

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Kasdi Merbah Ouargla



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de : Génie Civil et Hydraulique

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de

Master : Génie Civil

Spécialité : Structures

C:.....

R:.....

Thème

***Etude d'un bâtiment (R+5) à usage
D'habitation à contreventement mixte
en zone sismicite (II-a)***

Présenté par :

❖ MAHDI TOUFIK

Soumis au jury composé de :

MOKHTARI A.	MCB	UKMO	Président
AKCHICHE H.	MCB	UKMO	Examineur
ZENKHRI A.	MAA	UKMO	Encadreur

Année Universitaire : 2020 / 2021

SOMMAIRE

Liste Des Figures	
Liste Des Tableaux	
Introduction général	

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	10
I.1) PRESENTATION DU PROJET DE FIN D'ETUDE :	10
I.2)REGLEMENTS UTILISE:	10
CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	16
II.1)CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX:	16
II.2)EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES:	16
II.2.1)Charges Permanentes:	16
II.2.2)Charges d'exploitation:	17
CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	19
III.1) INTRODUCTION:	19
III.2) PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS:	19
III.2.1)Les Balcons :	19
III.2.2)Plancher Corps Creux :	20
III.2.2)Plancher Corps Creux :	20
III.2.2.1) Résistance au feu :	20
III.2.2.2)Résistance à la flexion.....	20
III.2.2.1) Condition de flèche :	20
III.3) LES POUTRES	21
III.3.1) Poutres Principales:	21
III.4) PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS:	22
III.5)PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES:	24
III.6) PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX:	25
III.6.1) Descente de Charge:	26
III.6.1.1)L'acrotère:	26
III.6.1.2)Mure extérieure :	27

<i>III.6.1.3) Les planchers</i>	28
<i>III.6.1.4) Balcons</i> :	29
<i>III.6.1.5) L'escalier</i> :	30
<i>III.6.2) Calcul des surfaces revenant à chaque poteau</i> :	30
<i>III.6.3) Calcul des charges et surcharges revenant au poteau</i> :	31
<i>III.6.4) Calcul des efforts normaux</i> :	32
 CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE	38
 <i>IV.1) INTRODUCTION:</i>	38
<i>IV.2) Calcul le poids de structure</i> :	38
<i>IV.3) METHODE STATIQUE EQUIVALENTE (M.S.E):</i>	40
<i>IV.3.1) Vérification des Condition d'Application</i>	40
<i>IV.3.2) Calcul de la force sismique totale (art 4.2.3 RPA2003)</i>	40
<i>IV.3.3) Coefficient d'accélération de zone (A)</i> :	41
<i>IV.3.4) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)</i> :	41
<i>IV.3.5) Calcul de la période T</i> :	41
<i>IV.3.6) Calcul de la période caractéristique t_2 du site</i> :	42
<i>IV.3.7) Coefficient de comportement (R)</i> :	42
<i>IV.3.8) Facteur de qualité (Q)</i> :	42
<i>IV.3.10) Distribution de la force sismique</i> :	43
<i>IV.4)Vérification au renversement</i> :	45
<i>IV.5)METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE:</i>	46
<i>IV.5.1) Principe:</i>	46
<i>IV.5.2) Spectre de réponse de calcul</i> :	46
<i>IV.5.3)Participation massique et le nombre de modes à considérer</i> :	47
<i>IV-6) LES VERIFICATIONS</i> :	47
<i>IV.6.1)Effort Normal Réduit de Calcul</i> :	47
<i>IV-6.2)Résultante des forces sismiques de calcul d'après RPA 2003:</i>	47
<i>IV.6.3) Vérification de l'excentricité</i> :	48
<i>IV.6.4)Vérification des déplacements inter étage (RPA 2003)</i>	49
<i>IV.6.5) Justification vis a vis de l'effet P- : art 5.9 RPA2003</i>	49
 CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	52
 <i>V-1)FERRAILLAGE DES POUTRES</i> :	52
<i>V-1.1)Prescriptions données par rpa99/version 2003</i> :	52

V.2) FERRAILLAGE DES POTEAUX:	55
V.2.1) calcul du ferrailage des poteaux :	56
V.2.2.1) Calcul du ferrailage longitudinale :	57
V.2.2.2) Calcul du ferrailage transversal :	59
V.3 FERRAILLAGE DES VOILES:	60
V.3.1 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :	60
V.3.3 Prescriptions imposées par RPA 99/03 :	61
V.3.5) Ferrailage horizontal a l'effort tranchant:	64
CONCLUSION	68
BIBLIOGRAPHIE	69

LISTE DES FIGURES

<i>Figure (I.1) : vue en plan RDC.....</i>	<i>11</i>
<i>Figure (I.2) : vue en plan étage courant (1.2.3.4.5).....</i>	<i>12</i>
<i>Figure (I.3) : vue de la façade principale.....</i>	<i>13</i>
<i>Figure (I.4) : vue de la structure en 3D.....</i>	<i>13</i>
<i>Figure (I.5) : vue étage terrasse en 2D.....</i>	<i>14</i>
<i>Figure (I.6) : vue de la structure en 3D.....</i>	<i>14</i>
<i>Figure (III.1) : Coupe dalle à corps creux.</i>	<i>20</i>
<i>Figure (III.2) : Schéma des escaliers</i>	<i>22</i>
<i>Figure (III.3) : Coupe voile en élévation.....</i>	<i>24</i>
<i>Figure.(III.4): Coupe d'acrotère</i>	<i>27</i>
<i>Figure. (III.5): Remplissage en double</i>	<i>27</i>
<i>Figure. (III.6) : Coupe plancher terrasse.....</i>	<i>28</i>
<i>Figure. (III.7) : Coupe plancher étage courant Charge permanente :.....</i>	<i>29</i>
<i>Figure (III.8) : Schéma de transmission des charges.....</i>	<i>30</i>
<i>Figure (IV.1) : Modilisation de la structure en 3D.....</i>	<i>36</i>
<i>Figure (IV.2) : Modilisation de la structure en 2D.....</i>	<i>36</i>
<i>Figure (IV.3) : Modilisation de la structure en 2D.....</i>	<i>37</i>
<i>Figure (IV.4) : distribution des poids de chaque étage.....</i>	<i>43</i>
<i>Figure (IV.5) : La distribution de la force sismique et l'effort tranchant selon la hauteur ...</i>	<i>45</i>
<i>Figure (V.1) : Schéma de ferrailage des poutres principal</i>	<i>54</i>
<i>Figure (V.2) : Schéma de ferrailage des poutres secondaire</i>	<i>55</i>
<i>Figure (V.3) : schéma de ferrailage des poteaux.....</i>	<i>60</i>
<i>Figure (V.4) : schéma de ferrailage des voiles.....</i>	<i>66</i>

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau (II.1): Caractéristiques mécaniques des aciers.....</i>	<i>16</i>
<i>Tableau (II.2): Valeurs des poids volumiques des matériaux de construction DTR 2.2.....</i>	<i>16</i>
<i>Tableau (II.3): Poids volumiques des éléments des maçonneries D.T.R.2.2.....</i>	<i>16</i>
<i>Tableau (II.4) : Poids des planchers et leurs accessoires D.T.R.2.2.....</i>	<i>17</i>
<i>Tableau (II.5): Charges d'exploitation des quelques locaux d'après D.T.R.B.C.2.2.....</i>	<i>17</i>
<i>Tableau (III.1) : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.....</i>	<i>27</i>
<i>Tableau (III.1) : Evaluation des charges permanentes de mur intérieur.....</i>	<i>28</i>
<i>Tableau (III.2) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....</i>	<i>28</i>
<i>Tableau (III.3) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....</i>	<i>29</i>
<i>Tableau (III.4) : évaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....</i>	<i>29</i>
<i>Tableau (III.5) : Evaluation des charges permanentes de palier.....</i>	<i>30</i>
<i>Tableau (III.6) : Evaluation des charges permanentes de volée.....</i>	<i>30</i>
<i>Tableau (III.7) : Surface revenant à chaque poteau :.....</i>	<i>31</i>
<i>Tableau (III.8) : Transmission des charges :.....</i>	<i>31</i>
<i>Tableau (III.9) : Transmission des charges :.....</i>	<i>31</i>
<i>Tableau (III.10) : Transmission des charges :.....</i>	<i>32</i>
<i>Tableau (III.11) : Transmission des charges :.....</i>	<i>32</i>
<i>Tableau (III.12) : Transmission des charges :.....</i>	<i>32</i>
<i>Tableau (III.13) : Choix de section des poteaux :.....</i>	<i>33</i>
<i>Tableau (III.14) : Choix de section des poteaux :.....</i>	<i>33</i>
<i>Tableau (III.15) : Choix de section des poteaux :.....</i>	<i>34</i>
<i>Tableau (IV.1) : Poids de l'étage terrasse.....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau (IV.2) : Poids de l'étage courant.....</i>	<i>39</i>
<i>Tableau (IV.3) : Poids total de la structure.....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau (IV.4) valeurs des pénalités pq.....</i>	<i>42</i>
<i>Tableau (IV.5) : distribution de la résultante des forces sismiques à chaque étage.....</i>	<i>44</i>
<i>Tableau (IV.6) : distribution de l'effort tranchant à chaque étage.....</i>	<i>44</i>
<i>Tableau (IV.6): Vérification au renversement dans le sens longitudinal.....</i>	<i>45</i>
<i>Tableau (IV.7): Vérification au renversement dans le sens transversal.....</i>	<i>46</i>
<i>Tableau (IV.8) : Période et facteur de participation massique.....</i>	<i>47</i>
<i>Tableau IV.9 : Excentricité suivant x-x.....</i>	<i>48</i>
<i>Tableau (IV.10) : Excentricité suivant y-y.....</i>	<i>48</i>
<i>Tableau (IV.11) : Déplacements relatifs.....</i>	<i>49</i>

<i>Tableau (IV.12) : Déplacements relatifs</i>	<i>49</i>
<i>Tableau (IV.13) : Vérification de l'effet p- dans le sens xx.</i>	<i>50</i>
<i>Tableau (IV.14) : Vérification de l'effet p- dans le sens yy :</i>	<i>50</i>
<i>Tableau (V-1) : Armatures longitudinales des poutres.....</i>	<i>53</i>
<i>Tableau (V.2) : coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques</i>	<i>57</i>
<i>Tableau (V.3) : Choix des armatures des poteaux</i>	<i>58</i>

INTRODUCTION

Après le séisme de Boumerdes en 2003, le tremblement de terre avec leur cortège des pertes en vie humaines, constitue un grand souci fondamental de l'ingénieur en génie civil, qui cherche à concevoir des constructions capables de résister aux secousses sismiques par le comprendre des systèmes structuraux.

Les systèmes de contreventement reposent sur deux notions de pensées. Soit la conception d'un système de contreventement basé sur la notion des structures souples, de façon à atténuer l'effet sismique par un mouvement cyclique de la structure du bâtiment, et celles-ci sont généralement en charpente métallique. On bien, concevoir des structures rigides, généralement en béton armé, de manière à faire face aux charges sismiques

A cet effet, notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R +5) en béton armé à contreventement mixte.



CHAPITRE 1
PRESENTATION DU
PROJET

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1) PRESENTATION DU PROJET DE FIN D'ETUDE :

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation (R+5) a raison de quatre appartements par étage. Le bâtiment sera implanté à la périphérie de la wilaya de Bejaia, selon le RPA 99/2003, la région est classée en zone de sismicité II-a.

Selon le rapport du sol l'assiette est un sol ferme avec une contrainte 1.5 bar

La structure présente une forme irrégulière en plan et en élévation. La structure est contreventée par voiles et portique poteaux – poutres.

Les caractéristiques géométriques du bâtiment :

Longueur totale du bâtiment en plan	L = 30.00 m
Largeur totale du bâtiment en plan	L = 18.00 m
La hauteur totale	H _t =18.9 m
La hauteur d'étage	h =3.15 m
La hauteur de RDC	h =3.15 m

I.2) REGLEMENTS UTILISE:

L'étude du bâtiment qu'on va présenter ultérieurement sera menée en utilisant les codes de calcul suivants :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/ version 2003**.
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé **BAEL 91**.
- Document technique réglementaire **DTRBC2-2** : charges permanentes d'exploitations.

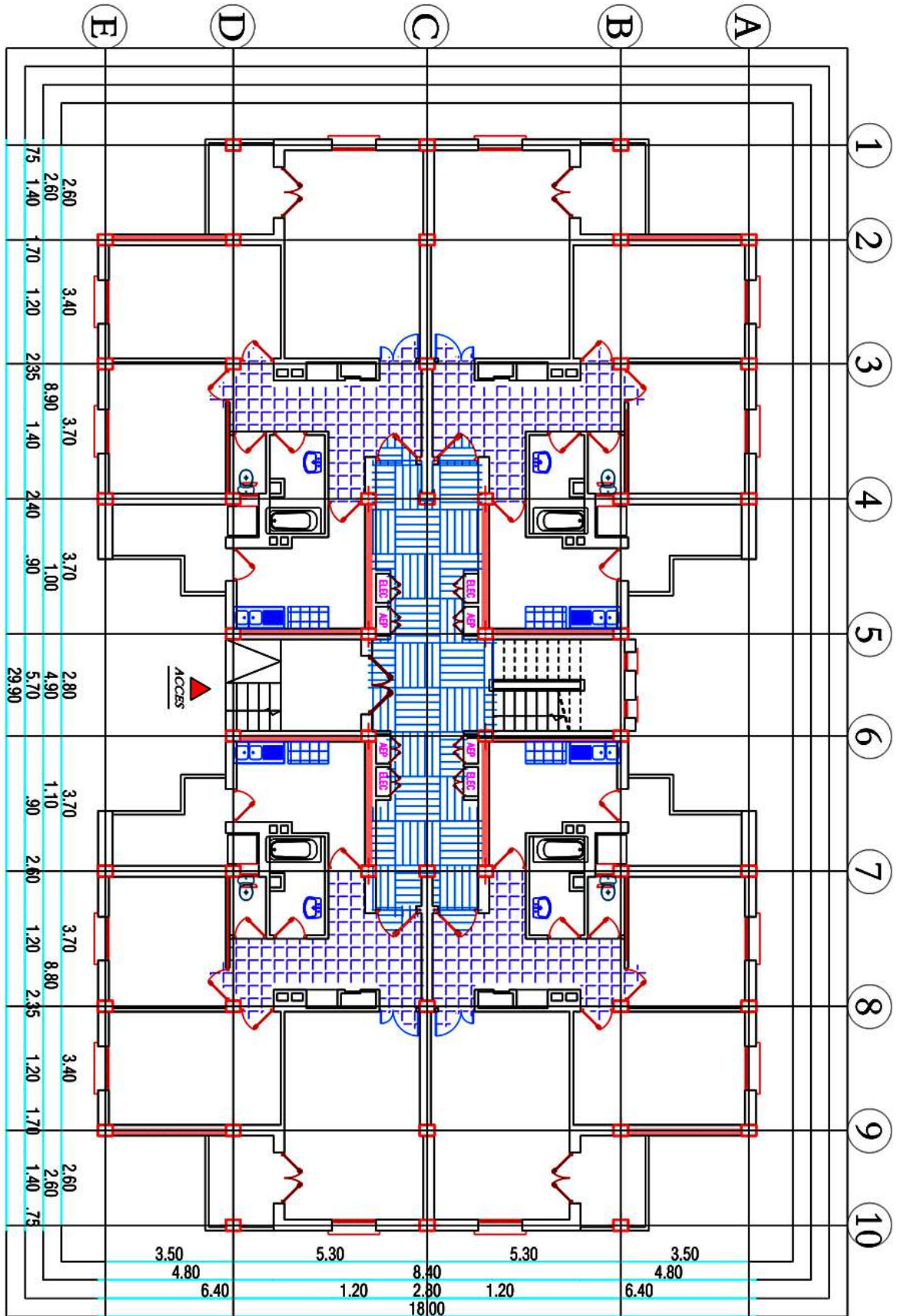


Figure (I.1) : vue en plan RDC

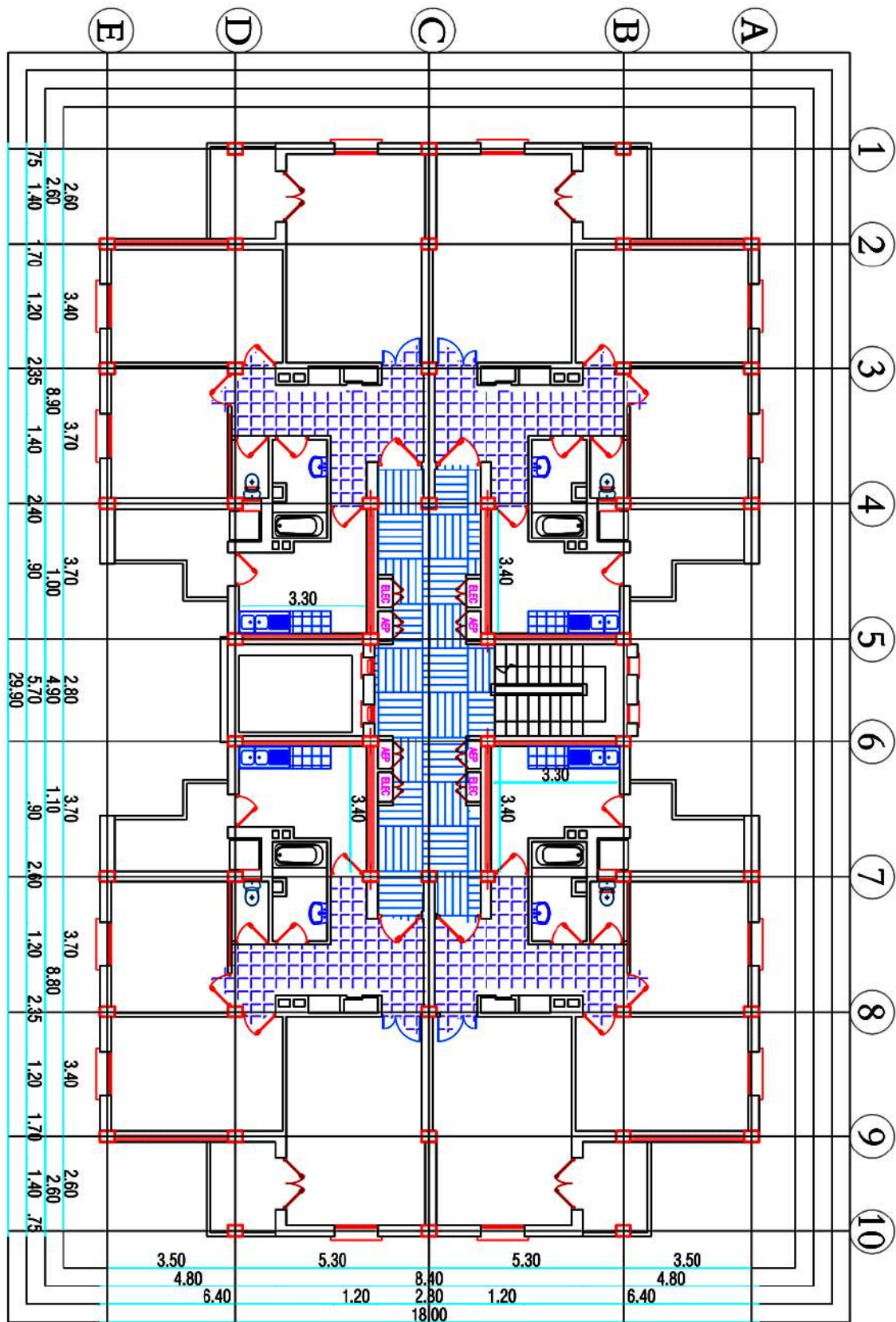


Figure (I.2) : vue en plan étage courant (1.2.3.4.5)



Figure (I.3) : vue de la façade principale

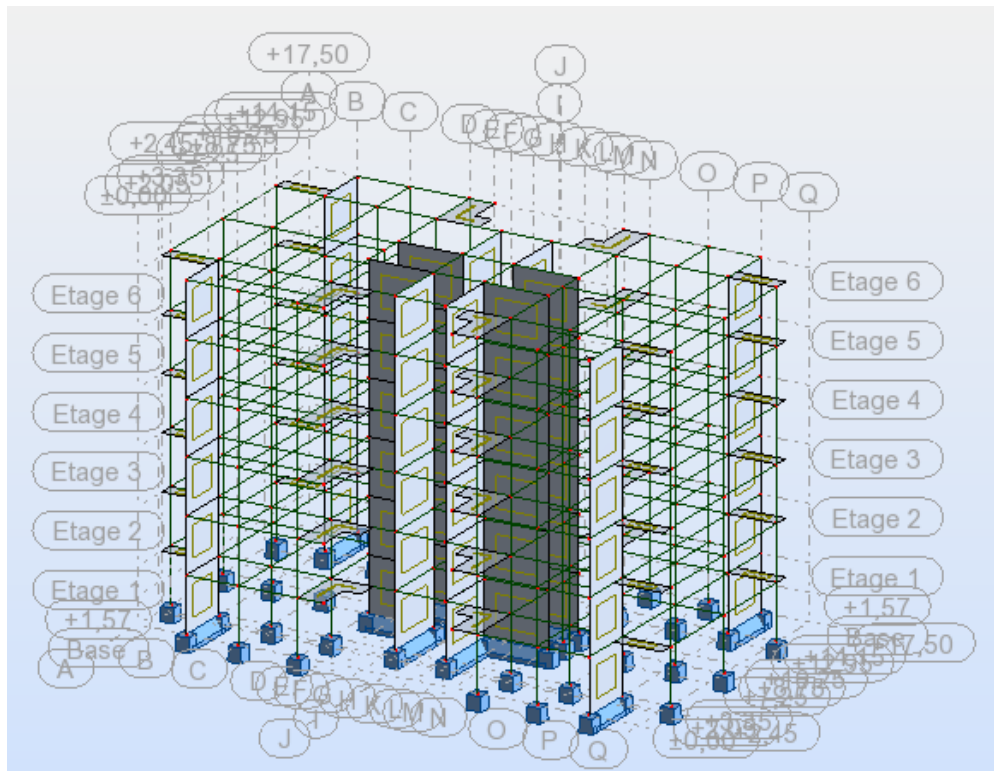


Figure (I.4) : vue de la structure en 3D

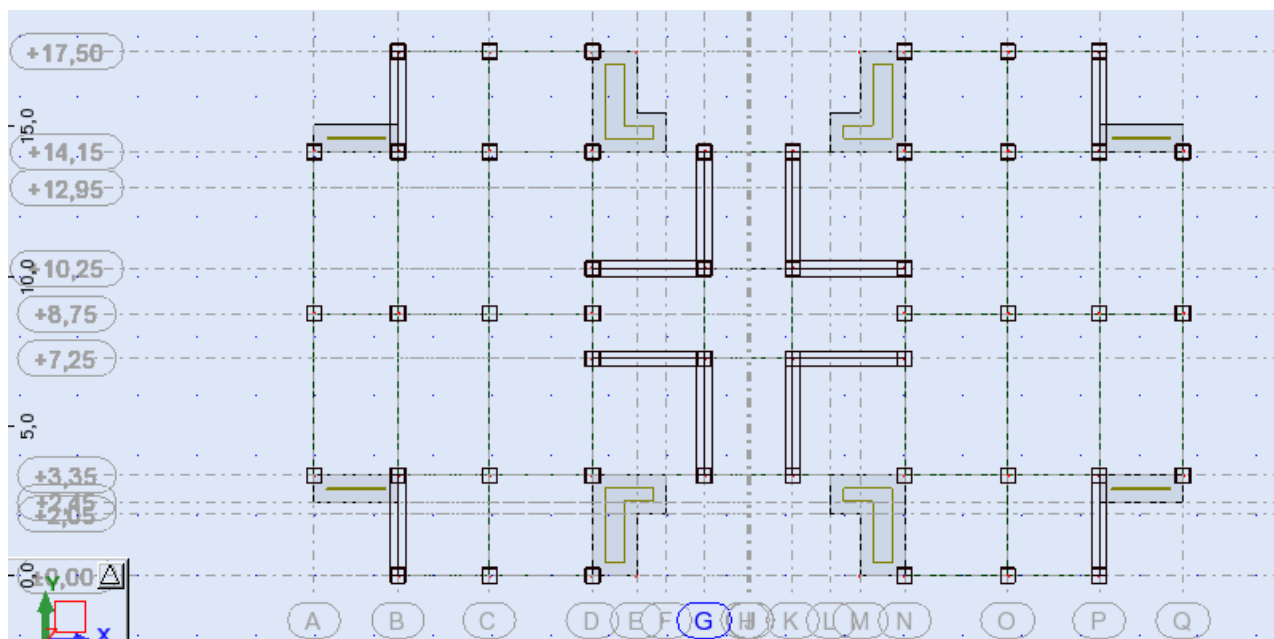


Figure (I.5) : vue étage terrasse en 2D

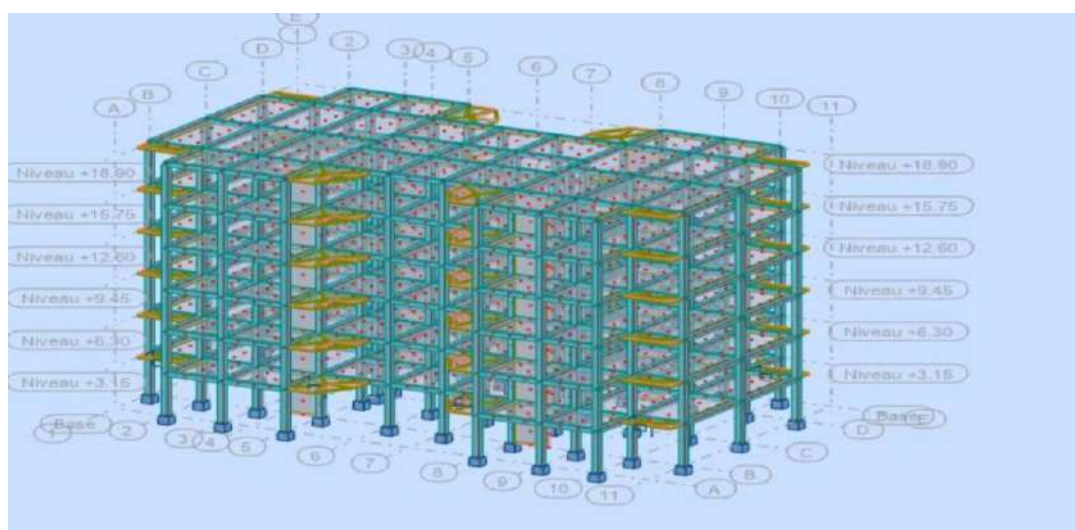


Figure (I.6) : vue de la structure en 3D



CHAPITRE 2
CARACTÉRISTIQUE DES
MATÉRIAUX

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II.1) CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX:

La masse volumique des bétons armés est de **2500Kg/m³**.

Pour le présent projet on adoptera : **f_{c28} = 25 MPa**

Tableau (II.1): Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	f _e (MPa)	ε _{es} (%)	Emploi
Barre HA	Fee40	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	Fee22	215	0.935	Emploi courant
	Fee24	235	1.02	Epingles d'élevage des pièces préfabriquées
Treillis	Φ ≤ 6mm	520	2.261	Treillis soudés uniquement emploi courant
	Φ > 6mm	441	1.917	

II.2) EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES:

II.2.1) Charges Permanentes:

a) Matériaux de construction:

Tableau (II.2): Valeurs des poids volumiques des matériaux de construction DTR 2.2

TYPES	POIDS VOLUMIQUE EN KN/m ³
Béton	22
Béton armé	25
Acier	78.5
Plâtre	10
Mortier	20

b) Poids des éléments constitutifs des maçonneries :

Tableau (II.3): Poids volumiques des éléments des maçonneries D.T.R.2.2

TYPES	POIDS VOLUMIQUE EN KN/m ³
BIQUE PLEINE	18
BRIQUE CREUSE	10
PARPAING CREUSE	20 -22
PARPAING LEINE	12 -15

c) Poids de quelques éléments constitutifs des plancher

Tableau (II.4) : Poids des planchers et leurs accessoires D.T.R.2.2

ELEMENT		POIDS
Dalle pleine en béton armé de 15 cm d'épaisseur		0.15X25=3.75 KN/M ²
Plancher à corps creux	12+4	2.50 → 2.60 KN/M ²
	16+4	2.75 → 2.85 KN/M ²
	20+4	3.10 → 3.30 KN/M ²
Carrelage		20 KN/M ³
Lit de sable		18 KN/M ³
Gravillon d'étanchéité		20 KN/M ³
Etanchéité multicouche		0.10 KN/ M ²
Isolant thermique		0.50 → 1 KN/M ²
Pare vapeur		0.08 KN/ M ²
Couverture	En ardoise	0.30 KN/ M ²
	En tuile	0.50 → 0.75 KN/M ²

d) Cloison de distribution :

Elles sont prises en compte comme une charge permanente uniformément

Répartie sur les planchers estimées à 0.75kn/m².

II.2.2) Charges d'exploitation:

Tableau (II.5): Charges d'exploitation des quelques locaux d'après D.T.R.B.C.2.2

NATURE DU LOCAL		Q(KN/m ²)
Bâtiment à usage d'habitation	Pièces habitées	1.5
	Balcons	3.5
	Escaliers	2.5
Terrasses	Non accessibles	1.0
	Accessibles privées	1.5
	Accessibles aux publics	5.0



CHAPITRE 3
PRÉDIMENSIONNEMENT
DES ÉLÉMENTS

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1) INTRODUCTION:

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions préliminaires de différents éléments de la structure. Ces dimensionnements sont choisis selon les exigences aux états limites de service (ELS), afin de satisfaire les conditions de la flèche à vide, du règlement parasismique Algérien (**RPA99 version2003**), des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA 93**) et du règlement béton armé aux états limites (**BAEL 91**). Le dimensionnement obtenu ne sont pas définitives, ils peuvent être modifier après la vérification dans la phase de calcul.

III.2) PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS:

Le plancher est un élément horizontal qui sert à séparer les étages les uns des autres et à transmettre les charges verticales aux portiques. Il est composé de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression faiblement ferrailé, les touts reposent sur des nervures en béton armé placées suivant le sens des poutres secondaires.

L'épaisseur des dalles planes (balcon) dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

III.2.1) Les Balcons :

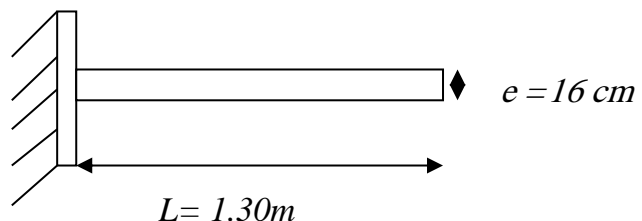
Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est

Conditionnée par :

$$L / 15 \leq e \leq l / 20 + 7 \rightarrow \text{on a : } L = 1,30 \text{ m}$$

$$8.66 \text{ cm} \leq e \leq 13.5 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur de : 16 cm.



III.2.2) Plancher Corps Creux :

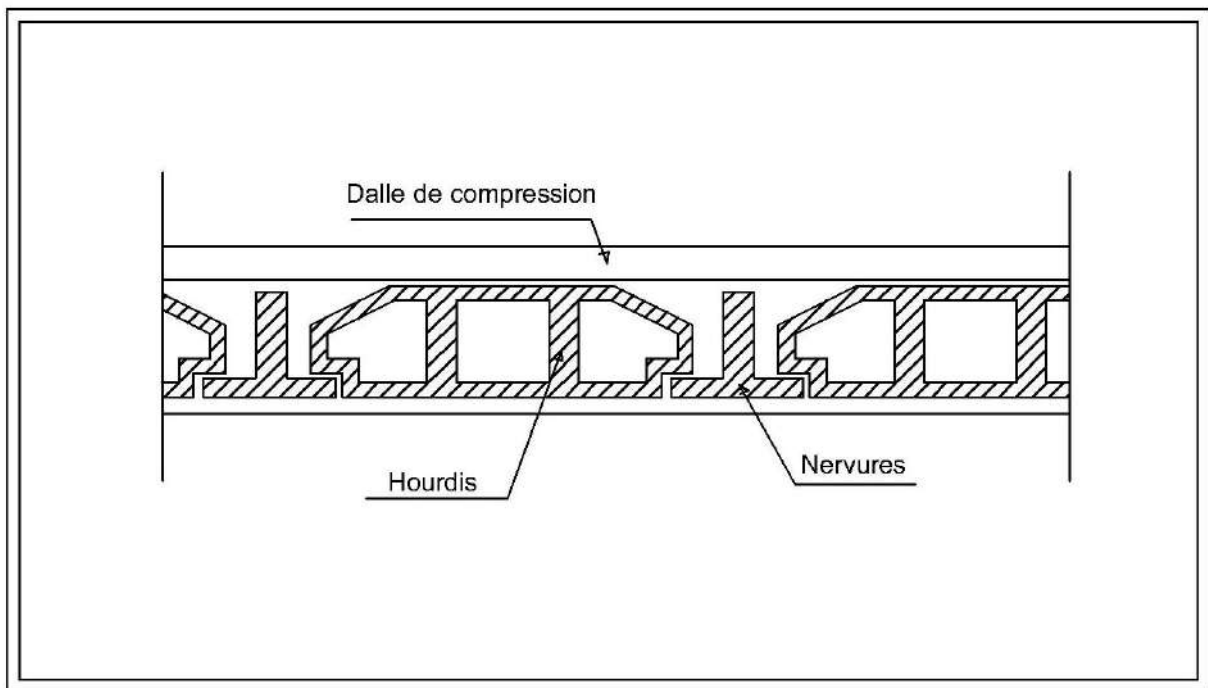


Figure (III.1) : Coupe dalle à corps creux.

III.2.2) Plancher Corps Creux :

III.2.2.1) Résistance au feu :

D'après BEAL 91:

- E = 7cm pour une heure de coupe-feu.
- E = 11cm pour deux heures de coupe-feu.
- E = 17,5 pour un coupe-feu de quatre heures
- On admet que : **e = 16 cm**

III.2.2.2) Résistance à la flexion

- Dalles reposant sur deux côtés : $l_x / 35 \leq e \leq l_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $l_x / 50 \leq e \leq l_x / 40$.

l_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à : $l_x = 3.10$

Ceci engendre donc $310 / 50 \leq e \leq 310 / 40 \Rightarrow 6.5 \text{ cm} \leq e \leq 7.75 \text{ cm}$

- On admet que : **e = 16 cm**

III.2.2.1) Condition de flèche :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le

Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante:

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

L : la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis

On a : $l = 3.40\text{cm}$ \longrightarrow $13.5\text{ cm} < h_t < 17\text{ cm}$

Donc on adopte une épaisseur de: $h_t = 20\text{ cm}$

Tel que $h_t = d + e = 16+4 = 20\text{ cm}$

III.3) LES POUTRES

III.3.1) Poutres Principales:

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place. Celles-ci sont pour rôles de supporter et de transmettre les charges et surcharges des planchers aux poteaux. Leur pré-dimensionnement doit satisfaire les formules données par le BAEL91 et les exigences données par le RPA1999 version 2003.

D'après le BAEL91:

- $L / 15 \leq h_t \leq l / 10$ h_t : hauteur de la poutre.

- $0.3 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$ b : largeur de la poutre.

Avec : l : portée maximale de poutre.

Nous avons : **L= 4.90 m.**

$L / 15 \leq h_t \leq l / 10$ nous donne $33.66\text{ cm} \leq h_t \leq 49\text{cm}$.

On prend **h=40cm.**

$0.3 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$ nous donne $12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$.

On prend **b=40cm**

Selon l'article : **7.5.1 de RPA 99** dimensions des poutres selon la zone II.a sont :

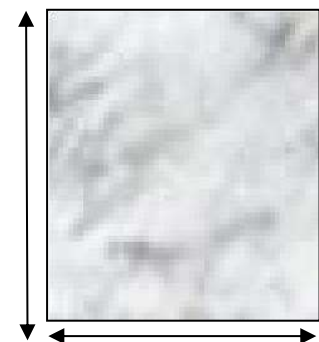
- $B \geq 20\text{ cm}$. \longrightarrow $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ vérifie.

- $H \geq 30\text{ cm}$. \longrightarrow $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ vérifie.

- $H/b \leq 4$ \longrightarrow $h/b = 1.33 \leq 4$ vérifie.

Alors la section des poutres principales est (30x40) cm²

h=40



b=40

III.3.2) Poutres Secondaires:

D'après le BAEL91:

$$L/15 \leq h_t \leq l/10 \quad h_t : \text{ hauteur de la poutre.}$$

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t : \text{ largeur de la poutre.}$$

Avec : l : portée maximale de poutre.

Nous avons : **L = 3.50 m.**

$$L/15 \leq h_t \leq l/10 \quad 23.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 35 \text{ cm.}$$

On prend **h=30 cm.**

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad 9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm.}$$

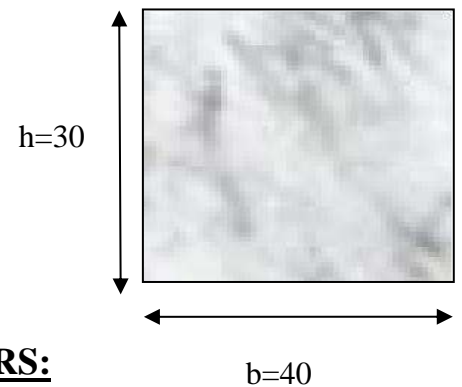
On prend **b = 40 cm.** Pour être compatible avec la section du poteau

Selon l'article : **7.5.1 de RPA 99** dimensions des poutres sont :

$$B \geq 20 \text{ cm.} \quad b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$H \geq 30 \text{ cm.} \quad h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$H/b \leq 4\text{cm} \quad h/b = 1.16 < 4 \quad \text{vérifie.}$$



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

III.4) PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS:

Le déplacement entre les étages dite la circulation verticale est assure par un élément secondaire s'appelle escalier. Ces derniers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, et d'une paillasse comporte des marches et des contres marches.

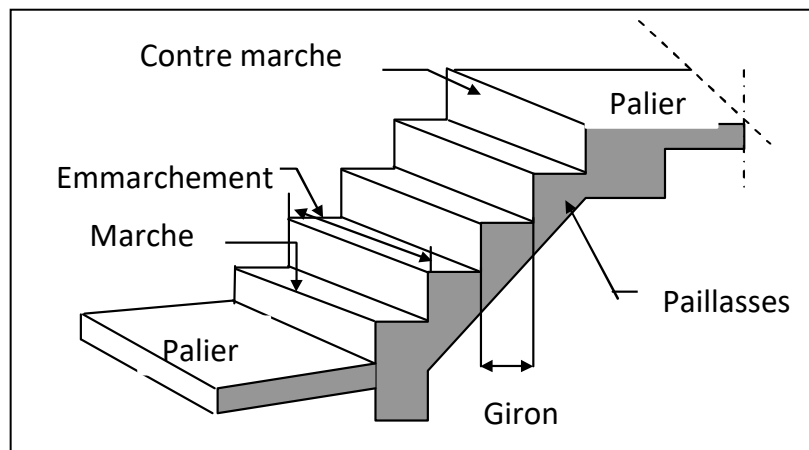


Figure (III.2) : Schéma des escaliers

Caractéristiques technique

Etage courant et RDC:

À partir de la formule de **BLONDEL**

$$\text{On a: } 59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 20 \Rightarrow 25 < h < 65$$

Avec :

h: la hauteur de la contre marche.

G : la longueur de la marche (giron)

On prendre : hauteur de la contre marche **h=17.5 cm**

H : la hauteur de volée d'escaliers

$$\mathbf{H} = h_e / 2 = 3.15 / 2 = 1.575\text{m}$$

$$\text{NC (nombre de contre marche)} = H/h = 1.575 / 0.17 = \mathbf{9 \text{ contre marche}}$$

$$\text{NM (nombre de marches)} = nc - 1 = 9 - 1 = \mathbf{8 \text{ marche}}$$

} Par volée

Le giron (g)

$$\mathbf{G} = L / nm \quad \mathbf{L} : \text{la longueur de volée}$$

$$\mathbf{G} = 240 / 8 = 30\text{cm} \text{ donc vérifier les résultat avec la formule de } \mathbf{BLONDEL}$$

$$59 < 2h + g < 66 \longrightarrow 59 < 64 < 66 \text{ vérifié}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg} = h / l$$

$$\text{Tg} = 1,575 / 2,4 = 33.3^\circ \quad h$$

La longueur de volée est l

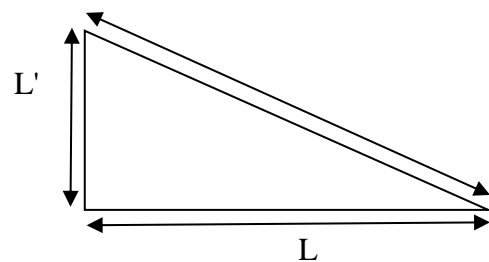
$$L' = 1.575 / \sin \alpha \quad l = 2.87\text{m}$$

L'épaisseur de la paillasse est : $1 / 30 < e < 1 / 20$

$$2.87 / 30 < e < 2.87 / 20$$

$$9.57 < e < 14.35 \quad \mathbf{e = 12\text{cm.}}$$

L'épaisseur de palier est la même que celle de la paillasse donc **e = 12cm**



III.5) PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES:

Pré dimensionnement des voiles justifié par l'article 7.7 de RPA 99 version (2003).

Les voiles servent, d'une part, à supporter les sollicitations horizontales (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre une portion des efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99** article (7.7.1) les éléments considérés comme voiles sont ceux qui satisfait la condition : $(l \geq 4e)$.

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

Avec : L : longueur de voile.

E : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure (III.3).

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1) de **RPA99**

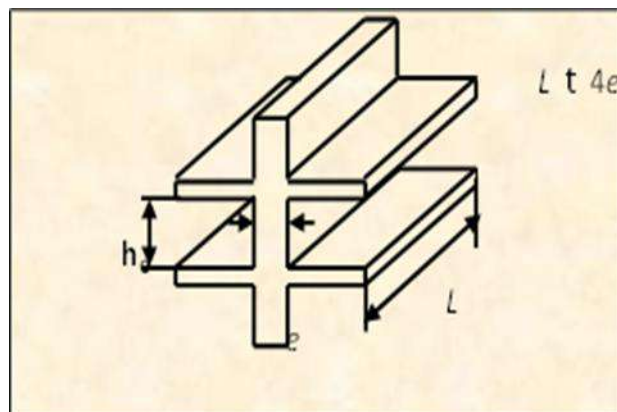


Figure (III.3) : Coupe voile en élévation.

$e_{\min} = 15\text{cm}$.

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,15\text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités

Suivantes :

$$e \geq h/25 \quad e \geq 12,6 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad e \geq 14,32 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad e \geq 15,75 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq \max (12.6 ; 14.32 ; 15.75)$$

$$e \geq 15,75 \text{ cm}$$

On prend un voile d'épaisseur : **e = 16 cm**

III.6) PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX:

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- ◆ Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- ◆ Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- ◆ Vérification de la section a l'ELS
- ◆ La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le **BAEL 91**.

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99** (article : 7.4.1)

En **zone II.a** les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ◆ $\text{Min} (a, b) \geq 25 \text{ cm}$
- ◆ $\text{Min} (a, b) \geq h_e / 20$
- ◆ $1/4 < a / b < 4$

Avec (a, b) : dimension de la section. h_e : hauteur d'étage.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple sous les charges permanentes et d'exploitations suivant la formule :

$$\text{Avec } N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{BAEL (article b.8.4.1)}$$

N_u : l'effort normal agissant ultime

B_r: section réduite du poteau (en cm²).

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

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

F_e: limite d'élasticité de l'acier utilisé.

γ_b= 1,5 coefficient de sécurité du béton .

γ_s= 1,15 coefficient de sécurité de l'acier.

A : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,60(50/\lambda)^2 \dots \dots \dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0,85}{(1+0,2(\lambda/35)^2)} \dots \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50. \end{array} \right. \quad \text{BAEL (article b.8.4.1)}$$

On se fixe l'élanement mécanique λ=35 pour rester toujours dans les

Compressions centrées suivant l'article **b.8.4.1 de CBA 93** d'où

$$0,85/(1+0,2 \times 1) = 0,551$$

on suppose que **A_s** = 0 (cas le plus défavorable)

donc : $N_U \leq \alpha (b_r \cdot f_{c28} / 0,9)$ et $B_r \geq 6.53 N_U$

III.6.1) Descente de Charge:

Introduction

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

Les charges permanentes (**G**).

Les surcharges d'exploitation (**Q**).

III.6.1.1) : L'acrotère:

$$S = (0.1 \times 0.5) + (0.08 \times 0.25) + (0.02 \times 0.25) / 2 = 0.0725 \text{ m}^2$$

$$P = (0.0725 \times 2500) = 181.25 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Enduit en ciment } 0.01 \times 2500 = 25 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge Permanente : } \mathbf{G = 206.25 \text{ KG/M}^2}$$

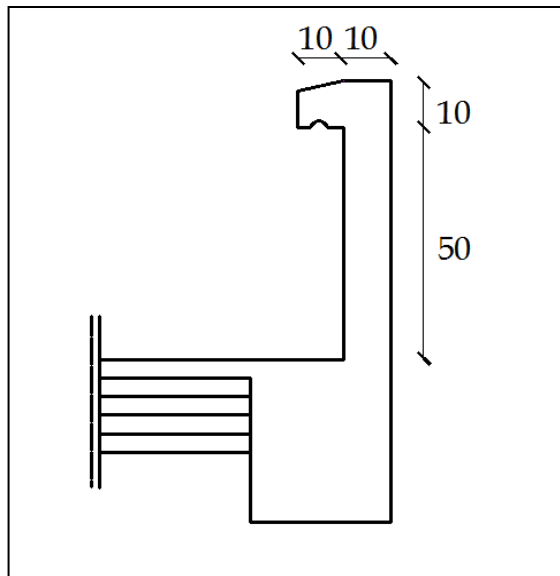


Figure.(III.4): Coupe d'acrotère

III.6.1.2) Mure extérieure :

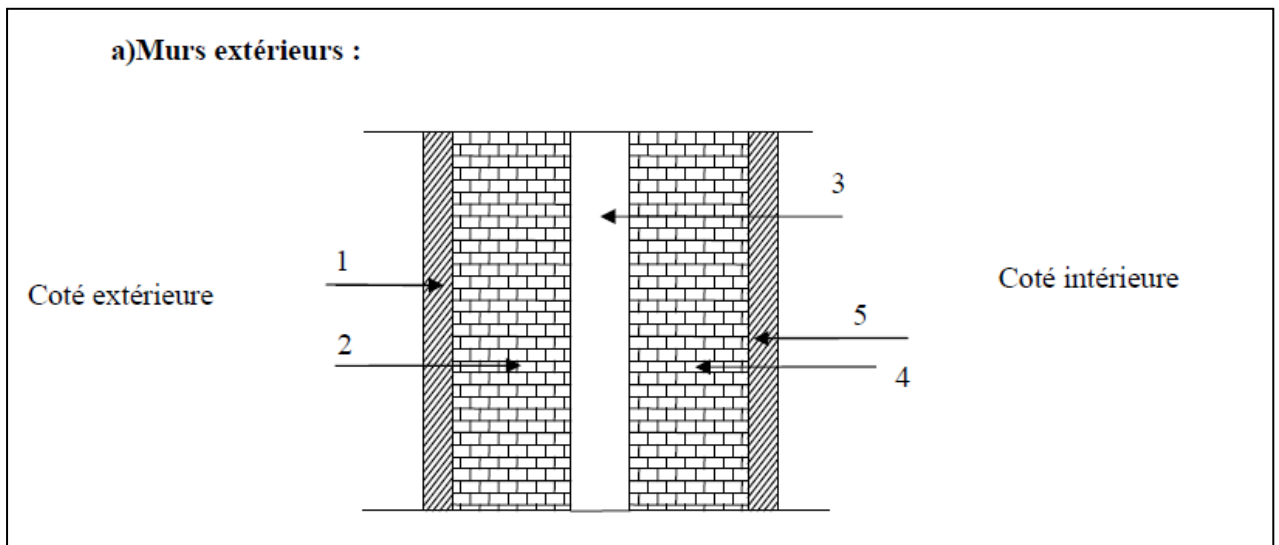


Figure. (III.5): Remplissage en double

Tableau (III.1) : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Brique creux	25	1000	250
Enduit plâtre	2	1000	20
Enduit ciment	2	2000	40
TOTAL	310 kg/m²	30%d'ouverture	G=290kg/m²

Tableau (III.1) : Evaluation des charges permanentes de mur interieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Brique creux	15	1000	150
Enduit plâtre	2	1000	20
Enduit ciment	2	1000	20
TOTAL	190 kg/m²	30%d'ouverture	G=133kg/m²

III.6.1.3) Les planchers

a) Plancher terrasse (inaccessible):

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

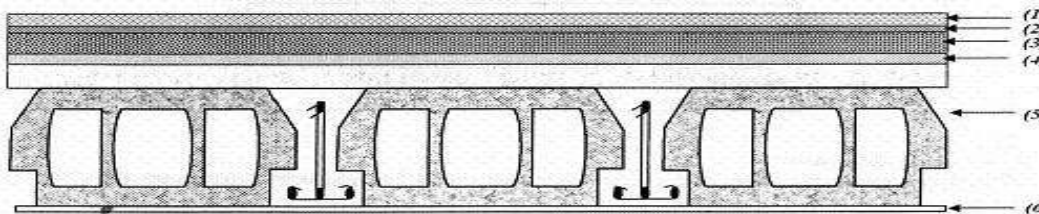


Figure. (III.6) : Coupe plancher terrasse

Charge permanente

Tableau (III.2) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	2000	100
2- Étanchéité multicouche	2	12	2.4
3- Forme de pente	10	2200	220
4- Isolation liège	4	400	16
5- Dalle en cops creux	16+4	/	285
6- Enduit plâtre	2	1000	20
TOTAL	G = 643.4 kg/m² Q = 100 kg/m²		

b) Planchers étages courant +RDC

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

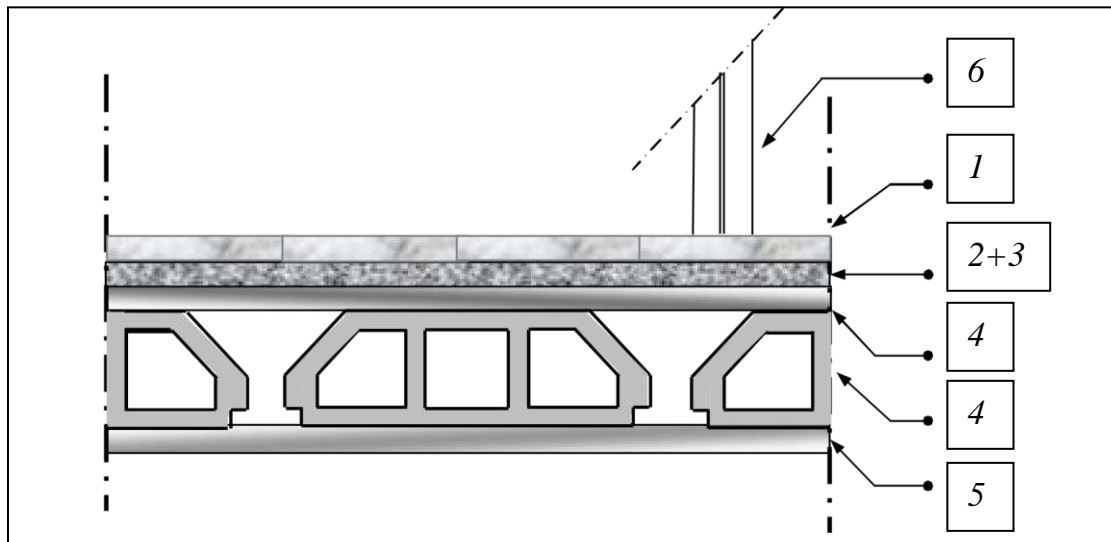


Figure. (III.7) : Coupe plancher étage courant Charge permanente :

Tableau (III.3) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-carrelage	2	2000	40
2-mortier de pose	2	2000	40
3-lit de sable	2	1800	36
4-dalle en corps creux	16+4	/	285
5-enduit plâtre	2	1000	20
6-cloison de séparation	/	/	85
TOTAL			G = 506 KG/M² Q = 150 KG/M²

III.6.1.4) Balcons :

Les balcons sont construits en dalle pleine

Tableau (III.4) : évaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	16	2500	400
Enduit ciment	2	2000	40
TOTAL			G = 556 KG/M² Q = 350KG/M²

III.6.1.5) L'escalier :

Palier

Tableau (III.5) : Evaluation des charges permanentes de palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	16	2500	400
MARCHE	17.5/2	2500	219
Enduit ciment	2	2000	40
TOTAL	G = 775 kg/m² Q = 250 kg/m²		

Volée :

Tableau (III.6) : Evaluation des charges permanentes de volée

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Marche	17	2200	$2200 \times 0,17/2 = 187$
Paillasse	12	2500	$(2500 \times 0,12) / \cos 33,3 = 359$
Enduit ciment	2	2000	40
Gardes corps	/	/	90
TOTAL	G = 796 kg/m² Q = 250 kg/m²		

III.6.2) Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

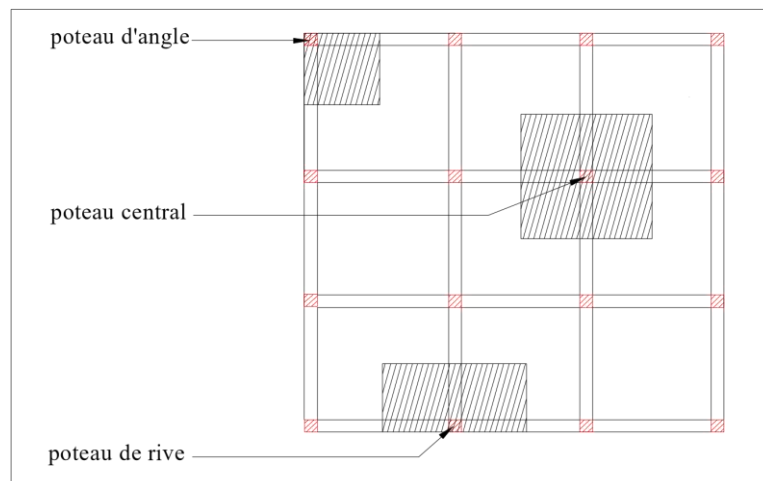


Figure (III.8) : Schéma de transmission des charges

Tableau (III.7) : Surface revenant à chaque poteau :

Poteau d'angle	$S = (1.3 \times 2.65) + (0.6 \times 1.3) = 4.22 \text{ m}^2$
Poteau de rive	$S = (1.3) \times (5.30) = 6.89 \text{ m}^2$
Poteau central	$S = (5.3 \times 1.85) + (5.3 \times 1.5) = 17.75 \text{ m}^2$

III.6.3) Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

Transmission des charges

➤ Poteau d'angle

a- Niveau terrasse

Tableau (III.8) : Transmission des charges :

Plancher	$0.775 \times 4.22 = 3.27 \text{ t}$
Poutres principales	$(5.3/2 \times 0.30 \times 0.40 \times 2.5) + (0.6 \times 0.3 \times 0.40 \times 2.5) = 0.97 \text{ t}$
Poutres secondaires	$(1.3 \times 0.40 \times 0.30 \times 2.5) = 0.39 \text{ t}$
Surcharges	$0.1 \times 4.22 = 0.422 \text{ t}$
<u>Total NG</u>	<u>4.63 t</u>
<u>Total NQ</u>	<u>0.422 t</u>

b- Niveau étage courant +RDC

Tableau (III.9) : Transmission des charges :

Plancher	$0.506 \times 4.22 = 2.13 \text{ t}$
Poutres principales	$(5.3/2 \times 0.30 \times 0.40 \times 2.5) + (0.6 \times 0.3 \times 0.40 \times 2.5) = 0.97 \text{ t}$
Poutres secondaires	$(1.3 \times 0.40 \times 0.30 \times 2.5) = 0.39 \text{ t}$
Cloison de séparation	$(2.65 + 0.60) \times (3.15 \times 0.15 \times 1) = 1.53 \text{ t}$
Surcharges	$0.150 \times 4.22 = 0.63 \text{ t}$
<u>Total NG</u>	<u>5.02 t</u>
<u>Total NQ</u>	<u>0.63 t</u>

➤ Poteau de rive

➤ Niveau terrasse

Tableau (III.10) : Transmission des charges

Plancher	$0.775 \times 6.89 = 5.33 \text{ t}$
Poutres principales	$(5.3 \times 0.30 \times 0.40 \times 2.5) = 1.59 \text{ t}$
Poutres secondaires	$(1.3 \times 0.40 \times 0.30 \times 2.5) = 0.39 \text{ t}$
Surcharges	$0.1 \times 6.89 = 0.689 \text{ t}$
<u>Total NG</u>	<u>7.31 t</u>
<u>Total NQ</u>	<u>0.689 t</u>

A- Niveau étage courant +RDC :

Tableau (III.10) : Transmission des charges :

Plancher	0.506×6.89= 3.84t
Poutres principales	(5.3×0.40×0.40×2.5)=2.12t
Poutres secondaires	(1.3×0.40×0.30×2.5)=0.390t
Cloison de séparation	(5.3+1.3)x(3.15 x0.15 x 1) = 3.11 t
Surcharges	0.150×6.89=1.03 t
Total NG	9.46 t
Total NQ	1.03 t

➤ **Poteau central :**

A- Niveau terrasse :

Tableau (III.11) : Transmission des charges :

Plancher	0.775×17.75= 13.75t
Poutres principales	(5.3×0.40×0.40×2.5)=2.12 t
Poutres secondaires	(3.5×0.40×0.30×2.5)=1.05 t
Surcharges	0.1×17.75=1.775 t
Total NG	16.92 t
Total NQ	1.775 t

B- niveau étage courant +RDC :

Tableau (III.12) : Transmission des charges :

Plancher	0.506×17.75= 8.98 t
Poutres principales	(5.3×0.40×0.40×2.5)=2.12 t
Poutres secondaires	(3.5×0.40×0.30×2.5)=1.05 t
Cloison de séparation	(5.3+3.5) x (3.15 x0.15 x1) = 4.15 t
Surcharges	0.150×17.75=2.66t
<u>Total NG</u>	<u>16.3 t</u>
<u>Total NQ</u>	<u>2.66 t</u>

III.6.4) Calcul des efforts normaux :

Les charges permanentes dues au poids propre : NG

Les charges d'exploitations :(lois de dégression) NQ

- **charges différentes:**

$$\Sigma = q_0 \rightarrow \Sigma = q_0 + q_1 \rightarrow \Sigma = q_0 + 0.95(q_1 + q_2) \rightarrow 0 \quad 1 \quad 2$$

$$\sum_0 = q_0 \rightarrow \sum_1 = q_0 + q_1 \rightarrow \sum_2 = q_0 + 0.95(q_1 + q_2) \rightarrow$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \sum_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)Qt = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=q_1}^n$$

Pour $n \geq 5$

- **Charges identiques:**

$$\sum = q_0 \rightarrow \sum = q_0 + q \rightarrow \sum = q_0 + 1.9q \rightarrow \sum = q_0 + 2.7q$$

$$\sum_4 = q_0 + 3.4qqt = q_0 + \left[\left(\frac{3+n}{2}\right) Q\right] \text{ pour } n \geq 5$$

$$Nu = 1.35NG + 1.5NQ$$

➤ **Poteau d'angle**

Tableau (III.13) : Choix de section des poteaux :

Niveaux	G (t)	Ng (t)	Q (t)	Nq (t)	NU(t)	Br	Section adoptée (bxh)
5	4.63	4.63	0.422	0.385	6.88	90.01	/
4	5.02	9.65	0.63	1.05	14.19	186.03	/
3	5.02	14.55	0.63	1.68	22.16	290.51	/
2	5.02	19.4	0.63	2.31	29.65	388.71	/
1	5.02	24.1	0.63	2.56	36.37	476.81	/
Rdc	5.02	28.71	0.63	2.94	43.16	623.75	(30x30)

➤ **Poteau de rive :**

Tableau (III.14) : Choix de section des poteaux :

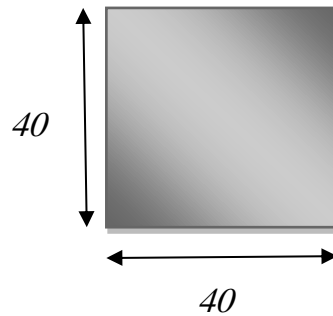
Niveaux	G (t)	Ng (t)	Q (t)	Nq (t)	Nu(t)	Br	Section adoptée (bxh)
5	7.31	7.31	0.69	0.69	10.90	142.89	/
4	9.46	16.77	1.03	1.72	25.21	330.50	/
3	9.46	25.28	1.03	2.64	38.08	499.22	/
2	9.46	31.43	1.03	3.47	47.63	624.42	(30x30)
1	9.46	37.58	1.03	4.19	57.01	747.40	(30x30)
Rdc	9.46	45.15	1.03	4.81	68.16	893.57	(30x30)

➤ **Poteau central :**

Tableau (III.15) : Choix de section des poteaux :

Niveaux	G (t)	Ng (t)	Q (t)	Nq (t)	Nu(t)	Br	Section adoptée (bxh)
5	16.92	16.92	1.77	1.77	25.49	334.17	(30x30)
4	16.30	33.22	2.66	4.43	51.49	675.03	(30x30)
3	16.30	47.89	2.66	6.82	74.88	981.67	(40x30)
2	16.30	59.93	2.66	8.95	95.68	1254.36	(40x40)
1	16.30	68.34	2.66	10.81	113.87	1492.83	(40x40)
Rdc	16.30	76.12	2.66	12.41	121.37	1591.16	(40x40)

Donc la section des poteaux pour tous les niveaux est de (40*40)





CHAPITRE IV
ETUDE SISMIQUE

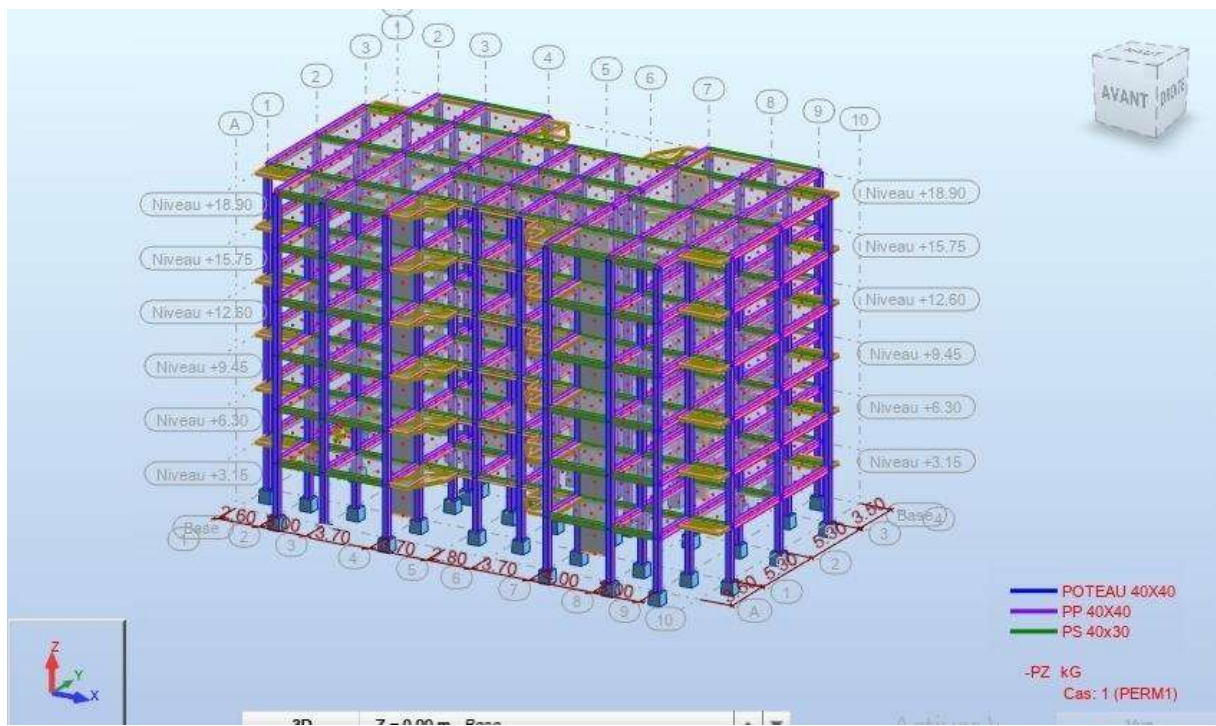


Figure (IV.1) : Modilisation de la structure en 3D

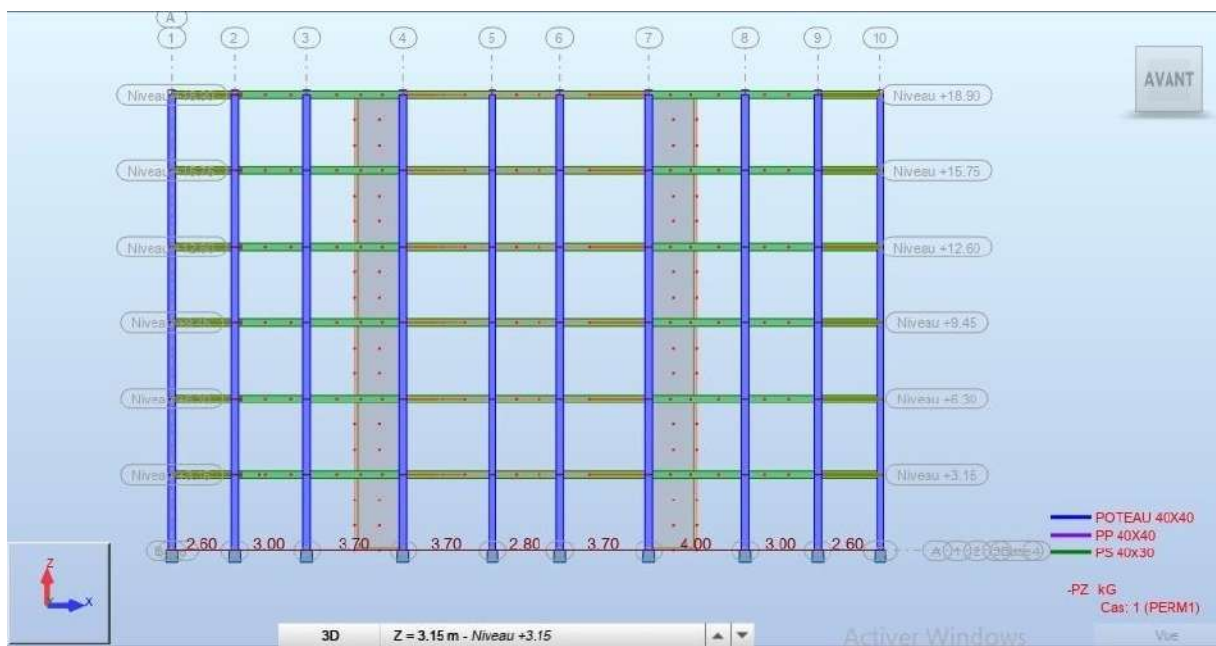


Figure (IV.2) : Modilisation de la structure en 2D

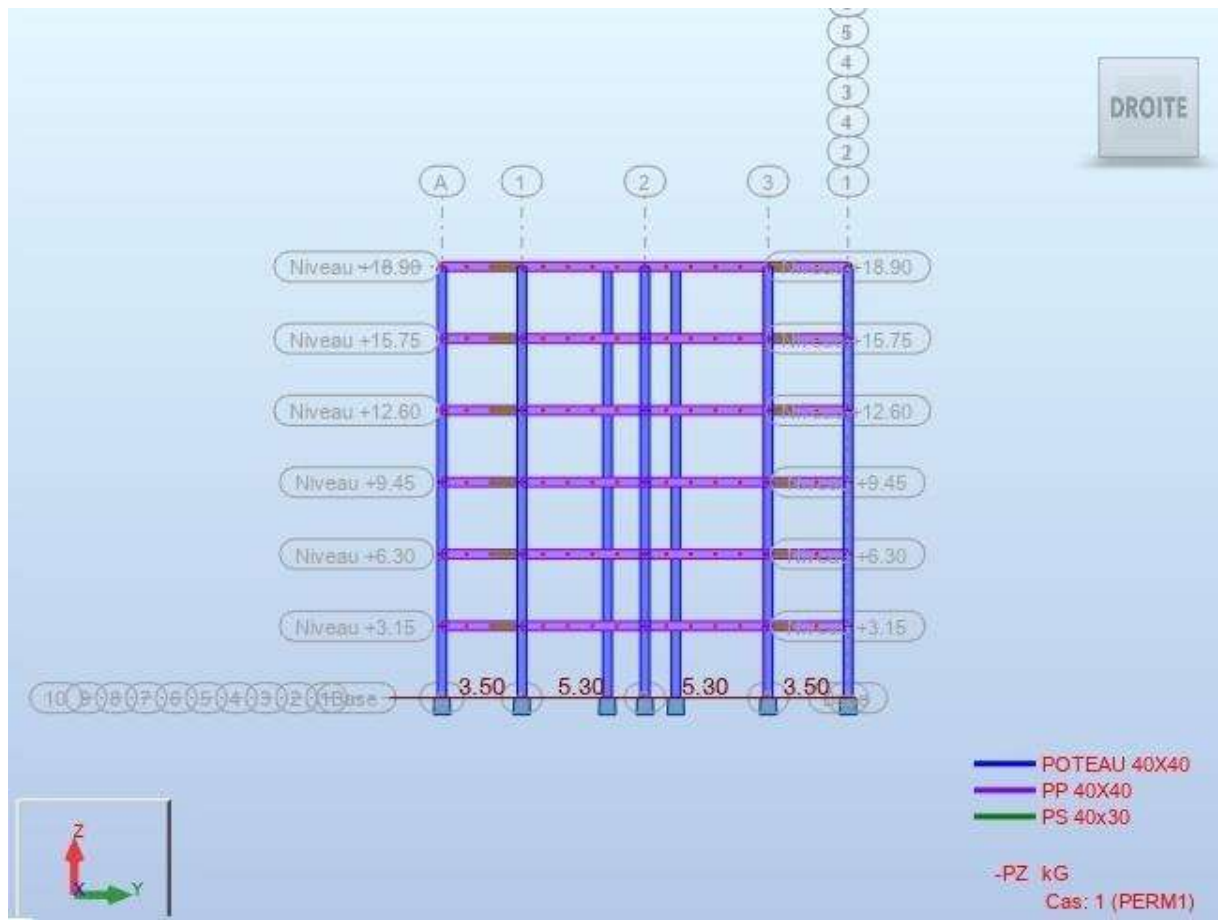


Figure (IV.3) : Modilisation de la structure en 2D

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1) INTRODUCTION:

Toutes structures peuvent être soumises aux séismes ou aux vibrations, ce qui confirme que le calcul sous l'effet des chargements statiques est insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période) sous l'effet du séisme.

On distingue trois méthodes :

1. Méthode statique équivalente.
2. La méthode de l'analyse modale spectrale.
3. La méthode de l'analyse dynamique par accéléro-gramme.

IV.2) Calcul le poids de structure :

On traite dans cette partie du calcul des masses de chaque étage, ainsi que du poids total de la structure.

On note « w » la somme des poids « w_i » calculés à chaque niveau « i »

$$W = \sum_i^n = 1W_i \text{ référence rpa}$$

$$\text{Avec } w = w_{gi} + \beta w_{qi}$$

w_{gi} : poids dû à la charge permanente w_{qi} : la charge d'exploitation

B : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA 99).

Dans notre cas $\beta = 0.2$ (bâtiment d'habitation).

Les calculs sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau (IV.1) : Poids de l'étage terrasse

Elément	G (t)	Q (t)
Plancher terrasse : surface = 326.18 m²	206.92	32.60
L'acrotère : longueur = 86.40 m	17.82	8.64
Demi voiles: surface=61.11m²	24.44	/
Demi-Poteau (48*3.15*0.4*0.4*2.5)/2	30.24	/
Les poutres (principal=152m0.4*0.4*2.5 +secondaire 107.m*0.4*0.3*2.5)	92.90	/
Demi Murs extérieures 274.16 m²	79.50	/
Demi Murs intérieures 407.92 m²	54.25	
Balcon surface=20.12m²	10.18	3.01
Total	516.25	43.26* β =51.91
W TOTAL	W=568.16 t	

Tableau (IV.2) : Poids de l'étage courant

Elément	G (t)	Q (t)
Plancher courant : surface = 318.92 m²	161.37	47.83
L'escalier (volée) surface=7.26m² Pallier surface=3.2m²	8.25	2.61
Des voiles surface 122.22 m²	48.88	/
Des poteaux	60.48	/
Les poutres (principal secondaire)	92.90	/
Murs extérieures	159.00	/
Murs intérieures	63.5	
Balcon surface=20.12m²	10.18	3.01
Total	649.56	53.45* β =64.14
W TOTAL	W=669.70 t	

Tableau (IV.3) : Poids total de la structure

niveau	poids
W ₅	568.16 t
W ₄	669.7 t
W ₃	669.7 t
W ₂	669.7 t
W ₁	669.7 t
W _{RDC}	669.7 t
Wtotal	3916.66 t

IV.3) METHODE STATIQUE EQUIVALENTE (M.S.E):

IV.3.1) Vérification des Condition d'Application

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan (on admet qu'il est satisfait) et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (IIa) **condition vérifié**
- Le bâtiment étudié présente une configuration régulière tout en respectant la condition de hauteur suivante **condition vérifié**
- Dans le cas d'un bâtiment implanté en zone (IIa) et le groupe 2 il

Faut que la hauteur ne dépasse pas 7 niveaux ou 23m..... **condition vérifié**

IV.3.2) Calcul de la force sismique totale (art 4.2.3 RPA2003)

La force sismique totale v , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des rpa99/version 2003.

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

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, donné par le RPA99/version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (t).

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des rpa99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

Q : facteur de qualité de la structure, est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction.

IV.3.3) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient d'accélération de zone a est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons d'après les RPA : Pour une structure située en zone (IIa) avec un groupe 2 on a $A = 0.15$.

IV.3.4) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le facteur d'amplification dynamique moyen d est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (t) selon formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5n & ; & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5n (T_2 / T)^{2/3} & ; & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5n (T_2 / 3)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} & ; & T \geq 3s \end{cases}$$

H : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$n = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend $\xi = 7\%$.

$$\Rightarrow n = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.8819 \geq 0.7$$

IV.3.5) Calcul de la période T :

A. Par la formule 4-6 des rpa99/version 2003 :

$$T = c_t \cdot h_n^{3/4}$$

Avec :

H_n : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n). $h_n = 18.9m$

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le RPA99/version2003.

$$\text{Donc : } t = 0.05 \times (18.9)^{3/4} = 0.45s \quad \Rightarrow \quad T = 0.45 s$$

a. par la formule 4-7 des rpa99/version2003 :

$$b. T = (h_n \times 0.09) / \sqrt{D}$$

Où

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

Sens x : $D_x = 30.00\text{m} \Rightarrow T_x = (h_n \times 0,09) / \sqrt{D_x} = (18.9 \times 0,09) / \sqrt{29.80} = 0.31\text{s}$

Sens y : $D_y = 18.00\text{m} \Rightarrow T_y = (h_n \times 0,09) / \sqrt{D_y} = (18.9 \times 0,09) / \sqrt{17.90} = 0.40\text{s}$

La valeur de la période t retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par les deux formules citées au-dessus :

Sens x $T_x = \min(0,31\text{s} ; 0,45\text{s}) \Rightarrow T_x = 0,31\text{s}$

Sens y $T_y = \min(0,40\text{s} ; 0,45\text{s}) \Rightarrow T_y = 0,40\text{s}$

IV.3.6) Calcul de la période caractéristique t_2 du site :

La période caractéristique T_2 est associée à la catégorie du site donnée par le RPA 2003.

Catégorie de site $s_3 \Rightarrow T_2 = 0.50$

On aura alors :

Sens x $T = 0.31\text{s}$ donc $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow dx = 2.5 \times \eta ; dx = 2.2047$

Sens y $T = 0.40\text{s}$ donc $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow dy = 2.5 \times \eta ; dy = 2.2047$

IV.3.7) Coefficient de comportement (R) :

Le coefficient de comportement de la structure r est donné par le tableau (4.3) des rpa99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

On a pour le système portiques contreventés mixte par des portiques / voiles $R = 5$

IV.3.8) Facteur de qualité (Q) :

La valeur de q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^s Pq$$

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

Sa valeur est donnée au tableau (4.4) des rpa99/version 2003.

Le tableau suivant résume les pénalités appliquées à la structure.

Tableau (IV.4) valeurs des pénalités pq

	Critère Q	Pqx	Pqy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0.05
2	Redondance en plan	0.05	0
3	Régularité en plan	0	0
4	Régularité en élévation	0	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
	Σpq	0.2	0.2

On a alors pour les deux sens $q = 1 + 0.2$ d'où $q = 1.2$

Modélisation par brochette

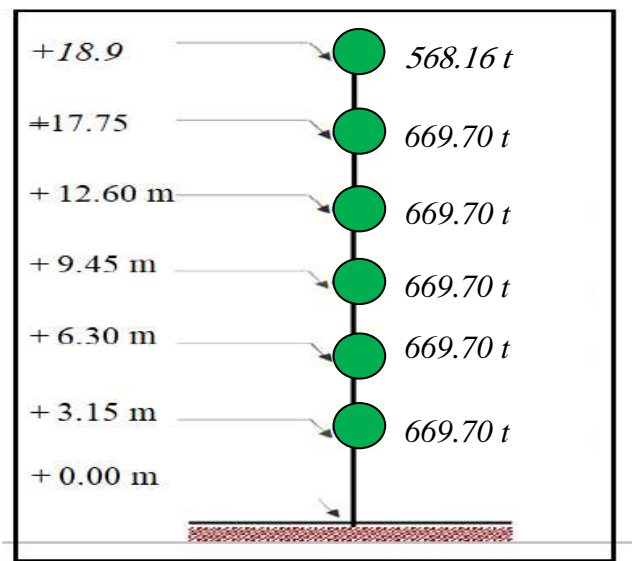


Figure (IV.4) : distribution des poids de chaque étage

Donc la force sismique totale v , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_x = v_y = ((0.15 \times 2.2047 \times 1.2) / 4) \times 3916.66 \text{ t}$$

$$V_x = v_y = 388.57 \text{ t}$$

IV.3.10) Distribution de la force sismique :

A. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$V = F_t + F_i$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_t = 0.07 T.V & \text{Si } T > 0.7s \\ F_t = 0 & \text{Si } T < 0.7s \end{array} \right.$$

Où t est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La force $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur suivant la formule :

$$F_t = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : force horizontale au niveau i .

h_i : niveau du plancher.

Ft : force concentrée au sommet de la structure.

Wi, wj : poids revenant aux planchers i, j

On a : $t = 0.45s < 0.7 s$, et donc $f_t = 0$;

Alors la formule de distribution des forces fi devient :

$$F_t = \frac{V \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Tableau (IV.5) : distribution de la résultante des forces sismiques à chaque étage.

Niveau	Wi (t)	Hi (m)	Wjxh	$\Sigma wix hi$	V (t)	Fi (t)
Terra	568.16 t	18.9	10738.22	42381.53	388.57	98.45
4	669.70t	15.75	10547.77	42381.53	388.57	96.70
3	669.70t	12.60	8438.22	42381.53	388.57	77.36
2	669.70t	9.45	6328.66	42381.53	388.57	58.02
1	669.70t	6.30	4219.11	42381.53	388.57	38.68
Rdc	669.70t	3.15	2109.55	42381.53	388.57	19.34

B.) Distribution de l'effort tranchant à chaque étage :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k : $VK = Ft + Fi$

On a : $T = 0.45s < 0.7s$, et donc $F_t = 0$;

Tableau (IV.6) : distribution de l'effort tranchant à chaque étage.

Niveau	Hi (m)	Fi (t)	Vi (t)
Terrasse	18.9	98.45	98.45
4	15.75	96.70	195.15
3	12.60	77.36	272.51
2	9.45	58.02	330.53
1	6.3	38.68	369.21
Rdc	3.15	19.34	388.55

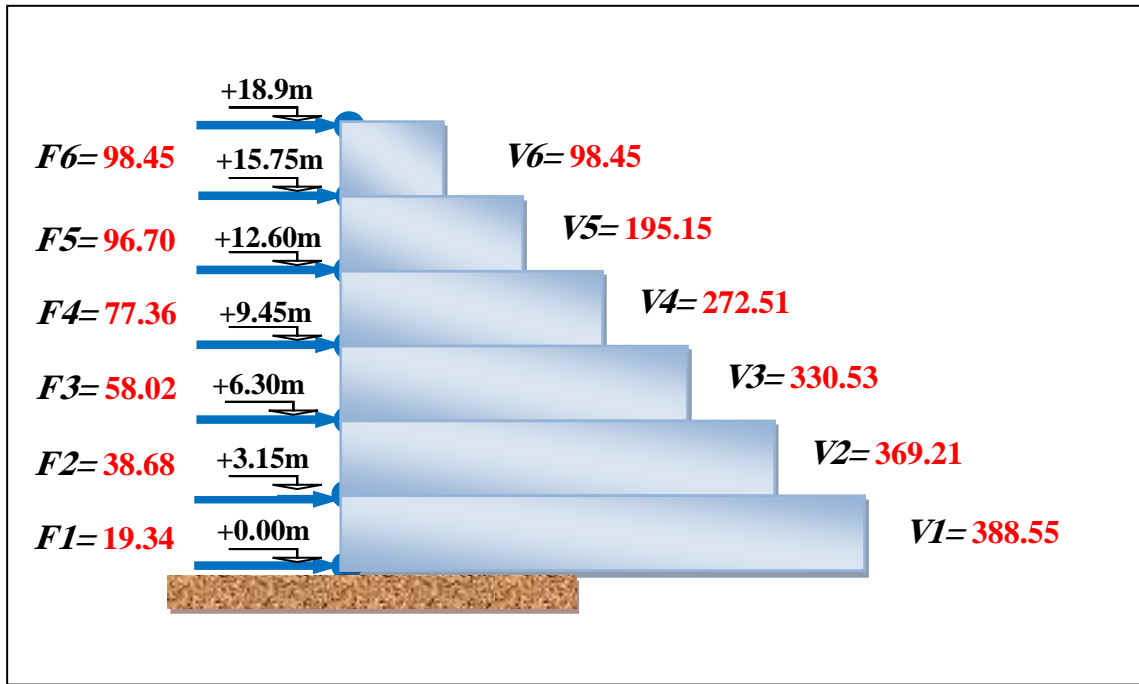


Figure (IV.5) : La distribution de la force sismique et l'effort tranchant selon la hauteur

IV.4) Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

Ms: moment stabilisant, $M_s = w \times (l/2)$

$$= 3916.66 \times 15 = 58749.90 \text{ kn.m}$$

Mr : moment renversement, $M_r = \sum F_i \times h_i$

$$= 5211.35 \text{ kn.m}$$

W : poids du bâtiment.

Le calcul des moments de renversement causés par la force sismique à chaque étage est donné dans le tableau (3.4).

Tableau (IV.6): Vérification au renversement dans le sens longitudinal.

W	Lx	Lx/2	Mr	Ms	Ms/Mr	Vérification
(t)	(m)	(m)	(kn.m)	(kn.m)		
3916.66	30.00	15.00	5211.35	58749.90	11.27	Oui

La stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans le sens x

Tableau (IV.7): Vérification au renversement dans le sens transversal.

W (t)	Ly (m)	Ly/2 (m)	Ms (kn.m)	Mr (kn.m)	Ms/mr	Vérification
3916.66	18.00	9.00	35249.94	5211.35	6.76	Oui

La stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans le sens y.

IV.5) METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE:

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de la charge sismique de calcul la plus défavorable.

IV.5.1) 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.

IV.5.2) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre de réponse de calcul est donné par la formule (4.13) des RPA99/version 2003

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T1} \left(\frac{2.5n Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T1 \\ 2.5n (1.25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right)^{\frac{2}{3}} & T1 \leq T \leq T2 \\ 2.5n (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T2 \leq T \leq 3S \\ 2.5n (1.25A) \left(\frac{T2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3S \end{cases}$$

Avec :

A = 0.15 : coefficient d'accélération de zone (RPA99/version2003).

H = 0.7638 : facteur de correction d'amortissement (RPA99/version2003).

q = 1.2 : facteur de qualité (RPA 99/version2003).

R = 5 : coefficient de comportement de la structure(RPA99/version2003).

T1 = 0.15 s ; t2 = 0.4s : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site S2 (RPA99/version 2003).

IV.5.3) Participation massique et le nombre de modes à considérer :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY).

Pour notre structure, nous avons cette vérification satisfaite au mode 6 sens XX et mode 09 sens YY les résultats sont donnés au tableau (V.8)

Tableau (IV.8) : Période et facteur de participation massique.

Facteur de participation massique					
Mode	Période(sec)	Ux (%)	Uy (%)	Ux cumulé (%)	Uy cumulé (%)
1	0,26	82,24	0,01	81,19	0,00
2	0,24	0,03	0,00	81,23	75,14
3	0,23	0,01	76,76	81,23	77,65
4	0,11	7,92	0,00	89,15	78,81
5	0,11	0,03	0,00	89,18	79,18
6	0,11	3,09	0,00	92,27	84,32
7	0,1	0,01	0,00	92,28	85,67
8	0,1	0,00	0,00	92,28	88,94
9	0,1	0,00	0,00	92,28	90,66

La participation massique est vérifiée.

IV-6) LES VERIFICATIONS :

IV.6.1) Effort Normal Réduit de Calcul :

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

$$V = N_d / (B_c * f_{cj}) \leq 0.3 \text{ chassant que } N_d \text{ obtenu par robot}$$

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

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

f_{cj} est la résistance caractéristique du béton

$$V = 173.29 \times 10^3 / (160 \times 10^3 \times 25) = 0.04 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

IV-6.2) Résultante des forces sismiques de calcul d'après RPA 2003:

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$r = \frac{0.8V_{Stat}}{V_{Dyn}}$$

$$V_x = V_y = 388.57 \times 0.8 = 310.85 \text{ t}$$

$$V_{dynx} = 342.29 \text{ t} > 0.8 V_x \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$V_{dyny} = 351.64 \text{ t} > 0.8 V_y \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Donc pas d'augmentation paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...)

IV.6.3) Vérification de l'excentricité :

D'après le 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 $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

$$|CM - CR| \leq 5\%L$$

Suivant le sens x-x :

Tableau IV.9 : Excentricité suivant x-x

Niveau	CM	CR	CM-CR	5%Lx	condition
5	14.77	14.80	0.030	1.50	vérifie
4	14.78	14.80	0.020	1.50	vérifie
3	14.78	14.80	0.020	1.50	vérifie
2	14.78	14.80	0.020	1.50	vérifie
1	14.78	14.80	0.020	1.50	vérifie
RDC	14.78	14.80	0.020	1.50	vérifie

Suivant le sens y-y :

Tableau (IV.10) : Excentricité suivant y-y

Niveau	CM	CR	CM-CR	5%Ly	condition
5	8.75	8.80	0.050	0.09	vérifie
4	8.75	8.80	0.050	0.09	vérifie
3	8.75	8.80	0.050	0.09	vérifie
2	8.75	8.80	0.050	0.09	vérifie
1	8.75	8.80	0.050	0.09	vérifie
RDC	8.75	8.80	0.050	0.09	vérifie

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. Donc $T = 0.45 < 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.45 = 0.585$ Condition vérifiée

IV.6.4) Vérification des déplacements inter étage (RPA 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

R: Coefficient de comportement (R = 4).

δ_{ek} : Déplacements dues aux forces sismiques

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ et } \Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 0.1 h_e$$

Sens longitudinal : XX

Tableau (IV.11) : Déplacements relatifs

niveau	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Obs
5	0.0070	0.006	0.001	0.315	Vérifiée
4	0.0070	0.006	0.001	0.315	Vérifiée
3	0.0060	0.005	0.001	0.315	Vérifiée
2	0.0040	0.003	0.001	0.315	Vérifiée
1	0.0030	0.001	0.002	0.315	Vérifiée
Rdc	0.0010	0.00	0.001	0.315	Vérifiée

Sens longitudinal : YY

Tableau (IV.12) : Déplacements relatifs

niveau	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Obs
5	0.0060	0.005	0.001	0.315	Vérifiée
4	0.0050	0.004	0.001	0.315	Vérifiée
3	0.0040	0.003	0.001	0.315	Vérifiée
2	0.0030	0.002	0.001	0.315	Vérifiée
1	0.0020	0.001	0.001	0.315	Vérifiée
Rdc	0.0010	0.00	0.001	0.315	Vérifiée

IV.6.5) Justification vis a vis de l'effet P- Δ : art 5.9 RPA2003

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de p- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (article 5.9 des rpa99/version 2003):

$$\emptyset = \frac{Pk \cdot \Delta k}{Vk \cdot hk} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule $p_k = \sum_{i=k}^n (WGi + \beta Wqi)$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » ;

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau ci-après :

Tableau (IV.13) : Vérification de l'effet p- Δ dans le sens xx.

Niveau	Wi (kn)	Pk	Δx_k (m)	Vxk (kn)	Hi (m)	Θ_x	Obs
5	5681.6	5681.6	0.001	1126.16	3.15	0.001	Vérifier
4	6697.0	12378.6	0.001	1546.34	3.15	0.002	Vérifier
3	6697.0	19075.6	0.001	2352.95	3.15	0.002	Vérifier
2	6697.0	25772.6	0.001	2794.15	3.15	0.003	Vérifier
1	6697.0	32469.6	0.002	3001.41	3.15	0.003	Vérifier
Rdc	6697.0	39166.6	0.001	3215.76	3.15	0.003	Vérifier

Tableau (IV.14) : Vérification de l'effet p- Δ dans le sens yy :

Niveau	Wi (kn)	Pk	Δx_k (m)	Vxk (kn)	Hi (m)	Θ_y	Obs
5	5681.6	5681.6	0.001	1342.20	3.15	0.001	Vérifier
4	6697.0	12378.6	0.001	1802,19	3.15	0.002	Vérifier
3	6697.0	19075.6	0.001	2417.88	3.15	0.002	Vérifier
2	6697.0	25772.6	0.001	2987.64	3.15	0.002	Vérifier
1	6697.0	32469.6	0.001	3164.72	3.15	0.003	Vérifier
Rdc	6697.0	39166.6	0.001	3405.69	3.15	0.003	Vérifier

Conclusion :

On constate que Θ_x et Θ_y sont inférieure à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.



CHAPITRE 5
FERRAILLAGE DES
ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V-1) FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple à l'ELU, puis vérifiées à l'ELS en tenant compte des combinaisons d'action suivantes

$$1,35G+1,5Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$G + Q$$

$$0,8G\pm E$$

V-1.1) Prescriptions données par rpa99/version 2003 :

- Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa).
- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle

- Armatures transversales :

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0.003 \times S \times b$;
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12 \varnothing$ »
 - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $s \leq h/2$ ».

Calcul des armatures longitudinales :

a-Armatures longitudinales min est de 5 % de la section du béton :

-Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 40 = 8,00 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement

-Poutre principale : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

-Poutre secondaire : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$

En zone courate

-Poutre principale : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

-Poutre secondaire : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$

b. Armatures transversales est de $A_{tmin} = 0.003 \cdot St \cdot b$

Ferraillage à L'ELU :

$$A_{su} = M_u / [z \cdot f_e / \sigma_s]$$

Ferraillage sous les combinaisons sismiques : (G + Q ± E et 0.8G ± E)

$$A_{scs} = M_u / [z \cdot f_e / \sigma_s]$$

Condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{cnf} = (0,23bd f_{c28}) / f_e$$

On résume les résultats dans le tableau suivant

Tableau (V-1) : Armatures longitudinales des poutres

Élément et Zone		Camb	Mmax KNm	A _{Scal} (cm ²)	A _{SRPA} min	A _{CNF} (cm ²)	A _{Sado} (cm ²)	Choix des armatures
Poutres principales (40x40)	travée	ELU	61.45	5.88	8,00	2.01	8.01	3HA12+3HA14
		ELA	49.18	4,09	8,00	2.01	8.01	3HA12+3HA14
	appui	ELU	33.75	2,61	8,00	2.01	8.01	3HA14+3HA14
		ELA	19.87	1,52	8,00	2.01	8.01	3HA14+3HA14
Poutres secondaires (40x30)	travée	ELU	54,11	5,01	6,00	2.01	6.79	3HA12+3HA12
		ELA	38.24	2,96	6,00	2.01	6.79	3HA12+3HA12
	appui	ELU	24.91	2,10	6,00	2.01	6.79	3HA12+3HA12
		ELA	15.75	0.89	6,00	2.01	6.79	3HA12+3HA12

c)- Calcul des armatures transversales :

1)-Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot S_t / f_e$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } A_t \geq 0,4 \times 0,4 \times 0,20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,8 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$ **2HA8**

Les espacements des armatures transversales :

D'après le RPA99version2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

- L'espacement maximal ::

a)-Les poutres principales (40x40) :

- En zone nodale :

La longueur en zone nodale est: $L'=2h=2 \times 0.4 = 0.8 \text{ m}$

$S_t \leq \min (h/4; 12\varnothing_L ; 30 \text{ cm}) = \min (10,14.4 ,30) = 10\text{cm}$ donc $S_t = 10\text{cm}$

- En zone courante : $S_t \leq h/2 = 20\text{cm}$ on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

b)-Les poutres secondaires (40x30) :

- En zone nodale :

la longueur de zone nodale est: $L'=2h=2 \times 0.3 = 0.6 \text{ m}$

$S_t \leq \min (h/4; 12 \varnothing_L ; 30 \text{ cm}) = \min (7,5,14.4 ,30) = 7,5 \text{ cm}$ donc $S_t = 7,5\text{cm}$

- En zone courante : $S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm} \leq S_t = 15\text{cm}$

On aura alors pour les Poutres Principales:

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : 2HA8 $A_t = 1.01\text{cm}^2$

Et pour les Poutres secondaires :

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : 2HA8. $A_t = 2.01\text{cm}^2$

Conclusion On aura un cadre et un étrier de diamètre HA8

La longueur minimale de recouvrement

Diamètre HA(mm ²)	Longueur L (cm)=40 Ø
HA8	48
<u>HA14</u>	<u>56</u>

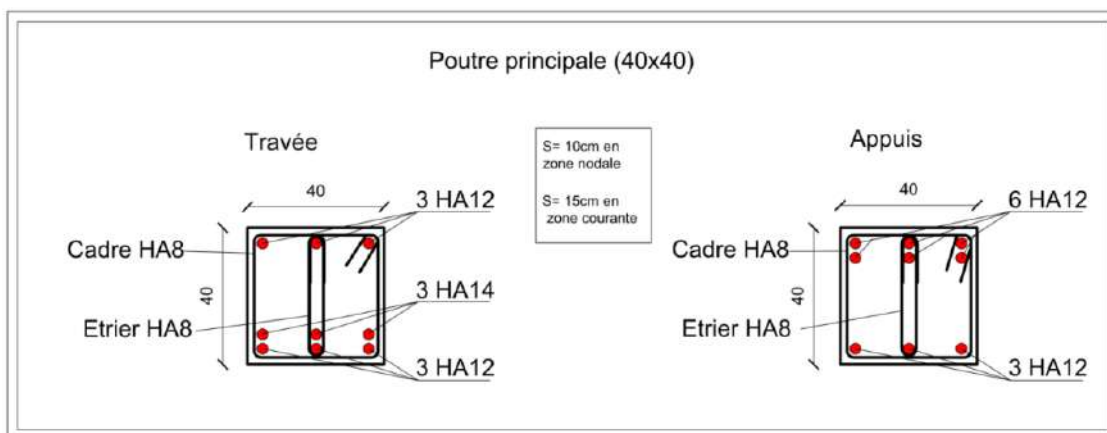


Figure (V.1) : Schéma de ferrailage des poutres principal

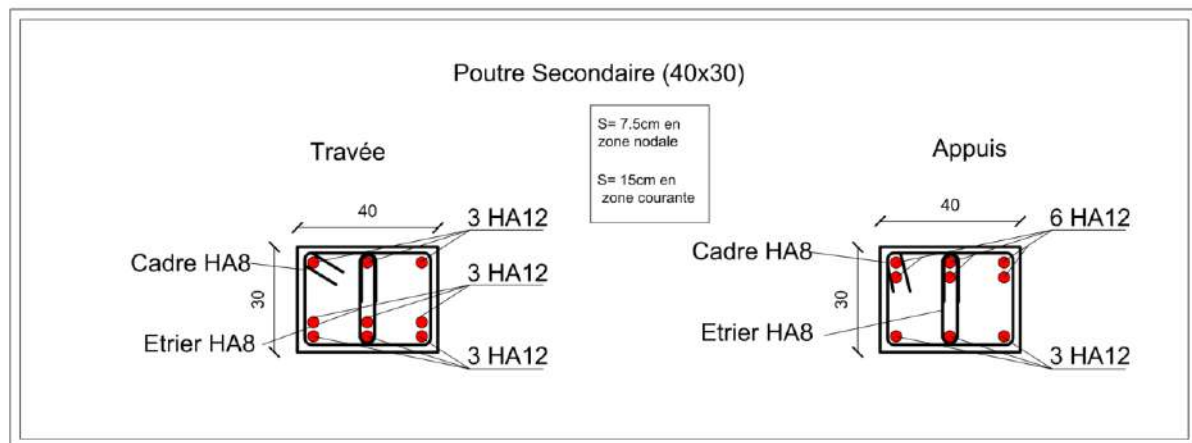


Figure (V.2) : Schéma de ferrailage des poutres secondaire

V.2) FERRAILLAGE DES POTEAUX:

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, le calcul sera basé sur trois efforts : effort normal max, min et moment fléchissant max

E.L.U et ELA

$1,35G+1,5Q$

$G+Q\pm 1.2 E$

$G + Q$

$0,8G\pm E$

➤ **SELON RPA 99/VERSION 2003 :**

a) Armatures longitudinales :

Le RPA exige :

- Le pourcentage minimum est de **0,8% de la section du poteau** (zone IIa).

$$A_{\min} = 0.008 * (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximum est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

Alors $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$ (zone courante) et $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement)

- Le diamètre minimal est de 12mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II.a)

- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II.a).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux empêcher les déformations transversales sont données par de la formule (selon le RPA version 2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{P_a V_u}{H_1 f_e}$$

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.

P_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$P_a=2,5$ si l'élançement géométrique ≥ 5 .

$P_a=3,75$ si l'élançement géométrique < 5 .

$F_e=400$ MPA.

S_t : espacement des armatures transversales :

Zone nodale

S_t min (10 \emptyset , 15cm) en zone Π_a

Zone courant

$S_t \leq 15 \emptyset$ avec \emptyset diamètre minimal des armatures longitudinales la quantité d'armatures minimale ($A_t/b_1 S_t$ %) 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 :

$\lambda_g = L_f/a$ et L_f/b avec

Avec **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et **L_f** longueur de flambement du poteau.

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante

V.2.1) calcul du ferrailage des poteaux :

La section des poteaux peut considérer comme :

- Section partiellement comprimée **spc**.
- Section entièrement tendue **set**.
- Section entièrement comprimée **sec**.

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Sous l'effort (N) et à un moment fléchissant (M_{x-x} ou M_{y-y}).

Situation durable et accidentelle :

Tableau (V.2) : coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques

SITUATION	BETON				ACIER		
	γ_b	F_{c28}	Θ	F_{bu}	γ_s	Fe	σ_s
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
Accidentel	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99/VERSION 2003 et BAEL 91 comme suit :

$$G + Q + 1.2 E$$

$$1,35 G + 1,5 Q$$

$$0.8 G + E$$

Les résultats des efforts internes sont obtenus par ROBOT dans le tableau ci-après pour les poteaux les plus chargés

Niveau	Efforts	combinaison		
		1,35G+1,5Q	G+Q+1,2E	0,8G+E
RDC	N(KN)	1283.49	1003.12	783.54
	M(KNm)	17.20	6.15	4.61
1-2-3-4-5	N(KN)	1121.47	784.51	616.98
	M(KNm)	-7.61	-4.35	3.92

V.2.2.1) Calcul du ferrailage longitudinal :

❖ **Exemple de ferrailage :**

Soit un poteau (dimensions 40x40) le plus sollicité

A - Ferrailage minimum d'après le CBA93 :

Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} = (0,23bd f_{c28})/f_e = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$C = C' = 2.5 \text{ cm.}$$

$$e_0 = M_{corr} / N_{max} = 0.013 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{315}{250} = 1,26 \text{ cm} \right) = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.033 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \dots \dots \dots \langle l_f: \text{longueur de flambement} \rangle$$

$$L_f/h < \text{Max} (15 , 20 \cdot e_1 / h) \dots \dots \dots \text{ cv}$$

$$\alpha = 0.612$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi) = \frac{3 \times 2.205^2}{10^4 \times 0.4} (2 + 0.612 \times 2) = 0.011 \text{ m}$$

Sollicitations corrigées pour le calcul sont :

$$N = 1283.49 \text{ kn}$$

$$M_{u \text{ corrigé r}} = 1283.49 \times (e_1 + e_2) = 1283.49 \times (0.044) = 56.47 \text{ kn.m}$$

$$F_{bu} = 18.48 \text{ mpa}$$

Vérifie la condition suivante :

$$A = (0.337h - 0.81c') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = n(d - c') - m_{ua}$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0.36 - 0.4/2 = 0.16 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé r}} + N_a \times \alpha = 261.82 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = M_u / b d^2 f_{bu} = 0.624$$

$$\mu_{bc} = 0.8 (h / b) (1 - 0.4 h / d) = 0.211$$

$$\alpha = 0.16 \quad Z = 0.223 \quad y = 0.171$$

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

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = 9.27 \text{ cm}^2$$

On résume les résultats dans le tableau suivant

Tableau (V.3) : Choix des armatures des poteaux

Élément et Niveau	Etat	As calcul	ASRAP min	A _{cnf} (cm ²)	Choix des armatures	As adopte
Poteau RDC (40x40)	ELU	9.27	12.8	2.01	8HA14	12.24
	ELA	7.31	12.8	2.01	8HA14	12.24
	ELA	6.58	12.8	2.01	8HA12	12.24

Poteau 1,2,3,4 et 5 ^{ème} étages	ELU	8.03	12.8	2.01	8HA14	12.24
	ELA	6.37	12.8	2.01	8HA14	12.24
	ELA	5.42	12.8	2.01	8HA14	12.24

V.2.2.2) Calcul du ferrailage transversal :

Vérification du poteau à l'effort tranchant. On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{u_{\max}} = 63.12 \text{ kn}$$

Les armatures transversales 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 : est l'effort tranchant de calcul.

H_1 : hauteur totale de la section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

T : espacement des armatures transversales.

Détermination de ρ_a :

Calcul de l'élançement géométrique du poteau λ_g :

$$\lambda_g = l_f/a = (0.7 \times 3.15)/0.4 = 5.51 > 5 \quad \rho_a = 2,5$$

$$\text{Pour } \rho_a = 2,5: A_t = (\rho_a \cdot V_u)/(h_1 \cdot f_e) = (2.5 \times 63.12 \times 10^3 \cdot (-3) \times 0.10)/(0.4 \times 400) = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 2 cadres de HA8 } A_t = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$T = V/bd = 63.12/(0.4 \times 0.375) = 0.420 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA} \quad \text{donc } T < \tau_u$$

$$\tau = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ mpa}) = 3,25 \text{ MPA} \quad \text{donc condition vérifier}$$

Espacement :

La valeur maximale est fixée comme suit :

En zone nodale (**zone IIa**)

$$S_{\min}(10 \Theta, 15 \text{ cm})$$

la zone courant $S' \leq 15 \Theta$ avec Θ diamètre minimal des armatures longitudinales ϕ : diamètre minimal longitudinal.

On prend espacement de :

S = 10 cm zone nodale

S=15 cm en zone courante

Et la longueur de la zone nodale $\longrightarrow h' = \max(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

$h' = \max(52.5, 30, 40, 60\text{cm})$ donc **$h' = 60\text{cm}$**

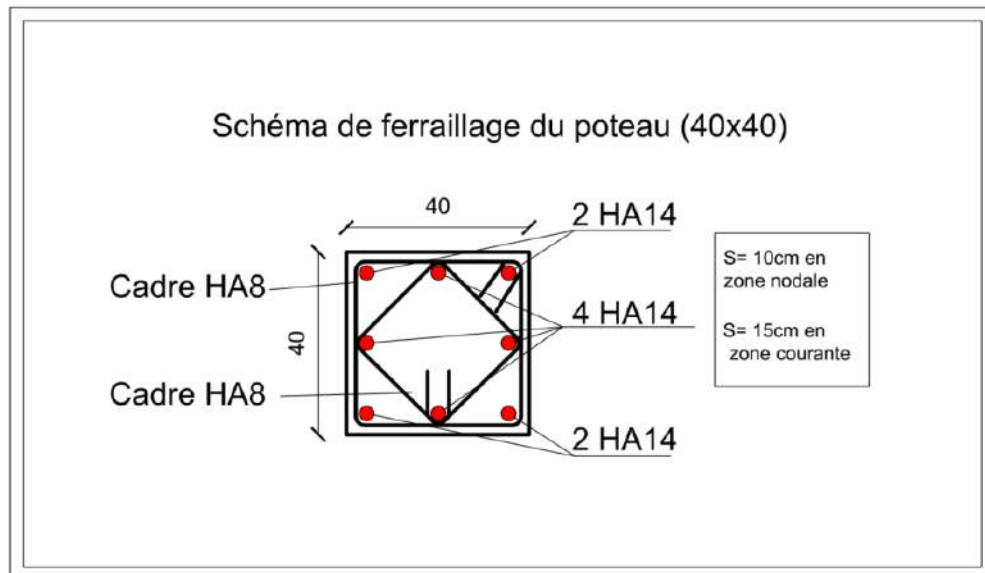


Figure (V.3) : schéma de ferrailage des poteaux

V.3 FERRAILAGE DES VOILES:

V.3.1 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

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, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.3.2) Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Combinaison :

Selon le règlement parasismique algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons à

$$G + Q \pm E \qquad 0.8G \pm E$$

V.3.3 Prescriptions imposées par RPA 99/03 :

A) 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 le **RPA 99 /03** 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 ($s_t \leq 15\text{cm}$).

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).

b) 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 .

c) Règles générales

Les armateurs transversaux doivent respectes la disposition suivent :

*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 rpa99/03

$$S \leq 30\text{cm}$$

E : épaisseur du voile

*les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

*le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de la l'épaisseur du voile.

*la longueur de recouvrement doit être égales à :

- ✓ **40φ** pour les barres situées dans les zones ou 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.

V.3.4) Ferrailage vertical:

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(h_e ; \frac{2L}{3} \right) \quad \text{article 7.7.4 rpa 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile le plus sollicité

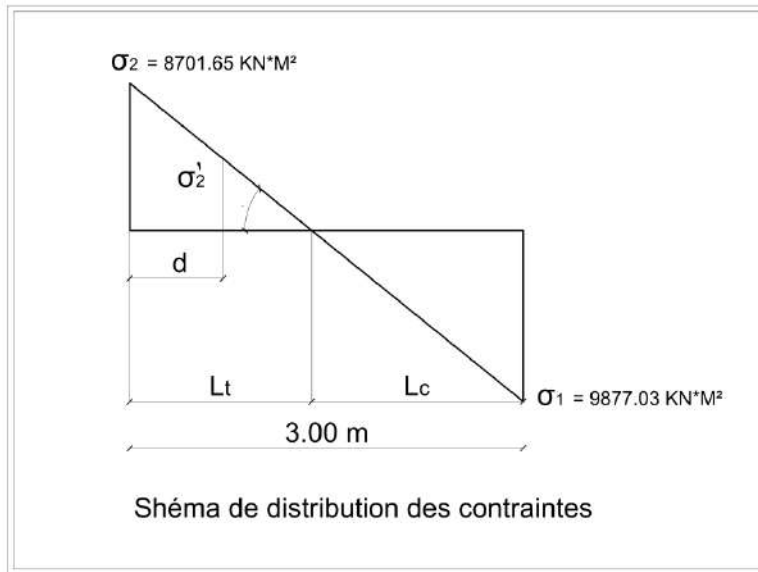
-détermination des sollicitations :

M= -2993.12kn.m	I= (0.16×3.00³)/12=0.36 m⁴
N= 251.37kn	S=L×e=0.48m²
X	L/2 = 3.00/2=1.5m

Armatures verticales: Le ferrailage se fait par bonde de d de largeur Art : 7.7.4 [RPA03]

$$\sigma_1 = N/S + (M/I) *x \qquad \sigma_1 = - 8701.49\text{kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = N/S + (M/I) *x \qquad \sigma_2 = 9677.03\text{kn/m}^2$$



$L_c = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) =$	1.57m
$L_t = L - L_c = 3.50 - 1.57$	1.43m
$D \leq \min(3.50/2, (2/3) \times 1.57) =$	1.04m
$I' = (0.16 \times 1.43^3) / 12 =$	0.038m ⁴
$V' = 1.43 / 2 =$	0.715m
$\text{tg}\alpha = \sigma_2 / L_t = 8701.49 / 1.430 =$	-6084.95kn
$\sigma'_2 = \text{tg}\alpha (L_t - d) =$	3225.02 kn/ m ²
$\sigma_{\text{moy}} = (\sigma_2 + \sigma'_2) / 2 =$	5963.20 kn/m ²
$F_{\text{traction}} = \sigma_{\text{moy}} \times S =$	1154.13 kn
$A_s \geq F_{\text{traction}} / F_e =$	28.85 cm ²

On adopte pour une bande $d=1.04$ m : 2 face le pourcentage du ferrailage minimal des armatures verticales sur la zone tendu est de 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.....C.V

D'après le RPA 99/03 : $A_{\text{rpa}} = 0.20\% \text{ b } L_t$

$$A_{\text{min}} = 0.002 \times 104 \times 16 = \mathbf{3.32 \text{ cm}^2}$$

B : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times 0.16 \times 104 = \mathbf{3.32 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face}=3.32/(2 \times 1.04)=1.66 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

Selon le BAEL :

$$A_{\min} \geq \frac{sf_{tj}}{f_e} = \frac{300 \times 16 \times 2.1}{400} = 25.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{v \text{ cal}}, A_{\min \text{ bael}}, A_{RPA}) = (28.85, 29.4, 3.90) = \mathbf{28.85 \text{ cm}^2}$$

On adopte pour une bande de $d = 1.04 \text{ m}$; 2 faces

$$\mathbf{10HA 14 = 15.83 \times 2 = 30.77 \text{ cm}^2}$$

-espacement :

$$\text{En zone courante : } s_t \leq \min(1.5e, 30) = 24 \text{ cm}.$$

$$\text{soit : } \mathbf{s_t = 15 \text{ cm}.$$

$$\text{En zone d'about : } \mathbf{s_{ta} = s_t/2 = 10 \text{ cm}.$$

V.3.5) Ferrailage horizontal a l'effort tranchant:

Selon RPA 2003 :

Globalement dans la section du voile:

Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.16 \times 3.00 = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face} = 7.20/(2 \times 3.00) = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

Selon le BAEL :

$$A_H = \frac{Av}{4} = \frac{31.5}{4} = 7.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{7 HA 12 = 7.92 \text{ cm}^2}$$

Espacement selon RPA (article 7.7.4.3)

$$s_t \leq \min(1.5e, 30) = 24 \text{ cm}$$

$$\text{donc } \mathbf{s_t = 20 \text{ cm}}$$

Vérification des voiles à 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 rp99/v2003).

$$\text{-la contrainte de cisaillement est : } \tau_u = 1.4 T_{\text{cal}}/b_0 d$$

Avec ;

T : 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 : $\bar{\tau} = 0.2 \cdot f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Exemple d'application :

$$\tau_u = 1.4 \cdot t_{cal} / b_0 d$$

$$\tau_u = (1.4 \times (43.73 \times 10^{-3})) / (0.16 \times 1.04) = 1.06 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ mpa} > \tau_u = 1.06 \text{ MPA} \dots\dots CV$$

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = V_u / b_0 d \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u = (43.73 \times 10^{-3}) / (0.16 \times 1.04) = 0.757 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots CV$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales : pour une bande de 1 m

D'après l'RPA 99 les deux nappes armatures doivent être reliées entre elles avec au moins 4 épingles en mètre carré, soit : 4 **HA8**.

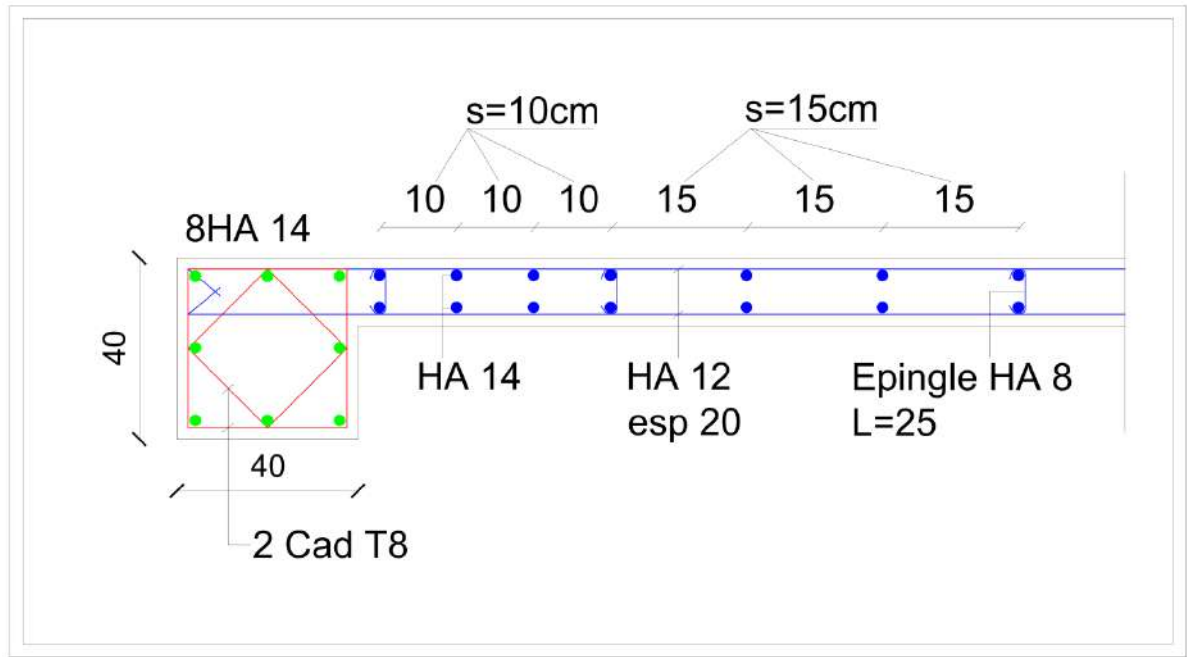


Figure (V.4) : schéma de ferrailage des voiles



CONCLUSION





CONCLUSION

L'ingénieur a un rôle très important durant l'étude d'un projet de construction, on utilise les connaissances acquises pendant le cycle de formation ainsi que l'application des déferlantes réglementations techniques et sismiques en vigueur afin d'obtenir une étude qui permette assurée une conception stable et sécurisé.





Notre projet de fin d'études nous a permet de voir en détails l'ensembles des étapes a suivre pour avoir une conception antisismique des bâtiment faisable et réalisable notamment sur le plan stabilité par contreventement voile, à cet effet on conclure que la disposition des voiles est indispensables pour but d'augmenter la stabilité de la construction avec le moindre de surcout

BIBLIOGRAPHIE



Règlement :

-  Règles parasismiques algériennes rpa99/version2003.
-  Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
-  Règles de calcul de béton armé aux états limites bael91.
-  Charge permanente et charge d'exploitation (DTR b.c. 2.2)

Logiciels :

-  Word 2010
-  Auto cad 2012
-  Robot 2010
-  Expert 2010

Aide mémoires :

-  Etude d'un bâtiment (r+4) à usage d'habitation contreventement mixte (Voiles-portiques).
-  Calcul selon les rpa99/version 2003 et étude de vulnérabilité d'un bâtiment en r+4 a structure en portiques, contreventée par des voiles en béton armé