 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = 612.57 \text{ kg / cm}^2 \leq 2020 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

- SENS Y

$$M_a = 0.312 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.99 \text{ t.m}$$

VÉRIFICATION DES CONTRAINTES

- TRAVÉE

AXE NEUTRE

$$M_s = 0.99 \text{ t.m}$$

$$x = 4.65 \text{ cm}$$

MOMENT D'INERTIE

$$I = 23201.27 \text{ cm}^4$$

VÉRIFICATION DES CONTRAINTES

$$\text{Béton } \sigma_b = 19.84 \text{ kg / cm}^2 \leq 150 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Acier } \sigma_{st} = 1174.48 \text{ kg / cm}^2 \leq 2020 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

- APPUI

$$M = 0.3122 \text{ t.m}$$

AXE NEUTRE

$$x = 4.13 \text{ cm}$$

MOMENT D'INERTIE

$$I = 18478.44 \text{ cm}^4$$

VÉRIFICATION DES CONTRAINTES

$$\text{Béton } \sigma_b = 6.98 \text{ kg / cm}^2 \leq 150 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

$$\text{Acier } \sigma_{st} = 478.114 \text{ kg / cm}^2 \leq 2020 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

$$T = q_u \cdot l_x l_y / 2 \cdot l_x l_y$$

$$T_u = 6.92 \text{ t}$$

$$\tau_u = T_u / b_0 d = 0.301 \text{ MPA}$$

$$\tau_{adm} = 0.35 \text{ MPA} \geq \tau_u = 0.301 \text{ MPA} \quad \text{pas besoin d'armature transversale}$$

VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE

$$h / l \geq 1 / 22.5 \quad 0.11 \geq 0.044 \quad \text{vérifié}$$

$$A_t / b d \leq 2 / f_e 0.001 \leq 0.005 \quad \text{vérifié}$$

$$h / l \geq M_t / 20 M_0 \quad 0.119 \geq 0.047 \quad \text{vérifié}$$

ETUDE AU VENT :**V.1.1.Introduction :**

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

V.1.2.Application des R N V 99 :

La vérification de la stabilité d'ensemble :

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99)

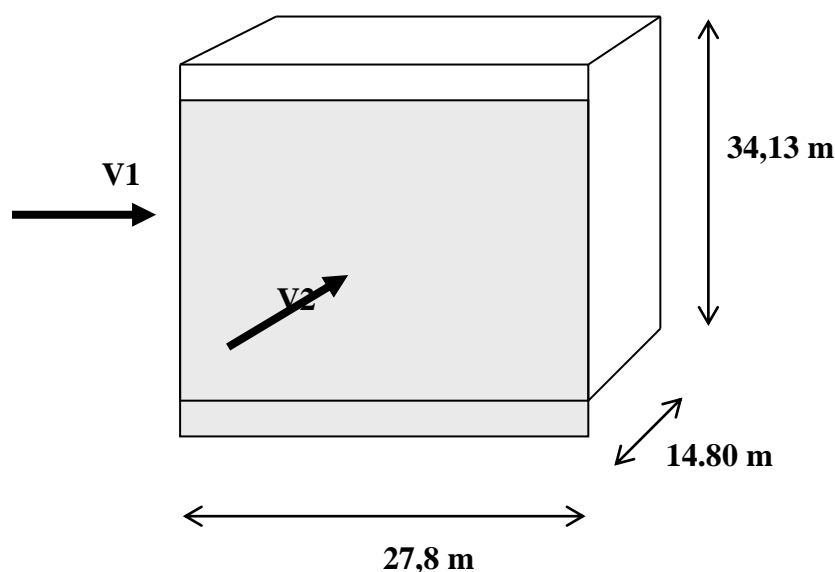


Figure VI-1: Action du vent

L'application des RNV 99

Remarque

Après de calcule on à l études de vent c'est négligé par apport études sismique

ÉTUDE SISMIQUE

VI.1. OBJECTIFS DE L'ÉTUDE SISMIQUE

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

- La méthode statue équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.2. MODELISATION MATHEMATIQUE

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.3.1. CONDITION D'APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE EQUIVALENT

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

● **Zone I :** tous groupes

● **Zone IIa :**

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

● Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.3.2.CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

- • Hypothèses de calcul.
- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher. Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

IV.3.3.CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente ; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale, la méthode de statique équivalente sera donnée à titre indicatif.

VI.4. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON LES RPA99/V2003**VI.4.1. CLASSIFICATION DE LA ZONE SISMIQUE**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0: sismicité négligeable

Zone I: sismicité faible

Zone II: sismicité moyenne

Zone III: sismicité élevée

Notre ouvrage est implantée dans la wilaya de **SETIF** donc en zone **IIa**.

IV.4.2. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON SON IMPORTANCE

Le bâtiment est à usage d'habitation et considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne, il est donc classé dans le Groupe 2.

En retrouve dans ce groupe les ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tel que :

- Les bâtiments d'habitation bâtiments collective ou à usage de bureaux dont la hauteur industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives ne dépassent 48m
- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiment industriels.
- Parkings de stationnement publics.

VI.4.3. CLASSIFICATION DU SITE

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S2. On retrouve dans cette catégorie les dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

VI.4.4. CLASSIFICATION DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement

Notre structure est contreventée par un système mixte assuré par des voiles et des portiques. Néanmoins il est nécessaire de procéder à une justification d'interaction

portique– voiles. Pour ce faire on doit vérifiez :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

VI.4.5. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON SA CONFIGURATION

La structure de l'ouvrage est classée selon sa configuration en plan et en élévation. Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis à vis des deux

directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses

Ainsi on peut dire que le bâtiment est régulier en plan et en élévation et par conséquent c'est un bâtiment classé régulier.

VI.5.METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

VI.5.1. PRINCIPE DE LA METHODE

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la structure, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur qui correspondent en générale aux directions principales du bâtiment.

VI.5.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE

La modélisation du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions est le modèle brochette qui considère, la masse de chaque niveau comme étant concentrée au centre de gravité du plancher. Un seul degré de liberté en translation horizontale est affecté à chaque niveau pour les deux directions.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées des éléments structuraux.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

VI.5.3. CALCULE DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

W : poids total de la structure

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol

d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

VI.5.3.1. COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE A

Le coefficient d'accélération de zone : 2, est donné par le tableau [4.1] des RPA 99/Version2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (Tableau [5.1])

Groupe D'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau 5.1. Coefficients d'accélération de zone A

Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone II.a donc : **A = 0,15**

VI.5.3.2. FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE MOYEN D

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. ce coefficient est donné par

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

Avec:

$T_2=0,4sec$:périodecaractéristiqueassociéeàlacatégoriedusiteetdonnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version2003.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi + 2}} \geq 0.7 \quad \text{Facteur de correction de}$$

$$T_2 < T < 3s$$

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type

de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau [5-2] présenté ci-après

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 5.2- Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement mixte voiles–portiques donc on prend $\xi = 7 \%$.

D'où : $\eta = 0,88 > 0,7$

VI.5.3.3. ESTIMATION EMPIRIQUE DE LA PERIODE FONDAMENTALE

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

On a donc :

h_N : Hauteur en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

✓ **Pour le sens transversal**

$$-h_N=34,13m \quad \text{et} \quad d= 15,20m \quad C_T=0,050$$

Alors $T = \min(0,70 \text{ s} ; 0,787 \text{ s})^{2/3} T=0,70s$

Et : $T_2 (S_3) = 0,4s \quad T_2 \leq T \leq 3s$

$$D = 2.5(T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

Donc : $D = 1.515$

✓ **Pour le sens longitudinal**

$$-h_N=34,13m \quad \text{et} \quad d= 27,80m \quad C_T=0,050$$

Alors $T = \min(0,70 \text{ s} ; 0,787 \text{ s})^{2/3} T=0,58s$

Et : $T_2 (S_3) = 0,4s \quad T_2 \leq T \leq 3s$

$D = 2.5(T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s \quad \text{Donc : } D = 1.717$

VI.5.3.4. COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL DE LA STRUCTURE

Selon le tableau [4.3] des RPA99/Version 2003 ; Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec Interaction on a: **R = 5**

VI.5.3.5. FACTEUR DE QUALITE Q

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non

Sa valeur est donnée par le tableau [4.4] des RPA 99/Version. 2003

Tableau 5.3 – Valeurs des pénalités *Pq*

Critère q	<i>Pq</i>
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0 (Observé)
2. Redondance en plan	0 (Observé)
3. Régularité en plan	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0 (Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05 (N/observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10 (N/observé)
Q	1.15

VI.5.3.6. POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE

Le poids de la structure *W* est égal à la somme des poids *Wi* de chaque niveau (i).

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 pq$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d’exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donnée par le tableau [4.5].des RPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour un bâtiment à usage d’habitant $\beta = 0,20$

Etages	Poids (t)
Cage de terrasse	39,304
Terrasse	321,110
9	398,177
8	407,851
7	411,019
6	411,019
5	419,307
4	419,307
3	423.794
2	423,794
1	433,426
RDC	496,875
Total	4609,646

Tableau 5.4 .Poids de chaque niveau

Poids total de la structure **WT = 4606,646 t**

VI.5.3.7.RESUME DES RESULTATS

Paramètres	A	Dtr,Dlon	Q	R	W (t)	TL(s)	TT(s)	η
Résultats	0,15	1,515 -1,717	1,15	2	4609,646	0,58 s	0,70 s	0,88

Donc les calculs de la force sismique totale V :

$$V = A \times D \times Q \times W / R$$

$$V_T = 0,15 \times 1,515 \times 1,15 \times 4609,646 / 5 = 240,235t$$

$$V_L = 0,15 \times 1,717 \times 1,15 \times 4609,646 / 5 = 273,059t$$

VI.6.METHODE MODALE SPECTRALE

VI.6.1.PRINCIPE

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

VI.6.2.MODELISATION DE LA STRUCTURE

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux....etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis ROBOT est utilisé.

VI.6.3.PRESENTATION DU LOGICIEL AUTODESK ROBOT STRUCTURE ANALYSIS PROFESSIONNEL 2015 :

Pour quoi analyser une structure ?

Le rôle de l'analyse d'une structure est la prédiction et la performance du comportement de cette dernière sous l'influence d'un chargement donné.

Les étape de modélisation sur le ROBOT sont les suivants : (définition de la géométrie, des matériaux, du chargement, etc..) de façon numérique.

Seuls les éléments structuraux sont modélisés sur le ROBOT. Quant aux éléments secondaires, ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent aux poids des éléments structuraux

plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ROBOT permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, ..).

IV.6.2.2. MODELISATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.6.2.3. MODELISATION DE LA MASSE

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/Version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2,5t/m³.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées

IV.6.2.4. SPECTRE DE REPOSE DE CALCUL

$$1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) \quad 0 \leq T \leq T_1$$

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

A : coefficient d'accélération de zone

η: facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

Q : facteur de qualité.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

R : coefficient de comportement de la structure

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi + 2}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau [4.2] (RPA99/2003)

Dans notre cas : $\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0.88$

A=0.15 (tableau [4.1] desRPA99/Version2003)

R=5. (Structure mixte avec interaction - tableau [4.3]desRPA99/Version2003)T₁ =0.15sec (tableau [4.7] des RPA99/Version2003)

T₂ = 0.40 sec Q =1.15

IV.6.3.NOMBRE DEMO DES A CONSIDERER

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration a retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90%au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.6.4.EFFETS DE LA TORSION ACCIDENTELLE

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales; les effets de la torsion accidentelle d'axe verticale sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7 des RPA99/Version.2003.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle additionnelle égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'accélération sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Ainsi pour une longueur totale de la structure de 30 m l'excentricité accidentelle additionnelle sera de 1.5 m.

VI.7.ANALYSE DE LA STRUCTURE EXISTANTE

VI.7.1.INTRODUCTION

La structure initialement conçue par le bureau d'étude est présentée dans la figure (5.1)

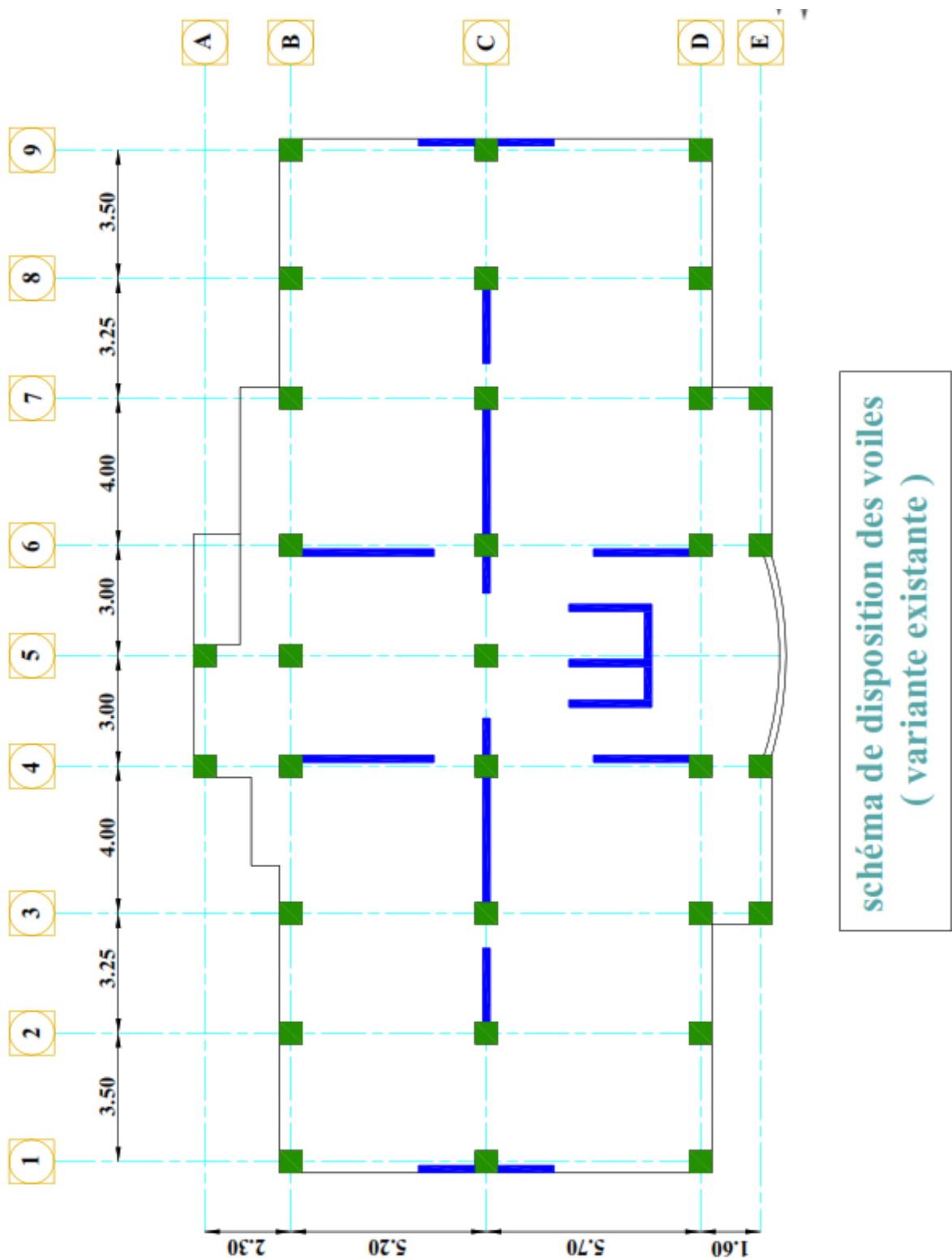


Fig. 5.1– Vue en plan de la structure existante

Le système de contreventement est mixte (portiques et voiles) avec interaction. Une analyse de cette structure sera menée tout au long de ce chapitre et des commentaires seront donnés suite à

son comportement. L'analyse de la structure se fera selon les deux étapes suivantes :

1^{ère} étape : Évaluation de l'excentricité « e » entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion. Pour ce la il sera effectué :

1. Détermination du centre de gravité des masses à chaque niveau.
2. Détermination de centre de torsion à chaque niveau.
3. Détermination de l'excentricité, théorique dans les deux sens considérés.
4. Comparaison avec l'excentricité règlementaire. (RPA 99/Version2003).

2^{ème} étape : Evaluation des caractéristiques dynamiques de la structure en déterminant

1. Les périodes propres de la structure.
2. Les masses modales de la structure dans les deux sens.
3. Les masses modales cumulées.

VI.7.2.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

VI.7.2.1.LE CENTRE DE GRAVITE DES MASSES

Le centre gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.)

Les éléments suivants seront pris en considération :

- Les planchers (dalles).
- Les voiles.
- Les poutres.
- Les poteaux
- Les balcons.
- Les murs extérieurs.
- Les escaliers

VI.7.2.2.LE CENTRE DE TORSION

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux et des poutres. Deux cas de figure peuvent se présenter à nous :

– Le centre gravité des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'un mouvement de

translation.

- Le centre gravité des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation simultanément.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul du centre de masse et du centre de torsion de chaque niveau.

Tableau 5.5- Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage.

Etages	XCCM (m)	YCCM (m)	XCT (m)	YCT (m)
Cage de Terrasse	13,75	10,389	13,757	11,756
9	13,706	7,757	13,856	7,047
8	13,707	7,837	13,856	7,047
7	13,706	7,841	13,854	7,050
6	13,706	7,841	13,854	7,050
5	13,704	7,843	13,853	7,059
4	13,704	7,843	13,853	7,059
3	13,703	7,849	13,850	7,067
2	13,703	7,845	13,849	7,070
1	13,701	6,852	13,846	7,082
RDC	13,695	6,906	13,846	7,082

Tableau 5.5. Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage.

VI.7.2.3.CALCUL DE L'EXCENTRICITE THEORIQUE ET D EL 'EXCENTRICITE ACCIDENTELLE

L'excentricité est la distance entre le centre de graviter des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

$$e_x = X_{CM} - X_{CT} \text{ et } e_y = Y_{CM} - Y_{CT}$$

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides

dans leurs plan, RPA99/Version2003 (art 4.3.7) préconise de prendre en compte à chaque niveau et dans chaque direction une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grandes des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit êtres prise de part et d'autre du centre de torsion).

VI.7.3.L'excentricité théorique :

C'est celle calculée précédemment

$$e_{xth} = X_G - X_C$$

$$e_{yth} = Y_G - Y_C$$

VI.7.3.1.L'EXCENTRICITE ACCIDENTELLE

Fixée par le RPA 99/Version 2003 à : ± 5% L.

Sens X $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 27.50m$ $e_{ax} = 1.375m$

Sens Y $e_{ay} = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 14.80m$ $e_{ay} = 0.74m$

Le tableau [5.6] résume les résultats des excentricités pour chaque niveau.

L'étage	Centre des masses		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CT} (m)	Y _{CT} (m)	e _x (m)	e _y (m)	e _x (m)	e _y (m)
Terrasse	13,75	10,757	13,757	11,756	-0,0074	-1,367	1,375	0,74
9	13,707	7,758	13,857	7,047	-0,150	0,711	1,375	0,74
8	13,707	7,837	13,857	7,047	-0,149	0,790	1,375	0,74
7	13,706	7,842	13,855	7,050	-0,148	0,792	1,375	0,74
6	13,706	7,842	13,855	7,050	-0,148	0,792	1,375	0,74
5	13,705	7,844	13,853	7,059	-0,149	0,785	1,375	0,74

4	13,705	7,844	13,853	7,059	-0,149	0,785	1,375	0,74
3	13,703	7,850	13,851	7,067	-0,148	0,782	1,375	0,74
2	13,703	7,846	13,850	7,070	-0,147	0,775	1,375	0,74
1	13,701	7,852	13,846	7,082	-0,145	0,770	1,375	0,74
RDC	13,695	7,906	13,846	7,082	-0,151	0,824	1,375	0,74

Tableau 5.6. Excentricités Théorique et Accidentelle

Excentricité retenue

Afin de prendre en compte que l'excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion, on doit étudier les quatre cas suivants et prendre le cas le plus défavorable:

Excentricité retenue

$$1 - e_x = e_{xth} + e_{ax}$$

$$2 - e_x = e_{xth} - e_{ax}$$

$$3 - e_y = e_{yth} + e_{ay}$$

$$4 - e_y = e_{yth} - e_{ay}$$

L'effort tranchant à la base repris par les portiques 395,32KN Donc :

$$972,84 > 0,25 \times 971,26 = 242,81\text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

Suivent-Y :

L'effort tranchant total à la base 1157,95KN

L'effort tranchant la base repris par les portiques 1158,06KN Donc : $1157,95 > 0,25 \times 1158,06 = 289,515\text{KN}$ vérifiée

Les conditions d'interaction portiques voiles sont **vérifiées**.

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure,
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de

la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

VI.7.3.2.LES MODES PROPRES

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau [5.8]:

Modes	Période (s)	UX (%)	UY (%)	SumUX (%)	SumUY(%)	Nature
1	3,33	0,00	4,77	0,00	4,77	transla
2	2,55	5,28	0,00	5,28	4,77	transla
3	1,11	0,59	0,35	5,87	5,12	torsion
4	0,98	0,03	73,39	5,90	78,52	
5	0,86	1,79	0,01	7,68	78,53	
6	0,72	65,71	0,01	73,40	78,54	
7	0,39	2,33	0,00	75,72	78,54	
8	0,32	0,01	1,41	75,73	79,95	
9	0,31	0,01	10,16	75,74	90,11	

Tableau 5.8 .Périodes propre et pourcentage des masses

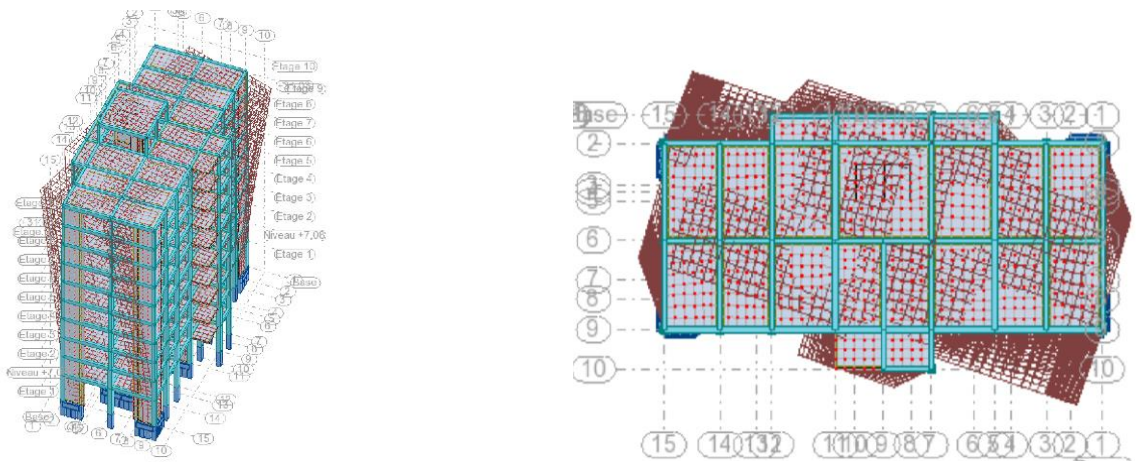


Fig. 5.2. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

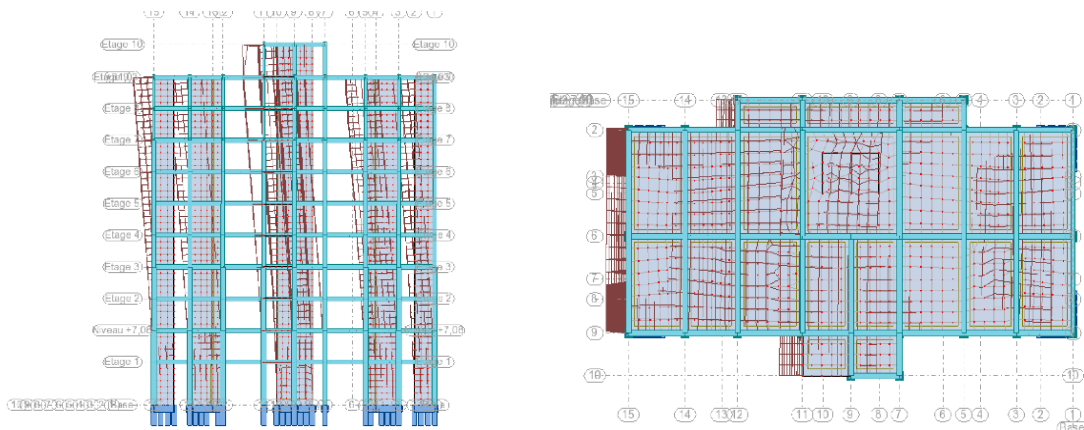


Fig. 5.3. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

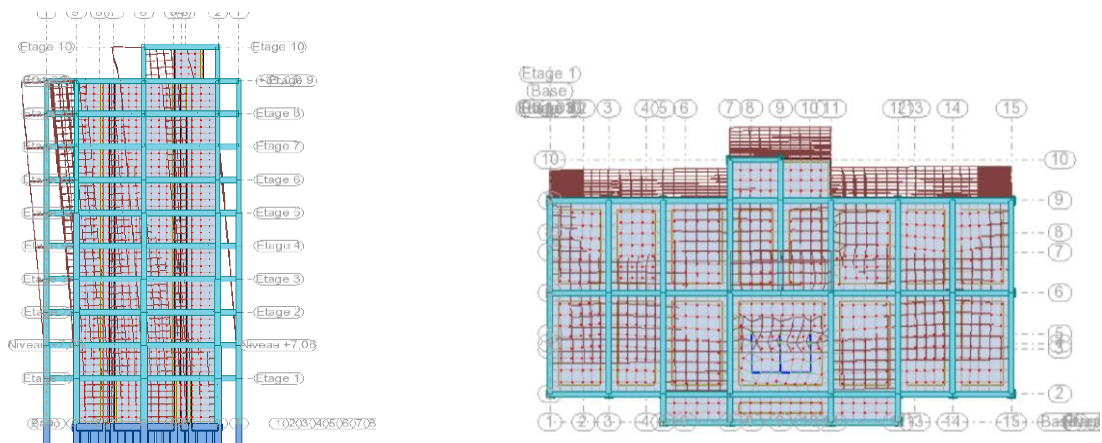


Fig. 5.4. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

VI.7.3.3.INTERPRETATION DES RESULTATS

- L’analyse de la structure nous permet d’observer que cette dernière est rigide pour un ouvrage de 9 niveaux:
- Apparition du phénomène de la torsion dans le premier mode.
- Une surabondance de voiles dans les deux sens.
- Mauvaise disposition des voiles de contreventement (dans les deux sens), qui sont concentrée en milieu de la structure (très proches du centre de gravité des masses).

Ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certains voiles.

VI.8.ANALYSE DE LA STRUCTURE PROPOSEE

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants. La structure proposée est présentée dans la figure (5.5)

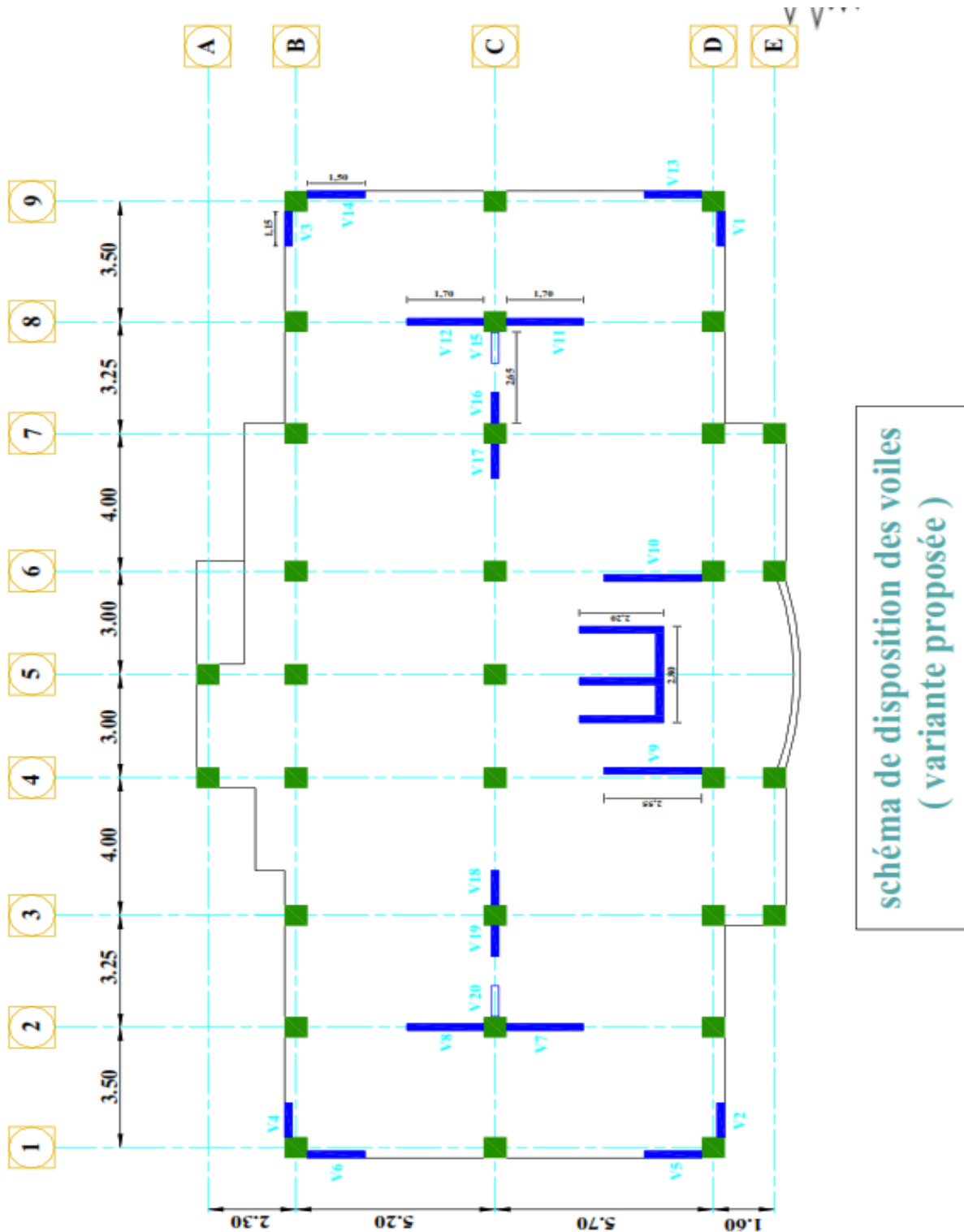


Fig. 5.5. Vue en plan de la structure proposé

IV.8.1.EXCENTRICITE THEORIQUE ET ACCIDENTELLE

Dans le tableau [5.9] suivant est donnée l'excentricité accidentelle et théorique calculées pour chaque niveau de la structure proposée.

L'effort tranchant à la base repris par les portiques 395,32KN Donc :
 $972,84 > 0.25 \times 971,26 = 242,81\text{KN}$ —————> vérifiée

Suivent-Y :

L'effort tranchant total à la base 1157,95KN

L'effort tranchant la base repris par les portiques 1158,06KN
 Donc : $1157,95 > 0.25 \times 1158,06 = 289,515\text{KN}$ —————> vérifiée

Les conditions d l'interaction portiques voiles sont **vérifiées**.

VI.8.4.VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

Moment resistant / Moment de renversement > 1.5

$$M_{res} = F \times \frac{l_x}{2} = 73639.42 \times 13.76 = 1013278,42\text{KN.m}$$

$$M_{renv} = \sum F_i \times h_i = 60,96 \times 34,13 + 238,06 \times 31,03 + 385,59 \times 28,08 + 509,84 \times 25,08 + 620,94 \times 22,08 + 716,50 \times 19,08 + 794,92 \times 16,08 + 857,76 \times 13,08 + 904,55 \times 10,08 + 945,56 \times 7,08 + 972,15 \times 4,08 = 104237,415\text{Kn}$$

Moment resistant / Moment de renversement = $1013278,42 / 104237,415 \geq 1.5$

La stabilité de la structure au renversement est vérifiée.

Centre des masses	Centre de torsion	Excentricité théorique	Excentricité accidentelle
-------------------	-------------------	------------------------	---------------------------

L'étage	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CT} (m)	Y _{CM} (m)	e _X (m)	e _y (m)	e _X (m)	e _y (m)
Terrasse	13.75	3.822	13.72	5.542	0.03	-1.72	1.375	0.74
9	13.771	6.645	13.7	5.942	0.071	0.703	1.375	0.74
8	13.769	6.806	13.697	5.937	0.072	0.869	1.375	0.74
7	13.768	6.864	13.694	5.944	0.074	0.92	1.375	0.74
6	13.768	6.894	13.692	5.953	0.076	0.941	1.375	0.74
5	13.767	6.912	13.691	5.961	0.076	0.951	1.375	0.74
4	13.766	6.924	13.69	5.965	0.076	0.959	1.375	0.74
3	13.765	6.933	13.691	5.966	0.074	0.967	1.375	0.74
2	13.765	6.939	13.694	5.957	0.071	0.982	1.375	0.74
1	13.764	6.944	13.699	5.944	0.065	1	1.375	0.74
RDC	13.763	6.946	13.709	5.935	0.054	1.011	1.375	0.74

Tableau 5.9. Excentricité Théorique et Accidentelle

Tableau [5.10] résume les résultats de calcul de l'excentricité totale retenue.

L'étage	e _x =e _{xth} +e _{ax} (m)	e _x =e _{xth} - e _{ax} (m)	e _y =e _{yth} +e e _{ay} (m)	e _y =e _{yth} - e _{ay} (m)	e _x à retenir (m)	e _y à retenir (m)
Terrasse	1.405	-1.345	-0.98	-2.46	1.405	-0.98
9	1.446	-1.304	1.443	-0.037	1.446	1.443
8	1.447	-1.303	1.609	0.129	1.447	1.609
7	1.449	-1.301	1.66	0.18	1.449	1.66
6	1.451	-1.299	1.681	0.201	1.451	1.681
5	1.451	-1.299	1.691	0.211	1.451	1.691
4	1.451	-1.299	1.699	0.219	1.451	1.699

3	1.449	-1.301	1.707	0.227	1.449	1.707
2	1.446	-1.304	1.722	0.242	1.446	1.722
1	1.44	-1.31	1.74	0.26	1.44	1.74
RDC	1.429	-1.321	1.751	0.271	1.429	1.751

Tableau 5.10. L'excentricité Retenue

IV.8.2.1.PERIODES PROPRE SET FREQUENCES PROPRES

Le tableau [5.11] suivant donne des périodes propres et fréquence propre de vibration de la structure

Tableau 5.11 –Période et Fréquence propre

Résultats: dynamique - Cas: 3 (Modale) Modes actifs: 1..10; CQC: Valeurs: 1

- Cas: 3 (Modale) Modes actifs: 1..15; CQC

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
3/ 1	1,08	0,92	68,78	0,00	
3/ 2	1,26	0,80	68,78	68,03	0,0
3/ 3	1,40	0,71	68,94	68,15	0,0
3/ 4	2,23	0,45	68,94	68,15	0,0
3/ 5	2,25	0,44	68,94	68,98	0,0
3/ 6	3,34	0,30	69,88	68,98	0,0
3/ 7	4,05	0,25	86,22	68,98	0,0
3/ 8	4,74	0,21	86,23	68,98	0,0
3/ 9	4,84	0,21	86,23	84,82	0,0

3/	10	5,11	0,20	86,23	86,27	0,0
3/	11	5,43	0,18	86,23	86,28	0,0
3/	12	8,00	0,12	86,77	86,28	0,0
3/	13	8,59	0,12	92,49	86,28	0,0
3/	14	10,23	0,10	92,49	86,28	0,0
3/	15	10,61	0,09	92,49	92,08	0,0

Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.U X [kg]	Tot.mas.U Y [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
68,78	0,00	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0
0,00	68,02	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0
0,16	0,12	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0
0,00	0,00	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0
0,00	0,82	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0
0,94	0,00	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0
16,34	0,00	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0
0,00	0,00	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0
0,00	15,84	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0
0,00	1,45	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0
0,00	0,01	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0
0,54	0,00	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0

5,72	0,00	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0
0,00	0,00	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0
0,00	5,80	0,0	7363941,81	7363941,81	0,0

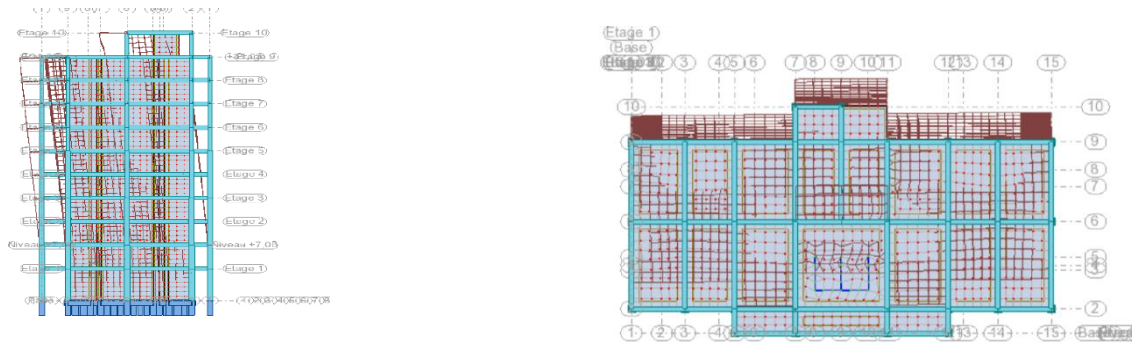


Fig. 5.6. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

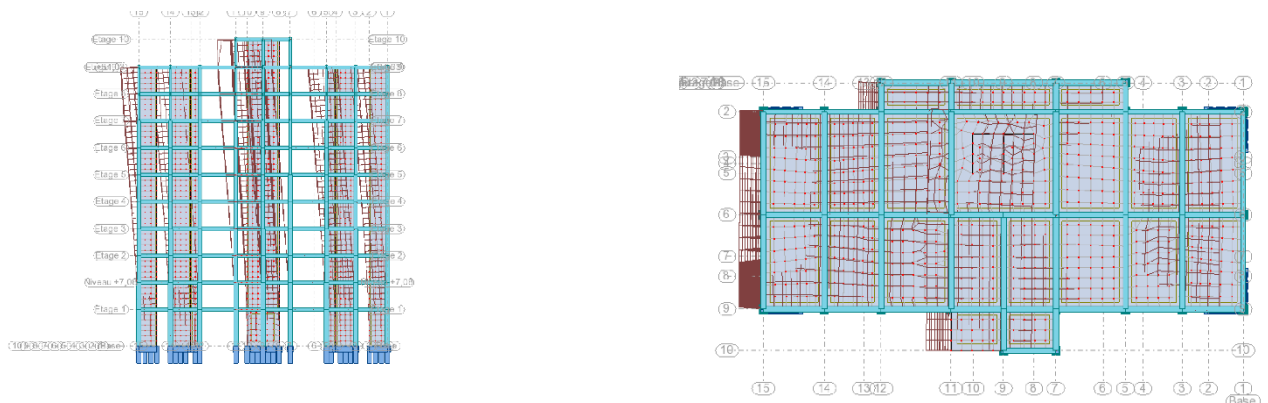


Fig. 5.7. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

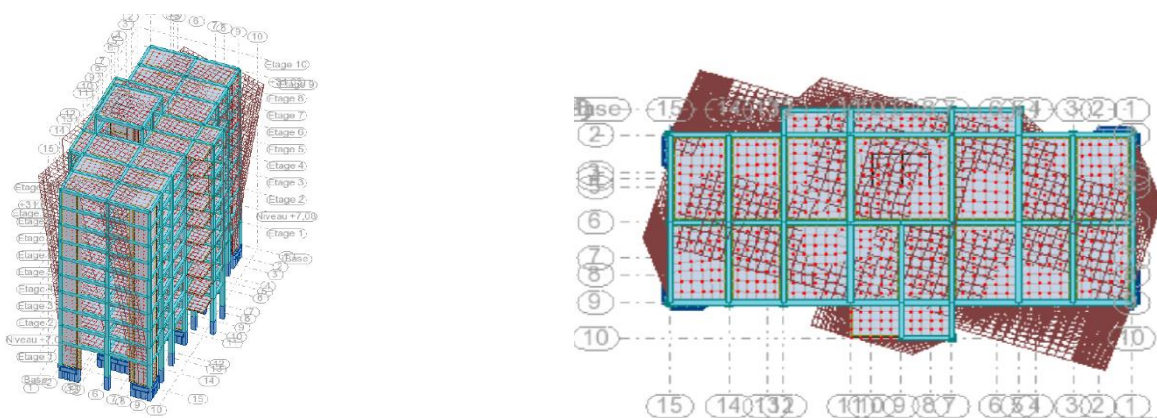


Fig. 5.8. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

IV.8. VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES

IV.8.1.PERIODE FONDAMENTALE THEORIQUE

L'analyse de la nouvelle variante nous donne :

Les périodes fondamentales sont proches de celles des formules

- empiriques. $T_{\text{empirique}} = C_{\text{THT}} T^{3/4} = 0,70 \text{ sec.}$

$T_{\text{numérique}} = 0,77 \text{ sec.}$

- Les neuf premiers modes sont suffisants pour que la masse modale dépasse les 90% (Tableau [5.12])

- Disparition des modes de torsion au niveau des modes fondamentaux

IV.8.2.RESULTANTE DES FORCES SISMIQUE

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport aux charges verticales

$$r = 0,8V/V_t$$

-L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens X

$$V_{\text{Dynamique}} = \Sigma(S_a/g) \times U_x \% \times W$$

$$V_{\text{Dynamique}} = 245.160 \text{ KN}$$

-L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivent le sens

$$X V_{\text{statique}} = 104.590 \text{ KN}$$

$$0.8 V_{\text{statique}} = 83.672 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{Dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}} \text{ vérifié.}$$

-L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens Y

$$V_{\text{Dynamique}} = \Sigma(S_a/g) \times U_x \% \times W$$

$$V_{\text{Dynamique}} = 270.47 \text{ KN}$$

-L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivent le sens Y

$$V_{\text{statique}} = 240.05 \text{ KN}$$

$$0.8 V_{\text{statique}} = 192.04 \text{ KN} \quad \square \quad V_{\text{Dynamique}} \square 0.8 V_{\text{statique}} \text{ vérifié.}$$

IV8.3.JUSTIFICATION DE L'INTERACTION PORTIQUES VOILES

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les sollicitations verticales totales de la structure : 73639,42KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 10906,98KN

- On a : $10906,98 \leq 0,20 \times 73639,42 = 14727,88 \text{ KN} \Rightarrow$ vérifiée
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Suivent X : L'effort tranchant à total à la base 971,26KN

L'effort tranchant à la base repris par les portiques 395,32KN

Donc : $395,32 > 0,25 \times 971,26 = 242,81 \text{ KN} \Rightarrow$ vérifiée

Suivent-Y : L'effort tranchant total à la base 1157,95KN

L'effort tranchant la base repris par les portiques 1158,06KN

Donc: $1158,06 > 0,25 \times 1157,95 = 289,51 \text{ KN} \Rightarrow$ vérifiée

Les conditions d l'interaction portiques voiles sont **vérifiées**.

VI.8.4.VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment resistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

$$M_{\text{res}} = F \times \frac{l_c}{2} = 73639,42 \times 13,76 = 1013278,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{renv} = \sum F_i \times h_i = 60,96 \times 34,13 + 238,06 \times 31,03 + 385,59 \times 28,08 + 509,84 \times 25,08 + 620,94 \times 22,08 + 716,50 \times 19,08 + 794,92 \times 16,08 + 857,76 \times 13,08 + 904,55 \times 10,08 + 945,56 \times 7,08 + 972,15 \times 4,08 = 104237,415 \text{Kn}$$

$$\text{Moment resistant} / \text{Moment de renversement} = 1013278,42 / 104237,415 \geq 1.5$$

La stabilité de la structure au renversement est vérifié

VI-10 : JUSTIFICATION DE L’EFFET P-Δ :

L’effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : **L’article 5.9 du RPA99/version 2003**

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0, 10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d’exploitation associée au-dessus de niveau k :

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$.

h_k : hauteur de l’étage k .

V_k : effort tranchant d’étage au niveau k .

$$V_k = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$

• **Sens longitudinal :**

Niveau	Wi (KN)	Pk(KN)	Δk (m)	Vx(KN)	hk (m)	Θ	≤ 0.1
9	487,761	297,54	0,005	354,90	3,06	0,000987	Vérifié
8	487,761	487,761	0,006	544.75	3.06	0,001755	Vérifié
7	425,248	913.01	0,007	901.09	3.06	0,002317	vérifié
6	425,248	1338.25	0,007	1177.78	3.06	0.002599	vérifié
5	425,248	1763.50	0,007	1410.89	3.06	0.002859	vérifié
4	425,248	2188.75	0,007	1804.48	3.06	0,002577	vérifié

3	425,248	2614.01	0,007	1765.04	3.06	0,003387	vérifié
2	425,248	3039.25	0,006	1891.08	3.06	0,002957	vérifié
1	425,248	3464.49	0,005	1991.43	3.06	0,003151	vérifié
RDC	425,248	3889,74	0,002	2048.21	3.06	0,001241	vérifié

Tableau.6.14.Les effets de second order (effet P-θ) (XX)

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0, 10$$

• **Sens transversal :**

Niveau	Wi (KN)	pk (KN)	Δ _k (m)	V _y (KN)	h _k (m)	Θ	≤0.1
9	425,248	297,761	0,005	354.90	3.06	0,000987	vérifié
8	425,248	487,761	0,005	541.55	3.06	0,001471	vérifié
7	425,248	913.01	0,006	918.59	3.06	0,005963	vérifié
6	425,248	1338.25	0,006	1211.78	3.06	0,002165	vérifié
5	425,248	1763.50	0,007	1464.91	3.06	0,002538	vérifié
4	425,248	2188.75	0,007	1677.76	3.06	0,002984	vérifié
3	425,248	2614.01	0,007	1844.02	3.06	0.003242	vérifié
2	425,248	3039.25	0,006	1976.53	3.06	0,0030150	vérifié
1	425,248	3464.49	0,005	2075.38	3.06	0,002727	vérifié
RDC	487,761	3889,74	0,002	2119.02	3.06	0.001199	vérifié

Tableau.6.15 : Les effets de second ordre (effet P-θ) (Y-Y)


FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII .1.INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistant s’effectuera selon le règlement BAEL 91 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99/ version 2003**).

VII.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l’état limité ultime « ELU » sous l’effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

 Situation durable et transitoire :

-Béton :

$$\gamma_b=1,5 \quad f_{c28}=25MPa \quad f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.17 \text{ MPA} ;$$

-Acier :

$$\gamma_s=1,15 \quad f_e = 400MPa \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

 Situation accidentelle :

-Béton :

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = 21,74MPa$$

-Acier :

$$\gamma_s=1 \quad F_e = 400MPa \quad \sigma_s = 400MPa$$

VII .2.1.COMBINAISON DES CHARGES

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

 **Selon BAEL 91:**

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

E L S G + Q

 **Selon RPA 99/version2003** (situation accidentelle)

G + Q + E

0,8G + E

La section d’acier sera calculée pour différentes combinaisons d’efforts internes

N_{max} ; M_{correspondant}

N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$

M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$

VII.2.2. RECOMMANDATION DU RPA 99/VERSION 2003

● Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone **IIa**).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone **IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone **III**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)

● Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute .

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture) .

$\rho_a=2.5$ Si l'élancement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a=3.75$ Si l'élancement géométrique < 5 .

$f_e=400$ Mpa.

t : Espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min} (10\Phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodale .

$t \leq \text{Min} 15\Phi$ en zone de recouvrement , avec Φ diamètre longitudinal.

La quantité d'armatures minimale (A_t/b_1t %) est donnée par :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$

0.8 % si $\lambda_g \leq 3$ Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec $\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b , les dimensions de la section du poteau.

VII .2. 3. LES RESULTATS DES SOLLICITATIONS

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel ROBOT sont résumés dans les tableaux qui suivent.

Nous avons retenu en tout quatre (04) zones :

- ➔ Zone I (RDC, 1^{ère} étage) : poteaux 50x50.
- ➔ Zone II (2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage) : poteaux 45x45.
- ➔ Zone III (5^{ème}, 4^{ème} étage) : poteaux 40x40.
- ➔ Zone IV(6^{ème}, 7^{ème} étage) : poteaux 35x35.
- ➔ Zone V (8^{ème}, 9^{ème} étage) : poteaux 30x30.

● **Les Poteaux non adhérent au voile :**

⚡ **Efforts internes dans les poteaux dus aux combinaisons les plus défavorables**

Niveau	Section [cm ²]	N ^{max}	M ^{corr}	M ^{max}	N ^{corr}	N ^{min}	M ^{corr}	T ^{max}
		[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN]
		1,35 G+1,5Q		G+Q+1,2E		0.8G±E		
ZoneV	30×30	349,23	26,27	29,28	67,61	2,11	0,233	16,89
ZoneVI	35×35	727,21	33,63	47,69	299,3	20,99	0,255	27,94
ZoneIII	40×40	1116,75	38,26	61,05	535,91	35,74	0,407	33,48
ZoneII	45×45	1524,69	40,26	67,13	774,38	40	0,24	34,16
Zone I	50×50	1963,4	17,406	68,71	1053,56	45,75	0,842	32,49

VII.2.4.EXEMPLE DE CALCUL

On calcule comme un exemple le ferrailage des poteaux non adhérent aux voiles au niveau de RDC et ayant les caractéristiques suivantes :

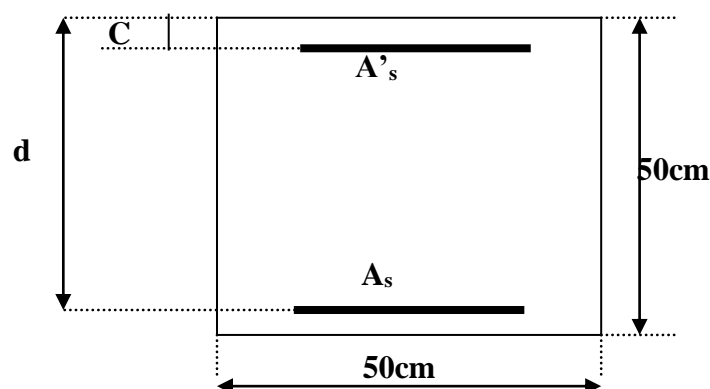


Fig.6.1 : Représentation schématique d'un poteau (50×50)

● **Calcul des armatures longitudinales :**

1^{er} cas): $N_{\max} = 1236,58 \text{KN}$; $M_{\text{corres}} = 49,56 \text{KN.m}$ **(1,35G + 1,5Q)**

2^{eme} cas): $N_{\min} = 40 \text{KN}$; $M_{\text{corres}} = 0,24 \text{KN.m}$ **(0,8G + E)**

3^{eme} cas): $M_{\max} = 67,13 \text{KN.m}$; $N_{\text{corres}} = 774,38 \text{KN}$ **(G+Q + 1,2E).**

1^{er} cas :

$N_{\max} = 1236,58 \text{KN}$; $M_G = 28,71 \text{KN.m}$; $N_G = 734,13 \text{KN}$

$M_{\text{corres}} = 49,56 \text{KN.m}$; $M_Q = 7,20 \text{KN.m}$; $N_Q = 7,20 \text{KN}$

$f_{bu} = 14,17 \text{MPa}$

$e_1 = \frac{M_U}{N_u} = \frac{49,56}{1236,58} = 0,04 \text{m}$

$\phi = 2$

$\phi = 2$

$\alpha = 0,8$

$L_f = 2,8 \text{m}$

$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = 0,00238 \text{cm}$

$\alpha = 0,8$

$L_f = 2,8 \text{m}$

$e = e_1 + e_2 = 6,00238 \text{cm}$

$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu}$

$A = 0,476 \text{MN.m}$

$B = Nu(d - c') - Mua$

$Mua = Mu + Nu \times (d - \frac{h}{2})$

$Mua = 0,418 \text{MN.m}$

$B = 0,109 \text{MN.m}$

$A > B \Rightarrow \text{SPC}$

$\mu_a = \frac{Mua}{bd^2 f_{bu}} = 0,354 > 0,186 \text{domaine 2a , SPC}$

$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}}{0,8} = 0,574$

$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,312 \text{m}$

$\xi_s = 10 \cdot 10^{-3}$

$\epsilon_s > \epsilon_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3}$ donc : $\sigma_s = 400 \text{MPa}$

$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = -0,000291 \text{cm}^2 < 0$

2^{eme} cas:

$$N_{\min}=40\text{KN}$$

$$M_{\text{corres}}=0,24\text{KN.m}$$

$$f_{bu} = 18,48\text{MPa}$$

$$M_{ua} = 0,04042\text{MN.m}$$

$$A = 0,476\text{MN.m}$$

$$B = -0.05542\text{MN.m}$$

$$A > B \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\mu_a = 0,038 < 0,186 \text{ domaine 1}$$

$$\alpha = 0,64 \Rightarrow Z = 0,301 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = 0,027 \text{ cm}^2 \ll \ll$$

3^{eme} cas:

$$M_{\max} = 67,17\text{KN.m}$$

$$N_{\text{cones}} = 774,38\text{KN}$$

$$M_{ua} = -0,072\text{MN.m}$$

$$A = 0,476\text{MN.m}$$

$$B = 0,0387\text{MN.m}$$

$$A > B \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\mu_a = 0,069$$

$$\mu_a < 0,186 \Rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\alpha = 0,09 \Rightarrow Z = 0,386\text{m}$$

$$\varepsilon_s = 10.10^{-3} \text{ donc:}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 0,017 \text{ cm}^2 < 0$$

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

$$A_{s\min} > \frac{0,23b df_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s\min} = 2,71\text{cm}^2$$

Le ferrailage minimum donner par le RPA.

$$A_{s\min} = 09\%b.h = 22,50\text{cm}^2$$

Le ferrailage maximal donner par les **RPA99** /version **2003**

4% en zone courante : $A_s = 81\text{cm}^2$

6% en zone recouvrement : $A_s=121,50\text{cm}^2$

Le ferrailage minimum donner par les **RPA99** /version **2003**

$$A_{\min}=0,8\% bh=16,2\text{cm}^2$$

La section considérée est celui de **RPA99** /version 2003

$$\text{Soit : } 4\text{HA}16+8\text{HA}12=17,13\text{cm}^2$$

a) Armatures longitudinales

1ere cas :

$$N_{\max} = -319.42 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corres}} = 18.16 \text{ KN.m}$$

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A-4-4du B-A-E-L en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{tel que : } e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle

Sachant que :

$$e_a = \frac{M_u}{N_u} = \frac{40,26}{1524,69} = 0,026$$

$$e_1 = \frac{M_U}{N_u} = \frac{49,56}{1236,58} = 0,04m$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$e = e_2 + e_1 + e_a = 6,00238\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\varphi) = 0,00238\text{cm}$$

$$L_f=0,7 \times L = 0,7 \times 3 = 2,1\text{m}$$

Calcul la longueur de flambement

$$L_f = 0,7 \times L = 0,7 \times 3 = 2,1\text{m}$$

Calcul de l'élanement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,1}{0,1299} = 16,17 < 50$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec } \left(B = b \times h.; I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

Vérification au flambement

$$\frac{L_f}{h} < \max\left\{15; 20 \frac{e_1}{h}\right\} \Rightarrow 4,66 < 15$$

Condition vérifiée

● **Armatures transversales :**

Vérification du poteau à l'effort tranchant. :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{max} = 34,16 \text{KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{34,16}{0,405 \times 0,45} = 0,187 \text{Mpa}$$

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

❶ Selon le B.A.E.L 91 :

$\tau_u < (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{MPa})$pour une fissuration préjudiciable,ou très préjudiciable

$\tau_u < (0,2 f_{c28} / \gamma, 5 \text{MPa})$ pour une fissuration peu nuisible

❷ Selon RPA99/version2003 :

$$\bar{\tau} = \min (0,2 f_{c28}, 5 \text{Mpa}) = 3,33 \text{Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Conditions vérifiées.

● Calcul des armatures transversales :

Selon RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

● Condition d'espacement :

D'après le RPA 99/Version2003 article 7.4.2.2, la valeur maximale est fixée comme suit :

❶ Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (15 \text{cm}, 10 \varnothing_1). \quad \text{En zone IIa}$$

❷ Dans la zone courante :

$$t \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{En zone IIa}$$

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

On opte un espacement de : $\left. \begin{matrix} 10 \text{cm} \\ 15 \text{cm} \end{matrix} \right\}$ en zone nodale
15cm en zone courante

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3}{0,45} = 4,67 < 5 p_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_a t}{ht f_c} = \frac{3,75 \times 34,16 \times 10^{-3} \times 0,10}{0,45 \times 348} = 0,818 \text{ cm}^2$$

Soit : 2,00cm², 2 cadre ϕ 8 déployés

Vérification des cadres des armatures minimales

La quantité d’armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t \times b}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 4,67 < 5 \text{ la section minimale est } 0,36\% \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} > 0,36\% \quad \text{RPA99/version}$$

2003.

$$1,01 / 10 \times 45 = 0,224 < 0,36 \quad \text{non vérifiée}$$

D’après (RPA99/version 2003) : on prend $A_t = 2,18 \text{ cm}^2$. soit 3 ϕ 8

$$2,36 / 50 \times 10 = 0,47 > 0,33$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°.

Ayant une longueur de $10\phi_t = 10 \text{ cm}$.

VII.2.5. Choix des barres :

Les sections minimales exigées par le RPA99/version 2003, sont : $A_{s \text{ min}} = 0,8\% bh$

- ➔ Zone I : poteaux 50x50 $A_s = 20 \text{ cm}^2$
- ➔ Zone II : poteaux 45x45 $A_s = 16,20 \text{ cm}^2$
- ➔ Zone III : poteaux 40x40 $A_s = 12,80 \text{ cm}^2$
- ➔ Zone IV : poteaux 35x35 $A_s = 9,80 \text{ cm}^2$
- ➔ Zone V : poteaux 30x30 $A_s = 7,20 \text{ cm}^2$

Position	Niveau	Section [cm ²]	A _{RPA99} (cm ²)	Barres transversales	Barres longitudinales
Etages	RDC, 1	50x50	20	3&8	4HA16+8HA14
	2, 3	45x45	16,20	3&8	4HA16+8HA12
	4,5	40x40	12,80	2&8	4HA14+8HA12
	6,7	35x35	9,80	2&8	4HA14+8HA12
	8,9	30x30	7,20	2&8	8HA12

VII.3. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorable en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VII.3.1. Les combinaisons de calcul

U.L.E : 1.35 G + 1.5 Q	selon	CBA93
Accidentels : G + Q± E	selon	CBA99
Accidentelles : 0.8G± E	selon	CBA99

VII.3.2. Ferrailage longitudinal :

Les étapes de calcul sont données dans l'organigramme ci après. Néanmoins il faut

respecter les pourcentages minimaux donnés par les CBA93 et les RPA99/Version2003.

1) Ferrailage minimal d'après CBA93 :(Condition De Non Fragilité)

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23b_0df_{t28}}{f_e}$$

. Pour les poutres (30 × 50) ⇒ Amin = 1.81cm²

Pour les poutres (30 × 40) ⇒ Amin = 1.45cm²

2) Pourcentage minimal d'après RPA99 /Version2003

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

est de 0,5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% \times (b \times h)$$

Pour les poutres (30 × 50) ⇒ Amin = 7.50cm²

Pour les poutres (30 × 40) ⇒ Amin = 1.45cm²

3) Pourcentage maximal d'après RPA99/Version2003

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

• Pour les poutres (30 × 50)

4 % en zone courante ⇒ Amax = 60 cm²

6 % en zone de recouvrement ⇒ Amax = 90 cm²

• Pour les poutres (30 × 40)

4 % en zone courante $\Rightarrow A_{max} = 48\text{cm}^2$

6 % en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{max} = 72\text{ cm}^2$

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les

forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée

au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est :

40ϕ en zone I et II

50ϕ en zone III

4) Calcul des armatures transversal.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de } (h/4, 12\phi) \quad S \leq \frac{h}{2}$$

En dehors de la zone nodale : $2e$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.3.3. FERRAILLAGE PAR CBA93

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

Moment fléchissant.

Effort tranchant. (Les efforts normaux sont négligeables).

VII.3.3.1. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

On doit vérifier que $\tau_{u_{max}} < \tau_u$

La contrainte de cisaillement est donnée par $\tau_{u_{max}} = \frac{V_{u_{max}}}{b_0 d}$

$$\tau_{ul_{max}} = \frac{0.150}{0.30 \times 0.45} = 0.773 \text{MPa}$$

$$\tau_{ut_{max}} = \frac{0.07679}{0.3 \times 0.36} = 0.771 \% \text{MPa}$$

$$\tau = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa \right) \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5MPa \right) = 3,33MPa$$

$$\tau = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa \right)$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\tau = \min \left(0,15 \frac{25}{1,5}; 4MPa \right) = 2,5MPa$$

VII.3.3.2. DETERMINATION DES ARMATURES TRANSVERSALE

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement : $S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm})$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_t}{b_0 \times S_t} \geq 0,4Mpa \quad \text{Soit pratiquement} \quad \frac{A_t \times f_t}{b_0 \times 0,4} \geq S_t$$

D'après le pratique du BAEL91 A4.2.3 Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une

poutre est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right)$$

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

Φ_L : étant le diamètre des barres longitudinales

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k)}{0,8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures

droites : $K=1$, alors : $\alpha = \frac{\pi}{2}$

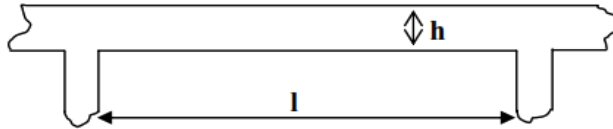
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj})}{0,8 \times f_e}$$

VII.3.3.3. CONDITION DE NON FRAGILITE

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{0,23 f_{tj}}{f_e}$$

VII.3.3.4. VERIFICATION DE LA FLECHE

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :



$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{4,2}{f_e} (Mpa)$$

Avec :

Mt : moment maximal en travée.

M0 : moment isostatique minimal.

b0 : largeur de la poutre.

d : hauteur utile.

At : Section d'aciers tendus en travée.

VII.3.4. CALCUL NUMERIQUE

VII.3.4.1. POUTRES PRINCIPALE

a) Ferrailage en travées

$$B = 30 \times 50 \text{ (cm}^2\text{)} \quad f_e = 348 \text{ MPa}$$

$$M_u = 76.97 \text{ KNm} \quad (\text{E.L.U})$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b = 0.85 \times 25 / 0.85 \times 1.5 = 16.67 \text{ MPa}$$

Situation durable et transitoire :

-Béton :

$$\gamma_b = 1.5 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 16.67 \text{ MPa} ;$$

-Acier : Type 1FeF40

$$\gamma_s = 1,15 \quad f_e = 400MPa \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

Situation accidentelle :

-Béton :

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = 21,74MPa$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad F_e = 400MPa \quad \sigma_s = 400MPa$$

$$M_{t \max} = 76.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,076$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348MPa$; $\varepsilon_s = 10 \%$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,10$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,432 \text{ m}$$

$$\xi_s > \xi_{es} = 1.74 \times 10^{-3} \text{ Donc } \sigma_s = 348MPa$$

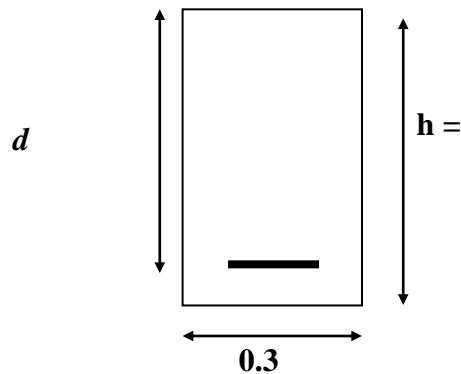


Figure 6.3 : la section des poutres longitudinales

$$A_{st1} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 0.077 / 348 \times 0.432 = 5.12 \times 10^{-4} m^{-4} = 5.12 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA16

Armatures de répartition

$$A_R = A_{st1} / 4 = 1.507 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Ferraillage au niveau des appuis :

$M_{max} = 114.336 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 114.336 \times 10^{-3} / 0.3 \times 0.45^2 \times 16.67 = 0.113 (G + Q + EXMIN)$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{MPa}$; $\epsilon_s = 10 \text{‰}$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,15$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,423 \text{ m}$$

$$A_{Sa1} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 0.115 / 0.423 \times 348 = 7.82 \times 10^{-4} = 7.82 \text{cm}^2$$

Soit : $3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 = 9.42 \text{ cm}^2$

Ferraillage minimum de RPA99/Version 2003 : $A_{smin} = 7.5 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition

$A_R = A_{st1} / 4 = 1.95 \text{cm}^2$ Soit : $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Armatures répartition

$\tau_{umax} < \tau \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Disposition constructive

On prend comme section d'armatures transversal : 2 cadres de HA8 avec $A_t = 2.01 \text{cm}^2$

Escapement :

$$\frac{0,9 A_t \times f_e}{b_0 \times \gamma_s \left(\tau_{ij} - 0,3 f_{ij} \right)} \geq S_{t1} \quad k = 1; \alpha = 90^\circ$$

$St_2 \leq (0.9d ; 40 \text{ cm})$

$$\frac{A_t \times f_t}{b_0 \times 0,4} \geq S_{t3}$$

$St \leq \min (St1; St2; St3) = \min(39.54 ; 40 ; 67) \Rightarrow St = 20 \text{cm}$

VII.3.4.2. POUTRES SECONDAIRE

c) Ferraillage des travées

$B = 30 \times 40 \text{ (cm}^2)$ $F_e = 348 \text{ MPa}$

$M_u = 22.606 \text{KN.m}$ (ELU)

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,035$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,045$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,35 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 2 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 = 3.39 cm²

Armatures de répartition

$$A_R = A_s / 4 = 1.15\text{cm}^2 \quad \text{Soit : 3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Ferraillage au niveau des appuis :

$$M_{\max} = 229\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,166$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,23$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,39 \text{ m}$$

$$A_{\text{Sa1}} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 8,96 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.24 cm²

Armatures de répartition

$$A_R = A_{\text{st1}} / 4 = 3.15\text{cm}^2 \quad \text{Soit : 3HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Vérification

$$\tau_{\text{umax}} < \bar{\tau} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

-Les résultats de ferraillage pour les poutres les plus sollicités sont mentionnés dans le

tableau [6.3] suivant :

POUTRE PRINCIPALES (sens longitudinal)		N ⁰	niveau	conbinaisons	
30×50	M _{travée}	76.97	B7	9 ^{eme} : 3.D-C	ELU
	M _{app max<0}	114.336	B5	7 ^{eme} : 2.B-C	G+Q+EX MIN
	T _{max}	104.35	B7	9 ^{eme} : 3.D-C	G+Q+EX MIN

Section cm ²	Travée : $A_s = 5.12\text{cm}^2$; Soit 3HA16=6.03cm ²				
	Appui : $A_s = 7.82\text{cm}^2$ Soit 3HA16+3HA12=9.42cm ²				
POUTRE SECONDAIRE (sens transversal)					
30×40	$M_{\text{travée}}$	22.606	B45	9 ^{ème} : B.3-4	ELU
	$M_{\text{app max}} < 0$	66.55	B56	6 ^{ème} : A.4-5	G+Q+E _{Y MAX}
	T_{max}	76.79	B56	6 ^{ème} : A.4-5	G+Q+E _{Y MIN}
Section cm ²	Travée : $A_s = 2\text{cm}^2$; Soit 3HA12=3.39cm ²				

Tableau 6.3. Ferrailages des poutres principales

VII.4. FERRAILLAGE DES VOILES

VII.4.1. INTRODUCTION

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/Version 2003.

VII.4.2. STABILITE DES CONSTRUCTIONS VIS-A-VIS LES CHARGES LATERALES

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement mixte, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VII.4.3. FERRAILLAGE DES VOILES

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal est déterminé selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

VII.4.4. COMBINAISON

Selon RPA 99/Version2003 les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- | | |
|-------------------------------|-------------|
| ELU : $1.35G + 1.5Q$ | selon CBA93 |
| Accidentelles : $G + Q \pm E$ | selon RPA99 |
| Accidentelles : $0.8G \pm E$ | selon RPA99 |

VII.4.5. PRESCRIPTIONS IMPOSEES PAR RPA99

VII.4.5.1. ACIERS VERTICAUX

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par les

RPA99/Version2003 et décrites ci-dessous :

– L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.

– Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

– A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

VII.4.5.2. ACIERS HORIZONTAUX

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

VII.4.5.3. REGLES COMMUNES

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile 0.15%

-En zone courante 0.10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 1.5.e$ Article 7.7.4.3 RPA/Version2003

$S \leq 30\text{cm}$

Avec e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

– 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

– 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VII.4.6. Calcul de ferrailage vertical

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2}, \frac{l'}{3} \right)$$

he : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré. Dans le calcul de ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

l' : étant la largeur de la zone comprimée.

VII.4.6.1. EXEMPLE D'APPLICATION :(VOILE V8)

L= 2 m

$N = -1204.30\text{KN}$

$M = 945.16\text{KN.m}$

L'effort normal N est un effort de traction \Rightarrow S.E.T (section entièrement tendue)

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,166$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{‰}$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,23$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,39 \text{ m}$$

$$A_{s\text{al}} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 8,96 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min (RPA)} = 0,15 \% \times e \times L$$

$$A_s \text{ min (RPA)} = 0,0015 \times 0,2 \times 2 \times 104 = 6 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} (BAEL) = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 0,2 \times 2 \times 2,1/400 \times 104 = 4.83 \text{ cm}^2$$

Donc: $As = 29.85 \text{ cm}^2$.

On prendre : 28HA12 $\Rightarrow As = 31.67 \text{ cm}^2$ de espacement 15cm dans la zone courante et

7.5cm dans la zone d'about. (14HA12 par faces)

Les Tableaux [6.4] suivants représentent les Résultats de ferrailage longitudinal des voiles

Caractéristique	Ferrailage longitudinal								
	Voile1	Voile2	Voile3	Voile4	Voile5	Voile6	Voile7	Voile8	Voile9
N (KN)	753,91	1630,70	707,76	2748,57	1095,87	1173,20	2754,76	754,68	1628,36
M (KN.m)	94 ,95	328,02	59,44	254,34	132,59	163,35	265,89	97 ,37	341,23
L (m)	1,50	3,40	1,50	3,4	2 ,55	2,55	3,4	1,50	3,40
Nature	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
As1+As2cm2	8,97	20,45	11,05	37,24	14,05	15,12	41,31	8,94	20,31
As (RPA)	4,5	10,2	4,5	10,2	7,65	7,65	10,2	4,5	10,2
As _{min} (BAEL)	3,26	7,4	3 ,26	7,4	5,55	5,55	7,4	3,26	7,4
As(adoptée)	18,72	32,76	27,12	38,36	23,4	23,4	61,02	18,72	32,76
St(about)cm	7,5	10	7,5	10	10	10	7,5	7,5	10
St (courant)	15	20	15	20	20	20	15	15	20
HA(d'about)	8HA10	16H110	8HA12	16HA12	8HA10	8HA12	16HA12	8HA10	16HA10
HA(courant)	16HA10	26HA10	16HA12	26HA10	22HA10	22HA12	38HA12	16HA10	26HA10

Caractéristique	Ferrailage longitudinal						
	Voile10	Voile11	Voile12	Voile13	Voile14	Voile17	Voile18
N (KN)	704,80	604,07	610,95	499,20	499,20	2103,82	2342,31
M (KN.m)	58,43	111,67	111,54	101,63	101,28	983,23	979,50
L (m)	1,50	1	1	1	1	4,25	4,25
Nature	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
As1+As2cm2	10,99	5,94	11,64	4,37	9,70	35,90	27,05
As (RPA)	4,5	3	3	3	3	12,75	12,75

Asmin(BAEL)	3,26	2,42	2,42	2,42	2,42	9,25	9,25
As(adoptée)	27,12	14,04	20,34	14,04	20,34	65,54	45,24
St(about)cm	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	10
St (courant)	15	15	15	15	15	15	20
HA(d'about)	8HA12	8HA10	8HA12	8HA10	8HA12	24HA12	24HA10
HA(courant)	16HA12	10HA10	10HA12	10HA10	10HA12	34HA12	34HA10

Tableaux 6.4.Ferrailage longitudinale des voiles

VII.4.7. FERRAILLAGE HORIZONTALES À L’EFFORT TRANCHANT

VII.4.7.1. VERIFICATION DES VOILES A L’EFFORT TRANCHANT

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l’effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/Version2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1.4V_{cal}}{b_0d}$

Avec : V: l’effort tranchant à la base du voile.

b₀ : épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h:hauteur totale de la section brute.

-la contrainte limite est : $\tau_u = 0.2f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_u$

VII.4.7.2. Calcul des armatures horizontales résistants à l’effort tranchant

La section A_t des armatures d’âmes est donnée par la relation suivante :

Dans notre cas, on n’a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend k=0.

D’ autre part le RPA 99/Version2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l’ordre de :

,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 \times f_{c28}$.

0, .25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025 \times f_{c28}$

VII.4.7.3. Exemple d’application (Voiles : V8)

$V_{cal} = 415.31KN0$

$\tau_u = \frac{1.4V_{cal}}{b_0d} = \frac{1.4 \times 0,415}{0,2 \times 1,8} = 1,61 Mpa$

$\tau_u = 0.20f_{c28} = 5MPa$

$\Rightarrow \tau_u > \tau_u \Rightarrow$ condition vérifiée

Alors :

(K = 0 ; $\alpha = 0$)

Selon l'Art 7.7.4.3.RPA99/Version 2003: $S_t \leq \min(1.5a, 30\text{cm})$

Soit: $S_t = 20\text{cm}$.

$$A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times f_e} b_0 \times S_t = \frac{0,2 \times 0,2 \times 1,61}{0,9 \times 400} = 1,79\text{cm}^2$$

$$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} = 6.25\text{MPa}$$

$$A_{t \min} = 0.15\% \times b_0 \times L = 6 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA99})$$

Choix des barres : 14HA 8 ($A_s = 7.04 \text{ cm}^2$)

Remarque :

Pour les résultants des ferraillements horizontale (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

Voiles	Espacement $S_t(\text{cm})$	A_s (RPA) (cm^2)	Choix des Barres	A_s (adoptée) (cm^2)
Voile1 voile20	à 20	6.9	7.04	14HA8

Tableau 6.5 .Ferraillements horizontale des voiles

VII.5. FERRAILLAGES DES LINTEAUX

VII.5.1. INTRODUCTION

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités.

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peut être alternés.

VII.5.2. SOLLICITATIONS DANS LES LINTEAUX

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon éviter leur rupture.

Ils reprennent les moments fléchissant, et les efforts tranchants dus aux charges permanentes, aux charges d'exploitations et ceux dus à l'action du séisme.

La combinaison d'action à considérée pour déterminée les sollicitation ($M ; T$) est $G+Q+E$ Selon les prescriptions de RPA99/Version2003, les efforts internes dus au séisme seront majorés comme suite :

$$T = 1.4 (\tau + q_{\max} L/2).$$

$$M = 1.4 (M_E + q_{\max} L^2/12).$$

VII.5.3. FERRAILLAGE

VII.5.3.1.CONTRAINTES ADMISSIBLES DE CISAILLEMENT

a)Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion (Al).

Des aciers transversaux (At).

Des aciers aux partis courants (Ac).

1- Aciers longitudinaux : (Al)

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont donnés par la formule suivante :

$$Al \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

Tel que :

M : Moment dû à l'effort tranchant majoré

$$z = h - 2d$$

h : Hauteur total du linteau.

d : Enrobage.

2.-Aciers transversaux : A_t

a) 1ere sous cas : Linteaux longs

$$\lambda g = \frac{L}{h} > 1$$

$$S_t \geq \frac{Z \times f_e \times A_t}{T}$$

S_t : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'une cour d'armatures transversales.

$$T = 1.4 T_{\text{calcul}}$$

L : Porté du linteau.

b) 2eme sous cas : Linteaux courts

$$T = T_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration)}$$

$$T_2 = 2T_{\text{calcul}}$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moment des sections d'about gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} est calculée par : M_c = Al f_e Z

Deuxième cas : τ_b

0.06 f_{c28}

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et de la partie courante suivant le minimum règlementaire.

Les sollicitations (M, T) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (AD) à disposer obligatoirement.

Le calcul des ces armatures se fait suivant la formule :

$$\lambda g = \frac{L}{h} > 1$$

$$S_t \geq \frac{Z \times f_e \times A}{T \times A_t \times \sigma_s}$$

$$T = \min(T1; T2)$$

$$T2 = 2T_{\text{Calcul}}$$

$$T_1 = \frac{(M_{ci} + M_{cj})}{L_{ij}}$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moment des sections d'about gauche et a droite du linteau de portée l_{ij} est calculée par : $M_c = A l f_e Z$

b)Deuxième cas : $\tau_b \leq 0.06 f_c 28$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, T) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (AD) à disposer obligatoirement.

Le calcul des ces armatures se fait suivant la formule :

On prend : $S = 15 \text{ cm}$

$$AD = T / 2 f_e \sin \alpha \quad \text{avec } \tan \alpha = (h - 2d) / l$$

$T = T_{\text{calcul}}$ (sans majoration)

VII.5.3.2.FERRAILLAGE MINIMAL

1.-Armatures longitudinales

(A_l, A'_l)

$$0.0015 \cdot b \cdot h$$

Avec :

b : Epaisseur du linteau.

h : Hauteur du linteau

2.-Armatures transversales

– Pour $\tau_b \leq 0.025 f_c 28$

avec

$$A_t \geq 0.0015 \cdot b \cdot s$$

– Pour

$$\tau_b > 0.025 f_c 28$$

avec

$$A_t > 0.025.b.s$$

3.-Armatures en section courante (armature de peau)m

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c en deux nappes) doivent être

au total d'un minimum égale à 0.20%

$$0.002 . b . h$$

A_c

EXEMPLE de calcul

$$h=150 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm} ; L = 85\text{cm}$$

Dans le calcul du ferrailage du linteau,

L'effort tranchant par logiciel (**ROBOT**):

$$V_u \text{ gauche} = 81.85\text{kN}$$

$$M_{\text{correspondant}} = 35.58 \text{ KN.m}$$

$$V_u \text{ droit} = 76.11 \text{ KN}$$

$$M_{\text{correspondant}} = 31.55 \text{ KN.m}$$

Doit être majoré l'effort tranchant de 1,4.

$$V_{\text{maj}}(g) = 114.60\text{KN}$$

$$V_{\text{maj}}(d) = 106.55\text{KN}$$

a - Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{V}{bd} = 0,527$$

$$\tau_b = 0.2f = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b < \tau_b \quad \text{condition vérifiée}$$

D'après RPA99/Version2003, on a :

b-. Calcul des armatures

$$\tau_b = 0.527\text{MPa} < 0.06 \times 25 = 1.5\text{MPa}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple,(avec les effort M et V)

On devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion (A_L , A_L').

Des aciers transversaux (A_t) ;

Des aciers en partie courante (A_c) ;

Calcul de (A_L)

$$A_L \geq \frac{M}{Z.Fe}$$

$$z = h - 2d' = 1.20 - 2(0.05) = 1.10\text{m}$$

$$A_1 \geq 0.03558/1.10 \times 400 = 0.8 \text{ cm}^2$$

Calcul de (At)

$$\lambda_g = \frac{h}{l} = \frac{0.85}{1.2} < 1$$

Section minimale exigée par le RPA99/Version2003:

$$(A_1, A_1') \geq 0.0015 \times 20 \times 120 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Calcul de (At)

$$S < \frac{At \times f_e \times l}{V + At \times f_e} = At > \frac{S \times V}{f_e (1 - S)}$$

On prend : S = 15cm

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

$$V_2 = 2 \times V_u = 163.70 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V = 78.97 \text{ KN}$$

$$At > 0.42 \text{ cm}^2$$

Condition minimale du RPA 99/Version2003:

$$At \geq 0.0025 .b .s$$

$$At \geq 0.75 \text{ cm}^2$$

Calcul de (Ac)

$$Ac \geq 0.002 .b .h = 0.002 \times 20 \times 120 = 4.8 \text{ cm}^2$$

Ferrailage final

- $A_1 = A_1' = 3.6 \text{ cm}^2$; soit : AS (4HA12) = 4.52 cm².
- $A_t = 0,75 \text{ cm}^2$; soit: AS (2 Φ 8) = 1.01 cm².
- $A_c = 4.80 \text{ cm}^2$; soit : AS (6HA12) = 6.79 cm².

ETUDE DES FONDATIONS

VIII.1.INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type et l'importance de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- La facilité de réalisation

VIII.2. CALCUL DU VOILE PERIPHERIQUE

VIII.2.1. INTRODUCTION

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC afin d'éviter la création de poteaux courts au niveau des amorces poteaux.

D'après les RPA99/Version2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques suivantes – L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale 15cm.

- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Le poids des terres est un élément stabilisateur.

VIII.2.2. DIMENSIONNEMENT

D'après les RPA99/Version2003 (art. 10.1.2) l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. On adopte une épaisseur de 20 cm pour avoir une épaisseur continue avec les voiles de contreventement (Figure 7.1).

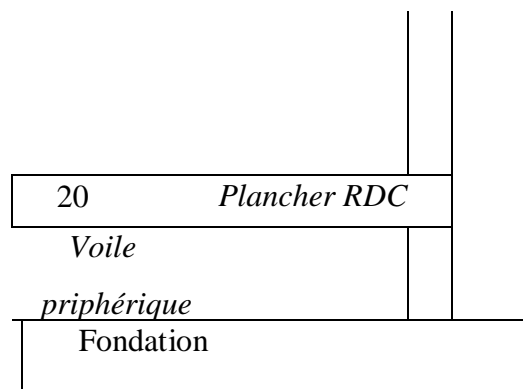


Fig. 7.1. Coupe sur le voile périphérique $e = 20$ cm

VIII.2.3.FERRAILLAGE

VIII.2.3.1.ARMATURES LONGITUDINALES

Triangulaire due à la pression des terres (Figure 7.2).

Le voile périphérique est considéré sollicité en flexion simple par une pression

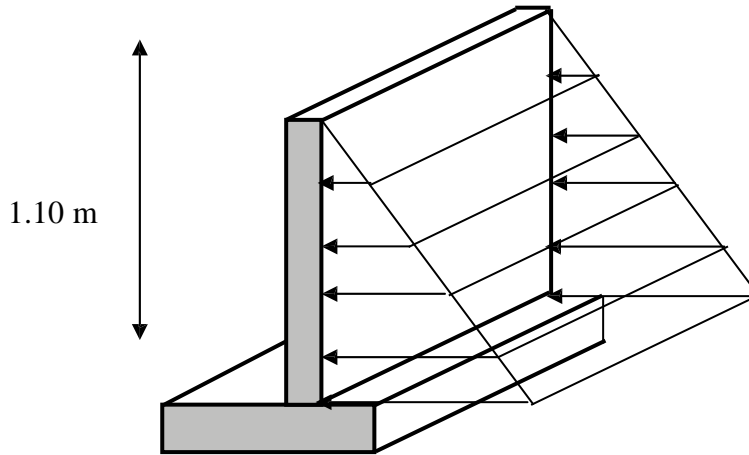


Fig.7.2.Pression des terres sur le voile périphérique

h= 1.10m hauteur du voile périphérique

$\varphi = 30^\circ$:Angle du frottement de remblai.

$\gamma_d = 1.8 \text{ t/m}^2$: Poids spécifique du remblai.

$$M_{\max} = \frac{2 \times P \times h}{9 \times \sqrt{3}}$$

h= 1.10m hauteur du voile périphérique

$\varphi = 30^\circ$:Angle du frottement de remblai.

$\gamma_d = 1.8 \text{ t/m}^2$: Poids spécifique du remblai.

$$P_i = \gamma_d \times h \times K_0$$

$$K_0 = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ Coefficient de poussée (surface horizontale).}$$

$$P_i = \gamma_d \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 1.8 \times 1.10 \times \text{tg}^2(45 - 15) = 0.66 \text{ t}$$

Donc :

$$P = \frac{0,66 \times 1,1}{2} = 0,363 \text{ t}$$

$$M_{\max} = \frac{2 \times 0,66 \times 1,1}{9 \times \sqrt{3}} = 0,051 t.m$$

a) Evaluation des sollicitations

Le ferrailage étant pour la dalle la plus sollicitée de dimensions (5.10 × 1.10) m².

$$L_x = 1.10 \text{ m}$$

$$L_y = 5.10 \text{ m}$$

$$\alpha = L_x/L_y = 0.215 < 0.40$$

On admet que le panneau ne porte que dans le sens L_x. au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité de 1m.

b) Le Ferrailage dans les deux sens

Une bande de largeur unité de 1m.

On admet que le panneau ne porte que dans le sens L_x. au centre de la dalle, pour une

$$P_{\text{moy}} = \frac{(P_{\max} + P_{\min})}{2} = \frac{0,66 + 0}{2} = 0,33t$$

$$P_{\text{moy}} = 0.33t / \text{ml} .$$

$$M_{0x} = P_{\text{moy}} \times \frac{L^2}{8} = 0,05t.m$$

$$M_{0y} = 0$$

Moment en travée ;

$$M_t = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.215}{2} \times 0,05 = 0,031 t.m$$

$$\text{Moment sur appuis } M_a = 0.5 \times 0.05 = 0.025 t$$

c) Ferrailage en travée

$$b_0 = 1 \text{ ml}$$

$$h = 0.20 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$$

Fissuration peu nuisible :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0.067$$

$\mu < 0.186$ donc on a section sans armatures comprimées (SSAC) $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 0.086$$

$$Z = 0.17$$

$$A_s = 5.24 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA10 ($A_s = 7.85 \text{ cm}^2$) par ml (5HA10 par nappe) avec un espacement de 20 cm

d) Ferrailage sur l'appui

Fissuration peu nuisible

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0.054$$

$\mu < 0.186$ donc on a section sans armatures comprimées (SSAC) $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 0.070$$

$$Z = 0.17$$

$$A_s = 4.22 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA10 par ml (5HA10 par nappe) avec un espacement de 20 cm

e) Armature transversale

Les dalles sont bétonnées sans reprise de bétonnage dans tous leur épaisseur

$$\tau_u \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Selon (l'Article A.13.4.2 du B.A.E.L 91)

$$\gamma_b = 1.15$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$V_u = \frac{P \times L}{2} = \frac{0.363 \times 1.10}{2} = 0.20t$$

$$\tau_u = \frac{0.2 \times 10^{-2}}{1 \times 0.18} = 0.01 \text{ MPa}$$

$$0.07 \times c_{28} = 1.522 \text{ MPa}$$

d'où :

$$\tau_u \leq 1.522 \text{ MPa}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

f) Vérification de la condition non fragilité

$$0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée

g) Vérification du ferrailage minimale (RPA99/Version2003)

$A_{\min} = 0.10 \%$ de la section dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.001 \times (100 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}^2$$

VIII.3. CALCUL DES FONDATIONS

VIII.3.1. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Avec une contrainte admissible du sol d'assise égal à 2,5 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification tell que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50 \%$).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec : $N = N_G + N_Q$

$$\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bar} = 25 \text{ t / m}^2$$

N: Effort normal dû aux charges verticales.

On à : $N = 44980,90 \text{ KN (els)}$

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{44980,13}{25} = 179,92$$

Surface totale des semelles = 179.92 m² : (S_s).

Surface total du bâtiment = 337.30 m² (S_b).

Vérification

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{179,92}{337,30} = 5,334$$

$$\frac{S_s}{S_b} = 53,34\% > 50\%$$

Alors on déduit que la surface total des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposéé un radier général comme fondation .Ce type de fondation presente plusieurs avantages qui sont :

- 1). L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- 2). La réduction des tassements différentiels.
- 3). La facilité de l'exécution.

VIII.4.ETUDE DU RADIER GENERAL**VIII.4.1.PRE DIMENSIONNEMENT**

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

VIII.4.1.1.EPAISSEUR DU RADIER**a) Condition forfaitaire**

L'épaisseur (h_r) du radier doit vérifiée les conditions suivantes

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives ($L_{\max} = 5.10m$)

D'où : $h_r \geq 51cm$

b) Condition de la longueur élastique

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} : \text{Longueur élastique}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \Rightarrow L_e = 3,63m$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad L_{\max} = 5.1m \quad E = 3.21 \times 10^6 \text{ t / m}^2 \quad K = 4000 \text{ t / m}^3$$

$$L_e = \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} = 0,86m$$

D'ou :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 90 \text{ cm}$.

c) Condition de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = 0,05 f_{c28}$$

Avec : $V_u = 0,06934 \text{ MN}$

$$\tau_u = \frac{0,0693}{1 \times 0,9 \times h} \leq 1,25 \text{ 06 m}$$

$h \geq 0$.

d) Le choix final

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de 60 cm, avec des nervures d'une hauteur $h = 90$ cm. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

VIII.4.2.CALCUL DE LA SURFACE NECESSAIRE DU RADIER

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{adm_s} \geq \frac{N_{ser}}{S} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm_s}}$$

$N = (N \text{ radier} + N \text{ bâtiment}) = (G \text{ radier} + G \text{ voile périphérique} + G \text{ bâtiment}) = 5160.665 \text{ t}$
 $\sigma_{adm} = 25 \text{ t} / \text{m}^2$

Donc : $S_{min} = 206.42 \text{ m}^2$.

L'emprise totale du bâtiment est de : 337.30 m^2

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

VIII.4.3.CALCUL DU DEBORDEMENT D

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_r}{2}, 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit : $D = 50 \text{ cm}$

D'où : $S_r = S + D \times P$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

P : le périphérique de bâtiment.

$$S_r = 337.30 + 0.50 \times 85.20 = 379.90 \text{ m}^2$$

$$S_r = 380 \text{ m}^2$$

VIII.4.4.VERIFICATION AU NON POINÇONNEMENT

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Art A.5.2.4 CBA93}$$

Avec

h_r : Epaisseur du radier.

μ_c : Périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier

$$\mu c = 2 \times (a + b + 2 \times hr)$$

$$\mu c = 2 \times (1 + 0.2 + 2 \times 0.60) = 4.8m$$

Dans notre cas :

$$N_u = 1.35 NG + 1.5NQ$$

$$N_u = 1.955 MN$$

Donc:

$$N_u \leq 0.045 \times 4,8 \times 0,6 \times \frac{25}{1,5} = 2,16MN$$

$$N_u = 1.955 MN < 2.16 MN$$

La condition étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

VIII.4.5.CONDITION DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28}$$

$$b = 1m ; d = 0.9 \times hr = 0.54m .$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{radier}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$V_u = 0.188MN$$

$$\tau_u = 0.35MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{c28} = 1,25Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.4.6.VERIFICATION AU NON SOULEVEMENT (EFFET DE SOUS PRESSION)

La condition à vérifier est :

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S_r$$

$$\text{Avec : } W = W_{bat} + W_{rad} = 3895.105 + 1265.56 = 5160.665 t$$

$$F_s = 1.5 \text{ Coefficient de sécurité}$$

$$\delta = 1t / m^3: \text{ Poids volumique de l'eau}$$

$$Z = 2m : \text{ Hauteur d'ancrage du radier}$$

$$S = 380m^2 : \text{ Surface de radier}$$

$$F_s \times \delta \times Z \times S = 1140 t$$

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.4.7.VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS LE RADIER

La vérification des contraintes sous le radier est menée sous les combinaisons suivantes :

$$- \text{E.L.U : } 1.35 G + 1.5Q$$

- E.L.S : G + Q

- Accidentelles : G +Q± E

On doit vérifier que :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma} \text{ pour les sollicitations ultimes et accidentelles}$$

$$\sigma_m \leq 2\bar{\sigma} \text{ pour les sollicitations de service}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Avec ;}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} V_Y + \frac{M_y}{I_y} V_x$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} V_Y - \frac{M_y}{I_y} V_x$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} V_Y - \frac{M_y}{I_y} V_x$$

$$\sigma_4 = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} V_Y + \frac{M_y}{I_y} V_x$$

Et :

N: Effort normal dû aux charges verticales.

MX : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe X.

MY : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe Y.

S : surface du radier Srad = 380 m2

IX; IY : inertie du radier dans le sens X et Y respectivement

$$IX = 5922.35m^4, IY = 23997.21m^4$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau [7.1] pour toutes les combinaisons considérées.

	N(t)	Mx(t.m)	My(t.m)	Vx(m)	Vy(m)
ELU	7633.26	3667.27	1156.13	13.75	5.45
ELS	5597.49	2671.76	853.70	13.75	5.45
G+Q+Ex	5606.28	2835.87	9154.44	13.75	5.45
G+Q-Ex	5588.69	2507.66	10861.83	13.75	5.45
G+Q+Ey	5617.65	12595.97	697.80	13.75	5.45

+Q-Ey	577.32	252.44	009.58	3.75	45
-------	--------	--------	--------	------	----

Tableau 7.1. Résultats des calculs

σ_1 (t/m ²)	σ_2 (t/m ²)	σ_3 (t/m ²)	σ_4 (t/m ²)	σ_m (t/m ²)	bs
1.11	5.05	2.79	7.37	2.10	vérifiée
7.71	1.75	5.73	2.73	5.22	vérifiée
2.60	91	2.11	7.39	3.67	vérifiée
3.22	18	0.78	3.62	3.96	vérifiée
5.78	78	5.98	58	0.78	vérifiée
.91	43	0.77	57	3.29	vérifiée

VIII.4.8. VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

- Accidentelles : 0.8 G± E

D’après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L’excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Nous présentons dans le tableau [7.2] les résultats pour tous les combinaisons considérées.

	(t)	x (tm)	y (tm)	z (m)	v (m)	x/4	y/4	bs
0.8G+Ex	077.43	079.43	344.66	48	30	21	02	vérifiée
0.8G - Ex	060.36	551.22	0671.61	40	62	21	02	vérifiée
0.8G+Ex	089.32	73.95	07.6	28	12	21	02	vérifiée
0.8G - Ex	048.98	08.87	9.36		20	21	02	vérifiée

Tableau 7.2. Résultats de calcul de la stabilité du radier

VIII.4.9. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier s’est calculé comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les nervures.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, ou émergé en eau douce. Le radier sera bétonné sans reprise dans son épaisseur.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne dans le sol et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés puis chargés par la contrainte moyenne du sol, pour cela on utilise la méthode de **PIGEAUD** afin de déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de Poisson et du rapport $\rho = L_x / L_y$.

VIII.4.9.1 EXEMPLE DE CALCUL DU PANNEAU P3

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.40}{5.1} = 0.66$$

Etats limite ultime (ELU)

$$q_u = \frac{1.35G + 1.5Q}{S_{mlies}} = 22.10 \text{ t / m}$$

Etats limite de service (ELS)

$$q_{els} = \frac{G + Q}{S_{mlies}} = 16.22 \text{ t / m}$$

Si : $0 < \rho < 0.4$ La dalle porte dans un seul sens

$$M_x = \frac{qLx^2}{8} \text{ et } M_y = 0$$

Si : $0.4 < \rho < 1$ La dalle porte dans les deux sens

$$M_{ox} = \mu * qL^2x \quad M_{oy} = \mu * M_{ox}$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé la ventilation des moments sur appuis et en travée.

*Panneaux de rive

Moment sur appuis : $M_a = 0.4 M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

*Panneaux intermédiaires

Moment sur appuis : $M_a = 0.5 M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.75 M_0$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_x = \frac{M_{ad} + M_{ag}}{2} \geq 1.25 M_0$$

Moments minimaux en travée : $M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$

Ferrailage longitudinal : le ferrailage est déterminé par le calcul d’une section rectangulaire en flexion simple.

Ferrailage transversal : les armatures transversales d’effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

La contrainte tangente vérifiée : $\tau_u = \frac{V_u}{d * b} \leq 0.05 * F_{c28}$

V_u : effort tranchant maximum à l’ELU.

Calcul des moments :

Dans le tableau [7.3] sont données les moments pour chaque panneau à l’ELU

Panneaux	Lx (m)	Ly (m)	P	μ_x	μ_y	M_{ox} (t.m)	M_{oy} (t.m)
P1	3.0	5.20	0.57	0.086	0.26	15.98	4.15
P2	2.75	5.20	0.52	0.093	0.21	14.43	3.03
P3	3.50	5.20	0.66	0.073	0.38	18.65	7.08
P4	2.5	5.20	0.47	0.100	0.16	12.73	2.03
P5	3,0	4.7	0.63	0.078	0.34	14.50	4.93
P6	2.75	4.7	0.57	0.086	0.26	13.34	3.46
P7	3.50	4.7	0.73	0.064	0.49	16.35	8.01
P8	2.5	4.7	0.52	0.093	0.21	11.84	2.49
P9	1,1	3.5	0.29	/	/	2.76	0
P10	1.8	2.5	0.70	0.068	0.44	4.34	1.91

Tableau 7.3.calcul des moments a ELU

Dans le tableau [7.4] sont données les moments pour chaque panneau à l’ELS

Panneaux	Lx (m)	Ly (m)	P	μ_x	μ_y	M_{ox} (t.m)	M_{oy} (t.m)
P1	3.0	5.20	0.57	0.086	0.26	11.72	3.05
P2	2.75	5.20	0.52	0.093	0.21	10.60	2.23
P3	3.50	5.20	0.66	0.073	0.38	13.69	5.20
P4	2.5	5.20	0.47	0.100	0.16	9.34	1.50
P5	3.0	4.7	0.63	0.078	0.34	10.64	3.62
P6	2.75	4.7	0.57	0.086	0.26	9.80	2.55
P7	3.50	4.7	0.73	0.064	0.49	12	5.88
P8	2.5	4.7	0.52	0.093	0.21	8.69	1.83

P9	1,1	3.5	0.29	/	/	2.02	0
P10	1.8	2.5	0.70	0.068	0.44	3.18	1.4

Tableau 7.4.calcul des moments a ELS

a) Ferrailage longitudinal

Dans les deux tableaux [7.5] et [7.6] suivant sont présentés les résultats de calcul du

Tableau 7.5-Ferrailage longitudinale à ELU ferrailage longitudinal à E.L.U et E.L.S respectivement.

	Sur appui (Max)	En travée (Mtx)	En travée (Mty)
Mu (MN.m)	0.093	0.140	0.0531
μ	0.022	0.033	0.012
Domaine	1	1	1
σ_s (MPa)	348	348	348
A	0.027	0.043	0.016
Z (m)	0.53	0.53	0.53
As (cm ² /ml)	5.04	7.60	2.87
Asmin(cm ² /ml)(CNF)	6.5	6.52	6.52
Choix	6HA12	6HA12	6HA12
As (cm ² /ml)	6.79	7.92	6.79
St (cm)	20	15	20

Tableau 7.6.Ferrailage longitudinale a ELS

	Sur appui (Max)	En travée (Mtx)	En travée (Mty)
Mu (MN.m)	0.068	0.102	0.04
σ_s (MPa)	15	15	15
σ_s (MPa)	201.63	201.63	201.63
d (m)	0.54	0.54	0.54
Z (m)	0.44	0.44	0.44
M1	0.94	0.94	0.94
As (cm ² /ml)	7.66	11.50	4.5
Asmin (cm ² /ml)(CNF)	6.52	6.52	6.52
Choix	7HA12	6HA16	7HA12
As (cm ² /ml)	7.92	12.06	7.92
St (cm)	15	15	15

b) Ferrailage transversal

Doit être que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{d * b} \leq 0.05 \times F_{c28}$$

$$V_U = \frac{q_u \times L}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{22,1 \times 5,1}{2} \times 0,75 = 42,26t$$

Donc :

$\tau_u = 0.78 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$ Condition Vérifiée (pas d'armatures transversales)

VIII.4.10.FERRAILLAGE DE NERVURE**VIII.4.10.1.LES ARMATURES LONGITUDINALE****a) Ferrailage sur appui**

D'après B.A.E.L 91 :

$$M_u = 614 \text{ KN.m}$$

(E.L.U)

$$B = 50 \times 90 \text{ (cm}^2\text{)} \quad F_e = 400 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$F_{bu} = 14.17 \text{ Mpa} \quad \epsilon_s = 10 \text{ ‰} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0.132$$

$\mu < 0.186$ donc on a section sans armatures comprimées (SSAC) $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 0.146$$

$$Z = 0.76$$

$$A_s = 23.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA } 20 + 8\text{HA } 14 = 24.88 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 6,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4\text{HA } 16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

b) Ferrailage sur travées

$$M_{\max} = 342.74 \text{ KN.m}$$

(E.L.U)

Fissuration peu nuisible :

$$F_{bu} = 14.17 \text{ Mpa} \quad \epsilon_s = 10 \text{ ‰} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0.074$$

$\mu < 0.186$ donc on a section sans armatures comprimées (SSAC) $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 0.096$$

$$Z = 0.86\text{m}$$

$$A_s = 11.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA } 20 + 8\text{HA}14 = 14.20 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 3,55\text{cm}^2$$

$$\text{soit } 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

VIII.4.10.2.ARMATURES TRANSVERSALES

$$V_{\text{umax}} = 363.98\text{KN}$$

$$A_r = \frac{0,36398}{0,5 \times 0,81} = 0,899\text{Mpa } \tau_{\text{umax}} < \tau \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

a) Disposition constructive

On prend comme section d'armatures transversales : 2 cadres de HA10

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

Escapement:

$$\frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} K)} \geq S_{t1}$$

$$k = 1; \alpha = 90^\circ$$

$$St2 \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$$

$$k = 1; \alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} \geq S_{t3}$$

$$St \leq \min (St1; St2; St3) = \min (33.10; 40; 52.33) \Rightarrow St = 20\text{cm}$$

VIII.4.11.FERRAILLAGE DE DEBORD DU RADIER

VIII.4.11.1.CALCUL DES ARMATURES

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 50\text{cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre.

$$b = 1 \text{ m} \quad h = 0.60 \text{ m} \quad d = 0,9.h = 0,54 \text{ m} \quad L = 0.5\text{m}$$

Fissuration préjudiciable

- Présentation schématique

ELU

$$M_{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = 0,027 \text{ MN.m}$$

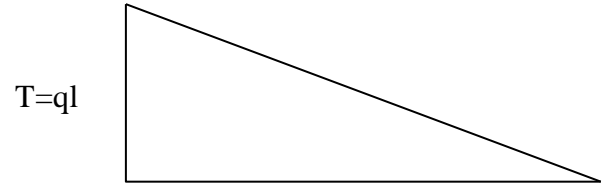
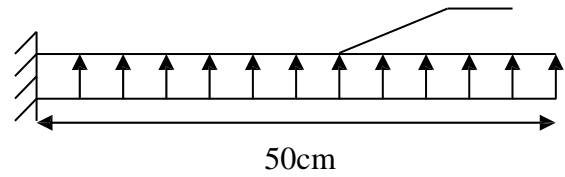
$$\mu = 0,006 < 0.186$$

$$\alpha = 0,0075$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$Z = 0.53 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 1,46 \text{ cm}^2$$



• ELS

$$M_{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = 0,027 \text{ MN.m}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e , 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right\}$$

$$\sigma_{st} = \min \{ 266.66, \max(200, 201.63) \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \sigma_{bc} \times x \times \left(d - \frac{x}{3} \right) = 0.78 \text{ MN.m} \Rightarrow \overline{M}_1 > M_{\max} \rightarrow \text{SSAC}$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0,44 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 6,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max (A_{ser}, A_u, A_{\min}) \text{ Donc } A_s = 6.52 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6\text{HA}12=6.79 \text{ cm}^2$$

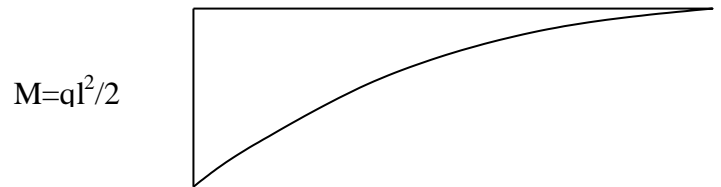
*Conclusion

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis extérieurs.

VIII.4.11.2. VERIFICATION AU CISAILLEMENT

$$\tau_U = \frac{V_u}{d * b} \leq \overline{\tau}$$

$$\overline{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{1,5}, 4 \text{ Mpa} \right)$$



$$V_u = q_u \times L = 0,162 \times 0,5 = 0,081 Mn$$

$$\tau_u = \frac{0,081}{1 \times 0,54} = 0,150 Mpa \leq 2,5 Mpa$$

Vérifiée

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau satisfaisant les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

SOMMAIRE

CHAPITRE I GENERALITE

I.1. INTRODUCTION GENERALE	Error! Bookmark not defined.
I.1.1. Introduction	Error! Bookmark not defined.
I.1.2 Description de l'ouvrage	Error! Bookmark not defined.
I.1.3. Conception structurelle	Error! Bookmark not defined.

CHAPITRE II CARATRISTIQUE DES MAYREAUX

II.1 Béton	Error! Bookmark not defined.
II.1.1Composition du béton	Error! Bookmark not defined.
II.1.2.Caractéristiques physique et mécaniques de béton	Error! Bookmark not defined.
II.2.Les armatures (Aciers)	Error! Bookmark not defined.
II.2.1. Définition	Error! Bookmark not defined.
II.2.2. Caractéristiques mécaniques	Error! Bookmark not defined.
II.2.3.Contrainte de calcul d'acier	Error! Bookmark not defined.

CHAPITRE III DESCENTE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT

III-1) Introduction	Error! Bookmark not defined.
III.2. descente des charges	Error! Bookmark not defined.
III.2.1.Plancher terrasse	Error! Bookmark not defined.
III.2.2. Plancher étage courant	Error! Bookmark not defined.
III.2.3.Balcons et loggia	Error! Bookmark not defined.
III.2.4.Murs extérieurs en maçonnerieavec 30 % d'ouvertures	Error! Bookmark not defined.
III.2.5.Acrotère	Error! Bookmark not defined.
III.2.6.Charges et surcharges des escaliers	Error! Bookmark not defined.
III.3. pre dimensionnement des ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRE	Error! Bookmark not defined.
III.3.1. INTRODUCTION	Error! Bookmark not defined.
III.3.2.pre dimensionnement des planchers :	Error! Bookmark not defined.
III-4) pre dimensionnement des poutres :	Error! Bookmark not defined.
III-5) pre dimensionnement des voiles :	Error! Bookmark not defined.
III-6) pre dimensionnement des escaliers :	Error! Bookmark not defined.
III.6.1ETAGE COURANT :	Error! Bookmark not defined.
III.6.2. REZ -DE CHAUSSEE :	Error! Bookmark not defined.
III.7 Prédimensionnement des poteaux	Error! Bookmark not defined.

III 7.1.Calcul des surfaces revenant à chaque poteau	Error! Bookmark not defined.
III.7.2.Calcul des charges et surcharges revenant au poteau	Error! Bookmark not defined.
III.7.3.Les charges G et surcharges Q pour les différents poteaux	Error! Bookmark not defined.
III..7.4.Dégression des charges d'exploitations	Error! Bookmark not defined.
III.7.5.Estimation des sections droites	Error! Bookmark not defined.
III.7.6.Vérification des dimensions	Error! Bookmark not defined.
III.7.7.Vérification de l'effort normal.....	Error! Bookmark not defined.
III.8. détermination du poids de la structure :	Error! Bookmark not defined.
III.8.1.Poids des Voiles :	Error! Bookmark not defined.
III.8.2.Poids des poutres :	Error! Bookmark not defined.
III.8.3.Poids des poteaux :	Error! Bookmark not defined.
III.8.4.Poids des planchers :	Error! Bookmark not defined.

CHAPITRE VI CALCULE LES ELEMENTS SECONDAIR

VI.1. INTRODUCTION.....	Error! Bookmark not defined.
VI.2.1. CALCULDEL'ACROTERE.....	Error! Bookmark not defined.
VI.2.1.1. Définition.....	Error! Bookmark not defined.
VI-2-1.2. Vérification de condition de non fragilité :.....	Error! Bookmark not defined.
VI-2-1.3 L'armature de répartition :	Error! Bookmark not defined.
VI-2-1.4.Vérification au séisme :	Error! Bookmark not defined.
VI.2.2.CALCULE DES ESCALIERS.....	Error! Bookmark not defined.
VI.2.2.1.Détermination des efforts	Error! Bookmark not defined.
VI.2.2.2.Ferraillage.....	Error! Bookmark not defined.
VI.2.2.3.Le ferraillage en travée	Error! Bookmark not defined.
IV. 3. LES BALCONS	Error! Bookmark not defined.
IV.3.1 INTRODUCTION	Error! Bookmark not defined.
IV.3.2 CALCUL	Error! Bookmark not defined.
VI.3.3 FERRAILLAGE	Error! Bookmark not defined.
IV.3.4 LES VERFICATIONS.....	Error! Bookmark not defined.
VI-4 Calcul des poutrelles :	Error! Bookmark not defined.
VI.4.1Introduction :	Error! Bookmark not defined.
VI.4.2.Plancher à corps creux :	Error! Bookmark not defined.
VI.4.3.Etude des poutrelles :	Error! Bookmark not defined.
VI.4.4.Ferraillage des poutrelles :	Error! Bookmark not defined.
VI.4.5.Calcul des Armature transversale et de l'espacement	Error! Bookmark not defined.
VI.5.DALLE MACHIN	Error! Bookmark not defined.
VI.5.1. INTRODUCTION	Error! Bookmark not defined.
VI.5.2.CARACTÉRISTIQUES.....	Error! Bookmark not defined.
VI.5.3.DÉFINITIONS TECHNIQUES	Error! Bookmark not defined.
VI.5.4.CARACTÉRISTIQUES DE L'ASCENSEUR.....	Error! Bookmark not defined.
VI.5.5.CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT LA DALLE	Error! Bookmark not defined.
VI.5.6.DALLE MACHINE.....	Error! Bookmark not defined.
VI.5.7.DÉTERMINATION DE LA FORCE D'INERTIE...	Error! Bookmark not defined.

VI.5.8.DÉTERMINATION DE LA TENSION DANS LES CÂBLES **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.9.CALCUL DE LA FORCE ADDITIONNELLE PERTURBATRICE PROVENANT DE L'EXCITATION DE L'EFFORT DYNAMIQUE : **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.10.CALCUL DE LA CHARGE RÉPARTIE SUR LA DALLE **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.11.SURCHARGE D'ACCOMPAGNEMENT **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.12.ÉVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.13.CALCUL DE LA DALLE MACHINE **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.14.CALCUL DU FERRAILLAGE **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.15.VÉRIFICATION **Error! Bookmark not defined.**

CHAPITRE V ETUDE DE VENT

V.1. Etude au vent **Error! Bookmark not defined.**
 V.1.1.Introduction **Error! Bookmark not defined.**
 V.1.2.Application des R N V 99 **Error! Bookmark not defined.**

CHAPITRE VI ETUDE SISMIQUE

ÉTUDE SISMIQUE..... **Error! Bookmark not defined.**
 VI.1. OBJECTIFS DE L'ETUDE SISMIQUE **Error! Bookmark not defined.**
 VI.2. MODELISATION MATHEMATIQUE..... **Error! Bookmark not defined.**
 IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL **Error! Bookmark not defined.**
 IV.3.1. Condition d'application de la méthode statique équivalent **Error! Bookmark not defined.**
 IV.3.2.Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale. **Error! Bookmark not defined.**
 IV.3.3.Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique **Error! Bookmark not defined.**
 VI.4. LASSIFICATION DEL'OUVRAGE SELON LES RPA99/V2003 **Error! Bookmark not defined.**
 VI.4.1. Classification de la zone sismique **Error! Bookmark not defined.**
 IV.4.2. Classification de l'ouvrages Lanson importance **Error! Bookmark not defined.**
 VI.4.3. Classification du site **Error! Bookmark not defined.**
 VI.4.4. Classification des systèmes de contreventement : **Error! Bookmark not defined.**
 VI.4.5. Classification de l'ouvrage selon sa configuration ... **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.METHODE STATIQUE EQUIVALENTE..... **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.1. Principe de la méthode **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.2. Modélisation de la structure **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.3. Calcul de la force sismique totale **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.3.1. Coefficient d'accélération de zone A **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.3.2. Facteur d'amplification dynamique moyen D ... **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.3.3. Estimation empirique de la période fondamentale **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.3.4.Coefficient de comportement global de la structure **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.3.5.Facteur de qualité Q..... **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.3.6.Poids total de la structure..... **Error! Bookmark not defined.**
 VI.5.3.7.Résumé des résultats..... **Error! Bookmark not defined.**
 VI.6.METHODE MODALE SPECTRALE **Error! Bookmark not defined.**
 VI.6.1.Principe **Error! Bookmark not defined.**
 VI.6.2.Modélisation de la structure **Error! Bookmark not defined.**

VI.6.2.1.Présentation du logiciel AUTODESK ROBOT STRUCTURE ANALYSIS professionnel 2015 :	Error! Bookmark not defined.
IV.6.2.2. Modélisation des éléments structuraux.....	Error! Bookmark not defined.
IV.6.2.3.Modélisation de la masse.	Error! Bookmark not defined.
IV.6.2.4.Spectre de réponse de calcul	Error! Bookmark not defined.
IV.6.3.Nombre démo des à considérer	Error! Bookmark not defined.
IV.6.4.Effets de la torsion accidentelle.....	Error! Bookmark not defined.
VI.7.ANALYSE DE LA STRUCTURE EXISTANTE	Error! Bookmark not defined.
VI.7.1.Introduction:	Error! Bookmark not defined.
VI.7.2.Caractéristiques géométriques de la structure	Error! Bookmark not defined.
VI.7.2.1.Le centre de gravité des masses	Error! Bookmark not defined.
VI.7.2.2.Le centre de torsion	Error! Bookmark not defined.
VI.7.2.3.Calcul de l'excentricité théorique et de l'excentricité accidentelle.....	Error! Bookmark not defined.
VI.7.3L'excentricité théorique.....	Error! Bookmark not defined.
VI.7.3.1.L'excentricité accidentelle	Error! Bookmark not defined.
VI.7.3.2.Les modes propres.....	Error! Bookmark not defined.
VI.7.3.3.Interprétation des résultats	Error! Bookmark not defined.
VI.8.ANALYSE DE LA STRUCTURE PROPOSEE	Error! Bookmark not defined.
IV.8.1.Excentricité Théorique et Accidentelle	Error! Bookmark not defined.
VI.8.2. Vérification de la stabilité au renversement.....	Error! Bookmark not defined.
IV.8.2.1.Périodes propre et fréquences propres	Error! Bookmark not defined.
IV.9. VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES.....	Error! Bookmark not defined.
IV.9.1.Période fondamentale théorique	Error! Bookmark not defined.
IV.9.2.Résultante des forces sismique	Error! Bookmark not defined.
IV.9.3.Justification de l'interaction portiques-voiles	Error! Bookmark not defined.
VI.9.4.Vérification de la stabilité au renversement	Error! Bookmark not defined.
VI-10 : Justification de l'effet P- Δ :	Error! Bookmark not defined.

CHAPITRE VII FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII .1.Introduction.....	Error! Bookmark not defined.
VII.2. Ferrailage des poteaux :.....	Error! Bookmark not defined.
VII 2.1.Combinaison des charges :	Error! Bookmark not defined.
VII.2.2. Recommandation du RPA 99/version 2003 :.....	Error! Bookmark not defined.
VII .2. 3. Les résultats des sollicitations :	Error! Bookmark not defined.
VII.2.4.Exemple de calcul :	Error! Bookmark not defined.
VII.2.5. Choix des barres :	Error! Bookmark not defined.
VII.3. FERRAILLAGE DES POUTRES	Error! Bookmark not defined.
VII.3.1.Les combinaisons de calcul.....	Error! Bookmark not defined.
VII.3.2.Ferrailage longitudinal :	Error! Bookmark not defined.
VII.3.3. Ferrailage par CBA93.....	Error! Bookmark not defined.
VII.3.3.1. Vérification de l'effort tranchant	Error! Bookmark not defined.
VII.3.3.2. Détermination des armatures transversale.....	Error! Bookmark not defined.

VII.3.3.3. Condition de non fragilité.....	Error! Bookmark not defined.
VII.3.3.4. Vérification de la flèche	Error! Bookmark not defined.
VII.3.4. Calcul numérique.....	Error! Bookmark not defined.
VII.3.4.1. Poutres Principale	Error! Bookmark not defined.
VII.3.4.2. Poutres Secondaire	Error! Bookmark not defined.
VII.4. FERRAILLAGE DES VOILES.....	Error! Bookmark not defined.
VII.4.1. Introduction	Error! Bookmark not defined.
VII.4.2. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales.....	Error! Bookmark not defined.
VII.4.3. Ferrailage des voiles	Error! Bookmark not defined.
VII.4.4. Combinaison	Error! Bookmark not defined.
VII.4.5. Prescriptions imposées par RPA99	Error! Bookmark not defined.
VII.4.5.1. Aciers verticaux	Error! Bookmark not defined.
VII.4.5.2. Aciers horizontaux	Error! Bookmark not defined.
VII.4.5.3. Règles communes	Error! Bookmark not defined.
VII.4.6. Calcule de ferrailage vertical	Error! Bookmark not defined.
VII.4.6.1. Exemple d'application :(Voile V8).....	Error! Bookmark not defined.
VII.4.7. Ferrailage horizontales À l'effort tranchant.....	Error! Bookmark not defined.
VII.4.7.1. Vérification des voiles à l'effort tranchant	Error! Bookmark not defined.
VII.4.7.2. Calcul des armatures horizontales résistants à l'effort tranchant.....	Error! Bookmark not defined.
VII.4.7.3. Exemple d'application (Voiles : V8)	Error! Bookmark not defined.
VII.5. FERRAILLAGES DES LINTEAUX.....	Error! Bookmark not defined.
VII.5.1. Introduction	Error! Bookmark not defined.
VII.5.2. Sollicitations dans les linteaux	Error! Bookmark not defined.
VII.5.3. Ferrailage	Error! Bookmark not defined.
VII.5.3.1. Contraintes Admissibles De Cisaillement	Error! Bookmark not defined.
VII.5.3.2. Ferrailage minimal	Error! Bookmark not defined.

CHAPITRE VIII ETUDE DES FONDATIONS

VIII.1. INTRODUCTION	Error! Bookmark not defined.
VIII.2. CALCUL DU VOILE PERIPHERIQUE.....	Error! Bookmark not defined.
VIII.2.1. Introduction.....	Error! Bookmark not defined.
VIII.2.2. Dimensionnement	Error! Bookmark not defined.
VIII.2.3. Ferrailage	Error! Bookmark not defined.
VIII.2.3.1. Armatures longitudinales	Error! Bookmark not defined.
VIII.3. CALCUL DES FONDATIONS	Error! Bookmark not defined.
VIII.3.1. Choix du type de fondation.....	Error! Bookmark not defined.
VIII.4. ETUDE DU RADIER GENERAL	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.1. Pré dimensionnement	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.1.1. Epaisseur du radier.....	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.2. Calcul de la surface nécessaire du radier.....	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.3. Calcul du débordement D	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.4. Vérification au non poinçonnement	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.5. Condition de résistance au cisaillement	Error! Bookmark not defined.

VIII.4.6.Vérification au non soulèvement (effet de sous pression)	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.7.Vérification des contraintes sous le radier	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.8.Vérification de la stabilité du radier	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.9. Ferrailage du radier	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.9.1Exemple de calcul du Panneau P3.....	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.10.Ferrailage de nervure	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.10.1.Les Armatures Longitudinale	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.10.2.Armatures transversales	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.11.Ferrailage de débord du radier	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.11.1.Calcul des armatures	Error! Bookmark not defined.
VIII.4.11.2.Vérification au cisaillement.....	Error! Bookmark not defined.0

CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

Decent des charges et Prédimensionnement

Calcul des éléments secondaires

Etude de vent

Etude Sismique

Ferailage des éléments PRINCIPAUX

Etude des Fondations

Conclusion Générale

★ REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES ★

- ✚ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003,
Document Technique Réglementaire, DTR–B.C.2.48
- ✚ Charge permanentes et surcharges d'exploitation,
Document Technique Réglementaire, DTR–B.C.2.2
- ✚ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A .93,
Document Technique Réglementaire DTRB.C.2.41.
- ✚ Pratique du B.A.E.L.91 .
- ✚ B.A.E.L99."Cours de béton armé BEAL 91".
- ✚ Règles Neige et Vent RNV99.
- ✚ Cours de Mécanique Des Sols de 2^{eme} Année MASTER , .
- ✚ Manuel de 'ROBOT'.



CONCLUSION GENERALE

Ce memoir de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se memoir de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que le master civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal du master genie civil (concepteur) est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfasse les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

