

V-1 Généralités sur les séismes :

Les séismes sont parmi les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus dévastatrices de la planète. Ces phénomènes engendrent, en effet, de graves dégâts matériels et humains. Cependant, les séismes, contrairement aux autres catastrophes naturelles tuent surtout du fait de l'effondrement des structures et autres chutes d'objets.

V-2 Calcul sismique :

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

– Analyse statique équivalente :

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

– 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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V-3 Modélisation :

La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude : plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. C'est également une phase délicate : un mauvais modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire.

La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel du bâtiment : il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan du bâtiment, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

V-3-1 Modélisation des structures :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique

V-3-2 Présentation du logiciel SAP2000V14.2.2 :

C'est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels ...), il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, l'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

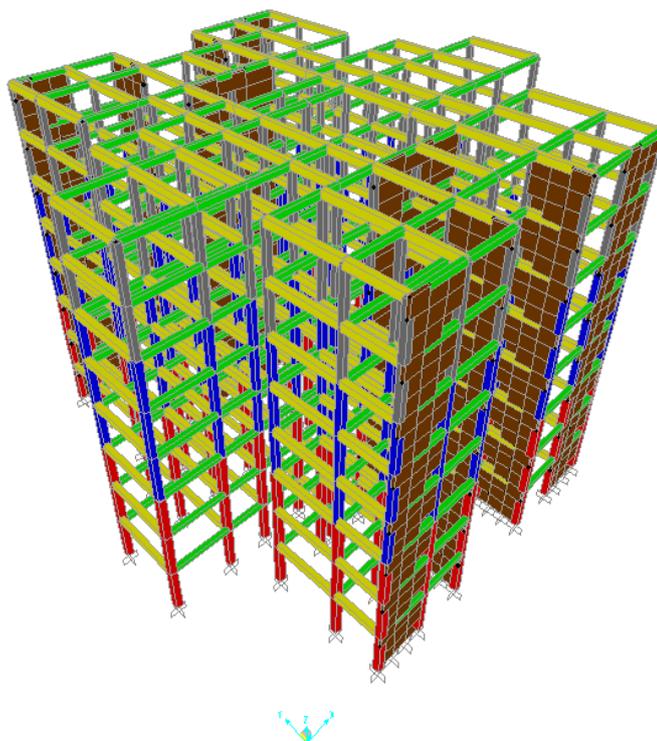


Figure V-1 : Modélisation de la structure à l'aide de logiciel « sap2000 V.14 »

V-3-3 L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Le SAP2000 offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire
- Analyse p-Delta.
- Analyse statique non linéaire

➤ Analyse dynamique

V-3-4 Analyse dynamique :

L'analyse dynamique disponible dans le sap2000 comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

V-3-5 Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/version 2003 (ar.4.13) impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

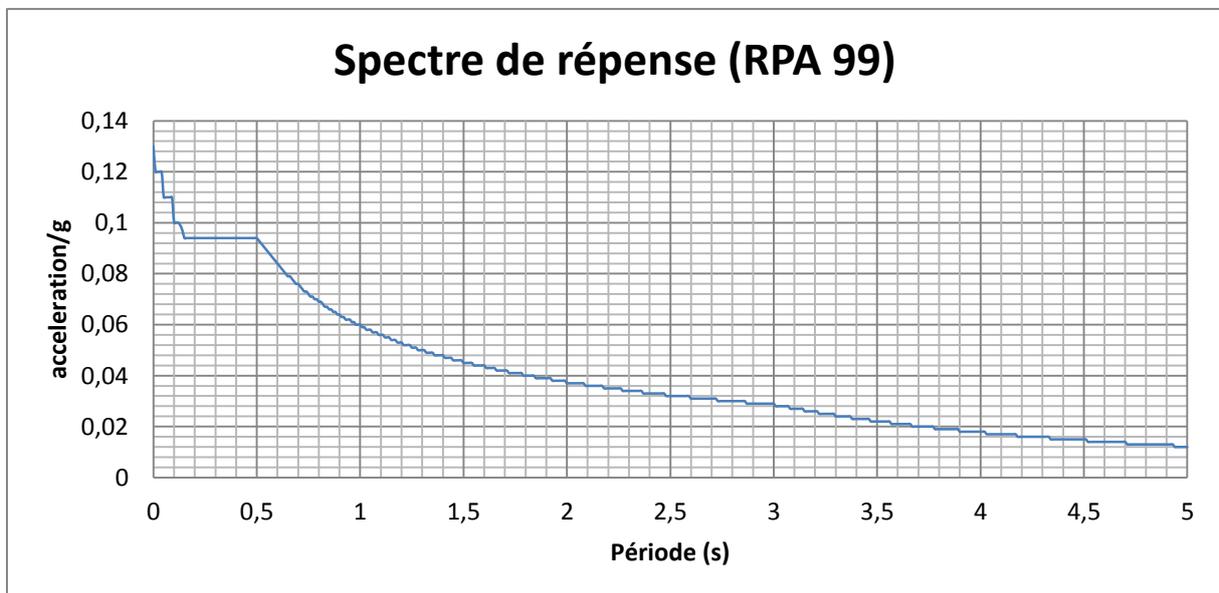


Figure V-2 : Spectre de réponse

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

A : Coefficient d'accélération de zone.

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

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

ξ : pourcentage d'amortissement critique

Tableau V.1 : pourcentage d'amortissement critique

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

$\xi = 6\%$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage léger.} \end{array} \right.$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 6)} = 0,9354 \geq 0,7$$

Q : le facteur de qualité : $Q = 1 + \Sigma Pq$

Tableau V.2 : pénalité à retenir pour le critère de qualité

Critère q	P _q	
	Observé	Non observé
1. condition minimales sur les filles de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. control de la qualité des matériaux	0	0.05
6. control de la qualité de l'exécution	0	0.1

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.10) = 1.20$$

Q = 1.20

T_1, T_2 : période caractéristique associées à la catégorie du site.

Tableau V-3 : valeurs de T_1 et T_2

site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

- Sol meuble \longrightarrow site 3

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont révisées comme suite :

Tableau V-4 du coefficient d'accélération de zone « A »

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.10	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D'après le R.P.A 99 (version 2003) , on a :

-Zone sismique I } \longrightarrow **(A=0.10)**
 -Groupe d'usage 2 }

R : Coefficient de comportement de la structure.

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3) : **portique contreventés par des voiles \longrightarrow R=4.**

V.4 Calcul des masses de la structure :

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau i de la structure.

$$w = \sum w_i \text{ avec } w_i = G_i + \beta P_i.$$

G_i : poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre projet $\beta = 0,2$

V.4.1 Détermination des poids (W_t) de la structure :

a) - Le niveau 8 (Terrasse) :

La surface du plancher terrasse : $S=552.22 \text{ m}^2$

Tableau V.5 : Détermination du poids de plancher terrasse.

Plancher	$G \times S$	6.48×552.22	3578.40
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2$	$72 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 / 2 \times 25$	337.37
poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum Lx$	$0.35 \times 0.45 \times 25 \times 189.40$	745.76
poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum ly$	$0.30 \times 0.35 \times 25 \times 156.60$	411.075
Murs extérieurs	$Gm \times L \times (Ht-hp)/2 \times 80\%$	$2.8 \times 140.15 \times (3.06 - .45) / 2 \times 0.8$	409.70
voiles	$e_p \times \gamma_b \times L \times (ht-hp)/2$	$0.2 \times 25 \times 32.40 \times (3.06 - 0.45) / 2$	211.41
Dalle pleine	$G \times \sum s$	3.75×28.60	107.25
acrotère	$S \times \gamma_b \times L$	$0.13 \times 25 \times 140.15$	455.49
Charge d'exploitation	$Q \times s \times \beta$	$1 \times 580.82 \times 0.2$	116.17
Le poids total (KN)			6373.165

La surcharge : $P=Q \times st$ (st : la surface totale du plancher)

$$P= 1 \times 552.22=552.22 \text{ kN}$$

Le poids : $W_t= G+\beta P \longrightarrow W_t=6373.165+(0.2 \times 552.22)=6483.609 \text{ KN}$

b) -Le niveau 7 (7^{ème} Etage) :

La surface du plancher étage courant : $S=507.58 \text{ m}^2$

Tableau V.6 : Détermination du poids de plancher (7^{ème} Etage).

Plancher	$G \times S$	5.06x507.58	2568.35
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times ht$	72x0.35x0.35x3.06x25	674.73
poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum Lx$	0.35x0.45x25x 189.40	745.76
poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum ly$	0.30x0.35x25x156.60	411.075
Murs extérieurs	$G_m \times Lx(Ht-hp) \times 80\%$	2.8x140.15x(3.06x0.45)x0.8	819.37
Balcon	$G \times \sum s$	5.43x44.64	242.40
voiles	$e_p \times \gamma_b \times L \times (ht-hp)$	0.2x25x32.40x(3.06-0.45)	422.82
escalier	$G_{paillasse} \times (S1+s2) + G_{palier} \times (s'+s'')$	7.25x(6.86+13.362)+4.83 x (3.75+7.137)	199.20
Charge d'exploitation	$Q \times s \times \beta$	1.5x552.22x0.2	165.66
Le poids total (KN)			6249.365

La surcharge : $P=Q \times st$ (st : la surface totale du plancher)

$$P = 1.5 \times 507.58 = \mathbf{761.37 \text{ kN}}$$

Le poids : $W_t = G + \beta P \longrightarrow W_t = 6249.365 + (0.2 \times 761.37) = \mathbf{6401.639 \text{ KN}}$

c) -Le niveau 6 (6^{ème} étage):

La surface du plancher : **$S = 507.58 \text{ m}^2$** .

Tableau V.7 : Détermination du poids de plancher (6^{ème} Etage).

Plancher	$G \times S$	5.06x507.58	2568.35
Poteaux	$[n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2] + [n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2]$	$[72 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 / 2 \times 25] + [72 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 / 2 \times 25]$	778.01
poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum Lx$	0.35x0.45x25x 189.40	745.76
poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum ly$	0.30x0.35x25x156.60	411.075

Murs extérieurs	$G_m \times L \times (H_t - h_p)$ 2x80%	$2.8 \times 140.15 \times (3.06 \times 0.45) \times 0.8$	819.37
Balcon	$G \times \sum s$	5.43×44.64	242.40
voiles	$e_p \times \gamma_b \times L \times (h_t - h_p)$	$0.2 \times 25 \times 32.40 \times (3.06 - 0.45)$	422.82
escalier	$G_{\text{paillasse}} \times (S1 + s2) + G_{\text{palier}} \times (s1 + s2)$	$7.25 \times (6.86 + 13.362) + 4.83 \times (3.75 + 7.137)$	199.20
Charge d'exploitation	$Q \times s \times \beta$	$1.5 \times 552.22 \times 0.2$	165.66
Le poids total (KN)			6352.65

La surcharge : $P = Q \times st$ (st : la surface totale du plancher)

$$P = 1.5 \times 507.58 = 761.37 \text{ kN}$$

Le poids : $W_t = G + \beta P \longrightarrow W_t = 6352.65 + (0.2 \times 761.37) = 6504.92 \text{ KN}$

d) -Le niveau 5 (5^{ème} - 4^{ème} étage) :

La surface du plancher : $S = 507.58 \text{ m}^2$.

Tableau V.8 : Détermination du poids de plancher (5^{ème} - 4^{ème} étage) :

Plancher	$G \times S$	5.06×507.58	2568.35
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times h_t$	$72 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25$	881.28
poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum Lx$	$0.35 \times 0.45 \times 25 \times 189.40$	745.76
poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum ly$	$0.30 \times 0.35 \times 25 \times 156.60$	411.075
Murs extérieurs	$G_m \times L \times (H_t - h_p)$ x80%	$2.8 \times 140.15 \times (3.06 \times 0.45) \times 0.8$	819.37
Balcon	$G \times \sum S$	5.43×44.64	242.40
voile	$e_p \times \gamma_b \times L \times (h_t - h_p)$	$0.2 \times 25 \times 32.40 \times (3.06 - 0.45)$	422.82
escalier	$G_{\text{paillasse}} \times (S1 + s2) + G_{\text{palier}} \times (s1 + s2)$	$7.25 \times (6.86 + 13.362) + 4.83 \times (3.75 + 7.137)$	199.20
Charge d'exploitation	$Q \times s \times \beta$	$1.5 \times 552.22 \times 0.2$	165.66
Le poids total (KN)			6455.92

La surcharge : $P=Q \times st$ (st : la surface totale du plancher)

$$P= 1.5 \times 507.58 = \mathbf{761.37 \text{ kN}}$$

Le poids : $W_t= G+\beta P \longrightarrow W_t= 6455.92+(0.2 \times 761.37)= \mathbf{6608.19KN}$

e) -Le niveau 4 (3^{ème} étage) :

La surface du plancher : **$S=507.58 \text{ m}^2$.**

Tableau V.9 : Détermination du poids de plancher (3^{ème} étage) :

Plancher	$G \times S$	5.06×507.58	2568.35
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times ht$	$[72 \times 0.40 \times 0.40 \times 3.06 / 2 \times 25] +$ $[72 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 / 2 \times 25]$	998.325
poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum Lx$	$0.35 \times 0.45 \times 25 \times 189.40$	745.76
poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times (\sum ly)$	$0.30 \times 0.35 \times 25 \times 156.60$	411.075
Murs extérieurs	$G_m \times Lx(Ht-hp)$ $\times 80\%$	$2.8 \times 140.15 \times (3.06 \times 0.45) \times 0.8$	819.37
voiles	$e_p \times \gamma_b \times L \times (ht-hp)$	$0.2 \times 25 \times 32.40 \times (3.06 - 0.45)$	422.82
Balcon	$G \times \sum S$	5.43×44.64	242.40
escalier	$G_{paillasse}$ $\times (S1+s2) + G_{palier} \times$ $(s1+s2)$	$7.25 \times (6.86 + 13.362) + 4.83 \times$ $(3.75 + 7.137)$	199.20
Charge d'exploitation	$Q \times s \times \beta$	$1.5 \times 552.22 \times 0.2$	165.66
Le poids total (KN)			6572.96

La surcharge : $P=Q \times st$ (st : la surface totale du plancher)

$$P= 1.5 \times 507.58 = \mathbf{761.37 \text{ kN}}$$

Le poids : $W_t= G+\beta P \longrightarrow W_t= 6572.96+(0.2 \times 761.37)= \mathbf{6725.23KN}$

f) -Le niveau 6(2^{ème} et 1^{er} étage) :

La surface du plancher : $S=507.58 \text{ m}^2$

Tableau V.10 : Détermination du poids de plancher (2^{ème} et 1^{er} étage) :

Plancher	$G \times S$	5.06×507.58	2568.35
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times h_t$	$72 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25$	1115.36
poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum Lx$	$0.35 \times 0.45 \times 25 \times 189.40$	745.76
poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times (\sum ly)$	$0.30 \times 0.35 \times 25 \times 156.60$	411.075
Murs extérieurs	$G_m \times Lx(Ht-hp)/2 \times 80\%$	$2.8 \times 140.15 \times (3.06 \times 0.45) \times 0.8$	819.37
voiles	$e_p \times \gamma_b \times L \times (ht-hp)$	$0.2 \times 25 \times 32.40 \times (3.06 - 0.45)$	422.82
Balcon	$G \times \sum S$	5.43×44.64	242.40
escalier	$G_{paillasse} \times (S1+s2) + G_{palier} \times (s1+s2)$	$7.25 \times (6.86 + 13.362) + 4.83 \times (3.75 + 7.137)$	199.20
Charge d'exploitation	$Q \times s \times \beta$	$1.5 \times 552.22 \times 0.2$	165.66
Le poids total (KN)			6690.00

La surcharge : $P=Q \times st$ (st : la surface totale du plancher)

$$P = 1.5 \times 507.58 = 761.37 \text{ kN}$$

Le poids : $W_t = G + \beta P \longrightarrow W_t = 6690.00 + (0.2 \times 761.37) = 6842.27 \text{ KN}$

Tableau V.11 : Le poids en (KN) de différents niveaux :

Eléments	Poids (KN)	1 ^{er} - 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} - 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} Etage	Terrasse
Acrotère	$S \times \gamma_b \times L$	---	---	---	---	---	455.49
Plancher	$G \times S$	2568.35	2568.35	2568.35	2568.35	2568.35	3578.40
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times$ $ht/2$	1115.36	998.33	881.28	778.01	674.73	337.37
Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times$ $\sum Lx$	745.76	745.76	745.76	745.76	745.76	745.76
Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum ly$	411.075	411.075	411.075	411.075	411.075	411.075
Murs ext.	$Gm \times L \times (Ht-$ $hp)/2 \times 80\%$	819.37	819.37	819.37	819.37	819.37	409.70
Murs voiles	$e_p \times \gamma_b \times L \times (ht-$ $hp)/2$	422.82	422.82	422.82	422.82	422.82	211.41
Dalle pleine	$G \times \sum s$	---	---	---	---	---	107.25
Escaliers	$G_{paille} \times$ $(S1+s2)+G_{palier}$ $\times (s'+s'')$	199.20	199.20	199.20	199.20	199.20	---
Balcon	$G \times \sum s$	242.40	242.40	242.40	242.40	242.40	---
Charge d'exploitati on	$Q \times s \times \beta$	165.66	165.66	165.66	165.66	165.66	116.17
Poids total	$G+\beta P$	6842.27	6725.23	6608.19	6504.92	6401.64	6483.61

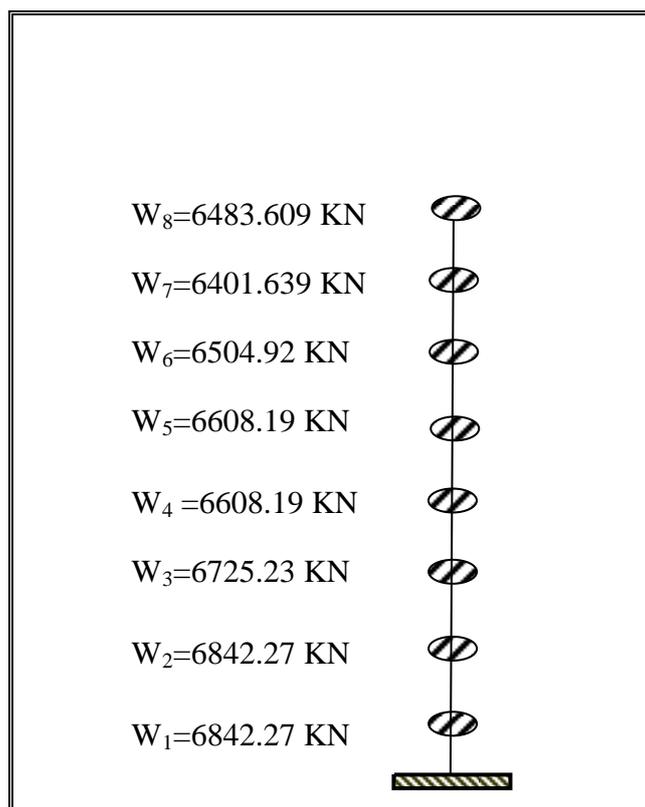


Figure V-3 : poids des planchers (en brochette)

V-5 Chargement des portiques :

V-5-1 Etude sous les charges verticales :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutre) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme SAP2000 ce qui nous a permis de calculer les portiques.

V-5-2 Le chargement :

Pour déterminer le chargement du portique on calcule les charges supportées par les poutres.

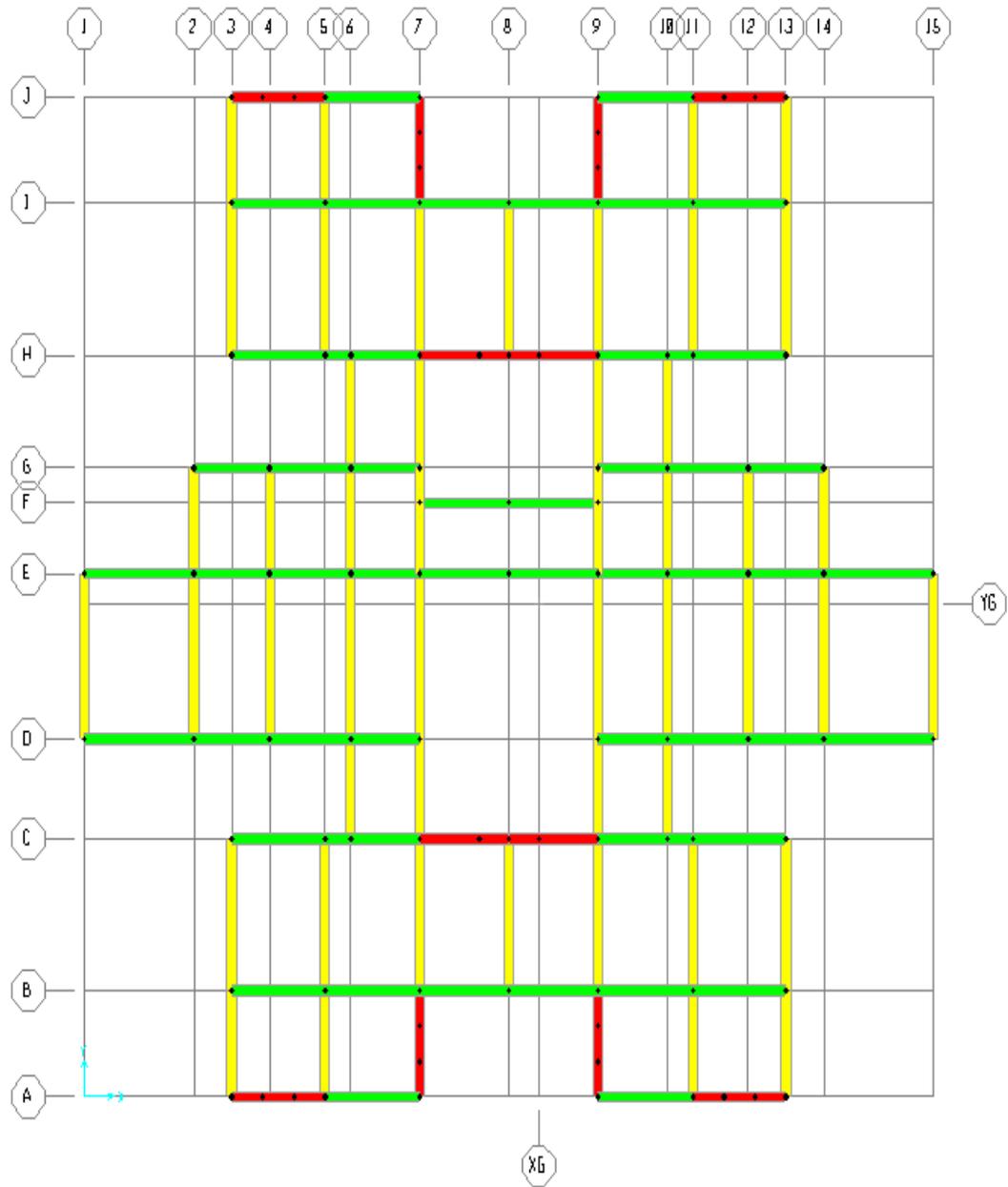


Figure V-4 : Repérage des axes

- : Poutres secondaires
- : Poutres principales
- : Voiles

a) **Sens longitudinal** : « poutre principale (35 x 45) cm² »

Portique de rive :

$$L=(3.70/2)=1.85\text{m.}$$

Axe	Niveau	Wi (kN/m)	G _t (KN/m)	Q (KN/m)
01et	terrasse	Acrotère =1.71	17.03	1x1.85=1.85
		Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94		
		Plancher : 6.48x3.70/2=11.99		
15	(RDC-7 ^{ème}) étage	Plancher : 5.06x3.70/2=9.36	19.15	1.5x1.85=2.78
		Mur : 0.8x2.8 (3.06-0.45)=5.85		
		Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94		

$$L=(2.80/2)=1.40\text{m.}$$

Axe	Niveau	Wi (kN/m)	G _t (KN/m)	Q (KN/m)
02et	terrasse	Acrotère =1.71	14.72	1x1.40=1.40
		Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94		
		Plancher : 6.48x2.80/2=9.07		
14	(RDC-7 ^{ème}) étage	Plancher : 5.06x2.80/2=7.08	16.87	1.5x1.40=2.10
		Mur : 0.8x2.8(3.06-0.45)=5.85		
		Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94		

$$L=(3.45/2)=1.73\text{m}$$

Axe	Niveau	Wi (kN/m)	G _t (KN/m)	Q (KN/m)
03et 13	terrasse	Acrotère =1.71	16.86	1x1.73=1.73
		Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94		
		Plancher : 6.48x3.45/2=11.21		
	(RDC-7 ^{ème}) étage	Plancher : 5.06x3.45/2=8.75	18.54	1.5x1.73=2.60
		Mur : 0.8x2.8 (3.06-0.45)=5.85		
		Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94		

$$L=(2.15/2)=1.075\text{ m}$$

Axe	Niveau	Wi (kN/m)	G _t (KN/m)	Q (KN/m)
06et 07 ; 09 ; 10	terrasse	Acrotère =1.71	12.62	1x1.075=1.075
		Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94		
		Plancher : 6.48x2.15/2=6.77		
	(RDC-7 ^{ème}) étage	Plancher : 5.06x2.15/2=5.44	15.23	1.5x1.075=1.61
		Mur : 0.8 x 2.8 (3.06-0.45)=5.85		
		Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94		

Portique intermédiaire :

$$L=(3.70+2.80)/2=3.25\text{m}$$

Axe	Niveau	Wi (kN/m)	G _t (KN/m)	Q (KN/m)
02et 14	Terrasse	Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94	25	1x3.25=3.25
		Plancher : 6.48x3.25=21.06		
14	(RDC-7 ^{ème}) étage	Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94	20.39	1.5x3.25=4.88
		Plancher : 5.06x3.25=16.45		

$$L=(2.80+2.80)/2=2.80\text{m}$$

Axe	Niveau	Wi (kN/m)	G _t (KN/m)	Q (KN/m)
04et 12	Terrasse	Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94	22.08	1x2.80=2.80
		Plancher : 6.48x2.80=18.14		
12	(RDC-7 ^{ème}) étage	Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94	18.11	1.5x2.80=4.2
		Plancher : 5.06x2.80=14.17		

$$L=(3.45+3.15)/2=3.30\text{ m}$$

Axe	Niveau	Wi (kN/m)	G _t (KN/m)	Q(KN/m)
05et 11	Terrasse	Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94	25.32	1x3.30=3.30
		Plancher : 6.48x3.30=21.38		
11	RDC-7 ^{ème}	Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94	20.64	1.5x3.30=4.95
		Plancher : 5.06x3.30=16.70		

$$L=(2.80+2.15)/2=2.48\text{m}$$

Axe	Niveau	Wi (kN/m)	G _t (KN/m)	Q (KN/m)
06et 10	Terrasse	Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94	20.01	1x2.48=2.48
		Plancher : 6.48x2.48=16.07		
10	(RDC-7 ^{ème}) étage	Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94	16.49	1.5x2.48=3.72
		Plancher : 5.06x2.48=12.55		

$$L = (2.15 + 2.95) / 2 = 2.55 \text{ m}$$

Axe	Niveau	Wi (kN/m)	G _t (KN/m)	Q (KN/m)
07et 09	Terrasse	Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94	20.46	1x2.55=2.55
		Plancher : 6.48x2.55=16.52		
	(RDC-7 ^{eme}) Etage	Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94	16.84	1.5x2.55=3.83
		Plancher : 5.06x2.55=12.90		

$$L = (2.95 + 2.95) / 2 = 2.95 \text{ m}$$

Axe	Niveau	Wi (kN/m)	G _t (KN/m)	Q (KN/m)
08	Terrasse	Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94	23.06	1x2.95=2.95
		Plancher : 6.48x2.95=19.12		
	(RDC-7 ^{eme}) étage	Poutre principale : 0.35x0.45x25=3.94	18.87	1.5x2.95=4.43
		Plancher : 5.06x2.95=14.93		

b) sens transversal : « poutre secondaire (30x35) cm² »

Portique de rive :

Niveau	Charge Wi (kN/m)	Charge G _t (KN/m)
Terrasse	Poutre secondaire : 0.35x0.30x25=2.63 ²	4.34
	Acrotère : 1.71	
(RDC-7 ^{eme}) étage	Poutre secondaire : 0.35x0.30x25=2.63	8.70
	Mur : 0.8 x 2.80 x (3.06-0.35)=6.07	

Portique intermédiaire :

Niveau	Charge Wi (kN/m)	Charge G _t (KN/m)
Terrasse	Poutre secondaire : 0.35x0.30x25=2.63	2.63
RDC-7 ^{eme}	Poutre secondaire : 0.35x0.30x25=2.63	2.63

V-6 Définitions des masses :

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau (Voir tableau V-I ci-après).

$$D'où : I_M = \frac{M}{S} (I_{x_g} + I_{y_g})$$

I_M : inertie massique (t.m²).

M : masse sismique qui égale au rapport W/g

W : le poids de chaque niveau i .

g : l'accélération de pesanteur 9,81.

S : surface du plancher.

I_{x_g} : inertie du plancher suivant l'axe X.

I_{y_g} : inertie du plancher suivant l'axe Y

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{\max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{\max} \end{cases}$$

X_G et Y_G : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max.

x_g et y_g : coordonnées du centre de gravité.

Tableau V-12 : Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau

Niveau	Poids w(KN)	Superfi -cie (m ²)	X _g (m)	Y _g (m)	I _{xg} (m4)	I _{yg} (m)	Masse sismique (KN)	IM (KN.m ²)
Terrasse	6483.61	552.22	16.8	14.88	46576.45	36095.47	660.92	98944.99
7 ^{ème}	6401.64	507.58	16.8	14.88	46576.45	36095.47	652.56	106285.94
6 ^{ème}	6504.62	507.58	16.8	14.88	46576.45	36095.47	663.09	108000.69
5 ^{ème}	6608.19	507.58	16.8	14.88	46576.45	36095.47	673.62	109715.27
4 ^{ème}	6608.19	507.58	16.8	14.88	46576.45	36095.47	673.62	109715.27
3 ^{ème}	6725.23	507.58	16.8	14.88	46576.45	36095.47	685.55	111658.48
2 ^{ème}	6842.27	507.58	16.8	14.88	46576.45	36095.47	697.48	113601.69
1 ^{er}	6842.27	507.58	16.8	14.88	46576.45	36095.47	697.48	113601.69

V-7 Vérifications

V-7-1 calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \phi_{ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \phi_{ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{k=1}^n w_k}$$

$$W = \sum w_k = 53016.318 \text{ KN}$$

Le logiciel SAP2000V14 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

a- sens longitudinal :

$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \longrightarrow 94.6\% \geq 90\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b- sens transversal :

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \longrightarrow 93.77\% \geq 90\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Tableau V-13 :Nombre de modes à considérer selon le RPA99/V2003

StepType	Step Num.	Period	SumU _x	SumU _y
Mode	1	0.798726	0.000000361	0.69861
Mode	2	0.568666	0.68305	0.69861
Mode	3	0.377562	0.6831	0.69952
Mode	4	0.218018	0.6831	0.87021
Mode	5	0.140248	0.8801	0.87021
Mode	6	0.101109	0.8801	0.93768
Mode	7	0.093113	0.88015	0.93774
Mode	8	0.065527	0.94608	0.93774
Mode	9	0.062474	0.94608	0.96931
Mode	10	0.045551	0.94608	0.98465
Mode	11	0.04265	0.94632	0.98471
Mode	12	0.042559	0.97412	0.98471

Remarque :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions 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.

Dans notre cas, le nombre de modes à considérer est de 8.

V-7-2 Estimation de la période fondamentale de la structure :

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

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{d'où : } \begin{cases} h_n = 25.08 \text{ m} \\ C_T = 0.05 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times (25.08)^{3/4} = 0.56 \text{ sec} \dots \dots \dots (1)$$

$$T = \begin{cases} 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{I_x}} = 0.09 \times \frac{25.08}{\sqrt{30.55}} = 0.41 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{suivant (x-x)} \\ 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{I_y}} = 0.09 \times \frac{25.08}{\sqrt{21.55}} = 0.49 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{suivant (y-y)} \end{cases}$$

$$T_x = \min \left\{ C_T \cdot h_n^{3/4} ; 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{I_x}} \right\} = \min (0.56 ; 0.41) = 0.41 \text{ sec}$$

$$T_x = 0.41 \text{ sec}$$

$$T_y = \min \left\{ C_T \cdot h_n^{3/4} ; 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{I_y}} \right\} = \min (0.56 ; 0.49) = 0.49 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.49 \text{ sec}$$

V 7-3 calcul de D :

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4-7 ; RPA 99 V2003).

$$(\text{site } s_3) \iff T_2 = 0.50 \text{ sec} \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \longrightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \longrightarrow D = 2.5 \times 0.94 \left(\frac{0.5}{0.56} \right)^{2/3} = 2.18$$

$$D = 2.18$$

$$D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \longrightarrow D_x = 2.5 \times 0.94 \times \left(\frac{0.5}{0.41} \right)^{2/3} = 2.68.$$

$$D_x = 2.68.$$

$$D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \longrightarrow D_y = 2.5 \times 0.94 \times \left(\frac{0.5}{0.49} \right)^{2/3} = 2.38.$$

$$D_y = 2.38$$

V-7-4 calcul de l'effort tranchant :

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

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.10 \times 2.18 \times 1.2}{4} \times 53016.318 = 3467.27 \text{ KN}$$

$$V_{st} = 3467.27$$

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R} \cdot W = \frac{0.10 \times 2.68 \times 1.2}{4} \times 53016.318 = 4262.51 \text{ KN}$$

$$V_x = 4262.51 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R} \cdot W = \frac{0.10 \times 2.38 \times 1.2}{4} \times 53016.318 = 3785.36 \text{ KN}$$

$$V_y = 3785.36 \text{ KN}$$

Selon le RPA99/V2003 On doit vérifier que la résultante des force sismiques à la base « v_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

a) Sens longitudinal :

$$V_{dx} = 4262.51 \text{ KN} > 80\% \times v_{st} = 80\% \times 3467.27 = 2773.82 \text{ KN}$$

$$V_{dx} = 4262.51 \text{ KN} > 2773.82 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b) Sens transversal :

$$V_{dy} = 3785.36 \text{ KN} > 80\% \times v_{st} = 80\% \times 3467.27 = 2773.82 \text{ KN}$$

$$V_{dy} = 3785.36 \text{ KN} > 2773.82 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V-7-5 Vérification de la période :

On doit vérifier aussi que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$$T_{dyn} = 0.79 \text{ sec} < 1.30 \times 0.56 = 0.728 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

Tableau V-14 : Tableau des modes et des périodes

Mode	Période (s)
1	0.798726
2	0.568666
3	0.377562
4	0.218018
5	0.140248
6	0.101109
7	0.093113
8	0.065527
9	0.062474
10	0.045551
11	0.04265

V-7-6 Vérification des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k ; \text{ Avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; **R= 4.**

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau V-15 : les déplacements relatifs de chaque niveau dans le sens longitudinal

Sens longitudinal				
Niveau	δ_{ek}	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_e (m)
7	0.012162	0.048648	0.007168	0.0306
6	0.01037	0.04148	0.007512	0.0306
5	0.008492	0.033968	0.007532	0.0306
4	0.006609	0.026436	0.005508	0.0306

3	0.004767	0.019068	0.006804	0.0306
2	0.003066	0.012264	0.005752	0.0306
1	0.001628	0.006512	0.004316	0.0306
RDC	0.000549	0.002196	0.002196	0.0306

Tableau V-16 : les déplacements relatifs de chaque niveau dans le sens transversal

sens transversal				
Niveau	δ_{ek}	$\delta_k = \mathbf{R} \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%h _e (m)
7	0.018766	0.075064	0.00996	0.0306
6	0.016276	0.065104	0.010844	0.0306
5	0.013565	0.05426	0.01118	0.0306
4	0.01077	0.04308	0.011416	0.0306
3	0.007916	0.031664	0.011012	0.0306
2	0.005163	0.020652	0.00954	0.0306
1	0.002778	0.011112	0.007396	0.0306
RDC	0.000929	0.003716	0.003716	0.0306

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage $1\%h_e = 0.0306$; donc la condition est vérifiée.

V-7-7 vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du seconde ordre(ou effet p- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W G_i + \beta W q_i)$$

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

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_t = 0.07 \times T \times V \dots\dots\dots \text{si } T > 0.7 \text{ sec} . \\ F_t = 0 \dots\dots\dots \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} . \end{array} \right.$$

Dans notre structure ($F_t=0$) puisque : $T = 0.56 \text{ sec} < 0.7 \text{ sec}$.

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum_{j=1}^n w_j \cdot h_j} w_i \cdot h_i$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i .

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

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; w_j : poids revenant au plancher i ; j .

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

h_k : hauteur de l'étage « k ».

$$\text{Si : } \left\{ \begin{array}{l} \theta_k \leq 0.1 \longrightarrow \text{Effet p-}\Delta \text{ peut être négliger.} \\ 0.1 < \theta_k \leq 0.2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{1-\theta_k} \\ \theta_k > 0.2 \text{ structure instable et doit être redimensionnée.} \end{array} \right.$$

Tableau V-17 : vérification à l'effet P- Δ (sens « X »)

V_x (total)							
Suivant X	4262.51 KN						
Niveau	1	2	3	4	5	6	7
Hauteur	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
W_i	6842.27	6842.27	6725.23	6608.19	6608.19	6504.92	6401.639
Δ_k	0.004316	0.005752	0.0068	0.0056	0.0075	0.0075	0.0071
V_k	550.12	2750.59	7673.42	16362.39	29880.09	49239.31	75427.91
P_k	6994.54	13989.09	20866.59	27627.06	34387.52	41224.71	47598.63
$\theta < 0.10$	0.018	0.0096	0.006	0.0031	0.0028	0.0021	0.0015

Tableau V-18 : vérification à l'effet P- Δ (sens « Y »)

V_y (total)							
Suivant Y	3785.36 KN						
Niveau	1	2	3	4	5	6	7
Hauteur	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
W_i	6842.27	6842.27	6725.23	6608.19	6608.19	6504.92	6401.639
Δ_k	0.007396	0.00954	0.011012	0.011416	0.01118	0.10844	0.00996
V_k	488.54	2442.69	6814.46	14530.78	26535.29	43727.42	66984.44
P_k	6994.54	13989.09	20866.59	27627.06	34387.52	41224.71	47598.63
$\theta < 0.10$	0.035	0.018	0.011	0.0071	0.0047	0.0033	0.0024

Remarque :

($\theta < 0.10$) dans les deux sens .Les effets du deuxième ordre peuvent être négligé pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique, on peut dire que la structure peut éventuellement résister aux charges extérieurs (de nature sismique). Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation SAP20V14