

III.1 Introduction :

Notre projet consiste à étudier l'évaluation de la performance sismique d'un bâtiment existence en béton armé par deux approches différentes, la méthode utilisée pour l'analyse est la méthode Push over.

Pour ce faire on a choisi un bâtiment en béton armé à usage d'habitation composé de 5 niveaux (R+4), (bâtiment régulier).

III.2 Présentation du bâtiment étudié :

III.2.1 Caractéristiques géométriques :

- Longueur totale du bâtiment : 27,2 m

- Largeur totale du bâtiment : 13,9 m

-Hauteur totale du bâtiment : 17,14 m (la hauteur du vide sanitaire 80 cm et la hauteur du R.D.C 3,6 cm).

-Hauteur de l'acrotère 50 cm

-Hauteur des autres étages : 3,06 m

III.2.2 Ossature et système constructif adopté :

- **Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par des portiques en béton armé.

- **Planchers :**

Les planchers adoptés pour ce bâtiment sont des planchers à corps creux (16+4) cm

- **Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont en doubles cloisons en briques de 15cm et de 10cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5 cm ; les cloisons ont une épaisseur de 10 cm.

- **Revêtement :**

- ✓ Enduit en plâtre pour les plafonds.
- ✓ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- ✓ Revêtement en carrelage pour les planchers.
- ✓ Le plancher terrasse est recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

III.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le R.P.A99 (version. 2003).

Le bâtiment est implanté dans une zone IIa.

III.4 Caractéristiques des matériaux :

- Béton :

Le béton utilisé dans la construction de ce bâtiment est caractérisé par :

- Résistance à la compression $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- Résistance à la traction $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$
- Module d'élasticité..... $E_b = 32164.19\text{MPa}$

- Acier :

Ce bâtiment à été construit par deux types d'aciers :

- Acier HA feE400 de limite d'élasticité..... $f_e = 400\text{MPa}$
- Acier Ronds lisse feE235 de limite d'élasticité..... $f_e = 235\text{MPa}$
- Module d'élasticité $E_s = 200000\text{MPa}$

La figure suivante représente la géométrie des éléments porteurs de la structure à étudier

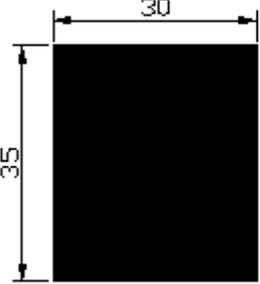
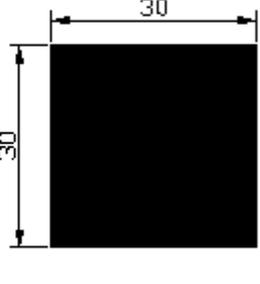
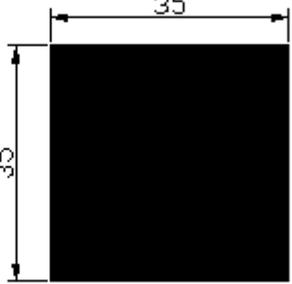
poutres principales	poutres secondaires	poteaux
		
pour tous les niveaux		pour tous les etages

Figure III.1: Dimension des sections de béton des poutres et des poteaux des portiques étudiés.

III.5 Dimensions et ferrillages des poteaux et des poutres de la structure à 5 niveaux :

Le tableau représenté ci- dessous résume les dimensions (coffrage et ferrailage) des poteaux et des poutres.

Niv.	Poutres secondaires			Poutres principales			Poteaux	
	Dim. (cm ²)	Ferrailage		Dim. (cm ²)	Ferrailage		Dim. (cm ²)	Ferrailage
		En appuis	En travées		En appuis	En travées		
5	30x30	3T14+2T12	5T14	30x35	3T16+3T14	5T12	35x35	8T14
4	30x30	3T14+2T12	5T14	30x35	3T16+3T14	5T12	35x35	8T14
3	30x30	3T14+2T12	5T14	30x35	3T16+3T14	5T12	35x35	8T14
2	30x30	3T14+2T12	5T14	30x35	3T16+3T14	5T12	35x35	8T14
1	30x30	3T14+2T12	5T14	30x35	3T16+3T14	5T12	35x35	8T14

Tableau III.1 : Dimensions (coffrage et ferrailage) des poteaux et des poutres.

III.6 Le bâtiment à étudier :

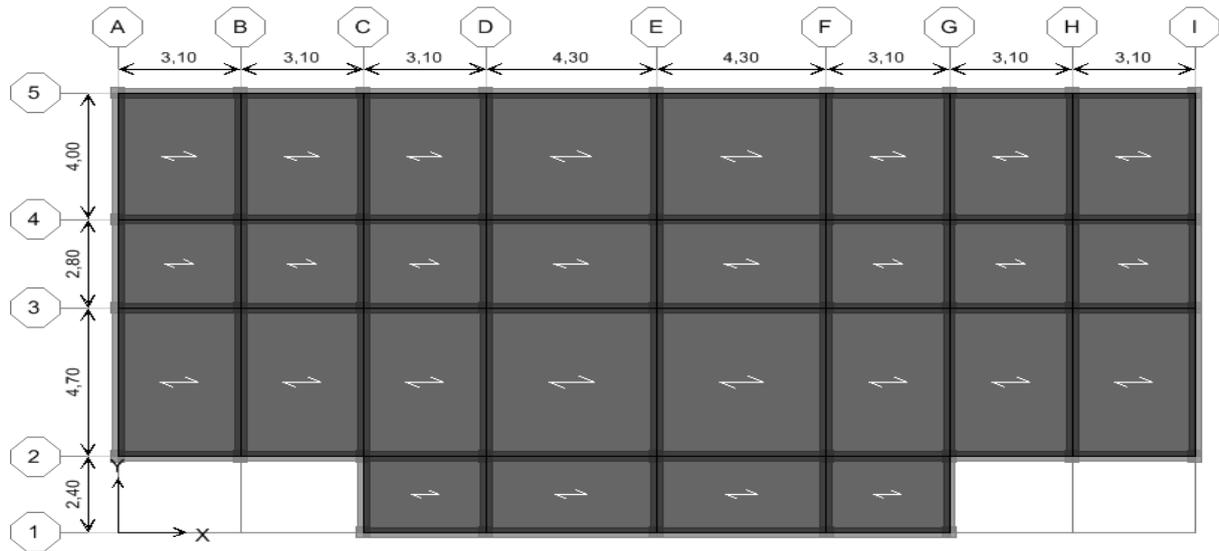


Figure III.5 : Vue en plan de la Variante

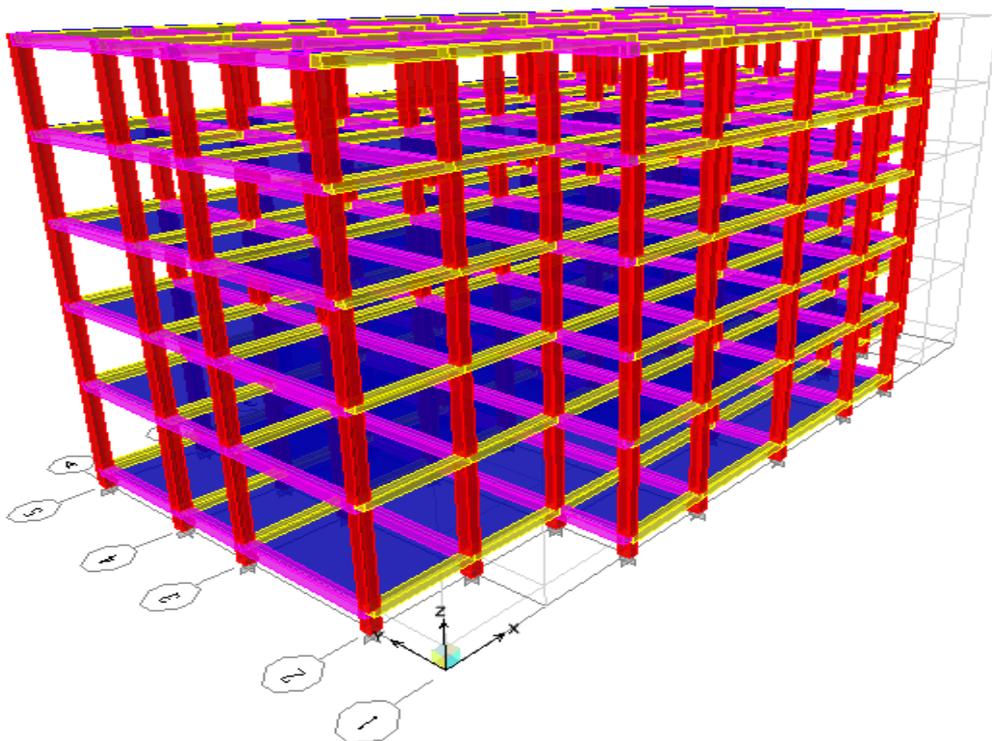


Figure III.6: Vue en 3D de la Variante

III.7 Descente de charge :

La descente de charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque étage.

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort **G**.
- Les charges d'exploitation ou surcharge **Q**.

III.7.1 Plancher terrasse inaccessible :

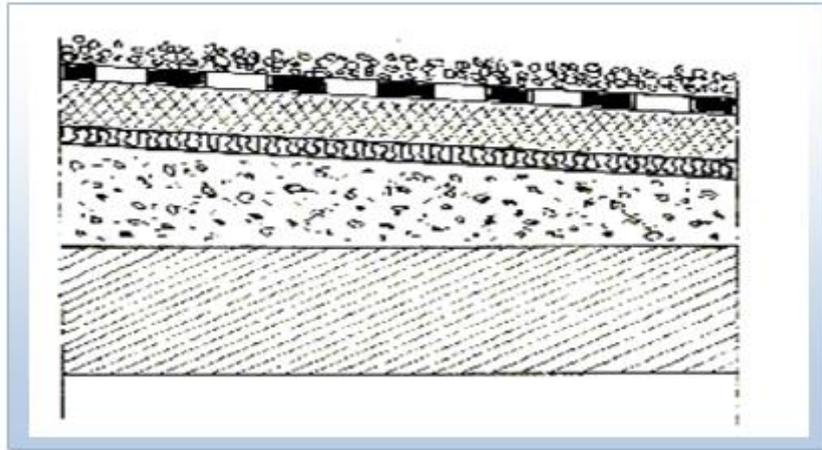


Figure III.2 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau III.2: charge permanente de plancher terrasse inaccessible

N°	couche	G [KN/m ²]
1	Protection en gravillons roulés (4cm)	0,80
2	Etanchéité multicouche (2cm)	0,12
3	Forme de pente en béton (10cm)	2,20
4	Isolation thermique (4cm)	0,16
5	Plancher à corps creux (16cm) + dalle de compression (4cm)	2.80
6	Enduit en plâtre (2m)	0,20

$$G_{PT} = 6.28 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

III.7.2 Plancher terrasse inaccessible :

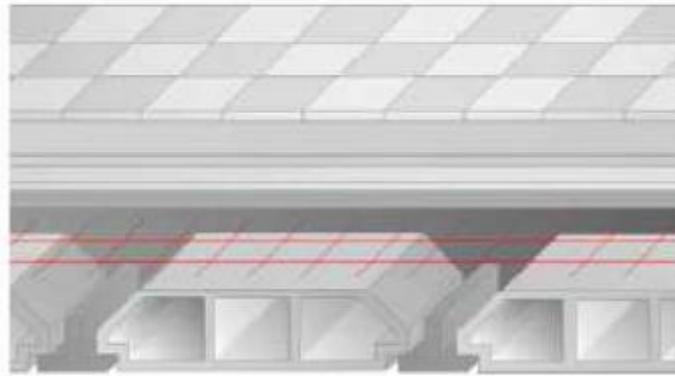


Figure III.3 : Plancher étage courant

Tableau III.3 : charge permanente de plancher terrasse inaccessible

N°	couche	G [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage (2cm)	0,40
2	Mortier de pose (2cm)	0,40
3	Lits de sable (3cm)	0,51
4	Plancher à corps creux (16+4)	2,80
5	Cloison légers (10cm)	0,90
6	enduit en plâtre (2cm)	0,20

$$G_{ec} = 5,21 \text{KN/m}^2 ; Q_{ec} = 1,5 \text{KN/m}^2$$

III.7.3 Acrotère:

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + (0.02 \times 0.1) / 2 = 0.059 \text{ m}^2$$

$$G = 0.059 \times 25 = 1.475 \text{ KN/ml.}$$

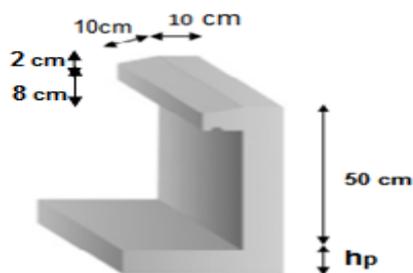


Figure III.4 : Section transversale de l'acrotère

III.7.4 Murs de façade (extérieur) :

Tableau III.4 : charge permanente due aux murs

N°	couche	G [KN/m ²]
1	Enduit extérieur en ciment (2cm)	0,36
2	Briques creuses (15cm)	1,30
3	Briques creuses (10cm)	0,90
4	Enduit intérieur en plâtre (2cm)	0,20

$$G_{me} = 2.76 \text{KN/m}^2$$

III.7.5 Murs intérieur :

Tableau III.5 : charge permanente due aux murs

N°	couche	G [KN/m ²]
1	Enduit en plâtre (2cm)	0,20
2	Briques creuses (10cm)	0,90
3	enduit en plâtre (2cm)	0,20

$$G_{mi} = 1.3 \text{KN/m}^2$$

III.8 Chargement de la structure :

III.8.1 Changement des portiques :

- **Plancher terrasse :**

	Travées		section	charge	G(t/m)	Q(t/m)
	Axes	Poutres				
Sens longitudinal (X- X)	A et I	P1-P9	30x35	Acrotère : 0.147 Plancher : 0.628x1.55	1.2	0.16
	B, C, G et H	P2-P3- P7-P8	30X35	Plancher : 0.628x3.1	1.95	0.31
	D et F	P4-P6	30x35	Plancher : 0.628x3.7	2.32	0.37
	E	P5	30x35	Plancher : 0.628x4.3	2.7	0.43
Sens transversal (Y-Y)	1 et 5	P10- P14	30x30	Acrotère : 0.145 0.325x0.628	0.35	
	2,3 et 4	P11-P12- P13	30x30	0.65x0.628	0.41	

Tableau III.6 : Chargement du portique -terrasse

- **Plancher étage courant :**

	Travées		section	charge	G(t/m)	Q(t/m)
	Axes	Poutres				
Sens longitudinal (X-X)	A et I	P1-P9	30x35	Plancher:0.521x2.5 Mure ex:0.276x2.6	1.52	0.23
	B, C, G et H	P2-P3-P7- P8	30X35	Plancher:0.521x2.5 Mure ex:0.13x2.6	1.95	0.46
	D et F	P4-P6	30x35	Plancher:0.521x3.7 Mure ex:0.13x2.6	2.26	0.55
	E	P5	30x35	Plancher:0.521x4.3 Mure ex:0.13x2.6	2.58	0.65
Sens transversal (Y-Y)	1 et 5	P10– P14	30x30	Mure ex:0.13x2.6 0.325x0.628	0.92	
	2,3 et 4	P11-P12- P13	30x30	Mure ex:0.13x2.6 0.65x0.521	0.68	

Tableau III.7: Charge du portique étage courant

III.9 Etude dynamique :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un des plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale et imprévue, la violence des forces mises en jeu. Le séisme impose aux structures des accélérations importantes pouvant causer des dégâts importantes aux constructions. Pour la détermination des efforts sismique, il existe deux méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- La méthode spectrale.

III.9.1 Méthode de calcul :

L'analyse spectrale nous permet de calculer la réponse sismique de la structure par l'introduction de fichier de spectre de réponse donné par le (RPA99/version2003) [17] comme suit :

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

Les données de ce spectre sont représentés par une courbe (S_a/g) en fonction de la période T , et conçu a partir de plusieurs paramètres relatifs aux spécifications de la construction, la zone et le site d'implantation, telle que : A, Q, R, T_1, T_2 (RPA99/version2003) [17].

III.9.2 Modélisation de la structure :

La structure est modélisée dans le logiciel ETABS V9.7 par une console verticale, cette modélisation est permise, car on suppose que tous les planchers sont infiniment rigides dans leur plan, et les masses sont supposées concentrées aux centres de gravite des planchers.

A : Coefficient d'accélération de zone.

Donné par le tableau 4.1 (RPA99 ver2003) [17] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

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

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99 ver2003)

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (\text{III.1})$$

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

On a un remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7 \Rightarrow \eta = 0,88$

III.9.3 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{III.2})$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_N = 16,64$ m.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6 RPA 99 ver2003) [17].

Cas n°4 $\Rightarrow C_T = 0,050$.

$\Rightarrow T = 0,05 \cdot (16,64)^{3/4} = 0,41\text{s}$ $\Rightarrow \mathbf{T = 0,47\text{s}}$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$\mathbf{T = 0.09h_N / \sqrt{D}} \quad (\text{III.3})$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir la plus petite des deux valeurs données respectivement par la formule (4.6) et (4.7), du (RPA 99 ver2003) [17].

$D = 27,2$ m.

$T = 0,09 \cdot 16,64 / \sqrt{27,2} = 0,29\text{S}$

Donc $\mathbf{T_{min} = 0,30\text{ S}}$

Catégories du sol est $\mathbf{S_3} \Rightarrow \mathbf{T_1 = 0,15\text{ s} ; T_2 = 0,50\text{s}}$.

$\Rightarrow 0 \leq \mathbf{T} = 0,29\text{ s} \leq T_2 = 0,50\text{ s} \Rightarrow \mathbf{D = 2,5 \cdot \eta}$

$$\Rightarrow \mathbf{D} = 2,5.0,88 = 2,2 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D} = \mathbf{2,2}.$$

R: Coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 (RPA99 ver2003) [17] en fonction du système de contreventement.

$$\text{Cas n}^\circ 2 \Rightarrow \mathbf{R} = 3,5.$$

Q : Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$\mathbf{Q} = 1 + \sum_1^5 \mathbf{P}_q \quad \text{III.4}$$

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 (RPA99 ver2003).

$$\mathbf{Q} = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1 = 1,15 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Q} = 1,15$$

Dans notre cas on a :

$$\mathbf{A} = \mathbf{0,15} \quad ; \quad \xi = \mathbf{7\%} \quad ; \quad \mathbf{Q} = \mathbf{1,2} \quad ; \quad \mathbf{R} = \mathbf{3,5} \quad ; \quad \mathbf{T1} = \mathbf{0,15} \quad ; \quad \mathbf{T2} = \mathbf{0,5}$$

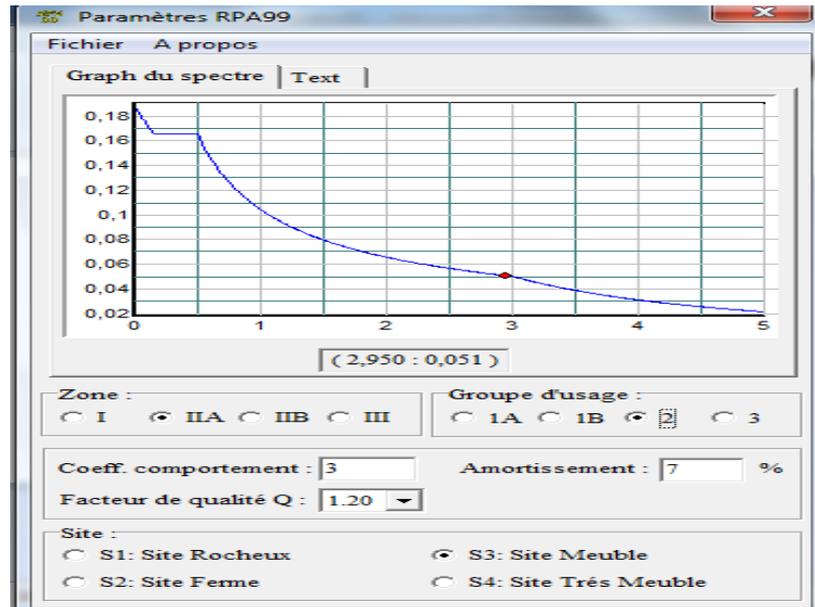


Figure.III.8. Forme de spectre de réponse.

III.10 Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{III.5})$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{III.6})$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 $\Rightarrow \beta = 0,2$.

➤ **Niveau RDC(0,8m):**

Poids du plancher :

$$W_G = 5,21 \times [(27,2 \times 11,5) + (14,8 \times 2,4)] = \mathbf{1814,75 \text{ KN}}$$

$$W_Q = 1,5 \times 348,32 = \mathbf{522,48 \text{ KN}}$$

Poids des poteaux :

$$W_G = (25 \times 0,35 \times 0,35 \times 41) \times [0,8 + (3,06)/2] = \mathbf{326,46 \text{ KN}}$$

Poids des poutres principales :

$$W_G = (0,3 \times 0,35 \times 25) [(4 \times 9) + (2,8 \times 9) + (4,7 \times 9) + (2,4 \times 5)] = \mathbf{303,19 \text{ KN}}$$

Poids des poutres secondaires :

$$W_G = 0,3 \times 0,3 \times 25 [(3,1 \times 26) + (2,8 \times 9)] = \mathbf{278,1 \text{ KN}}$$

Poids des murs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Mur extérieur : } \mathbf{2,76(82,2)} \\ \text{Mur intérieur : } \mathbf{1,3(156,9)} \end{array} \right.$$

$$W_G = [(2,76 \times 82,2) + (1,3 \times 156,9)] \times [(0,8 + 3,06/2)] = \mathbf{1120,19 \text{ KN}}$$

On trouve:

$$W_G = 1814,75 + 326,46 + 303,19 + 278,1 + 1120,19 = \mathbf{3842,69 \text{ KN}}$$

$$W_Q = \mathbf{522,48 \text{ KN}}$$

$$W_{RDC} = 3842,69 + 0,3 \times 522,48 = \mathbf{3999,43 \text{ KN}}$$

➤ **Niveau 1^{er} étage (4,4m) :**

Poids du plancher :

$$W_G = 5,21 \times [(27,2 \times 11,5) + (14,8 \times 2,4)] = \mathbf{1814,75 \text{ KN}}$$

$$W_Q = 1,5 \times 348,32 = \mathbf{522,48 \text{ KN}}$$

Poids des poteaux :

$$W_G = (25 \times 0,35 \times 0,35 \times 41) \times [(3,6 + 3,06)/2] = \mathbf{418,12 \text{ KN}}$$

Poids des poutres principales :

$$W_G = (0,3 \times 0,35 \times 25) [(4 \times 9) + (2,8 \times 9) + (4,7 \times 9) + (2,4 \times 5)] = \mathbf{303,19 \text{ KN}}$$

Poids des poutres secondaires :

$$W_G = 0,3 \times 0,3 \times 25 [(3,1 \times 26) + (2,8 \times 9)] = \mathbf{278,1 \text{ KN}}$$

Poids des murs :

$$W_G = [(2,76 \times 82,2) + (1,3 \times 156,9)] \times [(0,8 + 3,06)/2] = \mathbf{1434,70 \text{ KN}}$$

On trouve:

$$W_G = 1814,75 + 418,12 + 303,19 + 278,1 + 1434,7 = \mathbf{4248,86 \text{ KN}}$$

$$W_Q = \mathbf{522,48 \text{ KN}}$$

$$W_{er} = 4248,86 + 0,2 \times 522,48 = \mathbf{4353,36 \text{ KN}}$$

➤ Niveau 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage (7,46 ; 10,52 ; 13,58) m :

Poids du plancher :

$$W_G = 5,21 \times [(27,2 \times 11,5) + (14,8 \times 2,4)] = \mathbf{1814,75 \text{ KN}}$$

$$W_Q = 1,5 \times 348,32 = \mathbf{522,48 \text{ KN}}$$

Poids des poteaux :

$$W_G = (25 \times 0,35 \times 0,35 \times 41 \times 3,06) = \mathbf{384,22 \text{ KN}}$$

Poids des poutres principales :

$$W_G = (0,3 \times 0,35 \times 25) [(4 \times 9) + (2,8 \times 9) + (4,7 \times 9) + (2,4 \times 5)] = \mathbf{303,19 \text{ KN}}$$

Poids des poutres secondaires :

$$W_G = 0,3 \times 0,3 \times 25 [(3,1 \times 26) + (2,8 \times 9)] = \mathbf{278,1 \text{ KN}}$$

Poids des murs :

$$W_G = [(2,76 \times 82,2) + (1,3 \times 156,9)] \times 3,06 = \mathbf{1318,38 \text{ KN}}$$

On trouve:

$$W_G = 1814,75 + 384,22 + 303,19 + 278,1 + 1318,38 = \mathbf{4098,64 \text{ KN}}$$

$$W_Q = \mathbf{522,48 \text{ KN}}$$

$$W_{2.3.4 \text{ ème}} = 4098,64 + 0,2 \times 522,48 = \mathbf{4203,14 \text{ KN}}$$

➤ **Niveau 5^{ème} étage (16,64m) :**

Poids du plancher :

$$W_G = 6,28 \times 348,32 = \mathbf{2187,45 \text{ KN}}$$

$$W_Q = 1 \times 348,32 = \mathbf{348,32 \text{ KN}}$$

Poids des poteaux :

$$W_G = (25 \times 0,35 \times 0,35 \times 41) \times 3,06/2 = \mathbf{192,11 \text{ KN}}$$

Poids des poutres principales :

$$W_G = (0,3 \times 0,35 \times 25) [(4 \times 9) + (2,8 \times 9) + (4,7 \times 9) + (2,4 \times 5)] = \mathbf{303,19 \text{ KN}}$$

Poids des poutres secondaires :

$$W_G = 0,3 \times 0,3 \times 25 [(3,1 \times 26) + (2,8 \times 9)] = \mathbf{278,1 \text{ KN}}$$

Poids des murs :

$$W_G = [(2,76 \times 82,2) + (1,3 \times 156,9)] \times 3,06/2 = \mathbf{659,19 \text{ KN}}$$

Poids de l'Acrotère:

$$W_G = 1,475 \times 82,2 = 121,24 \text{ KN}$$

On trouve:

$$W_G = 2187,45 + 303,19 + 278,1 + 192,11 + 659,19 + 121,24 = 3741,28 \text{ KN}$$

$$W_Q = 348,32 \text{ KN}$$

$$W_{er} = 3741,28 + (0,2 \times 348,32) = 3810,94 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } W = W_i \Rightarrow W = 3999,43 + 4353,36 + 3(4203,14) + 3810,94$$

$$W = 24773,15 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les valeurs des poids calculées pour les différents niveaux

Niveau	h_n (m)	W_n (KN)	
5 ^{ème} étage	16,64	3810,94	M6
4 ^{ème} étage	13,58	4203,14	M5
3 ^{ème} étage	10,52	4203,14	M4
2 ^{ème} étage	7,46	4203,14	M3
1 ^{er} étage	4,4	4353,36	M2
RDC	0,8	3999,43	M1

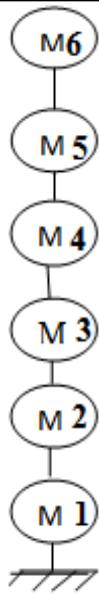


Tableau III.8 : Poids des planchers.

Définition des Combinaisons de Charge :

Les différentes actions appliquées à la structure pour la détermination des sollicitations sont combinées comme suit:

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

$$G + Q + E$$

$$G + Q + 1,2E \text{ et } 0,8G + Q$$

III.11 Calcul de l'inertie massique :

Le nœud maître est situé au centre de gravité du plancher

$$X_G=13,6\text{m} , Y_G=7,44\text{m} .$$

Créer les grille line des coordonnées du centre de gravité (edit story data –modify-show system)

$$m = \frac{w}{g} \quad (\text{III.7})$$

$$I_m = \frac{m}{S} (I_{XG} + I_{YG}) \quad (\text{III.8})$$

Avec :

I_m : L'inertie massique KN.m^2 .

M : La masse sismique Kg .

W_i : Le poids de chaque niveau KN .

S : La surface du plancher m^2 .

I_{XG} : L'inertie du plancher suivant l'axe XX (m^4)

I_{YG} : L'inertie du plancher suivant l'axe YY (m^4)

Les résultats dans le tableau ci-dessous :

Niveau (étage)	h_n (m)	M(Kg)	I_m (KN.m ²)
RDC	0,80	407,69	43882,70
1	4,40	443,76	47826,34
2	7,46	428,45	46176,00
3	10,52	428,45	46176,00
4	13,58	428,45	46176,00
5	16,64	388,47	41867,27

Tableau III.9 : Masses et inerties massiques de chaque niveaux.

III.12 Résultats de l'analyse linéaire :

Après la détermination des modes propres de la structure, l'analyse spectrale permet d'avoir les résultats suivants :

T(s)	EX(KN.m)	EY(KN.m)
1.0221	3822 ,14	3617.12

Tableau III 11: Période effort tranchant à la base et

III.13 Application de la méthode Push over sur le bâtiment étudié :

Vu qu'une analyse élastique linéaire ne fournit pas assez d'informations pour juger correctement le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé, il est nécessaire d'étudier leurs comportements dans le domaine post-élastique afin d'avoir une vision assez large sur la réponse de ce type de bâtiments face à un séisme.

III.13.1 Définition du comportement non linéaire des poutres et des poteaux :

La définition du comportement non linéaire des poutres et des poteaux se traduit par l'introduction de rotules plastiques « Plastic Hinge » à des sections susceptibles de se plastifier, la propriété de ces roules est définie en tenant compte des sollicitations auxquelles elles sont exposées.

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par ETABS V9.7 [16] sont extraites des règlements américains **ATC40** [8] et **FEMA356** [18].

Pour chaque type de rotule choisie « **Hinge Property** » on introduit dans la case « **Relative Distance** » les valeurs des rapports (0) et(1) qui correspondent aux extrémités des poutres et des poteaux (Nœud).(voir figure III.9 et III.10

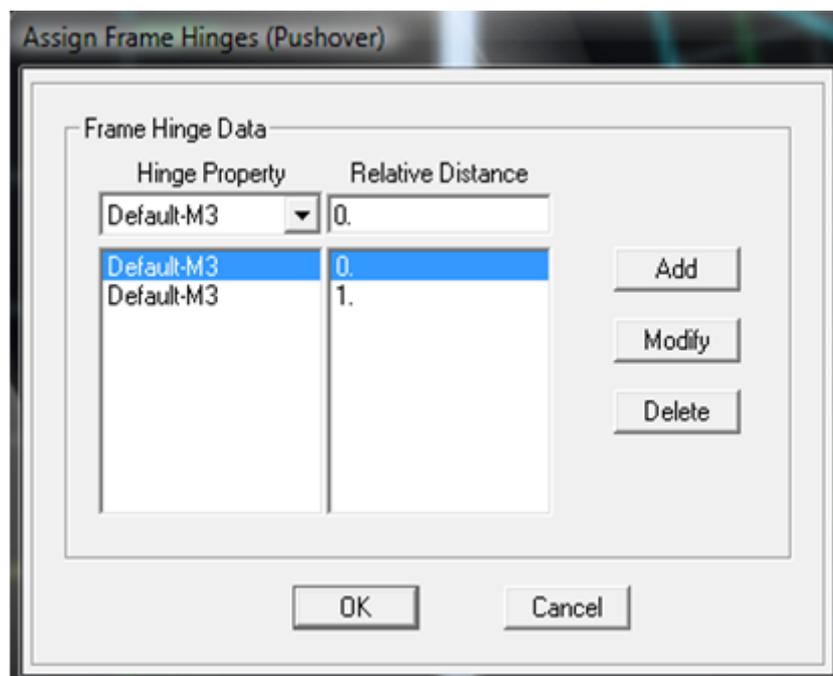


Figure III.9: Introduction des rotules plastiques des poutres

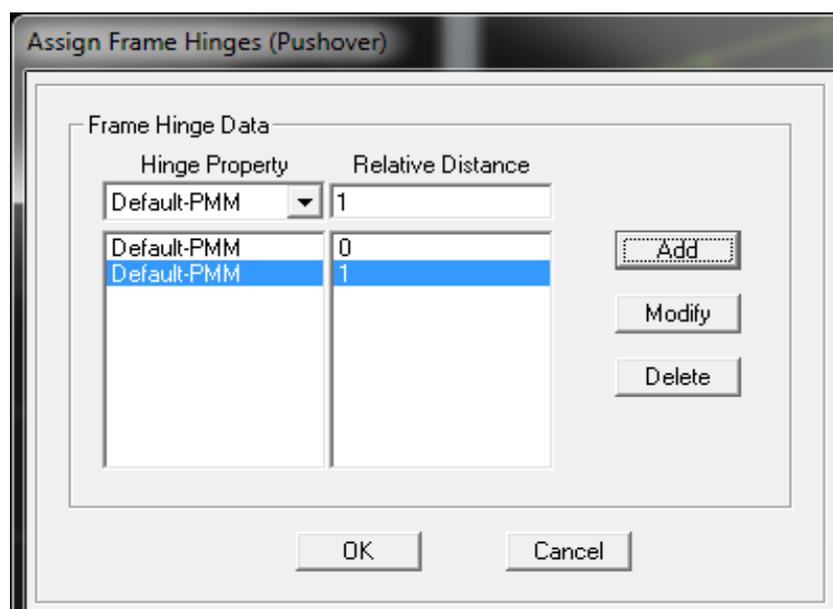


Figure III.10: Introduction des rotules plastiques des poteaux

Pour nos modèles de calculs, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportement définies la premier des chose **par défaut** par le logiciel comme suit :

➤ **Poutres : Rotules de flexion (De type M3).**

Les rotules de flexion « Default M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des **poutres** comme suit :(voir figure III.11)

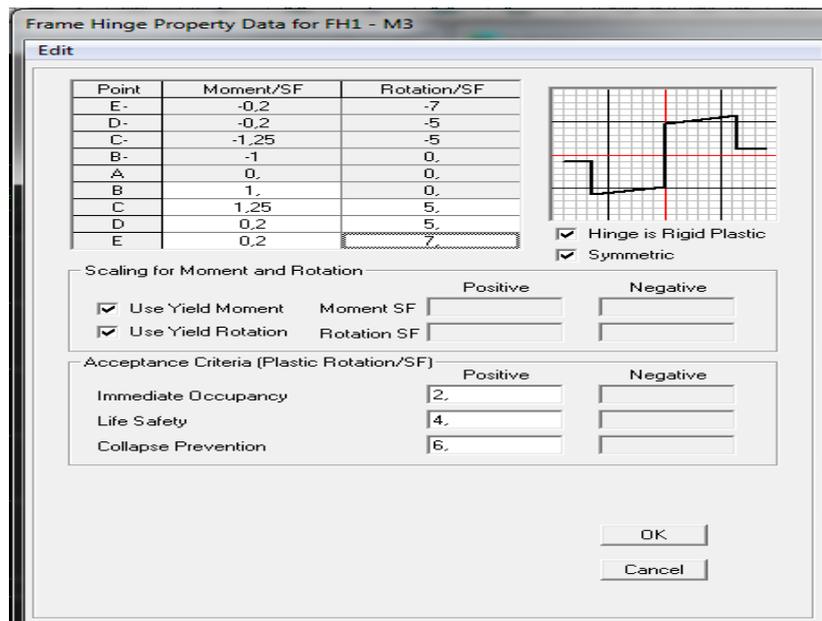


Figure III.11: Loi de comportement de rotules de flexion

➤ **Poteaux :** des rotules de type « PMM » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux comme suit (voir figure III.12) :

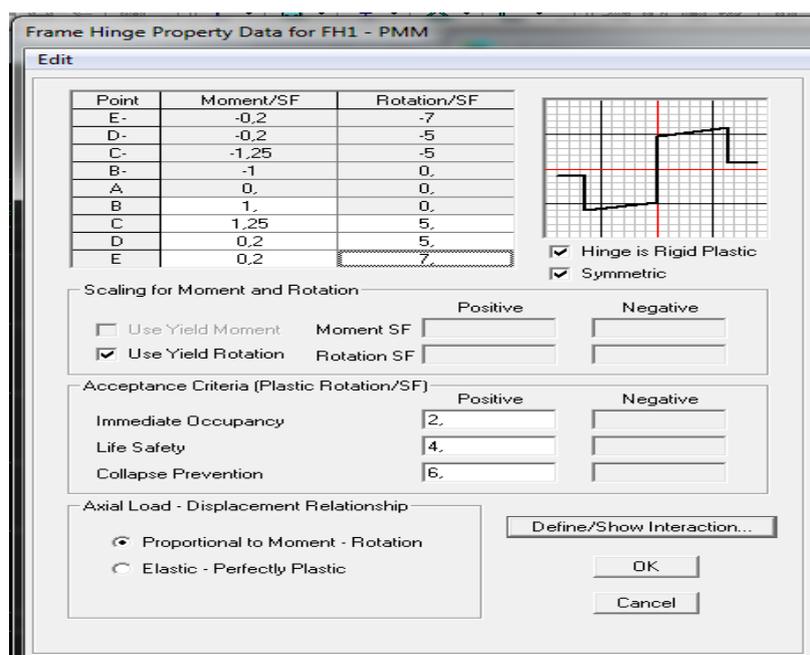


Figure III.12 : Loi de comportement des rotules de flexion composée

Après avoir défini le comportement non linéaire des éléments de la structure (poteaux et poutres), on peut à présent passer à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse push over.

III.13.1.1 Définition du chargement de l'analyse push over :

L'analyse Push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible « **Déplacement contrôlé** ».

III.13.1.2 Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Dans cette étape il convient d'appliquer l'ensemble des charges gravitaires par étapes. On choisira par exemple une application en deux étapes. La création d'un cas Push over pour les charges gravitaires est indispensable pour la définition des deux autres cas.

En effet, ces derniers utilisent comme base de départ les résultats finaux du premier. Par charges gravitaires, on entend l'ensemble des charges présentes sur la structure (poids propre, surcharges permanentes, charges utiles). (voir figure III.13)

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée pour la détermination des charges sismique sous ($G+0.3Q$).

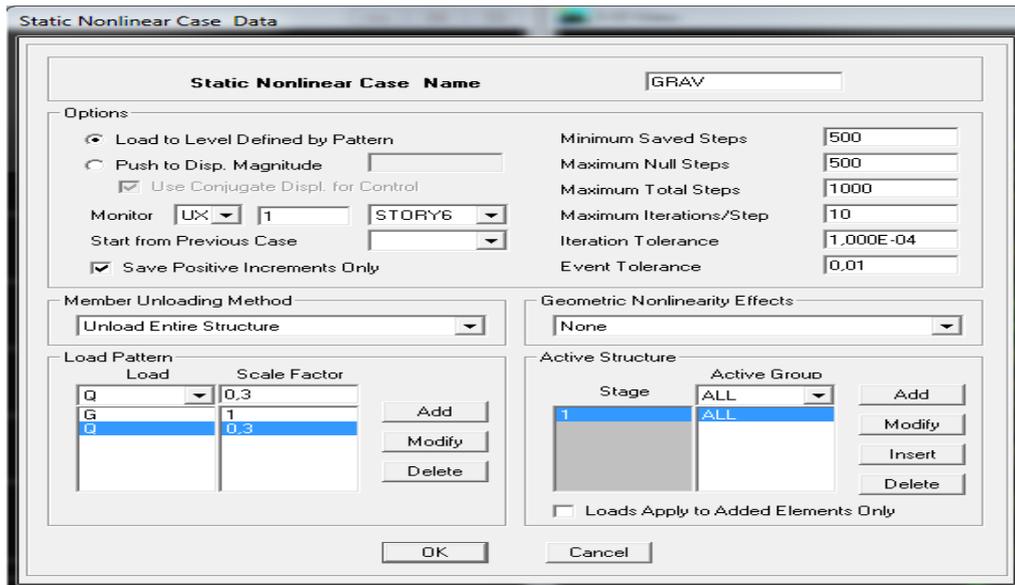


Figure III.13 : Définition de la charge gravitaire dans l'analyse push over

III.13.1.2 Définition de l'analyse push over sous charges horizontales

Il s'agit d'introduire les charges sismiques sous formes de push (xx) et push (yy) respectivement (voire figures III.14 et III.15)

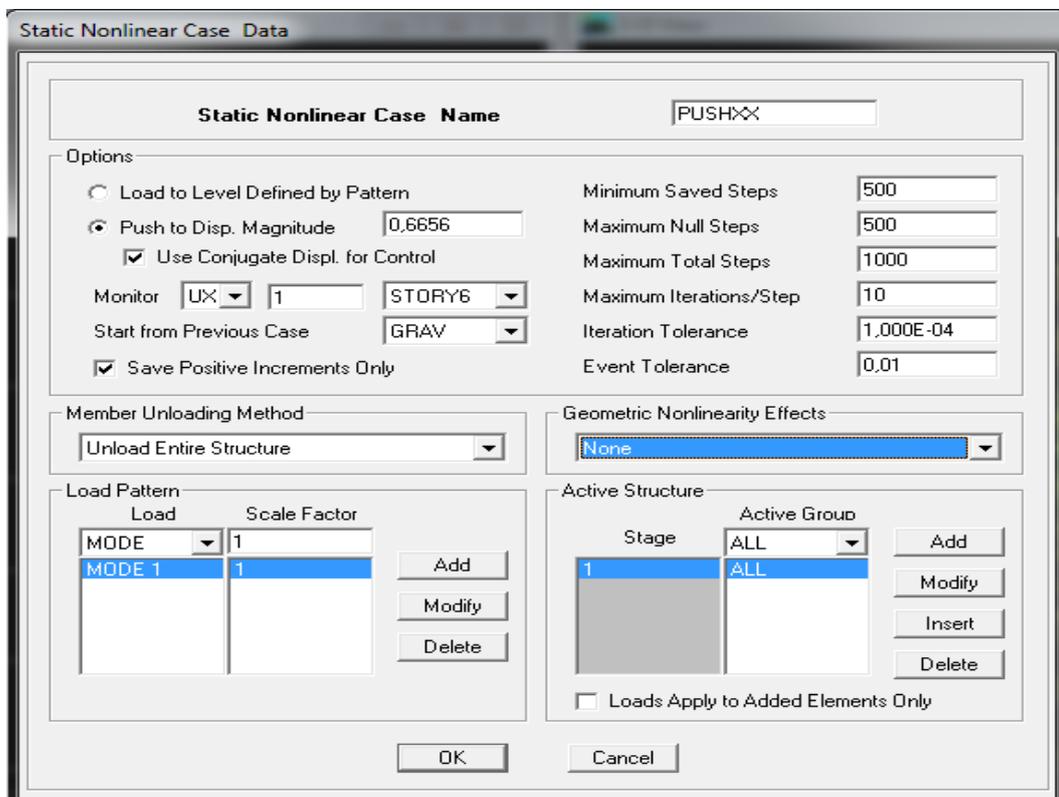


Figure III.14 : Définition du chargement de l'analyse Push Over (Sens xx)

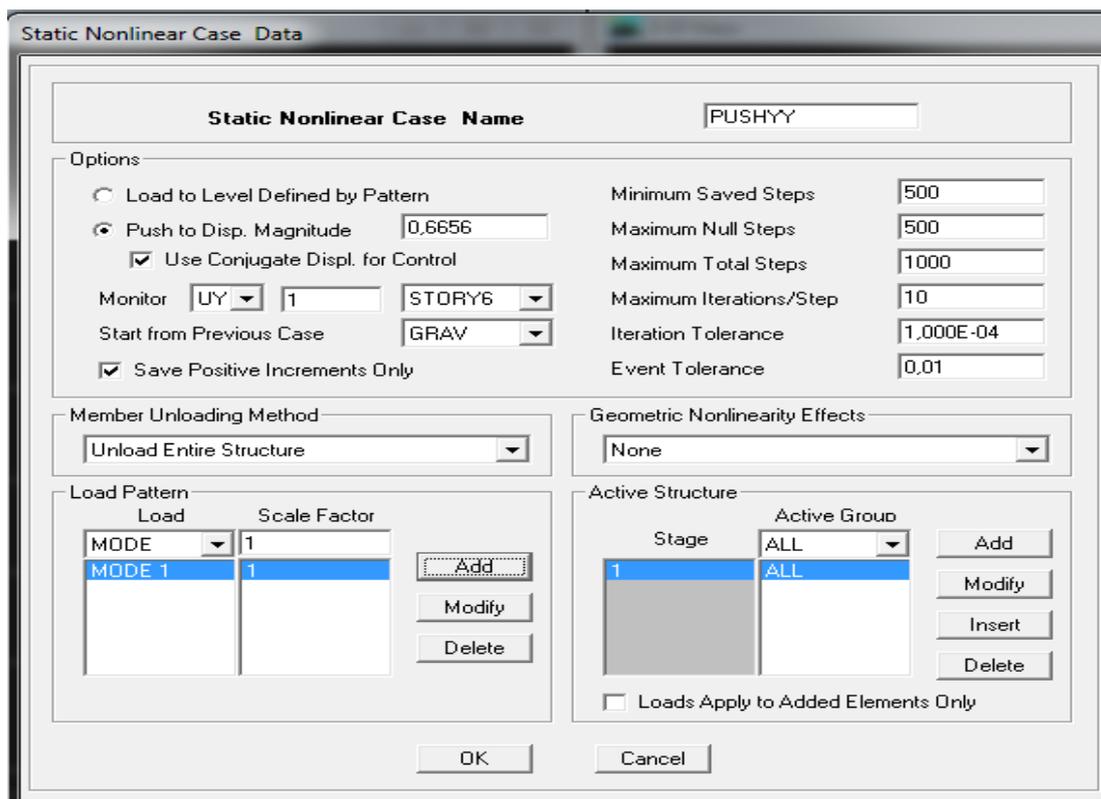


Figure III.15 : Définition du chargement de l’analyse Push Over (Sens yy)

III.14 Les niveaux de dommage :

Le règlement FEMA356[18] définit trois points pour définir l’état de dégradation de chaque élément et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

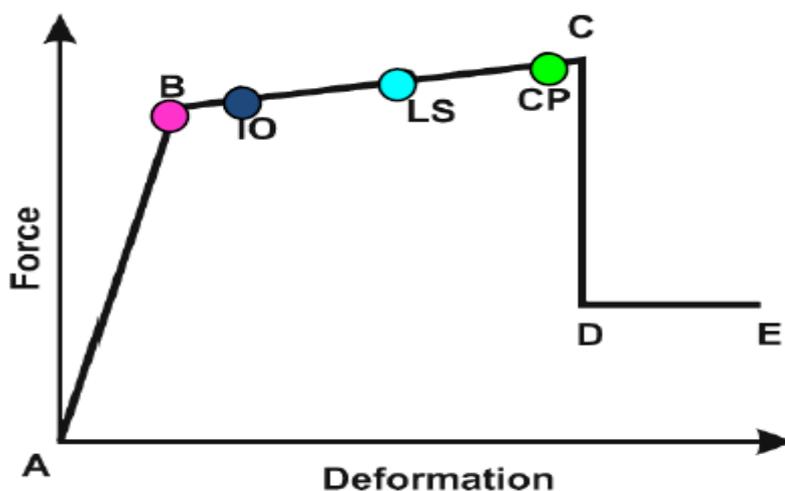


Figure III.16: Loi de comportement (force-déformation) et niveaux de dommages

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique, et qui sont :

- Au niveau **IO**(immediate Occupancy), les dommages sont relativement limités, l'élément garde une grande partie de sa raideur initial.
- Au niveau **LS**(life safety), l'élément a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.
- Au niveau **CP**(collapse prévention), l'élément a subi de grandes déformations, au delà de ce niveau l'élément est susceptible de se rompre.

Conclusion:

Dans ce chapitre, il a été conclu que l'analyse non linéaire statique (push over) est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique.

-Donner un aperçu sur les aspects structuraux qui contrôlent la performance pendant un séisme.

-L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes et la possibilité de modifier la loi de comportement des éléments porteurs de la structure.

Dans le chapitre suivant, une étude comparative sera effectuée en utilisant différentes lois de comportement afin d'estimer la performance sismique du bâtiment étudié par deux approches différents. La première est celle prise par défaut dans logiciel ETABS 9.7 [16], la deuxième approche consiste à utiliser les formules proposées par Priestley et(l'ATC 40, FEMA 356)