

V-1-Introduction :

Un séisme est un phénomène naturel, caractérisé par des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, dites « ondes sismique » engendrent à leurs tour un mouvement du sol.

Ces mouvements excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour comprendre le comportement dynamique de l'ouvrage.

V-2-Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique IIa ⁽¹⁾ groupe d'usage 2 ⁽²⁾.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectacle du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA 99 / version 2003** ⁽³⁾

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncées en ⁽⁴⁾ :

$$\text{La hauteur de la structure : } H = 28,32 \text{ m} > 23 \text{ m}$$

Donc nous avons utilisé deux logiciels de calcul des structures :

- **ETABS 2009** pour le bloc angle.
- **SAP 2014** pour le bloc barre.

V-3-Méthode d'analyse modale spectrale :**V-3-1-Principe :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

¹RPA 99 / version 2003 figure 3.1 page 23

²RPA 99 / version 2003 page 25

³RPA 99 version 2003 critère 4.1.2

⁴RPA 99 version 2003 critère 4.1.2.b

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.

V-3-2-Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA 99 / version 2003** ⁽¹⁾ l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

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

$$\eta = \frac{\sqrt{7/2 + \xi}}{2} \geq 0,7$$

ξ: Pourcentage d'amortissement critique

R : coefficient de comportement de la structure

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

Q : facteur de qualité

¹RPA 99 / version 2003 critère 4.3.3

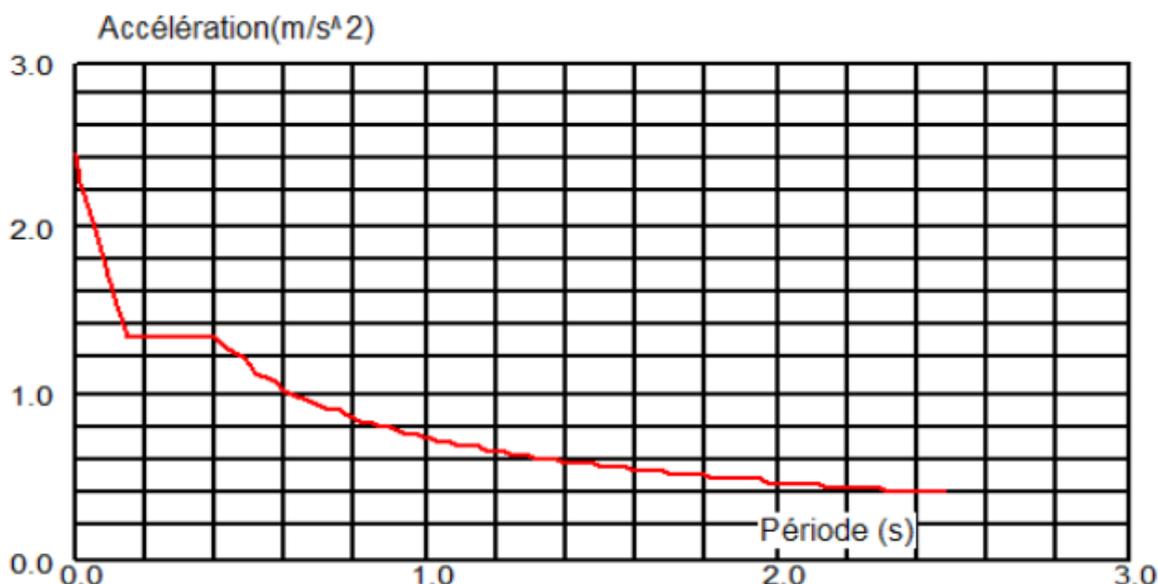


Figure V-1 : Spectre de réponse

V-3-3-Classification de site :

Selon le **RPA 99 / version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est a un sol meuble (Catégorie S3) ⁽¹⁾.

V-3-4- Détermination des paramètres du spectre de réponse:

➤ **Coefficient d'accélération A :**

Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya de mascara : **RPA 99 /version2003**)

Alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A=0,15$ ⁽²⁾

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après le **RPA 99 / version 2003**⁽³⁾)avec :

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

¹ Rapport géotechnique relatif

²RPA 99 / version 2003tableau 4.1 page 38

³RPA 99 / version 2003article 4.2.3 page 38

➤ **Périodes caractéristiques T1 ; T2⁽¹⁾:**

Pour notre site : T1= 0,15 s ; T2= 0,50 s

➤ **Coefficient de correction d'amortissement η ⁽²⁾ :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0,7 \quad \text{avec : } \xi = 7 \%$$

Ou $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 7 \% \rightarrow (\eta = 0,881).$$

➤ **Période fondamentale (T)³ :**

Dans notre cas, correspond la plus petite valeur obtenue par les formules de **RPA 99 version 2003**.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

Avec :

h_N: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : h_N= 28,32 m

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA 99 / version 2003** ⁽⁴⁾

Dans notre structure : C_T= 0,075

D : étant de dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée
D'ou :

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D_x} \quad \text{avec : } D_x = 20 \text{ m ; } T_x = 0,57 \text{ sec}$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D_y} \quad \text{avec : } D_y = 21,30 \text{ m } T_y = 0,55 \text{ sec}$$

- On a : T2 = 0,50 sec < T_x = 0,57 sec < 3,0 sec

$$T2 = 0,50 \text{ sec} < T_y = 0,55 \text{ sec} < 3,0 \text{ sec}$$

- On a : T = C_T × h_N^{3/4} = 0,92 sec

¹RPA 99 / version 2003 tableau 4.7 page 49

²RPA 99 / version 2003 tableau 4.2 page 38

³RPA 99 / version 2003 formule 4.6 ; 4.7 page 45

⁴RPA 99 / version 2003 tableau 4.6 page 45

En prend : $T = 0,55\text{sec}$

➤ **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

ELS : $G + Q$

ACC : $G + Q + 1,2 \times E$

ACC : $G + Q + E$

ACC : $0,8 \times G + E$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le **RPA 99 / version 2003** ⁽¹⁾ en fonction du système de contreventement, dans notre structure on a un système de contreventement en portique en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 5$.

➤ **Facteur de qualité Q** ⁽²⁾ :

Conditions minimales sur les files de contreventement⁽³⁾:

D'après le **RPA 99 / version 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

➤ **Bloc angle :**

- sens longitudinal : (5 travée) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4 / 4 = 1 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé ; } p_q = 0$$

- sens transversal : (6 travée) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,2/3 = 1,4 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé ; } p_q = 0$$

➤ **Bloc barre :**

- sens longitudinal : (5 travée) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4 / 4 = 1 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé ; } p_q = 0$$

- sens transversal : (3 travée) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,2/3,3 = 1,27 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé ; } p_q = 0$$

¹RPA 99 / version 2003 tableau 4.3 page 41

²RPA 99 / version 2003 page 42

³RPA 99 / version 2003 page 42

Redondance en plan ⁽¹⁾ :

Chaque étage devra avoir en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

➤ Bloc angle :

Sens longitudinal : (6 files) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4/4 = 1 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé ; } p_q = 0$$

Sens transversal : (7 files) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,2/3 = 1,4 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé ; } p_q = 0$$

➤ Bloc barre :

Sens longitudinal : (6 files) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4/4 = 1 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé ; } p_q = 0$$

Sens transversal : (4 files) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 4,2/3,3 = 1,27 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé ; } p_q = 0$$

Régularité en plan ⁽²⁾:

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

$$|X_{CR} - X_{CM}| \leq 0,15 L_X$$

$$|Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 0,15 L_Y$$

Avec :

$X_{CM}; Y_{CM}$: Les coordonnées du centre de gravité des masses

$$X_{CM} = \frac{\sum_1^{i=n} X_i \times M_i}{\sum_1^{i=n} M_i} ; Y_{CM} = \frac{\sum_1^{i=n} Y_i \times M_i}{\sum_1^{i=n} M_i}$$

$X_{CR}; Y_{CR}$: Les coordonnées du centre de gravité de rigidités

¹RPA 99 / version 2003 tableau 4.3 page 42

²RPA 99 / version 2003 page 34

$$X_{CR} = \frac{\sum_1^{i=n} I_{y_i} \times X_i}{\sum_1^{i=n} I_{y_i}} ; Y_{CR} = \frac{\sum_1^{i=n} I_{X_i} \times Y_i}{\sum_1^{i=n} I_{X_i}}$$

$$|11,55 - 12,56| \leq 0,15 \times 20 \rightarrow 1,01 < 3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$|11,29 - 12,46| \leq 0,15 \times 21,3 \rightarrow 1,17 < 3,19 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4, La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

➤ **Bloc angle :**

Partie saillante :

$$\begin{cases} l_{x_1} = 12 \text{ m} ; l_{y_1} = 1,4 \text{ m} \\ l_{x_2} = 1,45 \text{ m} ; l_{y_2} = 4,2 \text{ m} \\ l_{x_3} = 9,40 \text{ m} ; l_{y_3} = 1,55 \text{ m} \\ l_{x_4} = 1,45 \text{ m} ; l_{y_4} = 6,60 \text{ m} \end{cases}$$

Partie rentrante :

$$\begin{cases} l_{x_1} = 2,15 \text{ m} ; l_{y_1} = 2,5 \text{ m} \\ l_{x_2} = 12 \text{ m} ; l_{y_2} = 9,6 \text{ m} \\ l_{x_3} = 4 \text{ m} ; l_{y_3} = 0,85 \text{ m} \\ l_{x_4} = 3,10 \text{ m} ; l_{y_4} = 0,85 \text{ m} \end{cases}$$

On doit avoir :

$$\begin{cases} \frac{\sum l_x}{L_X} \leq 0,25 \rightarrow 2,28 > 0,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{\sum l_y}{L_Y} \leq 0,25 \rightarrow 1,29 > 0,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{L_X}{L_Y} \leq 4 \rightarrow \frac{20}{21,3} = 0,94 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Bloc barre :**

Partie rentrante :

$$\begin{cases} l_{x_1} = 2,90 \text{ m} ; l_{y_1} = 0,80 \text{ m} \\ l_{x_2} = 2,90 \text{ m} ; l_{y_2} = 2,25 \text{ m} \end{cases}$$

Partie saillante :

$$\begin{cases} l_{x_1} = 13,5 \text{ m} ; l_{y_1} = 1,4 \text{ m} \\ l_{x_2} = 17,20 \text{ m} ; l_{y_2} = 1,55 \text{ m} \end{cases}$$

On doit avoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sum l_x}{L_x} \leq 0,25 \rightarrow 1,83 > 0,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{\sum l_y}{L_y} \leq 0,25 \rightarrow 0,51 > 0,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \rightarrow \frac{20}{11,7} = 1,71 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Alors la condition l/L n'est pas remplie dans les deux sens pour les deux blocs

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

➤ **Bloc angle :**

$$\frac{S_{ouverture}}{S_{totale}} \leq 0,15 \rightarrow \frac{4,7 \times 2,5 + 2,15 \times 2,5 + 2,15 \times 2,5 + 2,05 \times 2,40}{255,6} = 0,11 < 0,15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Bloc barre :**

$$\frac{S_{ouverture}}{S_{totale}} \leq 0,15 \rightarrow \frac{4,7 \times 2,5 + 2,5 \times 2,15 + 2,5 \times 2,15}{207,55} = 0,11 < 0,15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

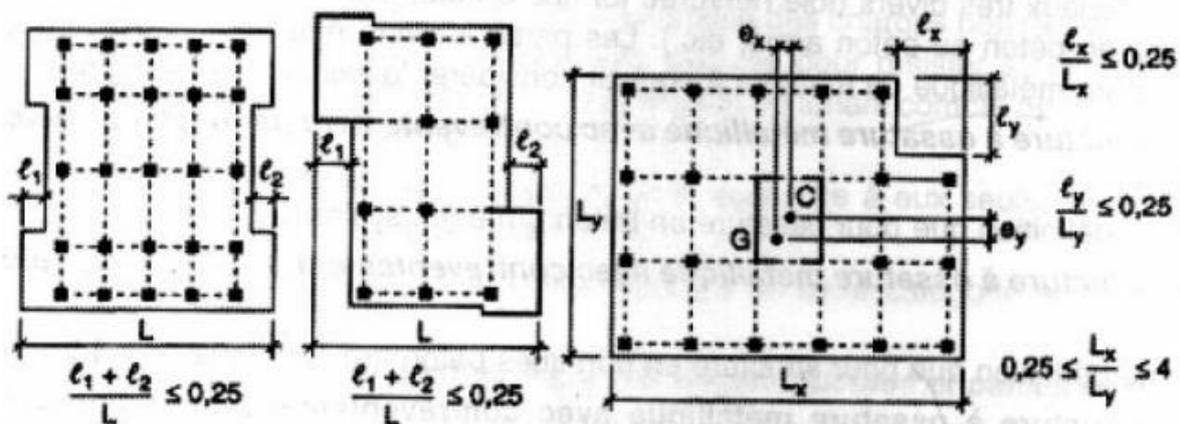


Figure V-2: Limites des décrochements en plan ⁽¹⁾

Les deux blocs sont classés irréguliers en plan donc le critère n'est pas observé $P_q = 0,05$

Régularité en élévation ⁽²⁾:

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.

¹RPA 99 / version 2003 figure 3.2 page 34

²RPA 99 / version 2003 page 34

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

$$(20,1 \times 19,8) / (20 \times 21,3) = 93,34\% \rightarrow \text{condition non vérifié}$$

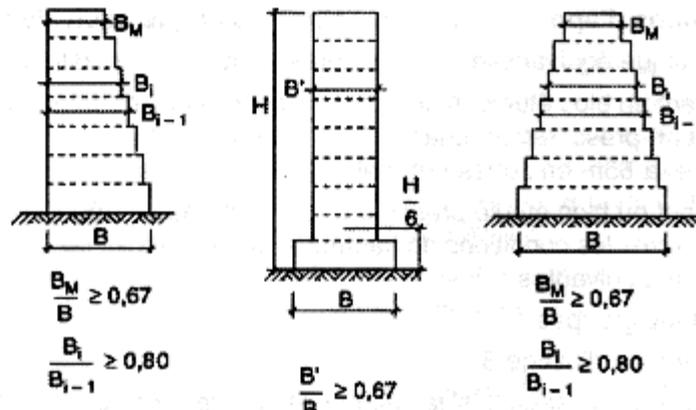


Figure V-3 : Limite des décrochements en élévation ⁽¹⁾

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'exécède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

$$20 / 29,9 = 0,65 < 0,67 \rightarrow \text{condition non vérifié}$$

Donc : La structure n'est pas classée régulièrement en élévation : $P_q = 0,05$

Contrôle de la qualité des matériaux ⁽²⁾:

On suppose que les matériaux utilisés dans notre structure ne sont pas contrôlés donc : $P_q = 0,05$

Contrôle de la qualité de l'exécution ⁽³⁾:

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $P_q = 0,10$

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq^{(4)}$$

$$Q = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,50 + 0,50 + 0,50 + 0,10) = 1,25$$

¹RPA 99 / version 2003 figure 3.2. page 35

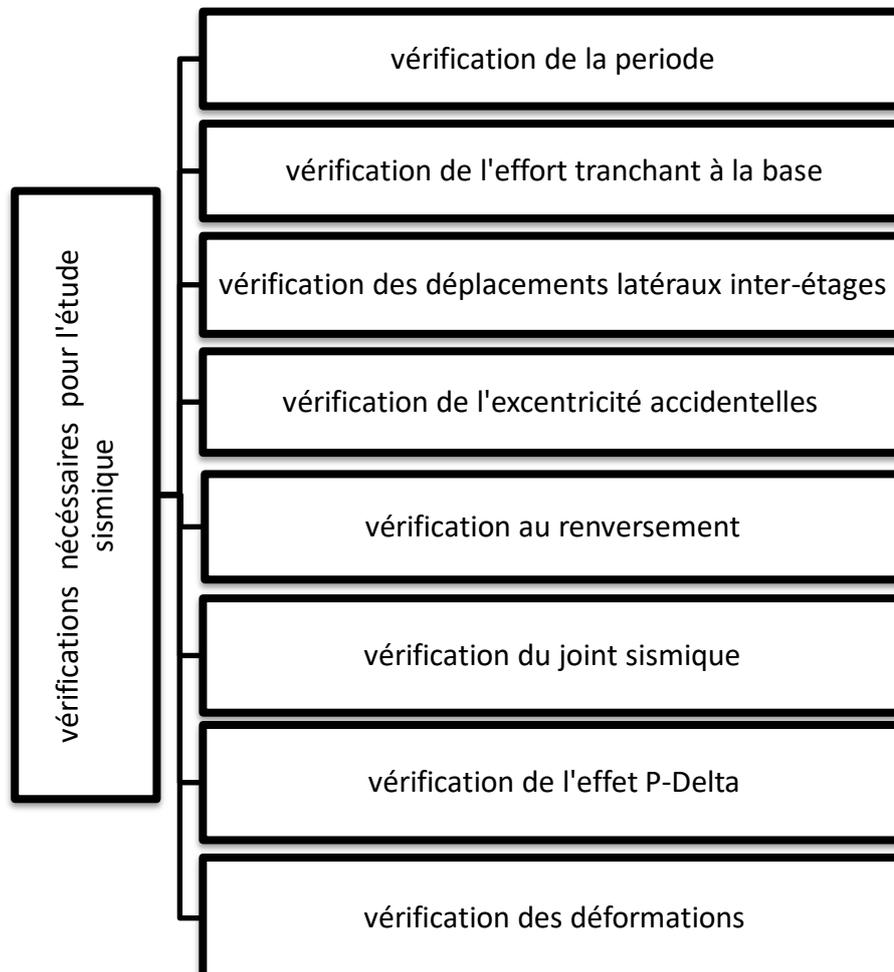
²RPA 99 / version 2003 page 43

³RPA 99 / version 2003 page 43

⁴RPA 99 / version 2003 tableau 4.4 page 44

V-4-Justification de la sécurité ⁽¹⁾:

D'après le **RPA 99 version 2003** , Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme (effet P- Δ) sont satisfaits simultanément

**V-5-Modélisationsans disposition des voiles :**➤ **Bloc angle :****V-5-1-1-verification de la période :**

- Période empirique de la structure = 0,55 secondes.
- Période analytique de la structure = 1,40 secondes.
- $1,3 \times T_{emp} = 1,3 \times 0,55 = 0,72$ secondes.

On a $T_{analy} > 1,3T_{emp} \rightarrow$ *condition non vérifiée*

Alors la période choisie pour le calcul du facteur D est : $T = 0,72$ sec

¹RPA 99 / version 2003 article 5 page 53

$$T_2=0,50 \text{ sec} < T= 0,72 \text{ sec} < 3,0 \text{ sec} \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/ T) 2^3 = 1,73$$

Tableau V-1: périodes et facteurs de participation modale

(Résultats d'ETABS 2009)

Mode	Période	U _X	U _Y	U _Z	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	1,36563	31,7533	37,7501	0	31,7533	37,7501	0
2	1,363545	51,2422	20,5222	0	82,9955	58,2723	0
3	1,198887	0,2067	25,0898	0	83,2022	83,3621	0
4	0,447031	8,4947	1,0956	0	91,6969	84,4577	0
5	0,444562	1,3176	6,1235	0	93,0145	90,5812	0
6	0,394343	0,0079	2,6088	0	93,0224	93,19	0
7	0,260041	2,5672	0,5661	0	95,5895	93,7561	0
8	0,257573	0,8013	1,9249	0	96,3909	95,681	0
9	0,230817	0,0022	0,8489	0	96,3931	96,5298	0
10	0,181206	1,1638	0,3313	0	97,5569	96,8611	0

Constatations :

Ce modèle présente une période fondamentale de $T = 1,36 \text{ s}$

Le 1^{er} mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 4 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (RPA99).

V-5-1-2-Poids total de la structure ⁽¹⁾:

Selon le **RPA 99 / version 2003** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations ⁽²⁾.

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{GI} + \beta W_{qi}$$

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{qi} : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation

¹RPA 99 / version 2003 article 4.2.3 page 44

²RPA 99 / version 2003 tableau 4.5 page 44

Pour notre type de bâtiment (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **ETABS 2009**.

$$\sum Wi = 24560,90 \text{ KN}$$

V-5-1--3-Calcul de la force sismique statique (1):

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,73 \times 1,25 \times 24560,90}{5} = 1593,39 \text{ KN}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS :

$$V_{x\text{statique}} = 1118,56 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{statique}} = 1030,75 \text{ KN}$$

$$V_x = 1118,56 \text{ KN} < 80 \% V_{st} = 1274,71 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$V_y = 1030,75 \text{ KN} < 80 \% V_{st} = 1274,71 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

V-5-1-4-Vérification des déformations :

Selon le **RPA99/2003 (2)**, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h). Concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01 h_e; h_e \text{ est la hauteur de l'étage.}$$

$$\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad ; \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad ; \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 5

¹RPA 99 / version 2003 article 4.3.6 page 50

²RPA 99 / version 2003 article 5.10 page 55

Tableau V-2 : les déplacements latéraux inter-étage (ETABS 2009)

Niveau	Sens x				Sens y			
	h _e	Δ _{ex} ^k	R	Δ _x ^k	Δ _{ey} ^k	R	Δ _y ^k	1% h _e
8	3,06	0,000435	5	0,002175	0,000486	5	0,00243	0,0306
7	3,06	0,000724	5	0,00362	0,000823	5	0,004115	0,0306
6	3,06	0,000981	5	0,004905	0,001123	5	0,005615	0,0306
5	3,06	0,001195	5	0,005975	0,001365	5	0,006825	0,0306
4	3,06	0,001371	5	0,006855	0,001566	5	0,00783	0,0306
3	3,06	0,001518	5	0,00759	0,001736	5	0,00868	0,0306
2	3,06	0,001636	5	0,00818	0,001875	5	0,009375	0,0306
1	3,06	0,001692	5	0,00846	0,001949	5	0,009745	0,0306
RDC	3,84	0,001135	5	0,005675	0,001304	5	0,00652	0,0384

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h) → condition vérifiée

V-5-1-5-vérification de l'effet P-Δ (1):

Selon le **RPA 99 / version 2003** Les effets du 2^o ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum (W_{GI} + 0.2 W_{QI})$$

V_k: Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

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

¹RPA 99 / version 2003 article 5.9 page 55

Tableau V-3 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ (ETABS2009)

Niveau	Sens x					Sens y				
	P_K	Δ_k	V_K	h_k (m)	Θ	P_K	Δ_k	V_K	h_k (m)	Θ
8	2803,03	0,002175	219,15	3,06	0,0090	2803,03	0,00243	199,55	3,06	0,0111
7	5547,64	0,00362	413,21	3,06	0,0158	5547,64	0,004115	378,69	3,06	0,0197
6	8344,36	0,004905	577,23	3,06	0,0231	8344,36	0,005615	530,03	3,06	0,0288
5	11075,75	0,005975	710,58	3,06	0,030	11075,75	0,006825	652,83	3,06	0,0378
4	13825,91	0,006855	824,56	3,06	0,0375	13825,91	0,00783	758,68	3,06	0,0466
3	16565,89	0,00759	923,68	3,06	0,0444	16565,89	0,00868	849,9	3,06	0,0552
2	19324,62	0,00818	1009,01	3,06	0,0511	19324,62	0,009375	928,73	3,06	0,0637
1	22074,78	0,00846	1078,03	3,06	0,0566	22074,78	0,009745	993,2	3,06	0,0707
RDC	25022,56	0,005675	1118,56	3,84	0,0330	25022,56	0,00652	1030,75	3,84	0,0412

$\Theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

V-5-1-6-Vérification de L'excentricité accidentelle ⁽¹⁾:

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

Le L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

Sens X : $e_{\text{accidentelle}} = 0,15 \times L_{xi}$

Sens Y : $e_{\text{accidentelle}} = 0,15 \times L_{yi}$

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

¹RPA 99 / version 2003 article 4.3.7 page 51

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

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i ; Y_i: coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **ETABS 2009** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V-4 : l'excentricité accidentelle (ETABS2009)

plancher	W étage (KN)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculée		Excentricité accidentelle	
		x _G	y _G	X _{CR}	Y _{CR}	e _x (-)	e _y	Ex	Ey
RDC	2817,40	11,553	12,764	11,988	12,376	0,435	0,388	3	3,195
1	2726,83	11,55	12,788	12,257	12,608	0,697	0,18	3	3,195
2	2726,83	11,55	12,788	12,36	12,707	0,81	0,081	3	3,195
3	2726,83	11,55	12,788	12,408	12,759	0,858	0,029	3	3,195
4	2726,83	11,55	12,788	12,435	12,793	0,885	0,005	3	3,195
5	2726,83	11,55	12,788	12,45	12,82	0,9	0,03	3	3,195
6	2797,02	11,292	12,911	12,461	12,844	1,169	0,067	3	3,195
7	2704,27	11,265	12,606	12,469	12,867	1,204	0,261	3	3,195
Terrasse	2608,03	11,241	12,7	12,482	12,886	1,241	0,186	3	3,195

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représenté dans le tableau

Précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépassé pas 0,15×L_i dans chaque direction de

Chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée

V-5-1-7-Vérification au renversement :

Pour que la structure soit stable au renversement, il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1,5$$

Avec :

Ms : Moment stabilisant, $M_s = W \times L / 2$

Mr : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

➤ Sens longitudinal :

W(KN)	L _x (m)	L _x /2(m)	Mr(KN.m)	Ms(KN.m)	Ms/Mr	vérification
24560,90	20	10	77190,52	245609	3,18	Condition vérifiée

➤ Sens transversal :

W(KN)	L _x (m)	L _x /2(m)	Mr(KN.m)	Ms(KN.m)	Ms/Mr	vérification
24560,90	21,3	10,63	77190,52	261573,585	3,39	Condition vérifiée

L'ouvrage est donc stable au renversement dans les deux sens.

V-5-1-8-Vérification de l'effort normal réduit ⁽¹⁾:

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c_j}} \leq 0,3$$

où :

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

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

f_{c_j} est la résistance caractéristique du béton

- **Poteau RDC (40×40)**

$$v = \frac{12,9 \times 10^3}{35 \times 35 \times 25} = 0,42 > 0,3 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

- **Poteau étage courant (35×35)**

$$v = \frac{12,9 \times 10^3}{30 \times 30 \times 25} = 0,57 > 0,3 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

L'effort normal réduit n'est pas vérifiée alors on doit augmenter les sections des poteaux de RDC et étages courants et on choisit :

¹RPA 99 / version 2003 article 7.1.3.3 page 63

- (50×50) pour le RDC
- (40×40) pour l'étage courant

➤ **Bloc barre**

V-5-2-1-Vérification de la période :

- Période empirique de la structure = 0,55 secondes.
- Période analytique de la structure = 0,80 secondes.
- $1.3 \times T_{emp} = 1,3 \times 0,55 = 0,72$ secondes

On a $T_{analy} > 1.3T_{emp}$ alors la période choisie pour le calcul du facteur D est : $T = 0.72$ secondes.

$$T_2 = 0,50 \text{ sec} < T = 0,72 \text{ sec} < 3,0 \text{ sec} \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 1,73$$

Tableau V-5: périodes et facteurs de participation modale

(Résultats du SAP2014)

Mode	Période	U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,809702	0,74682	0,00692	0	74,682	0,00692	0
2	0,718969	0,05902	0,33831	0	80,584	34,523	0
3	0,692013	0,01235	0,46633	0	81,819	81,155	0
4	0,256062	0,06051	0,00104	0	87,871	81,26	0
5	0,206834	0,02438	0,08478	0	91,309	89,738	0
6	0,189262	0,02473	0,03708	0	92,781	93,446	0
7	0,147683	0,01758	0,00064	0	94,54	93,51	0
8	0,103014	0,00034	0,00656	0	94,574	94,166	0
9	0,101162	0,01716	0,01112	0	96,29	95,278	0
10	0,086291	0,00725	0,01897	0	97,014	97,175	0

➤ Sens longitudinal:

$$\Sigma U_x = 91,30\% > 90\% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens transversal:

$$\Sigma U_y = 93,45\% > 90\% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V-5-2-3-Poids total de la structure :

$$\sum W_i = 8759,68 \text{KN}$$

V-5-2-4-Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,73 \times 1,25 \times 8759,68}{5} = 568,28 \text{KN}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique du SAP2014:

$$V_{x\text{statique}} = 435,266 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{statique}} = 371,697 \text{KN}$$

$$V_x = 435,266 \text{ KN} < 80 \% V_{st} = 454,63 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$V_y = 371,697 \text{KN} < 80 \% V_{st} = 454,63 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

V-5-2-5 vérification des déformations:

Tableau V-6 : les déplacements latéraux inter-étage (SAP2014)

Niveau	Sens x				Sens y			
	h _e	Δ_{ex}^k	R	Δ_x^k	Δ_{ey}^k	R	Δ_y^k	1% h _e
8	3,06	0,000451	5	0,0022	0,00058	5	0,0029	0,0306
7	3,06	0,00101	5	0,0051	0,0098	5	0,0049	0,0306
6	3,06	0,00114	5	0,0057	0,0009	5	0,0045	0,0306
5	3,06	0,00195	5	0,0097	0,001688	5	0,0084	0,0306
4	3,06	0,00248	5	0,0124	0,002	5	0,010	0,0306
3	3,06	0,00258	5	0,0129	0,0024	5	0,012	0,0306
2	3,06	0,0025	5	0,0125	0,00243	5	0,0121	0,0306
1	3,06	0,0016	5	0,008	0,00223	5	0,0116	0,0306
RDC	3,84	0,001984	5	0,0099	0,00120	5	0,0006	0,0384

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h) → condition vérifiée

V-5-2-6-vérification de l'effet P-Δ

Tableau V-7: Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ (SAP2014)

Niveau	Sens x					Sens y				
	P_K	Δ_k	V_K	h_k (m)	Θ	P_K	Δ_k	V_K	h_k (m)	Θ
8	1250,78	0,003465	289,96	3,06	0,0042	1250,78	0,0037	228,71	3,06	0,006
7	1085	0,0058	298,95	3,06	0,0068	1085	0,00595	237,95	3,06	0,0086
6	1114,28	0,00785	329,19	3,06	0,0006	1114,28	0,0078	251,14	3,06	0,0113
5	1114,28	0,00955	341,05	3,06	0,01	1114,28	0,00935	287,01	3,06	0,0118
4	1114,28	0,01095	352,48	3,06	0,01	1114,28	0,0106	294,65	3,06	0,0131
3	1114,28	0,1219	367,9	3,06	0,012	1114,28	0,0117	305,48	3,06	0,0139
2	1114,28	0,01315	414,78	3,06	0,011	1114,28	0,06575	325,78	3,06	0,072
I	1114,28	0,0137	425,78	3,06	0,0117	1114,28	0,0131	350,24	3,06	0,013
RDC	1184,28	0,009165	435,266	3,84	0,006	1184,28	0,0009	371,697	3,84	0,000746

$\Theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

V-5-2-7-Vérification au renversement :

➤ Sens longitudinal :

W(KN)	L_x (m)	$L_x/2$ (m)	M_r (KN.m)	M_s (KN.m)	M_s/M_r	vérification
8759.68	20	10	26804.62	87596.8	3.27	Condition vérifiée

➤ Sens transversal :

W(KN)	L_x (m)	$L_x/2$ (m)	M_r (KN.m)	M_s (KN.m)	M_s/M_r	vérification
8759.68	11.7	5.85	26804.62	51244.128	1.91	Condition vérifiée

L'ouvrage est donc stable au renversement dans les deux sens.

V-5-2-8-vérification de la largeur du joint sismique ⁽¹⁾ :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante (RPA 99/ 2003 article 5.8) :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \leq 40\text{ mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, au niveau du sommet du bloc le moins élevé

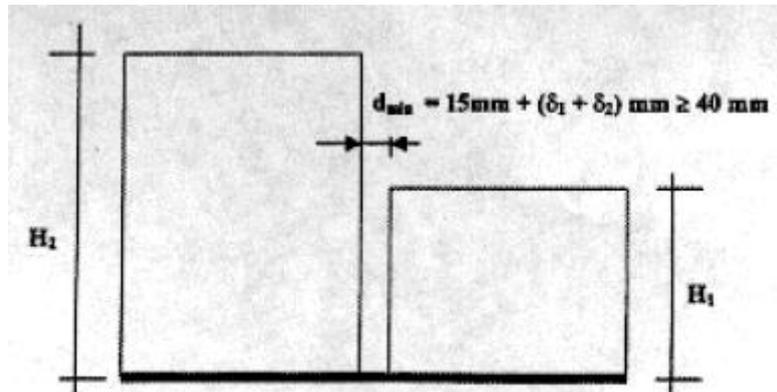


Figure V-4: largeur minimum du joint sismique

$$D_{\min} = 15\text{mm} + (9,7+12,1)\text{ mm} = 36,8 < 40_{\text{mm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Remarque : l'effort normal réduit vérifie dans le bloc barre , les sections des poteaux restent les mêmes .

Récapitulatif

Les résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, prouvent que nos deux blocs ne peuvent pas résister aux différents choques extérieurs, tel que le séisme

On peut donc passer à l'étape de la disposition des voiles

V-6-Disposition des voiles :

➤ **Bloc angle :**

Le coefficient d'amortissement : 10 % $\rightarrow \eta = 0,763$

La période empirique :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,61\text{ s} \text{ avec } C_T = 0,05$$

¹RPA 99 / version 2003 article 5.8 page 54

La période analytique : 0.74s

$$T_2=0,50 \text{ sec} < T=0,79 \text{ sec} < 3,0 \text{ sec} \rightarrow D= 2,5 \eta (T_2/ T)^{2/3} = 1,41$$

Le poids de la structure :28281,55 KN

V-6-1-1-Vérification de la période :

$$T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}} = 0,79 \text{ s} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau V-8: périodes et facteurs de participation modale(Résultats d’ETABS 2009)

Mode	Période	U _X	U _Y	U _Z	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0,741454	6,4157	38,2474	0	6,4157	38,2474	0
2	0,530663	18,9045	30,25	0	25,3202	68,4974	0
3	0,44616	44,1787	1,6769	0	69,499	70,1743	0
4	0,19528	1,7041	8,5548	0	71,203	78,7291	0
5	0,122744	7,8661	7,6984	0	79,0691	86,4275	0
6	0,095752	10,8933	2,608	0	89,9624	89,0355	0
7	0,091327	0,0149	2,2344	0	89,9772	91,2699	0
8	0,057556	0,987	0,4193	0	90,9642	91,6892	0
9	0,054475	2,0543	3,8962	0	93,0185	95,5854	0
10	0,041588	0,2989	0,5315		93,3174	96,1169	

➤ Sens longitudinal:

$$\Sigma UX = 90,96\% > 90 \% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens transversal:

$$\Sigma UY = 91,27\% > 90 \% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V-6-1-2-Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,41 \times 1,25 \times 28281,55}{5} = 1495,39 \text{ KN}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l’analyse dynamique de l’ETABS :

$$V_{X\text{statique}} = 1754,21 \text{ KN}$$

$V_{y\text{statique}} = 1440,71 \text{ KN}$

$V_x = 1754,21 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 1196,31 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

$V_y = 1440,71 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 1196,31 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

V-6-1-3-Vérification de déformations :

Tableau V-9 : les déplacements latéraux inter-étage (ETABS2009)

Déplacement maximum (m)								
Niveau	h_e	Δ_{ex}^k	R	Δ_x^k	Δ_{ey}^k	R	Δ_y^k	1% h_e
8	3,06	0,000364	5	0,00182	0,000509	5	0,00254	0,0306
7	3,06	0,00037	5	0,00185	0,000546	5	0,00273	0,0306
6	3,06	0,000371	5	0,00185	0,000585	5	0,002925	0,0306
5	3,06	0,000364	5	0,00182	0,000613	5	0,00306	0,0306
4	3,06	0,000346	5	0,00173	0,000618	5	0,00309	0,0306
3	3,06	0,000311	5	0,00135	0,000591	5	0,00295	0,0306
2	3,06	0,00027	5	0,00135	0,000522	5	0,00261	0,0306
1	3,06	0,000208	5	0,00104	0,000403	5	0,00201	0,0306
RDC	3,84	0,000103	5	0,00515	0,000185	5	0,00925	0,0384

Tout les déplacements latéraux inter-étages selon les deux directions (x et y) est inférieur à 1% de la hauteur d'étage \rightarrow Condition vérifiée

V-6-1-4-Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :Tableau V-10 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (ETABS2009)

Niveau	Sens x					Sens y				
	P_K	Δ_k	V_K	h_k (m)	Θ	P_K	Δ_k	V_K	h_k (m)	Θ
8	3597,68	0,00182	368,14	3,06	0,0058	3597,68	0,00254	295,01	3,06	0,010
7	7136,93	0,00185	709,08	3,06	0,0061	7136,93	0,00273	565,42	3,06	0,011
6	10728,29	0,00185	979,1	3,06	0,0066	10728,29	0,002925	786,22	3,06	0,013
5	14254,33	0,00182	1187,38	3,06	0,0071	14254,33	0,00306	960,64	3,06	0,014
4	17799,13	0,00173	1356,82	3,06	0,0074	17799,13	0,00309	1105,08	3,06	0,016
3	21333,75	0,00135	1498,42	3,06	0,0062	21333,75	0,00295	1220,89	3,06	0,017
2	24887,13	0,00135	1615,02	3,06	0,0067	24887,13	0,00261	1311	3,06	0,017
1	28431,93	0,00104	1702,43	3,06	0,0056	28431,93	0,00201	1385,97	3,06	0,013
RDC	32543,23	0,00515	1754,21	3,84	0,0248	32543,23	0,00925	1440,71	3,84	0,054

$\Theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

V-6-1-5-Vérification de L'excentricité accidentelle :

Tableau V-11 : l'excentricité accidentelle (ETABS2009)

plancher	W étage (KN)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculée		Excentricité accidentelle	
		X _G	Y _G	X _{CR}	Y _{CR}	e _x (-)	e _y	Ex	Ey
RDC	3370,23	11,617	12,55	8,709	9,503	2,91	3,05	3	3,195
1	3149,78	11,61	12,596	8,758	9,995	2,85	2,60	3	3,195
2	3149,78	11,61	12,596	9,04	10,415	2,25	2,18	3	3,195
3	3149,78	11,61	12,596	9,362	10,719	2,25	1,88	3	3,195
4	3149,78	11,61	12,596	9,683	10,949	1,93	1,65	3	3,195
5	3149,78	11,61	12,596	9,986	11,129	1,62	1,47	3	3,195
6	3219,82	11,384	12,707	9,261	11,277	2,12	1,43	3	3,195
7	3127,22	11,364	12,438	10,493	11,396	0,87	1,04	3	3,195
Terrasse	2815,37	11,298	12,601	10,67	11,493	0,63	1,11	3	3,195

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représenté dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépassé pas $0,15 \times L_i$ dans chaque direction de Chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée

V-6-1-6-Vérification au renversement :

➤ Sens longitudinal :

W(KN)	L _x (m)	L _x /2(m)	Mr(KN.m)	Ms(KN.m)	Ms/Mr	vérification
28281,55	20	10	88737,50	282815,5	3,19	Condition vérifiée

➤ Sens transversal :

W(KN)	L _x (m)	L _x /2(m)	Mr(KN.m)	Ms(KN.m)	Ms/Mr	vérification
28281,55	21,3	10,65	88737,50	301198,51	3,39	Condition vérifiée

L'ouvrage est donc stable au renversement dans les deux sens.

➤ **Bloc barre :**

La période empirique : 0,61s

La période analytique : 0,73s

Le poids de la structure : 9949,12 KN

V-6-2-1-Vérification de la période :

$T_{analytique}=0,73s < 1,3T_{empirique}=0,79s \rightarrow$ Condition vérifiée

Tableau V-12: périodes et facteurs de participation modale (Résultats du SAP 2014)

Mode	Période	U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,732865	0,758	0,00014	0	75,8	0,00692	0
2	0,437795	0,00019	0,68242	0	75,819	34,523	0
3	0,385231	0,00356	0,00373	0	76,174	81,155	0
4	0,21319	0,13368	0,00006952	0	89,542	81,26	0
5	0,1095	0,05167	0,0001	0	94,71	89,738	0
6	0,099382	0,00008755	0,18645	0	94,718	93,446	0
7	0,086618	0,00047	0,00007546	0	94,765	93,51	0
8	0,070012	0,02524	4,739E-07	0	97,289	94,166	0
9	0,056699	0,000001557	0,00007676	0	97,289	95,278	0
10	0,054065	0,0000107	0,00000175	0	97,29	97,175	0

➤ Sens longitudinal:

$\Sigma U_x = 94,71\% > 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

➤ Sens transversal:

$\Sigma U_y = 93,446\% > 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

V-6-2-2-Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 1,41 \times 1,25 \times 9949,12}{5} = 526,06 \text{ KN}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de SAP2014 :

$$V_{x\text{statique}} = 553,139 \text{ KN}$$

$V_{y\text{statique}}=657,332 \text{ KN}$

$V_x = 553,139 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 420,85 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

$V_y = 657,332 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 420,85 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

V-6-2-3-Vérification de déformations :

Tableau V-13 : les déplacements latéraux inter-étage (SAP2014)

Déplacement maximum (m)								
Niveau	h_e	Δ_{ex}^k	R	Δ_x^k	Δ_{ey}^k	R	Δ_y^k	1% h_e
8	3,06	0,00119	5	0,00595	0,00109	5	0,00545	0,0306
7	3,06	0,00141	5	0,00705	0,00112	5	0,0056	0,0306
6	3,06	0,00163	5	0,00815	0,00114	5	0,0057	0,0306
5	3,06	0,00183	5	0,00915	0,00113	5	0,0055	0,0306
4	3,06	0,00196	5	0,0098	0,00108	5	0,0054	0,0306
3	3,06	0,00201	5	0,0100	0,00098	5	0,004	0,0306
2	3,06	0,00192	5	0,005	0,00083	5	0,0415	0,0306
1	3,06	0,00164	5	0,0082	0,00060	5	0,03	0,0306
RDC	3,84	0,00085	5	0,00425	0,0026	5	0,013	0,0384

Tout les déplacements latéraux inter-étages selon les deux directions (x et y) est inférieur à 1% de la hauteur d'étage \rightarrow condition vérifiée

V-6-2-4-Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :Tableau V-14: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (SAP2014)

Niveau	Sens x					Sens y				
	P_K	Δ_k	V_K	h_k (m)	Θ	P_K	Δ_k	V_K	h_k (m)	Θ
8	1212,19	0,00119	215,35	3,06	0,021	1212,19	0,00545	454,25	3,06	0,004
7	1232,23	0,00141	280,547	3,06	0,02	1232,23	0,0056	462,47	3,06	0,00487
6	1232,78	0,00163	301,84	3,06	0,0217	1220,78	0,0057	484,62	3,06	0,0469
5	1220,78	0,00183	399,02	3,06	0,0182	1220,78	0,0055	502,43	3,06	0,00436
4	1220,78	0,00196	402,899	3,06	0,019	1220,78	0,0054	552,48	3,06	0,00389
3	1220,78	0,00201	465,28	3,06	0,0164	1220,78	0,004	587,67	3,06	0,00715
2	1220,78	0,00192	497,66	3,06	0,015	1220,78	0,0415	602,99	3,06	0,0027
1	1220,78	0,00164	534,71	3,06	0,012	1220,78	0,03	634,84	3,06	0,018
RDC	1430,78	0,00085	553,139	3,84	0,0057	1430,78	0,013	657,332	3,84	0,00736

$\Theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

V-6-2-5-Justification de la largeur du joint sismique :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (9,25+9,8) \text{ mm} < 40_{\text{mm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V-6-2-6-Vérification de L'excentricité accidentelle :

Tableau V-15 : l'excentricité accidentelle (SAP2014)

plancher	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculée		Excentricité accidentelle	
	X _G	Y _G	X _{CR}	Y _{CR}	e _x (-)	e _y	Ex	Ey
RDC	10,050	7,058	10,32	5,94	0,27	1,12	3	1,76
1	10,046	7,072	10,26	6,40	0,21	0,67	3	1,76
2	10,046	7,072	10,26	6,96	0,21	0,11	3	1,76
3	10,046	7,072	10,27	6,41	0,22	0,66	3	1,76
4	10,046	7,072	10,29	6,77	0,24	0,30	3	1,76
5	10,046	7,072	10,30	7,06	0,25	0,01	3	1,76
6	9,989	7,103	10,31	7,30	0,32	0,19	3	1,76
7	9,769	7,148	10,32	7,49	0,55	0,34	3	1,76
Terrasse	9,778	7,285	10,33	7,63	0,55	0,35	3	1,76

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représenté dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépassé pas $0,15 \times L_i$ dans chaque direction de Chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée

V-6-2-7-Vérification au renversement :

➤ Sens longitudinal :

W(KN)	L _x (m)	L _x /2(m)	Mr(KN.m)	Ms(KN.m)	Ms/Mr	vérification
9949,12	20	10	30444,31	99491,2	3,27	Condition vérifiée

➤ Sens transversal :

W(KN)	L _x (m)	L _x /2(m)	Mr(KN.m)	Ms(KN.m)	Ms/Mr	vérification
9949.12	11.7	5.85	30444.31	58202.35	1.91	Condition vérifiée

L'ouvrage est donc stable au renversement dans les deux sens.

Conclusion :

L'objectif global de l'étude sismique est de vérifier si la structure est capable de subir des déformations engendré par l'action sismique sans s'effondrer.

L'exploitation des résultats donné par les logiciels de modélisation ont permit de vérifier les critères obligatoire a la stabilité des structures