

IV. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismique sont sans doute celle qui a le plus d'effets destructures dans les zones urbanise .Peut-on prévoir un tremblement de terre? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou mois empiriques.il est ma malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique La meilleure façon d'envisager des constructions parasismique consiste à formuler des critères à la fois économique justifier et techniquement cohérent.

IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1. Modélisation mathématique :

La modélisation mathématique 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.2.1. Modélisation de la structure :

La structure étudiée présente une irrégularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical).

L'analyse se fera à l'aide du logiciel **ETABS 9.7.1**.

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectuée comme suit :

- ✓ Chaque poutre et chaque poteau a été modélisée par un élément fini de type " Frame " (Poteaux- Poutres) à deux nœuds (6 d.d.l par nœud).
- ✓ Les voiles sont modélisés par des éléments " Shell " à quatre nœuds.

❖ **Présentation de la vue en 3D :**

La modélisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.7 nous a donnée la vue en 3D suivante :

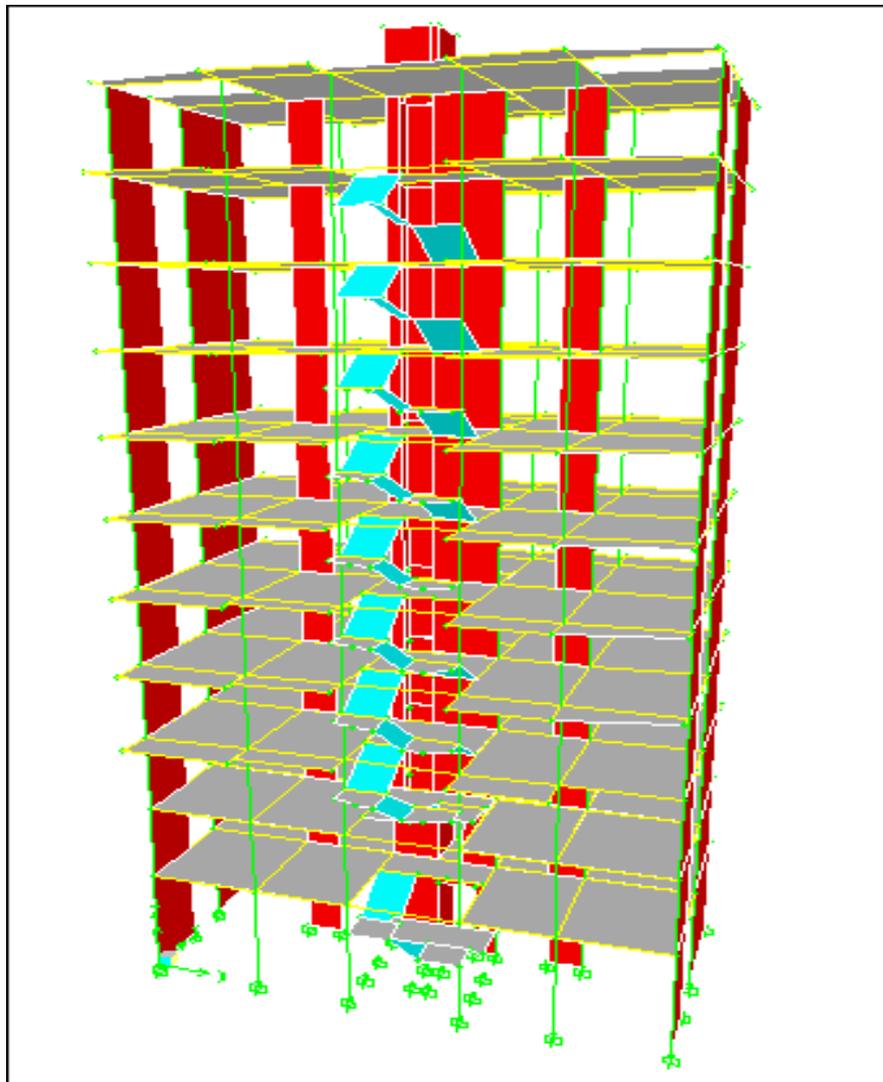


Figure IV.1: Schéma de la structure en 3D

IV.3. ETUDE SISMIQUE DE BATIMENT

Les règles parasismiques (RPA99 /version 2003) offrent trois méthodes de calcul :

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

IV.3.1. Méthode statique équivalente : RPA (Art 4.2)

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10 m.

IV.3.2. Méthode 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 permise.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.3.3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, **Bouira** est classée dans une zone de sismicité moyenne **ZONE IIa**, ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en **Groupe2**.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment **ne répond pas** aux critères (4.1.2.a) exigés par le **RPA99V2003**, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

- La hauteur de la structure est : $h = 37,52 \text{ m} < 65 \text{ m}$.

IV.4. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

a) Application :

On a la formule suivante :

$$V_T = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Avec: V_T : l'effort tranchant à la base de la structure.

α_i : coefficient de participation du mode i .

W : poids total de la structure.

Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

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

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

R : coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

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

Q : facteur de qualité.

IV.4.1. Calcul de la force sismique totale à la base :

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule

suivante:
$$V = \frac{ADQ}{R} W_T$$

A: coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W_T : poids total du bâtiment.

❖ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la zone **II** et groupe d'usage **2** ⇒ **A = 0,15**.

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3,00s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble (S₃).

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Tableau 4.7 R.P.A 2003}).$$

η : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0,7 = \mathbf{0,882} \dots\dots\dots (\text{Article 4.2 R.P.A 2003}).$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages....[tab4-2].

On prend le cas le plus défavorable pour $\xi = 7\%$.

❖ Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule :

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

Avec:

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_n = 37,52 \text{ m.}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement du type de remplissage, donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\text{D'où : } \mathbf{C_T = 0,05}$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (37,52)^{3/4} = 0,75 \text{ s.}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_n / \sqrt{L}$$

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

$$\text{a) sens transversale : } L_y = 9,23 \text{ m} \longrightarrow T = 1,09 \text{ s.}$$

$$\text{b) sans longitudinale : } L_x = 18,10 \text{ m} \longrightarrow T = 0,78 \text{ s.}$$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{Donc: } \begin{cases} T_x = 0,75 \text{ s.} \\ T_y = 0,75 \text{ s.} \end{cases}$$

$$\text{On a: } T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$\begin{cases} T_2 = 0,5 \text{ s} < T_x < 3,00 \text{ s} & \text{donc } D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} < T_y < 3,00 \text{ s} & \text{donc } D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \end{cases}$$

D'où:

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,5}{0,75} \right)^{2/3} = \mathbf{1,68} \\ D_y = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,5}{0,75} \right)^{2/3} = \mathbf{1,68} \end{cases}$$

❖ **Coefficient de comportement global (R) :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement (**R =5**).

❖ **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots(\text{Art 4 .4 R.P.A 2003}).$$

Où : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités.

Critère	P _q (S. long)	
	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de contreventement	/	0,05
Redondance en plan	/	0,05
Régularité en plan	Obs	0
Régularité en élévation	Obs	0
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0,05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0,1
Q (totale)	1,25	

❖ Poids total de la structure W :

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99, $\beta = 0,20$

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

Tableau IV.2 : Les valeurs obtenues.

Paramètres	A	Q	D _x	D _y	R	W _T (KN)
Bloc	0,15	1,25	1,68	1,68	3,5	25270,539

IV.5. NOMBRE DES MODES A CONSIDERER :

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la 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.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} : T_k \leq 0,20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003}).$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_K la période du mode K.

Le nombre de modes à considérer est : 8 modes. (Participation modale de mode 8 : 92,7604 %).

IV.6. CHOIX DE LA DISPOSITION DES VOILES :

On a prit en considération le plan d'architecture en prévoyant un nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

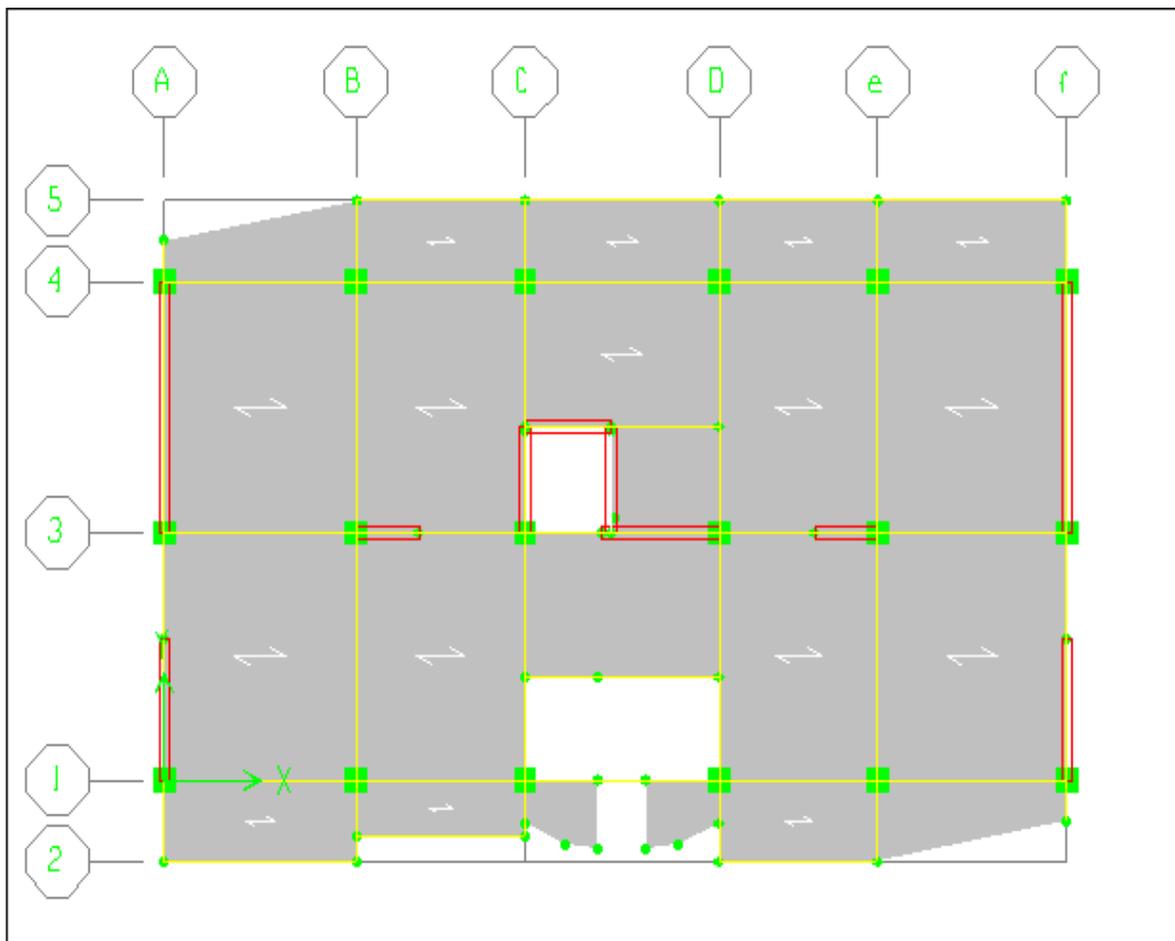


Figure IV.2 : La disposition des voiles (vue en plan).

IV.7. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES ET MASSIQUE DE LA STRUCTURE :➤ **détermination des masses et centre de masse par étages :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure

Les coordonnées du centre de masse sont données par

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ **L'excentricité accidentelle :** (article 4.2.7 RPA99/Version 2003)

L'excentricité C est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 1- Excentricité théorique.
- 2- Excentricité accidentelle.

Excentricité théorique :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases}$$

➤ **Caractéristiques massiques :**

Tableau IV.3 : Centre de masse et Centre de rigidité.

Story	Masse	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY12	7.2718	7.9	5.133	8.434	4.483	-0.846	0.65
STORY11	220.1144	8.869	4.664	8.746	4.3	0.127	0.364
STORY10	233.5695	8.827	4.644	8.742	4.333	0.087	0.311
STORY9	236.6973	8.829	4.63	8.74	4.358	0.092	0.272
STORY8	239.6811	8.83	4.627	8.737	4.391	0.097	0.236
STORY7	239.6811	8.83	4.627	8.733	4.429	0.102	0.198
STORY6	242.4952	8.83	4.625	8.728	4.466	0.106	0.159
STORY5	245.5748	8.829	4.625	8.724	4.488	0.111	0.137
STORY4	245.8747	8.831	4.621	8.718	4.51	0.122	0.111
STORY3	244.3587	8.702	4.627	8.709	4.52	0.005	0.107
STORY2	204.7703	8.803	4.55	8.697	4.576	0.133	-0.026
STORY1	215.909	8.784	4.549	8.67	4.686	0.114	-0.137
Somme	2575.997	/	/	/	/	/	/

Donc:

Sens X : $e_{\alpha} = 0,05 \times 18,10 = 0,905 > 0,846m$

Sens Y : $e_{\alpha} = 0,905 > 0,65m$

Poids totale de bâtiment :

$$W_t = M_t \times g = 2575,99 \times 9,81 = 25270,539 \text{ KN}$$

$$W_T = 25270,539 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,68 \times 1,25 \times 25270,539}{3,5} = 2274,348KN \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = 2274,348KN \end{cases}$$

❖ **Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :**

- Mode de vibrations et taux de participation des masses :

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau.

Figure IV.4 : Périodes, modes et facteurs de participation massique.

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY	RZ	ΣRZ	Nature
1	0.862087	74.436	0.6023	74.436	0.6023	0.0248	0.0248	Translation X
2	0.65958	0.6065	71.279	75.0425	71.8813	0.0534	0.0782	Translation Y
3	0.516741	0.0369	0.0409	75.0794	71.9222	72.7116	72.7898	Rotation Z
4	0.241116	14.3906	0.1108	89.47	72.033	0.0013	72.7911	Translation X
5	0.164093	0.1468	16.7831	89.6168	88.8162	0.0078	72.7989	Translation Y
6	0.13096	0.0006	0.0102	89.6174	88.8264	16.5129	89.3118	Rotation Z
7	0.116111	4.8882	0.0478	94.5056	88.8741	0.0004	89.3123	Translation X
8	0.072346	0.8266	3.8862	95.3322	92.7604	0	89.3123	Translation Y
9	0.071366	1.5207	1.5707	96.8529	94.331	0.0119	89.3242	Rotation Z
10	0.058131	0.008	0.0044	96.8609	94.3354	5.2925	94.6166	Translation X
11	0.05065	1.313	0.0007	98.1739	94.3361	0.0101	94.6267	Translation Y
12	0.042303	0.0038	2.5406	98.1777	96.8767	0.0031	94.6298	Rotation Z

❖ Modes de vibrations obtenus :

➤ Premier mode de vibration : Translation suivant X

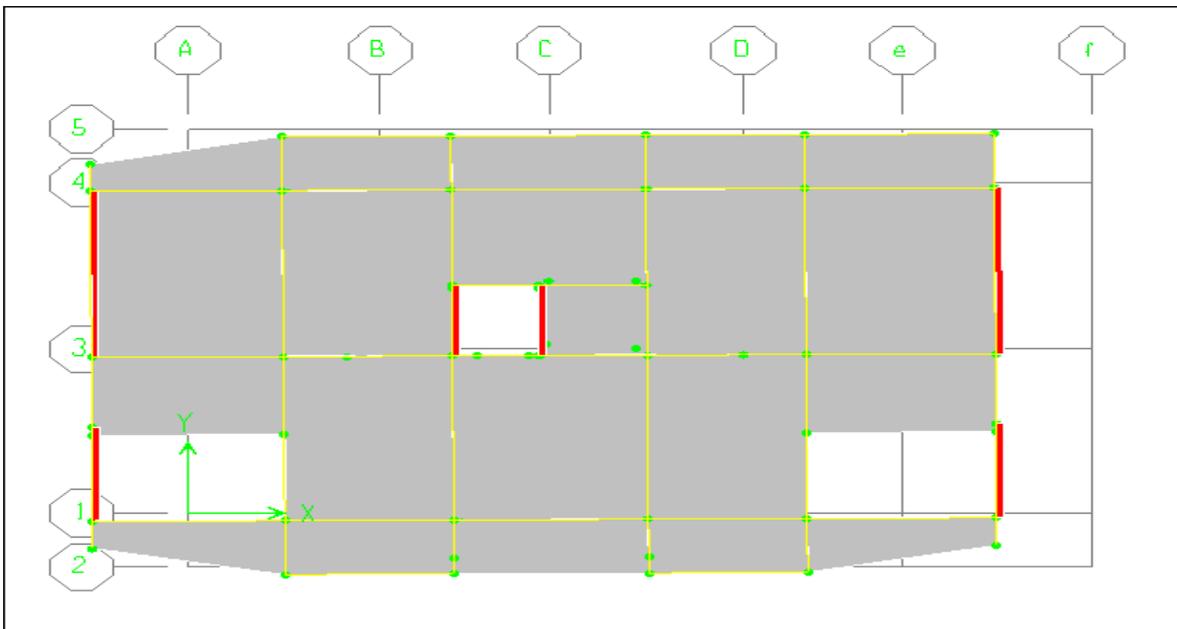


Figure IV.3 : 1^{er} Mode de translation suivant le sense x x de periode T =0,862s.

➤ Deuxième mode de vibration : Translation suivant Y

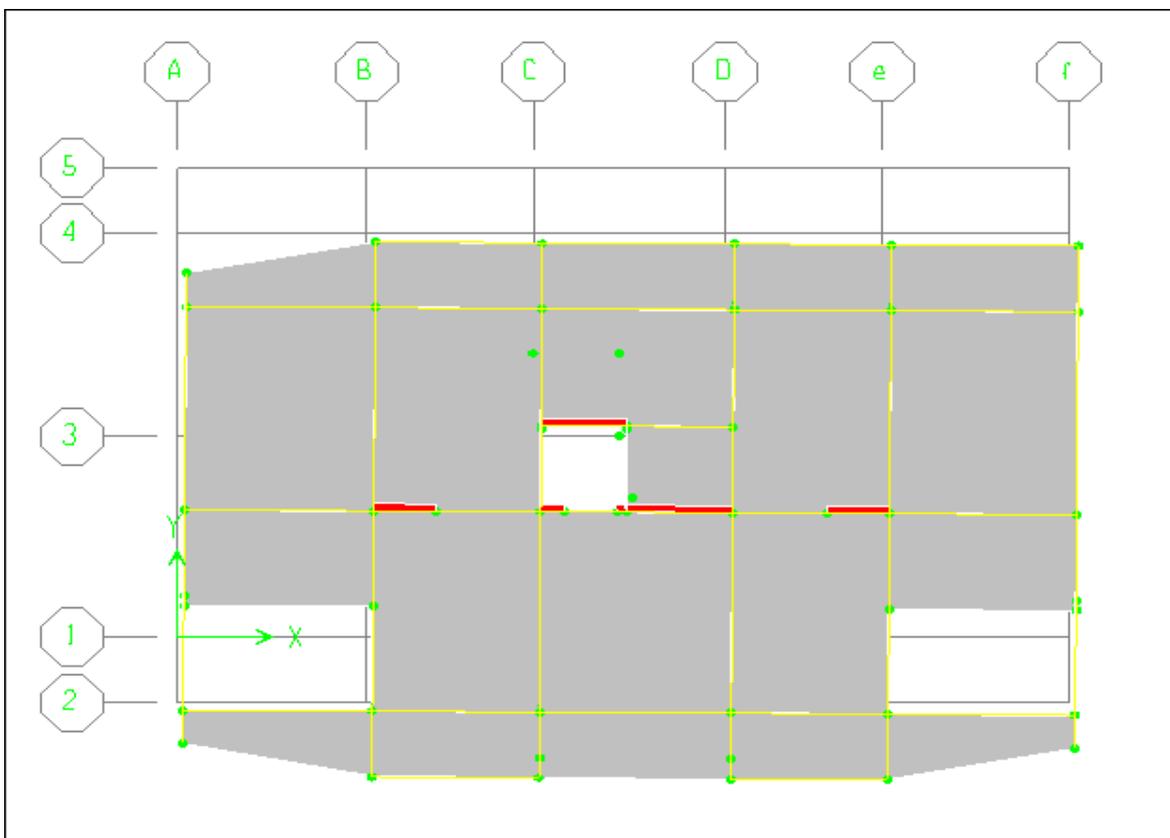


Figure IV.4 : 2^{ème} Mode de translation suivant le sense y y de periode T =0,659s.

➤ **Troisième mode de vibration : rotation**

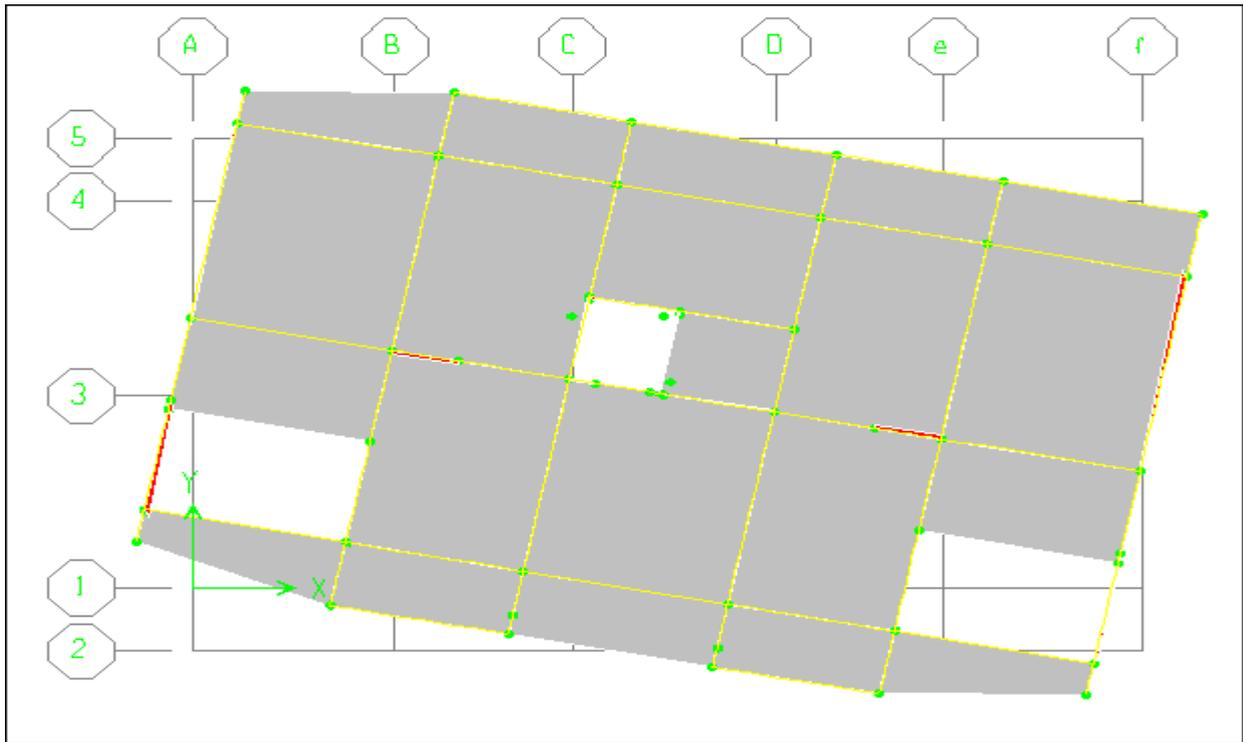


Figure IV.5 : 3^{ème} Mode de rotation autour de laxe Z de periode T =0,516s.

➤ **Commentaire :**

D’après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_E 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%.

$$T = 0,862s < T = 0,75 \times 1,30 = 0,975s \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

❖ **L’effort tranchant modal à la base :**

D’après les résultants trouvés ETABS :

- Les forces en (KN).

$$\begin{cases} E_x = 2091,17KN \\ E_y = 2396,31KN \end{cases}$$

IV.8. VERIFICATION DES EXIGENCES DE RPA99/2003 :

❖ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L’une des premières vérifications préconisées par le **RPA99ver.03** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **Vt** 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.

Si $V_{dy} < 0.8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0,8V/V_t$.

Tableau IV.5 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	$V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	$0,8 V_{\text{statique}}$	$0,8 V_s < V_{\text{dyn}}$
Sens X-X	2274,348	2091,17	1819,478	Vérifiée
Sens Y-Y	2274,348	2396,31	1819,478	Vérifiée

❖ **Justification du système de contreventement :**

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 version 2003

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales repris par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

✓ **Sous charges horizontales :**

Tableau IV.6 : Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile		Portique		(%) voile		(%) Portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau 1	542,88	2290,79	147,53	70,53	78,86	97,01	21,36	2,98

✓ **Sous charges verticales :**

Tableau IV.7 : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
	F3	F3	F3	F3
Niveau 1	17558,69	14599,55	54,60	45,39

Avec :

F3 : la charge verticale reprise par l'élément.

F1 : la charge horizontale suivant X.

F2 : la charge horizontale suivant Y.

➤ **Conclusion :**

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. (R=3,5).

➤ **Spectre de réponse :**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**

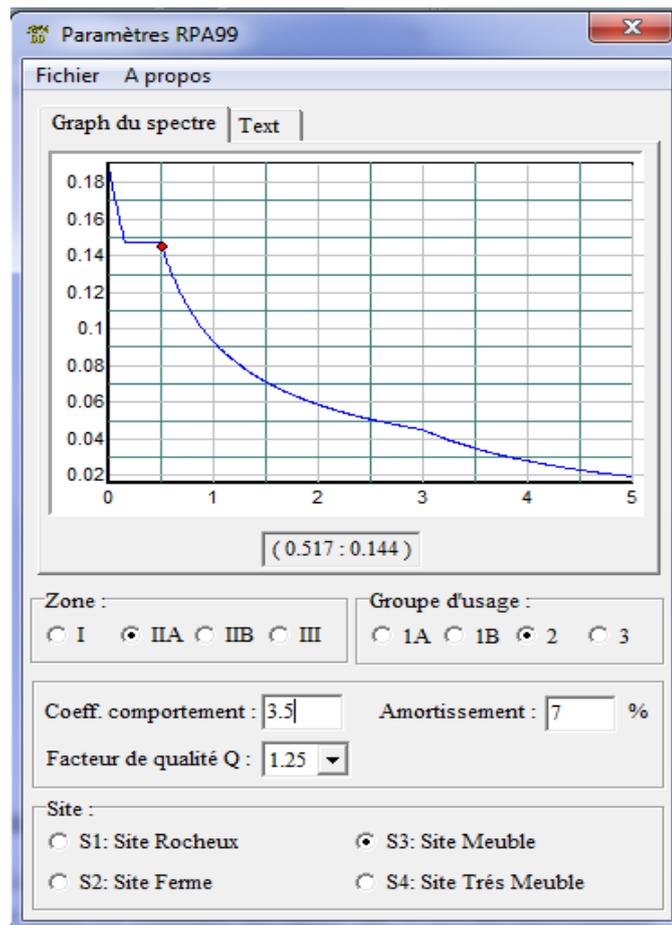


Figure IV.6 : Spectre de réponse.

IV.9. DISTRIBUTION DES FORCES SISMIQUE SELON LA HAUTEUR :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4. 2.5 RPA99V2003).

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

T est la période fondamentale de la structure.

la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas **0.25 V**.

La partie restante de V soit $(V-F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule.

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

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

Avec :

$$T = 0,8621 \text{ s} > 0,7 \rightarrow \begin{cases} F_{tx} = 0,07 \times 0,8621 \times 2091,17 = 126,19 \text{ KN.} \\ F_{ty} = 0,07 \times 0,8621 \times 2396,31 = 144,61 \text{ KN.} \end{cases}$$

F_i : force horizontale revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j .

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

➤ Sens xx :

Tableau IV.8 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens xx.

V _x =2091.17KN								
Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	V _x	(V _x -Ft)	∑wi*hi	(V _x -Ft).wi*hi	Fi (KN)
STORY1	2118.067	4.08	8641.7134	2091.17	1964.98	493853.23	16980794	34.3842
STORY2	2008.796	7.14	14342.803	2091.17	1964.98	493853.23	28183321	57.068
STORY3	2397.158	10.2	24451.012	2091.17	1964.98	493853.23	48045749.6	97.287
STORY4	2412.03	13.26	31983.518	2091.17	1964.98	493853.23	62846973.2	127.258
STORY5	2409.088	16.32	39316.316	2091.17	1964.98	493853.23	77255774.6	156.434
STORY6	2378.877	19.38	46102.636	2091.17	1964.98	493853.23	90590757.7	183.436
STORY7	2351.271	22.44	52762.521	2091.17	1964.98	493853.23	103677299	209.935
STORY8	2351.271	25.5	59957.411	2091.17	1964.98	493853.23	117815113	238.563
STORY9	2322	28.56	66316.32	2091.17	1964.98	493853.23	130310242	263.864
STORY10	2291.316	31.62	72451.412	2091.17	1964.98	493853.23	142365576	288.275
STORY11	2159.322	34.68	74885.287	2091.17	1964.98	493853.23	147148091	297.959
STORY12	71.336	37.04	2642.2854	2091.17	1964.98	493853.23	5192037.97	10.513
Somme			493853.23	/	/	/	/	1964.980
V = Ft + ∑Fi =2506,527KN								

➤ Sens yy :

Tableau IV.9 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens yy

Vy =2396.31KN								
Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vy	(Vy-Ft)	∑wi*hi	(Vy -Ft).wi*hi	Fi (KN)
STORY1	2118.067	4.08	8641.7134	2396.31	2251.7	493853.23	19458546	39.401476
STORY2	2008.796	7.14	14342.803	2396.31	2251.7	493853.23	32295690	65.395319
STORY3	2397.158	10.2	24451.012	2396.31	2251.7	493853.23	55056344	111.48321
STORY4	2412.03	13.26	31983.518	2396.31	2251.7	493853.23	72017287	145.82731
STORY5	2409.088	16.32	39316.316	2396.31	2251.7	493853.23	88528549	179.26085
STORY6	2378.877	19.38	46102.636	2396.31	2251.7	493853.23	103809305	210.20275
STORY7	2351.271	22.44	52762.521	2396.31	2251.7	493853.23	118805369	240.56817
STORY8	2351.271	25.5	59957.411	2396.31	2251.7	493853.23	135006102	273.37293
STORY9	2322	28.56	66316.32	2396.31	2251.7	493853.23	149324458	302.36606
STORY10	2291.316	31.62	72451.412	2396.31	2251.7	493853.23	163138844	330.33872
STORY11	2159.322	34.68	74885.287	2396.31	2251.7	493853.23	168619201	341.43586
STORY12	71.336	37.04	2642.2854	2396.31	2251.7	493853.23	5949634	12.047373
Somme			493853.23	/		/	/	2251.7
V = Ft + ∑Fi =2396,31KN								

IV.10. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS LATERAUX INTER-ETAGE :

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99 , les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

a) Principe de calcul : [2]

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec :

- ✓ R : coefficient de comportement.
- ✓ δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques.
- ✓ Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\%h_0$ Avec : h_0 :est la hauteur d'étage.

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Tableau IV.10 : Le déplacement inter-étage dans le sens xx.

SENS XX							
Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{K-1}	Δ_k (x)	$\Delta_{k \text{ adm}}$	Observation
Niveau 12	0.0284	3.5	0.0994	0.0931	0.0063	0.0306	C.V
Niveau 11	0.0266	3.5	0.0931	0.08575	0.00735	0.0306	C.V
Niveau 10	0.0245	3.5	0.08575	0.07805	0.0077	0.0306	C.V
Niveau 9	0.0223	3.5	0.07805	0.0693	0.00875	0.0306	C.V
Niveau 8	0.0198	3.5	0.0693	0.05985	0.00945	0.0306	C.V
Niveau 7	0.0171	3.5	0.05985	0.05005	0.0098	0.0306	C.V
Niveau 6	0.0143	3.5	0.05005	0.0399	0.01015	0.0306	C.V
Niveau 5	0.0114	3.5	0.0399	0.02975	0.01015	0.0306	C.V
Niveau 4	0.0085	3.5	0.02975	0.0203	0.00945	0.0306	C.V
Niveau 3	0.0058	3.5	0.0203	0.0119	0.0084	0.0306	C.V
Niveau 2	0.0034	3.5	0.0119	0.0049	0.007	0.0306	C.V
Niveau 1	0.0014	3.5	0.0049	/	0.0049	0.0408	C.V

➤ **Sens transversal:**

Tableau IV.11 : Le déplacement inter-étage dans le sens yy.

SENS YY							
Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{K-1}	Δ_k (y)	Δ_k adm	Observation
Niveau 12	0.0207	3.5	0.07245	0.0672	0.00525	0.0306	C.V
Niveau 11	0.0191	3.5	0.0672	0.06055	0.00665	0.0306	C.V
Niveau 10	0.0173	3.5	0.06055	0.0539	0.00665	0.0306	C.V
Niveau 9	0.0154	3.5	0.0539	0.0469	0.007	0.0306	C.V
Niveau 8	0.0134	3.5	0.0469	0.03955	0.00735	0.0306	C.V
Niveau 7	0.0113	3.5	0.03955	0.0322	0.00735	0.0306	C.V
Niveau 6	0.0092	3.5	0.0322	0.0252	0.007	0.0306	C.V
Niveau 5	0.0072	3.5	0.0252	0.0182	0.007	0.0306	C.V
Niveau 4	0.0052	3.5	0.0182	0.0119	0.0063	0.0306	C.V
Niveau 3	0.0034	3.5	0.0119	0.00665	0.00525	0.0306	C.V
Niveau 2	0.0019	3.5	0.00665	0.00245	0.0042	0.0306	C.V
Niveau 1	0.0007	3.5	0.00245	/	0.00245	0.0306	C.V

➤ **Conclusion :**

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

IV.11. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ : RPA 99 [art5-9]

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K)

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Tableau IV.12 : Vérification de l'effet P-Delta sens x x.

Niveau	P_k	Δ_k	H_k	V_x	θ_x	< 0.1
Niveau12	71.336358	0.0063	3.06	14.95	0.00982401	Vérifier
Niveau11	2159.32226	0.00735	3.06	398.48	0.01301598	Vérifier
Niveau10	2291.3168	0.0077	3.06	727.7	0.00792323	Vérifier
Niveau9	2322.00051	0.00875	3.06	1001.14	0.00663215	Vérifier
Niveau8	2351.27159	0.00945	3.06	1234.84	0.00588034	Vérifier
Niveau7	2351.27159	0.0098	3.06	1435.16	0.00524695	Vérifier
Niveau6	2378.87791	0.01015	3.06	1609.97	0.00490116	Vérifier
Niveau5	2409.08879	0.01015	3.06	1763.15	0.00453219	Vérifier
Niveau4	2412.03081	0.00945	3.06	1893.41	0.00393413	Vérifier
Niveau3	2397.15885	0.0084	3.06	1996.56	0.00329589	Vérifier
Niveau2	2008.79664	0.007	3.06	2056.87	0.00223412	Vérifier
Niveau1	2118.06729	0.0049	4.08	2091.17	0.00121643	Vérifier

❖ **Sens transversal :**

Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P-Delta sens y y

Niveau	P_k	Δ_k	H_k	V_y	θ_x	< 0.1
Niveau12	71.336358	0.00525	3.06	17.95	0.00681843	Vérifier
Niveau11	2159.32226	0.00665	3.06	469.68	0.00999115	Vérifier
Niveau10	2291.3168	0.00665	3.06	858.41	0.00580084	Vérifier
Niveau9	2322.00051	0.007	3.06	1178.75	0.00450627	Vérifier
Niveau8	2351.27159	0.00735	3.06	1453.25	0.00388623	Vérifier
Niveau7	2351.27159	0.00735	3.06	1686.05	0.00334964	Vérifier
Niveau6	2378.87791	0.007	3.06	1884.62	0.00288752	Vérifier
Niveau5	2409.08879	0.007	3.06	2055.35	0.00268129	Vérifier
Niveau4	2412.03081	0.0063	3.06	2194.29	0.00226312	Vérifier
Niveau3	2397.15885	0.00525	3.06	2302.21	0.00178645	Vérifier
Niveau2	2008.79664	0.0042	3.06	2363.77	0.00116643	Vérifier
Niveau1	2118.06729	0.00245	4.08	2396.31	0.00053077	Vérifier

➤ **Conclusion :**

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1.

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

IV.12. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EQUILIBRE D'ENSEMBLE:

➤ **vérification au renversement :** (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

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

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$\checkmark \quad M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$\checkmark \quad M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy (X_g, Y_g).

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte

du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré à partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

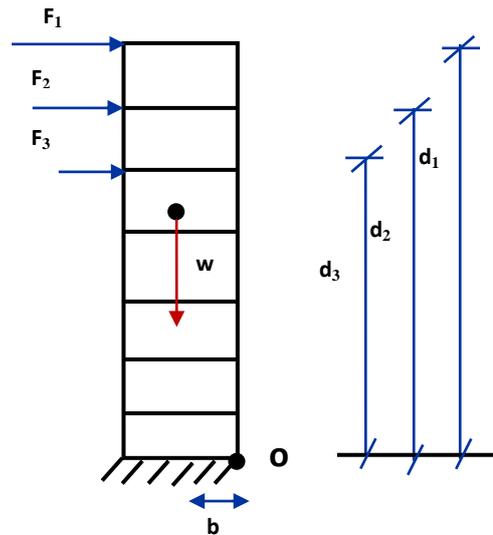


Figure IV.7 : moment de renversement.

• **Moment de renversement :**

Tableau IV.14 : Calcul le moment de renversement.

NIV	XX			YY		
	di (m)	F _{ix} (KN)	M _r (KN.m)	di (m)	F _{iy} (KN)	M _r (KN.m)
S- sol1	4.08	34.384293	140.2879142	4.08	39.401476	160.758022
S- sol2	7.14	57.068212	407.4670365	7.14	65.395319	466.922578
RDC	10.2	97.287507	992.3325714	10.2	111.48321	1137.12874
1 ^{ère}	13.26	127.2584	1687.446424	13.26	145.82731	1933.67013
2 ^{ème}	16.32	156.43469	2553.014059	16.32	179.26085	2925.53707
3 ^{ème}	19.38	183.4366	3555.001327	19.38	210.20275	4073.7293
4 ^{ème}	22.44	209.93545	4710.951431	22.44	240.56817	5398.34973
5 ^{ème}	25.5	238.56301	6083.356781	25.5	273.37293	6971.00972
6 ^{ème}	28.56	263.86431	7535.964722	28.56	302.36606	8635.57467
7 ^{ème}	31.62	288.27507	9115.257777	31.62	330.33872	10445.3103
8 ^{ème}	34.68	297.95916	10333.2235	34.68	341.43586	11840.9956
9 ^{ème}	37.04	10.513322	389.4134432	37.04	12.047373	446.234696
			47503.717			54435.2206

- **Calcul du centre de gravité de la structure :**

Tableau IV.15 : Centre de gravité et de torsion.

Niveau	xi (m)	Yi (m)	XG (m)	YG (m)
1	8.784	4.549		
2	8.803	4.55		
3	8.702	4.627		
4	8.831	4.621		
5	8.829	4.625		
6	8.83	4.625		
7	8.83	4.627		
8	8.83	4.627		
9	8.829	4.63		
10	8.827	4.644		
11	8.869	4.664		
12	7.9	5.133		
Σ	104.864	55.922	8.74	4.66

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G \quad b_x = 18,10 - 8,74 = 9,36 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G \quad b_y = 9,23 - 4,66 = 4,57 \text{ m.} \\ b : \text{ les point les plus éloigner par apport au centre de gravite pour les deux direction} \end{array} \right.$$

Tableau IV.16 : Vérification de renversement.

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M_s / M_r
Sens longitudinal	25270,539	9,36	236532,245	47503,717	4,979
Sens transversal	25270,539	4,57	115486,362	54435,2206	2,122

Conclusion :

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$).