

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

ANNEE : 2017

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**MEMOIRE**

**Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER**

**Analyse Pushover D'un bloc En béton armé  
d'une mosquée**

**Domaine:** Sciences ET Techniques

**Spécialité:**

GENIE CIVIL

**Option:**

STRUCTURE

**Par :**

**Haddadi Samira**

**DIRECTEUR DU MEMOIRE: PROF GOUASMIA ABDELHACINE**

DEVANT LE JURY

**PRÉSIDENT:**

**EXAMINATEURS:**

ANNÉE UNIVERSITAIRE 2016/2017

## Remerciements

Je tiens en premier à remercier Dieu qui m'a donné volonté, force, patience, courage Et santé pour réaliser ce travail.

Je tiens à signifier ma profonde reconnaissance à mon encadreur, Monsieur **Dr GOUASMIA ABDELHACINE**, professeur à l'Université de **Badji Mokhtare Annaba** pour l'excellente orientation et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il m'a accordée.

Des remerciements sont également offerts à Monsieur **Dr Merzoud Moloud** professeur à l'Université de **Badji Mokhtare Annaba** pour son soutien et son aide.

Des remerciements sont également offerts à Monsieur **Dr Hammouda ABDELLAZIZ**, professeur à l'Université de **Badji Mokhtare Annaba** pour son soutien et son aide.

Un grand merci à M<sup>er</sup> **belkacem derdour** de wilaya de batna pour leur soutien.

Un grand merci à tous mes professeurs de 3<sup>eme</sup> année licence genie civil sirtou **madamme nawel**

Un grand merci à tous mes professeurs de la 1<sup>ere</sup> et 2<sup>eme</sup> année master genie civil : **Dr hadidane, Dr harath, Dr kebaili bachir, Dr djeghaba, Dr Redjel et Dr djouini**

Un grand merci à toute ma famille et mes collègues sirtou: M<sup>er</sup> **Hichem Benour** et M<sup>er</sup> **Hakim Aoudjra** et **Ammi Kheireddine, Asma Bousakhria et djalel khadraoui.**

Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu sirtou.

**Samira Haddadi**



## ملخص

التحليل السكوني غير الخطي (pushover) ، أصبح في السنوات الأخيرة كبديل مثير للإهتمام مقارنة مع التحليل الديناميكي غير الخطي وواقعي بالمقارنة إلى طرق حساب الزلازل الكلاسيكية ، لمباشرة وإجراء التحليل السكوني غير الخطي يمكن إستعمال العديد من رموز الحساب من بين هذي الرموز (SPA2000) وللكل منها مزاياها وحدودها. الهدف من هذا البحث هو دراسة ردة فعل بعض هياكل الخرسانة المسلحة بإستعمال الرمز المذكور أعلاه للوصول إلى توصيات للمستعملين المستقبليين .

**مفاتيح الكلمات :** الطلب ، القدرة ، منحنى التحليل السكوني غير الخطي ، التحليل الديناميكي غير الخطي ، الأداء الزلزالي والسلوك غير الخطي

## RÉSUMÉ

L' analyse pushover c'est introduite ses dernières années comme étant une alternative attrayante par rapport à l'analyse dynamique non linéaire et réaliste par rapport aux techniques de calcul sismique classique. Pour entreprendre une analyse pushover, l'analyse dispose de plusieurs codes de calcul parmi ces code: (SAP2000) ayant chacun ses avantages et ses limitations. Le but de ce travail de recherche est d'étudier la réponse sismique d'une mosquée en utilisant la méthode pushover en utilisant le logiciel cité plus haut afin d'aboutir a d'éventuelles recommandation pour des futurs utilisateurs.

**Mots clés:** demande, capacité, courbe pushover et déplacement cible, spectre de capacité, analyse dynamique non linéaire, analyse pushover, performance sismique, comportement non linéaire

## ABSTRACT

The pushover analysis was introduced this last years as an attractive alternative to nonlinear dynamic analysis and realistic compared to conventional seismic calculation techniques. To use pushover analysis, the analysis has several computer codes, Among these codes : (SAP2000) each having its advantages and limitations. The stumbles of this research is to study the pushover rethinking of some structures in reinforced concrete using the code cited above in order to achieve performance and recommendations for future users.

**Keywords:** demand, capacity, and target displacement pushover curve, spectrum capacity, nonlinear dynamic analysis, pushover analysis, seismic performance, nonlinear behaviour



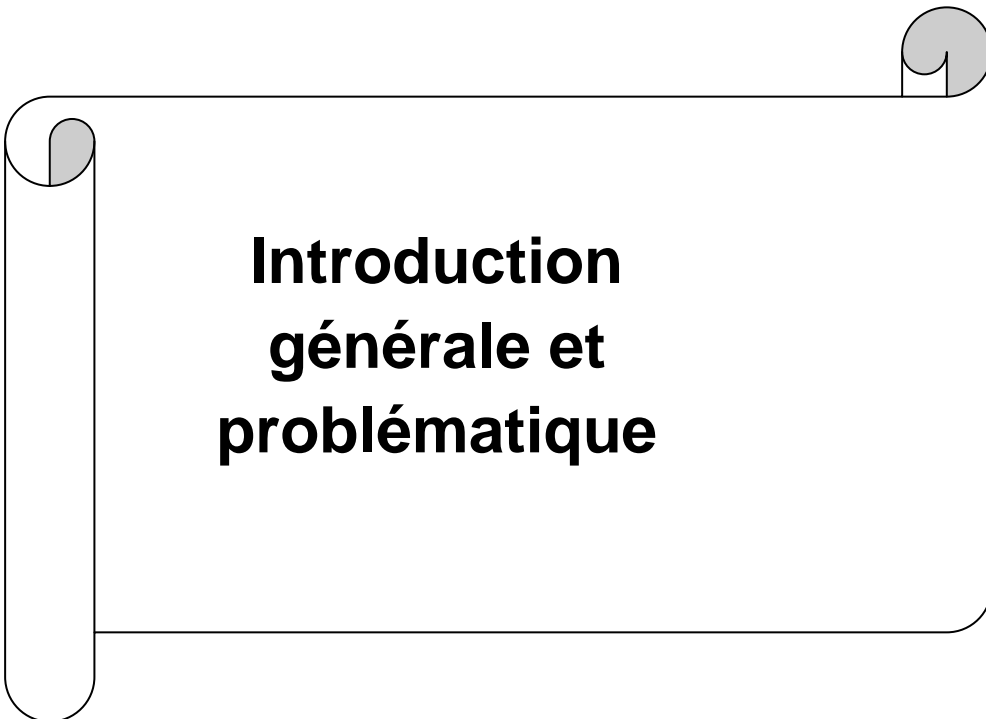
**Table de matière**

# TABLE DES MATIERES

Remerciement	
resume	
table de matiere	I.
Introduction generale et problematique	1
<b>Parie 1 : partie bibliographique</b>	
<b>CHAPITRE I : LES METHODES D'ANALYSE SISMIQUE DANS LES CODES PARASISMIQUES RECENTS</b>	
<u>I-1- Introduction:</u>	4
I-2- Les Méthodes D'analyse Statiques :	4
I-2-1 Méthode statique équivalente :	4
I-2-2 La Méthode Statique Linéaire Selon FEMA273 [4] :	5
1. La période fondamentale :	5
2. Détermination des actions et des déformations:	6
A. <i>Pseudo Charge Latérale</i> :	6
B. Distribution verticale des forces sismiques :	8
C. Distribution horizontale des forces sismiques:	8
I-2-3 La Méthode statique Non-Linéaire (Méthode de pushover) :	8
I-3 Les Méthodes D'analyse Dynamique :	9
1-3-1 méthode d'analyse temporelle:	9
I-3-2 méthode d'analyse spectrale	10
I-3-3 Méthode de Spectre de Réponse:	10
1.4. Conclusion :	12
<b>CHAPITRE II LA METHODE DE PUSHOVER</b>	
<u>II-1 Introduction:</u>	13
II-2 Hypothèse de l'analyse pushover :	14
II-3 But de l'analyse push over :	14
II-4 Les avantages de l'analyse pushover:	15
II-5 Les limites de l'analyse push over:	16
II-6 Les méthodes pushOver et leur application dans les règlements sismiques récents:	18
II-6-1 La méthode N2 selon Eurocode 8 [4]:	18

II-6-2 La méthode de spectre de capacité (ATC [40]):	18
II-6-2-1 Introduction:	18
II-6-12-2 Construction de la représentation bilinéaire du spectre de capacité:	19
II-6-2-3 Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité :	20
II-6-2-4 Intersection de spectre de capacité et de spectre de demande (système a PDDL):	23
II-7 L'amortissement visqueux équivalent:	24
II-8 Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté :	26
II-8-1 Niveaux de performance	26
<b>Parie 2 : partie projet</b>	
<b>CHAPITRE III :</b>	
<b>Etude de la structure</b>	
III-1-Etude de la structure (R+2)	30
III-1-1 Description de la structure	30
III-2 Caractéristique des matériaux	33
III 2.1 Béton	33
III 2.2 Acier	34
III-3 Principe de calcul	35
III-3-1 Dimensionnement de la structure	35
III.3.2. Combinaisons d'actions	35
III.3.3 Dimensions des éléments : bloc avec coupole (figures :3. 4,3.5 et 3. 6)	36
III-4 Analyse Statique	37
III-5 Analyse Dynamique (Méthode D'analyse Spectrale Modale)	37
III-5.1 Spectre De Réponse De Calcul	37
III-5.1.1 Vérification du comportement dynamique	42
III-5.1.2 L'effort sismique à la base de la structure	43
III-5.1.3 Vérification des déplacements latéraux:	45
III-6 Conclusion	46
<b>CHAPITRE IV :</b>	
<b>Analyse Push Over</b>	
IV.1. Logiciel SAP2000 V14 :	47
IV.2. Analyse PushOver :	48
IV.2.1. Définition du comportement non linéaire des éléments :	48
IV.2.1.1. Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux	48
IV.2.1.2. Niveaux de dommages	49
IV.3. Définition du chargement de l'analyse PushOver	55
IV.3.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires	56
IV.3.2. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales	56

IV.3.3. Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité	58
<b>Parie 3 : partie analyse et conclusion</b>	
<b>CHAPITRE V: RESULTATS ET CONCLUSIONS</b>	
V.1. Introduction :	59
V.2. Résultats de l'analyse PushOver de la structure (avec coupole)	59
V.2.1. Courbe de capacité de la structure (V-D) :	59
V.2.2. Courbe de capacité spectrale (ATC 40) :	60
V.2.3. Linéarisation de la Courbe de capacité :	61
V.2.4. Mécanismes de ruine :	63
V.3. Résultats de l'analyse PushOver de La Structure Bloc Sans Coupole :	65
V.3.1. Courbe de capacité de la structure (déplacement-efforts tranchant à la base) :	65
V.3.2. Courbe de capacité spectrale (ATC 40) :	65
V.3.3. Linéarisation de la Courbe de capacité :	66
V.3.4. Mécanismes de ruine :	67
V.4. Comparaison des performances dynamiques :	68
V.4.1. Comparaison entre la Structure Avec Coupole Et Sans Coupole :	68
Les critères de comparaison, sont détaillés comme suit :	69
V.4.2. Comparaison Selon la rigidité initiale ( $K_e$ ) :	69
V.4.3. Comparaison Selon la rigidité au point de performance ( $K_p$ ) :	69
V.4.4. Comparaison Selon l'indice de dégradation globale ( $I_d$ ) :	70
V.4.5. Comparaison Selon la demande en ductilité ( $\mu_D$ ) :	71
V.5. Résumé des résultants	71
V.6. Conclusion :	72
<b>References bibliographiques</b>	74
<b>Liste figure</b>	IV
<b>Liste tableaux</b>	VII
<b>Annexe 1</b>	78
<b>Annexe 2</b>	87
<b>Annexe 3</b>	91



**Introduction  
générale et  
problématique**



## **INTRODUCTION GENERALE ET PROBLEMATIQUE**

En 1716 Alger était frappé par un séisme puissant, à l'époque la construction était composée de murs porteurs en maçonnerie ou en pierre d'épaisseur de 30 à 90 cm, ce séisme causait des pertes humaines et matérielles.

Au vu des constatations faites durant différents séismes, la réglementation parasismique qui est entrée en vigueur en 1983, révisée en 1988 et 1999 paraît insuffisante. En effet, lors du séisme de Boumerdes, des ouvrages construits suivant les normes en vigueur (RPA 99), ont subi des dégâts considérables, ce qui dénote des insuffisances dans les règlements parasismiques algériens (RPA). Ce constat a amené les pouvoirs publics, à palier à ces défaillances surtout concernant la vulnérabilité des structures en portiques auto-stables qui ont connu beaucoup de ruines :

L'analyse des dégâts subis par les structures en portiques auto-stables a mis en évidence leur vulnérabilité aux différents séismes.

Par conséquent, Ce constat a amené aussi, le législateur à imposer de nouvelles règles, plus restrictives, concernant :

- \* Surtout l'hauteur des structures autostables en zone sismique (voir RPA 2003) ;
- \* Par conséquent, au-delà des hauteurs requises par les législations, le constructeur doit opter pour d'autres systèmes constructifs en lieu et place des structures auto-stables.

Les codes parasismiques ont réclamé des procédures de conception et d'évaluation afin de mesurer les dommages de la structure et de réduire également les pertes humaines et matérielles, L'évaluation des performances de la structure est très importante, et nous permet de choisir la méthode de renforcement et de réparation des structures existantes.

La méthode la plus simple pour l'évaluation des structures est la méthode statique non- linéaire (méthode pushover), Cette méthode a été présentée pour la première fois en 1975 par Freeman, Le but était d'utiliser une méthode simplifiée et rapide pour l'évaluation de la vulnérabilité des structures.

La méthode pushover suppose que la réponse de la structure soit contrôlée par le premier mode de vibration, Le principe consiste à appliquer un chargement monotone jusqu'à l'effondrement de la structure, ce qui nous permet d'obtenir une courbe force-déplacement (courbe de capacité), qui représente le comportement globale de la structure.

### **Objectifs de l'étude:**

L'objectif principal de Ce travail est de recherché l'influence de la coupole sur le comportement de la mosquée quand on applique l'analyse pushover et dévaluer la performance des structures en béton armé implantées en Algérie.

D'une façon plus détaillée, les objectifs de mémoire consistent à cinq chapitres en trois parties:

### **Partie 1 : Partie Bibliographique**

**Chapitre 1 :** résume une recherche bibliographique présentée dans le but de donner un aperçu sur les différentes méthodes d'analyse sismique dans les codes parasismique récents, ce chapitre met l'accent essentiellement sur les différentes Méthodes D'analyse Statiques et dynamiques, linéaires et non linéaires.

**Chapitre 2 :** Le fond théorique de la méthode pushover est expliqué, Le chapitre comprend Donc une démonstration du principe, du but de l'analyse pushover, aussi les Avantages et les limites de la méthode pushover, finalement une description des différentes méthodes pushover appliquées dans les codes parasismiques récents est présentée

. **Partie 2 : Partie projet**

**Chapitre 3** : étude de la structure y compris la Modélisation avec robot,  
La Description de la structure, caractéristiques des matériaux, dimensionnement  
De la structure analyse et vérification des déplacements.

**Chapitre 4** : les principes et les particularités du programme pour l'exécution  
de l'analyse pushover sont relatés, additivement nous avons fait une description  
détaillées concernant les modèles analytiques et les modes de chargement  
latérales utilisés dans l'analyse pushover

**Partie 3 : Partie analyse et conclusions :**

**Le dernier chapitre: chapitre 5** : Résultats et Conclusions

Le présent mémoire se terminera par la suite, par des résultats et une  
Conclusion, ont été également présentées à la fin de ce mémoire



**Partie 1**  
**Partie**  
**bibliographique**

A decorative graphic of a scroll with a black outline and grey shading on the rolled-up ends, framing the text.

**Partie 1**  
**Partie bibliographique**

**CHAPITRE I :**

**les méthodes d'analyse sismique  
dans les codes parasismiques  
recents**

## **CHAPITRE I : METHODES D'ANALYSE SISMIQUE DANS LES CODES PARASISIMIQUES RECENTS**

### **I-1- Introduction:**

Pour le calcul sismique des structures, l'ingénieur peut recourir à l'une des deux méthodes suivantes [1]:

- -La méthode statique équivalente qui est fréquemment utilisée si ses conditions d'application telles que décrites dans le RPA99 sont satisfaites.
- -Les méthodes dynamiques qui comprennent :
  - La méthode modale spectrale qui consiste à appliquer un spectre de réponse réglementaire à une structure donnée après avoir déterminé ses valeurs et formes propres. Celle-ci est en général la méthode la plus utilisée lorsque la méthode statique équivalente n'est pas applicable mais elle a l'inconvénient de ne pas pouvoir indiquer le temps pour lequel a eu lieu soit la réponse maximale soit une réponse donnée. De plus cette technique.

Une analyse de la structure sera conduite pour déterminer la distribution des forces et des déformations induites dans la structure par la secousse due au sol, et d'autres risques séismiques correspondant à l'objectif choisi de réadaptation [2].

La procédure d'analyse peut être statique ou dynamique:

### **I-2- Les Méthodes D'analyse Statiques :**

#### **I-2-1 Méthode statique équivalente :**

L'Eurocode exige la régularité en élévation comme condition pour l'application de cette méthode [3], Le principe fondamental de cette méthode est d'entreprendre une analyse statique utilisant des forces statiques équivalentes à celles dynamique de l'action sismique et est basée sur le mode fondamental.

D'après cette méthode, telle qu'elle est exposée dans le règlement parasismique Algérien RPA99 [1], l'effort tranchant maximal à la base est donné par la relation:

$$V = (A D Q W / R) \quad (1.1).$$

Où

- A : coefficient d'accélération de zone
- D : coefficient d'amplification dynamique moyen
- Q : coefficient de qualité
- R : coefficient de comportement
- W: poids propre de la structure comprenant la totalité des charges permanentes ainsi qu'une fraction des surcharges.

La formule (1.1) peut être réécrite sous la forme:

- $V = (A D Q g / R) M \quad (1.2).$

- Car  $W = M g$  ; M : masse de la structure,  $g$  : accélération de gravité

- $V = (\text{Facteur}) M. \quad (1.3).$

Où (facteur) =  $(A D Q / R) g$ .

Donc (facteur) représente le pourcentage de l'accélération de gravité prise en considération dans le code Algérien pour la détermination des forces sismiques. La formule (1.3) est équivalente à la seconde loi de Newton. [2]

## I-2-2 La Méthode Statique Linéaire Selon FEMA273 [4] :

### 1. La période fondamentale :

La période fondamentale d'un bâtiment, dans la direction à l'étude, sera calculée par une des trois méthodes suivantes. (La méthode 1 est préférée.)[4].

**Méthode1** : Analyse (dynamique) de valeur propre du modèle mathématique du bâtiment. Le modèle pour des bâtiments avec les diaphragmes flexibles considérera la représentation de la flexibilité de diaphragme à moins qu'il puisse montrer que les effets de l'omission ne seront pas significatifs.

**Méthode 2** : Évaluation de l'équation suivante :

$$T = C_t h_n^{\frac{3}{4}} \quad (1.4).$$

Où :

T: Période fondamentale (en secondes) dans la direction à l'étude.

$C_t$  = 0.035 pour les systèmes en acier.

= 0.030 pour les systèmes en béton armé.

= 0.030 pour les systèmes en acier excentriquement entretoisés.

= 0.2 pour tous autres systèmes.

= 0.060 pour les bâtiments en bois (types 1 et 2 [4]).

$h_n$  : Distance (en pieds) entre la base et le niveau de toit.

La méthode 2 n'est pas applicable aux bâtiments non renforcés de maçonnerie avec les diaphragmes flexibles [4].

La méthode 2 est applicable pour les bâtiments jusqu'à 40 m de hauteur [3].

**Méthode 3** : La période fondamentale d'un bâtiment à un étage avec un diaphragme flexible d'envergure simple peut être calculée comme suit:

$$T = (0,1\Delta_w + 0,078\Delta_d)^{0,5}. \quad (1.5).$$

Ou  $\Delta_w$  et  $\Delta_d$  sont les déplacements en plan des murs et des diaphragmes.

## 2. Détermination des actions et des déformations:

### A. Pseudo Charge Latérale :

$$V = C_1 C_2 C_3 S_a W \quad (1.6)$$

Ou:

V: pseudo charge latérale.

$C_1$  : Le facteur de modification relier les déplacements non élastiques maximum aux Déplacements calculés pour la réponse élastique linéaire.



$C_1 = 1.5$  pour  $T < 0,10$  seconde.

$C_1 = 1.0$  pour  $T \geq T_0$  seconde.

L'interpolation linéaire sera employée dans le calcul du facteur  $C_1$  pour des valeurs intermédiaires de  $T$ .

$T$  : Période fondamentale du bâtiment dans la direction considéré.

$T_0$  : Période caractéristique du spectre de réponse, (sections 2.6.1.5 et 2.6.2.1. FEMA 273 [4]).

$C_2$  : Facteur de modification pour représenter l'effet de la dégradation de rigidité et de la détérioration de force sur la réponse maximum de déplacement.

Les valeurs de  $C_2$  pour différents systèmes et niveaux des performances encadrant sont énumérées dans le tableau (1-1).

L'interpolation linéaire sera employée pour estimer les valeurs de  $C_2$  pour des valeurs intermédiaires de  $T$ .

$C_3$  : Le facteur de modification pour représenter les déplacements dus aux effets dynamiques P- $\Delta$ .

Tableau 1-1: Valeurs de facteur de modification (FEMA 273 [4]).

Niveau de performance des structures	T= 0.1 Sec		T $\geq$ T <sub>0</sub>	
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
Occupation immédiate	1	1	1	1
Limite de service	1.3	1	1.1	1
Prévention de ruine	1.5	1	1.2	1
1. Les portiques dont lesquels la résistance et la rigidité peuvent être détériorés sous un séisme.				

### B. Distribution verticale des forces séismiques :

La charge latérale appliquée à n'importe quel niveau X de plancher sera déterminée à partir des équations suivantes :

$$F_X = C_{VX} V \frac{w_X h_X^K}{\sum_{i=0}^n W_i h_i^K} \quad (1.7).$$

$$C_{VX} = \quad (1.8).$$

Ou:

K = 1.0 pour T ≤ 0.5 seconde.

K = 2.0 pour T ≥ 2.5 seconde

L'interpolation linéaire sera employée pour estimer les valeurs de K pour des valeurs intermédiaires de T.

$F_X$  : Facteur de distribution vertical.

V : Pseudo charge latérale d'équation (1.6).

$W_i$  : Partie de tout le poids W de bâtiment localisé ou assigné au niveau i de plancher.

$w_X$  : Partie de tout le poids W de bâtiment localisé ou assigné au niveau X de plancher.

$h_i$  : Hauteur (en pied) à partir de la base du niveau i.

$h_X$  : Hauteur (en pied) à partir de la base du niveau X.

### C. Distribution horizontale des forces séismiques:

Les forces séismiques à chaque niveau de plancher du bâtiment seront distribuées selon la distribution de la masse à ce niveau de plancher.

Les forces horizontales doivent être distribuées dans les éléments de contreventement en supposant les planchers rigides dans leur plan [3].

#### I-2-3 La Méthode statique Non-Linéaire (Méthode de pushover) :

Sous la procédure statique non-linéaire (NSP), un modèle incorporant directement la réponse non élastique est déplacé à un déplacement de cible, et les

déformations et les forces internes résultantes sont déterminées. Dans cette méthode, les forces, exprimées en termes de forces horizontales ou en termes de déplacements, sont appliquées au système de contreventement. Les forces statiques ou les déplacements sont distribués le long de la hauteur de la structure d'une manière à simuler les forces d'inertie ou leurs effets. Le modèle mathématique du bâtiment est soumis à une augmentation monotone des forces ou des déplacements latéraux jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit excédé ou le bâtiment s'effondre. Le déplacement cible est prévu pour représenter le déplacement maximum probablement éprouver pendant le tremblement de terre de conception. Le déplacement cible peut être calculé par n'importe quel procédé qui explique les effets de la réponse non-linéaire sur l'amplitude de déplacement

Si le modèle de chargement ou de déplacements demeure constant durant l'analyse, la méthode est appelée pushover conventionnelle. Si le modèle change pour tenir compte de la variation des modes propres de la structure dans le domaine anélastique, la méthode est dite pushover adaptive. [2].

Les forces internes calculées seront des approximations raisonnables de ceux prévus pendant le tremblement de terre de conception.

### **I-3 Les Méthodes D'analyse Dynamique :**

Différents types de données de mouvements de sol pour l'analyse de la réponse sismique des structures peuvent être définis. En fonction des données disponibles, les méthodes d'analyse sismique des structures peuvent être classées en trois grands groupes : (i) méthode d'analyse temporelles, (ii) méthode d'analyse spectrale et (iii) méthode des spectres de réponse.

#### **1-3-1 méthode d'analyse temporelle:**

Cette méthode est applicable aussi bien pour les systèmes linéaires que pour les systèmes non linéaires, L'analyse temporelle est entreprise pour obtenir la réponse d'une structure donnée pour une excitation temporelle en utilisant diverses techniques telle que l'intégrale de Duhamel, méthodes d'intégration pas à pas, et l'approche de la transformée de Fourier.

Cette analyse comprend des outils qui utilisent un input d'un mouvement de sol spécifique et permettent d'obtenir des quantifications de la réponse de la structure sous forme de réponses temporelles des diverses quantités de la réponse.

### **I-3-2 méthode d'analyse spectrale:**

L'analyse spectrale dans le domaine fréquentiel est entreprise quand le mouvement du sol est modélisé comme un processus aléatoire stationnaire. En utilisant le principe des vibrations aléatoires, elle permet de déterminer la fonction de densité du spectre de puissance (en anglais PSDF) de n'importe quelle quantité de réponse désirée pour une PSDF d'un mouvement de sol donné. La réponse des carrés de la moyenne des racines carrées et la réponse pic espérée sont obtenues à partir des moments de la réponse de la PSDF [2 ;5].

### **I-3-3 Méthode de Spectre de Réponse:**

Les analyses modales spectrales sont des outils d'analyse des demandes induites dans les structures par un spectre de réponse d'un mouvement de sol donné pour déterminer les quantités maximales des réponses, Les modèles d'analyse utilisés pour l'analyse modale spectrale sont des modèles linéaires élastiques basés sur les propriétés effectives des rigidités et sur un coefficient d'amortissement visqueux. C'est la méthode préférée pour de nombreux ingénieurs structuraux pour de nombreuses raisons, elle peut être utile pour l'évaluation appropriée de la fiabilité et de la sécurité des structures sous charges sismiques.(figure 1.1)

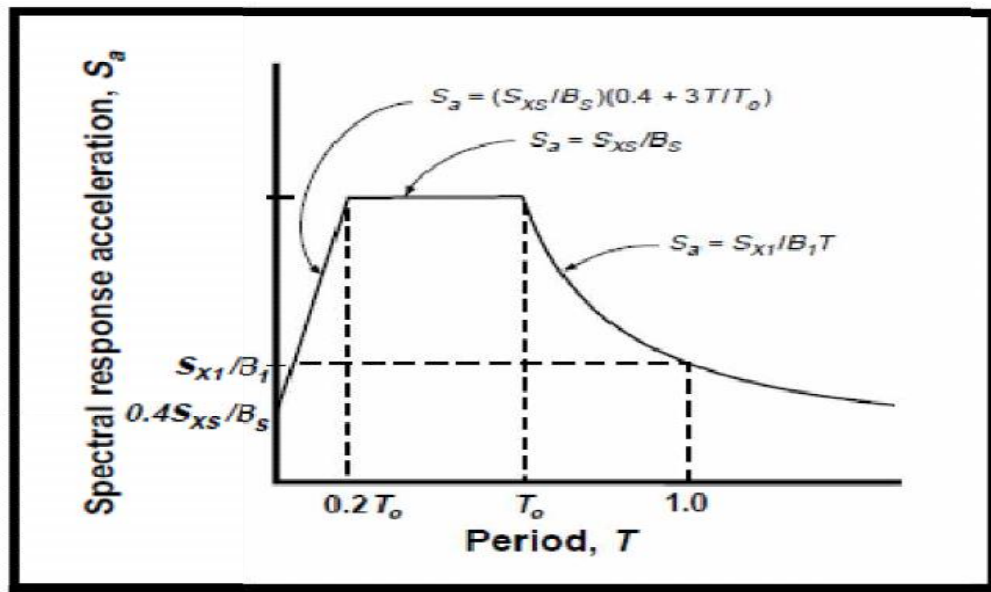


Fig.1.1: Spectre de réponse général [4].

$B_S$ : Coefficient utilise pour ajuster les courtes périodes de spectre de réponse pour l'effet de l'amortissement visqueux.

$B_1$  : Coefficient utilise pour ajuster le spectre de réponse pour l'effet de l'amortissement visqueux

$S_{XS}$  : Accélération de réponse spectrale aux périodes courtes pour tout niveau de risque et tout amortissement

$S_{X1}$  : Accélération de réponse spectrale à une seconde pour tout niveau de risque et tout amortissement

$S_a$  = Accélération spectral

$\beta$ : coefficient d'amortissement effectif.

Tab.1.2: Coefficients d'amortissement  $\beta_S$  et  $\beta_1$  en fonction d'amortissement effectif [4].

Effective Damping $\beta$ (percentage of critical) <sup>1</sup>	$B_S$	$B_1$
< 2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
> 50	3.0	2.0

En général, il est recommandé 5% comme coefficient d'amortissement le spectre de réponse soit employé pour la conception de réadaptation de la plupart des bâtiments et systèmes structuraux. Les exceptions sont comme suit :

- Pour des structures sans revêtement extérieur, un coefficient d'amortissement effectif  $b$ , de 2% devrait être supposé.
- Pour des structures avec les diaphragmes en bois et un grand nombre de murs et de cloison intérieur, un coefficient d'amortissement visqueux effectif  $b$ , de 10% peut être supposé.
- Pour des structures mises en réhabilitation employer la technologie sismique d'isolement ou a augmenté la technologie de dissipation d'énergie, un coefficient d'amortissement visqueux effectif  $b$  devrait être calculé selon FEMA 273[4].

#### **1.4. Conclusion :**

On a présenté les principales méthodes de calcul sismique pouvant être utilisés par les ingénieurs dans le calcul des structures en zones sismiques. En fonction de la complexité de la structure, de son importance et des moyens numériques disponibles, l'ingénieur connaissant les hypothèses ainsi que les limitations de chaque méthode peut en toute confiance recourir à la méthode qu'il juge adéquate à son cas particulier. Cette présentation relativement claire où le bagage mathématique requis est accessible aux ingénieurs les aidera à mieux interpréter les résultats obtenus avec des logiciels de calcul tels que SAP.



# **Partie 1**

Partie bibliographique

**CHAPITRE II :**

**LA METHODE DE PUSHOVER**

## CHAPITRE II

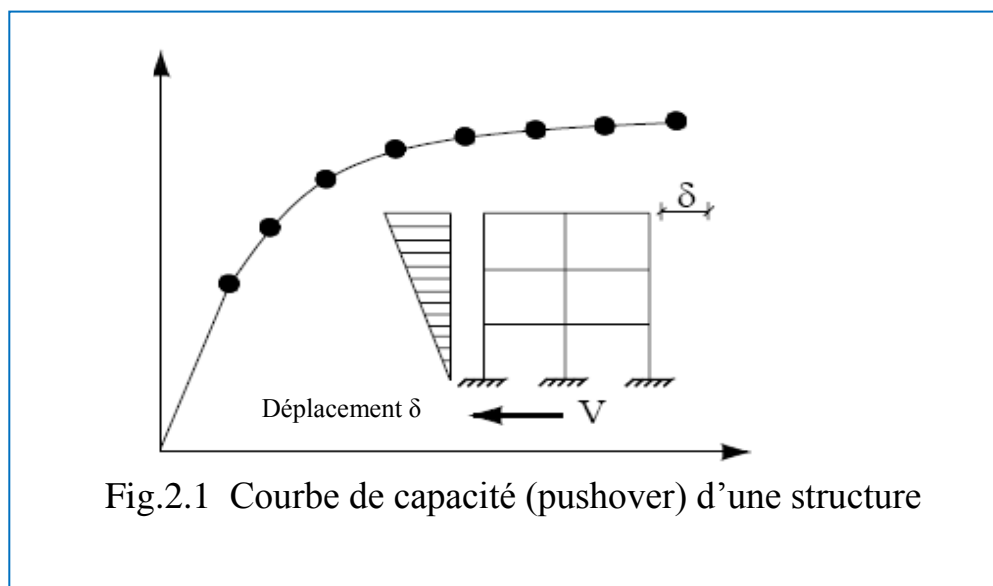
### LA METHODE DE PUSHOVER

#### II-1 Introduction:

La méthode d'analyse statique non linéaire pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible.

L'analyse pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet. [6 ;7] (figure 2.1).

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou tri-linéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continu jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité. [6 ; 8] (figure 2.2).





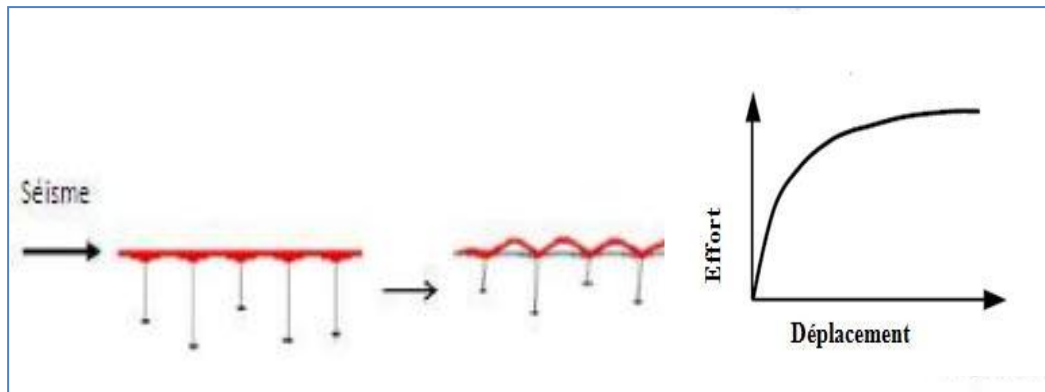


Figure 2.2 : Signification physique de la courbe de capacité [2 ; 9].

### II-2 Hypothèse de l'analyse pushover :

L'analyse statique pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent [2].

### II-3 But de l'analyse pushover :

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [10], on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles,

Telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.

- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement [11].

Le but principal de cette méthode est basé sur la demande de la structure par rapport au déplacement cible, la notion de nœud de control est alors introduite qui est situé au centre de masse du dernier niveau de la structure, qui est la référence nécessaire pour l'exécution et l'interprétation de cette analyse. [6].

Le déplacement cible dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement (FEMA 273) [4].

#### **II-4 Les avantages de l'analyse pushover:**

L'avantage de l'analyse pushover est qu'il s'applique également à l'évaluation des structures existantes et à la conception des neufs. L'analyse pushover fournisse des informations sur beaucoup de caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique élastique linéaire. Ce qui suit sont des exemples de telles caractéristiques de réponse [11] :

- Les demandes en force dans les éléments potentiellement fragiles, comme les demandes axiales en force dans les poteaux, les demandes en moments dans les zones de connexion poteau-poutre etc.
- L'estimation de la demande en déformation pour les éléments qui doivent déformer inélastiquement afin d'absorber l'énergie donnée à la structure par les mouvements de sol.

- Conséquence de la détérioration de différents éléments sur le comportement du système structural.
  - L'identification des régions critiques dans lesquelles on s'attend que la demande en déformation soit haute.
  - L'identification des discontinuités de force en plan ou en élévation qui mèneront aux changements des caractéristiques dynamiques dans le domaine non élastique.
  - L'évaluations des déplacements inter-étages, qui expliquent les discontinuités de force ou de rigidité et peuvent être employées pour contrôler les dommages et pour évaluer les effets *P-delta*.
  - Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.
- La performance prévue de la structure peut être estimée par l'évaluation des demandes en forces et en déformation. La procédure statique non linéaire fournit des informations sur la force et la déformation de la structure et donne de la perspicacité sur la performance de structure. d'ailleurs, la procédure statique non linéaire prévoit la distribution critique des demandes dans tous éléments structuraux, qui permet l'identification des éléments critiques pendant le mouvement terrestre, et qui devraient être pris en compte le processus de conception, du point de vue pratique, les procédures statiques non linéaires sont plus simples dans l'utilisation quotidienne de conception que les procédures dynamique non linéaires. [2].
- L'analyse pushover fournit des données sur la force et la ductilité de la structure qui ne peut pas être obtenue par l'analyse élastique. En outre, elle expose les faiblesses de conception qui peuvent demeurer cachées dans une analyse élastique [12].

### **II-5 Les limites de l'analyse push over:**

Comme la méthode statique non linéaire présente des avantages elle a plusieurs limitations :

On doit souligner que l'analyse pushover est approximative en nature et basée sur le chargement statique. Car elle ne peut pas représenter des phénomènes

dynamiques avec un grand degré d'exactitude. Une évaluation complète de l'exactitude des prévisions de demande de pushover exigera l'exécution d'un grand nombre de cas d'études pour plusieurs configurations différentes [13].

Les charges latérales représentent la distribution probable des forces d'inertie imposées à la structure pendant un tremblement de terre. La distribution des forces d'inertie changent avec la sévérité du tremblement de terre et avec le temps pendant le tremblement de terre. La courbe de capacité est très sensible au choix de la répartition des charges latérale [14], le choix de modèle latéral de charge est plus critique pour l'évaluation précise du déplacement de cible.

N'importe quel modèle invariable de charge mènera à une concentration des déformations non élastiques dans l'étage supérieure, et ne peut jamais lancer des déformations non élastiques dans les autres étages. Ainsi, le bon jugement doit être utilisé en choisissant des modèles de charge et en interprétant les résultats obtenus à partir des modèles choisis de charge [15].

Il est recommandé d'utiliser au moins deux modèles fixés [4] de charge qui forment les limites supérieures et inférieures pour que les distributions de force d'inertie prévoient des variations probables de comportement structurale globale et des demandes locales. Le premier modèle devrait être avec une répartition des charges uniforme et l'autre devrait être profil de "code" ou modèle multimodal de charge. Le type de chargement code est permet si plus de 75% de toute la masse participe à la charge fondamentale.

Les modèles invariables de charge ne peuvent pas expliquer la redistribution des forces d'inertie en raison de la déformation progressive et les changements dans les propriétés dynamiques de la structure. [2].

La discussion sur le déplacement cible et le modèle latéral de charge indique que l'analyse pushover suppose que la réponse de la structure peut être liée à cela d'un système équivalent à un seul degré de liberté. En d'autres termes, la réponse est contrôlée par le mode fondamental qui reste constant pendant tout l'historique de réponse. Bien que cette hypothèse soit incorrecte, quelques chercheurs ont obtenu 8 prévisions pushover locales et globales satisfaisantes sur le bas et a mi

structures dans lesquelles la réponse est dominée par le mode fondamental et l'inélasticité est distribuée dans toute la taille de la structure [13 ; 2 ].

## **II-6 Les méthodes pushOver et leur application dans les règlements sismiques récents:**

La communauté structurale de technologie (The structural engineering community) a développé une nouvelle génération des procédures de conception et de réadaptation, (par exemple, Fajfar et Krawinkler en 1997). Ce but peut être réalisé seulement en présentant un certain genre d'analyse non-linéaire dans la méthodologie de conception sismique. Dans un court terme, l'approche la plus appropriée semble être une combinaison de l'analyse statique non-linéaire (de pushover) et le spectre de réponse. Les exemples d'une telle approche sont la méthode de spectre de capacité, appliquée dans ATC 40 [3], et la procédure statique non-linéaire, appliquée dans FEMA 273 [4]. Le procédé postérieur est employé également dans ATC 40 [3] comme méthode alternative, qui s'appelle la méthode de coefficient de déplacement [2].

### **II-6-1 La méthode N2 selon Eurocode 8 [4]:**

La méthode de N2 est une méthode non-linéaire relativement simple pour l'analyse sismique des structures. Elle combine l'analyse pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF).

La méthode de N2, dans son nouveau format, est en fait une variante de la méthode de spectre de capacité basée sur des spectres non élastiques. Des spectres de demande non élastiques sont déterminés à partir d'un spectre élastique typique de conception

### **II-6-2 La méthode de spectre de capacité (ATC [40]):**

#### **II-6-2-1 Introduction:**

Un grand défi à la conception sismique basée sur la performance des structures pour le développement simple et efficace des méthodes d'analyse et évaluer les demandes structurales de sorte qu'elles puissent satisfaire les

objectifs indiqués d'exécution. Les procédures d'analyse pour prévoir les demandes structurales des forces et des déformations sous des tremblements de terre sont nécessaires dans les codes de bâtiment courants.

Ainsi, les procédures non-linéaires simplifiées d'analyse comprenant la méthode de spectre de capacité (*CSM*) ont été incorporées dans les documents d'ATC40 [3] pour évaluer la demande de déplacement imposée à un bâtiment habituellement prévu pour se déformer inélastiquement. L'idée principale du (*CSM*) est de déterminer le diagramme de capacité et de demande d'un système non élastique à un seul degré de liberté (*SDOF*) en employant l'analyse pushover et l'analyse du spectre de réponse, respectivement, et obtenir le déplacement cible du point de performance correspondant à l'intersection des graphes de capacité et d'exigence. Puis, le déplacement du système à un seul degré de liberté *SDOF* est converti en celui d'un système à plusieurs degrés de liberté correspondant (*MDOF*). Finalement, par la comparaison de déplacement obtenu au déplacement permis, la structure est évaluée, si elle peut répondre au paramètre d'exigence de la conception sismique ou non. [3]

L'endroit du point de performance doit satisfaire deux rapports :

1) le point doit se trouver sur la courbe de spectre de capacité afin de représenter la structure à un déplacement indiqué.

2) le point doit se trouver sur une courbe spectrale de demande, le spectre de conception à 5 pour cent comme pourcentage d'amortissement, qui représente la demande non linéaire au même déplacement structural.

#### **II-6-12-2 Construction de la représentation bilinéaire du spectre de capacité:**

La courbe de capacité est rapprochée en tant que relation bilinéaire avec le choix d'une limite élastique globale ( $a_y, d_y$ ) du système structural et un déplacement final ( $a_{pi}, u_{pi}$ ). La limite élastique ( $a_y, d_y$ ) est définie de telle sorte que la zone **A 1**, Figure (2.3), est approximativement égale à la zone **A 2**, afin de s'assurer qu'il y a une énergie égale associée à chaque courbe [2]

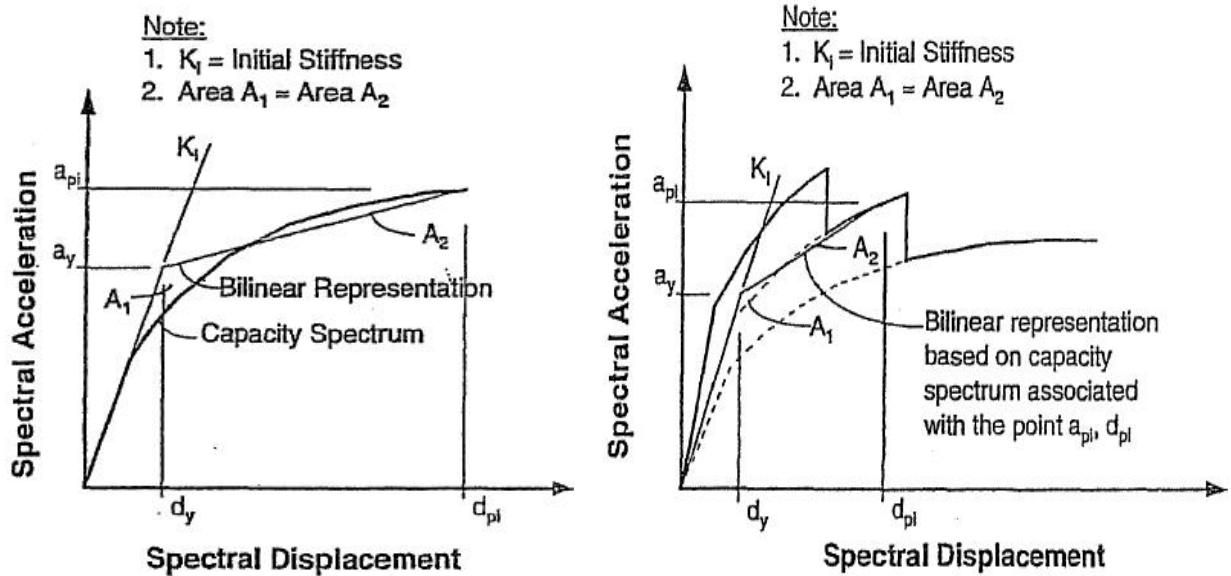


Figure (2.3): Représentation bilinéaire du spectre de capacité [3].

### II-6-2-3 Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité :

Pour l'utilisation de la méthode de spectre de capacité il est nécessaire de convertir la courbe de capacité (qui est en termes de déplacement de toit et de l'effort cisaillement à la base) à ce qui s'appelle un spectre de capacité, qui est une représentation de la courbe de capacité dans des spectres de réponse sous le format Accélération-Déplacement (ADRS) , Les équations nécessaires pour faire la transformation sont :

$$PF_1 = \left| \frac{\sum_{i=0}^n (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=0}^n (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right| \quad (2.1).$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=0}^n (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=0}^n w_i / g][\sum_{i=0}^n (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad (2.2).$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (2.3).$$

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{toit}}}{PF_1 \phi_{\text{toit},1}} \quad (2.4).$$

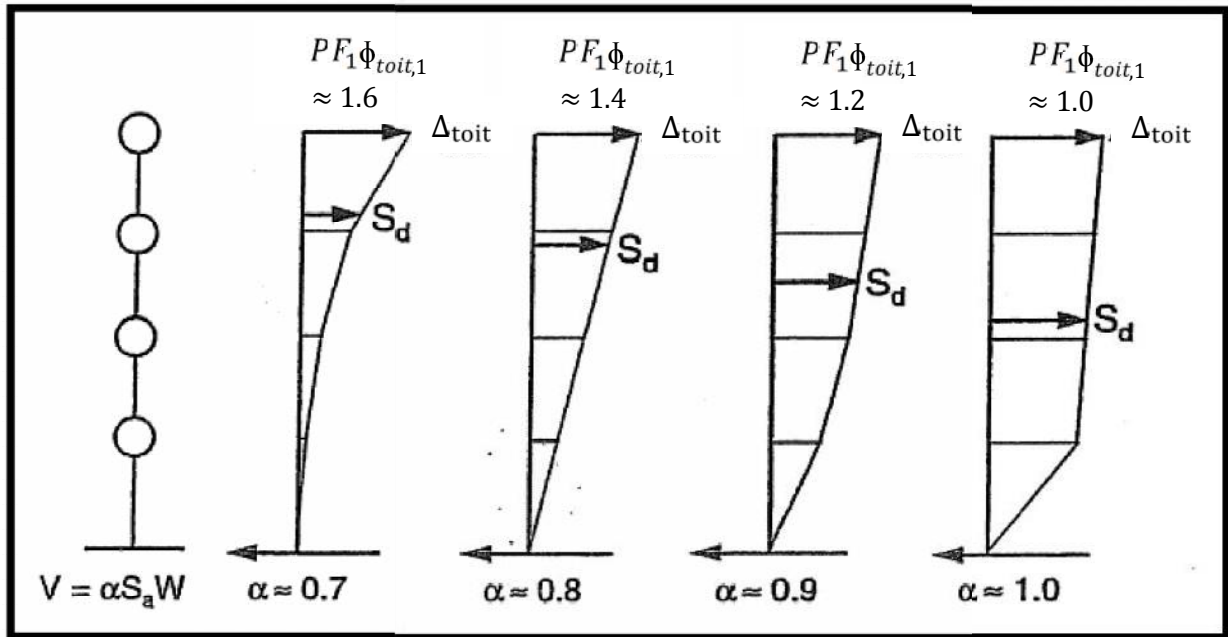


Figure (2.4): La relation entre le facteur de participation modal et le coefficient de masse modal [3].

$PF_1$  : Facteur de participation modal pour le premier mode naturel

$\alpha_1$  : Coefficient de masse modal pour le premier mode naturel

$W_i/g$  : La masse assignée au niveau  $i$

$\phi_{i1}$  : Amplitude du mode 1 au niveau  $i$

$N$  : Niveau  $N$ , c'est le niveau le plus élevé dans la partie principale de la structure.  $V$ : leffort tranchant a la base.

$W$  : la charge permanente de construction plus les charges de dexploitation probables.

$\Delta_{toit}$  : déplacement au sommet

$S_a$ : Accélération spectral

$S_d$  :Déplacement spectral

La relation entre le facteur de participation, le coefficient de masse modal, et le déplacement de bâtiment. Suivant les indications de la Figure (2.4), le facteur de participation et le coefficient de masse modal varient selon le déplacement inter-étage relatif au-dessus de la taille du bâtiment. Par exemple, pour une distribution linéaire des déplacements inter étage sur la taille du bâtiment,  $\alpha \approx 0.8$ , et  $\phi_{,1} \approx 1.4$ . ATC-40 [3].



Pour n'importe quel point sur le spectre d'ADRS, la période,  $T$ , peut être calculée en utilisant le rapport:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (2.5).$$

De même pour tout point sur le spectre traditionnel, le déplacement  $S_d$  peut être calculé et utilise le rapport

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (2.6).$$

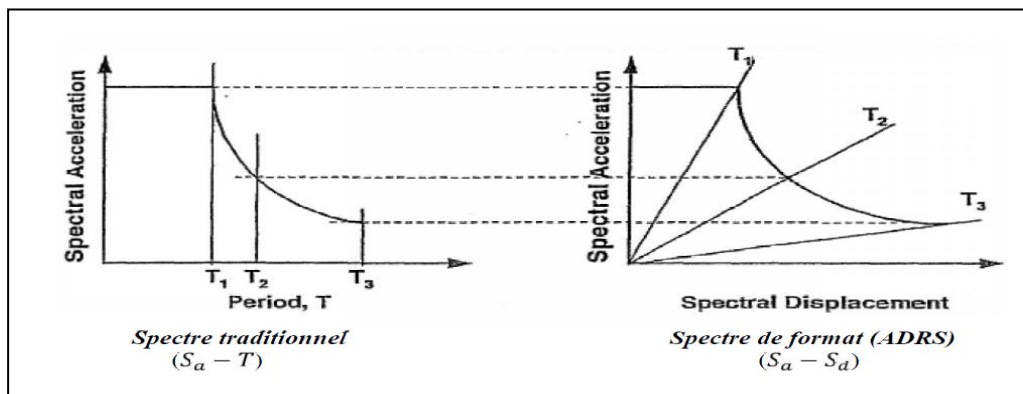


Figure (2.5) : spectres de réponse dans le format ADRSet le format traditionnels [3]

La Figure (2.6) montre le même spectre de capacité superposé à chacune des parcelles de spectres de réponse représentées sur la Figure (2.5).

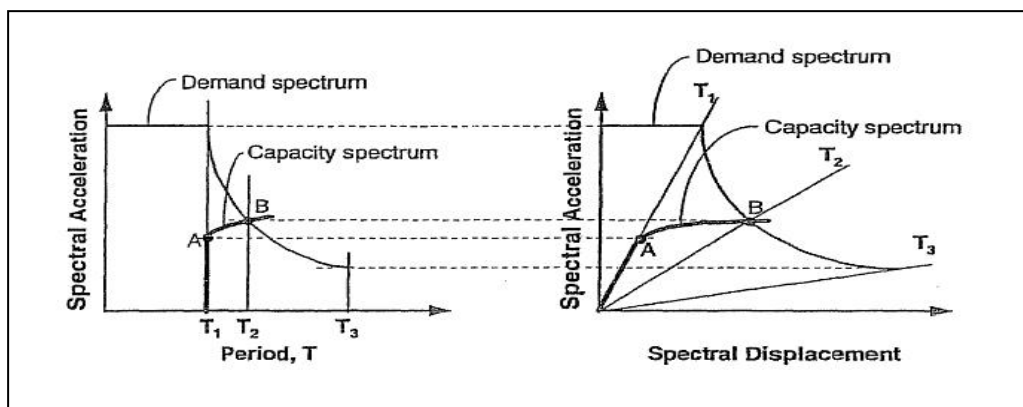


Figure (2.6): spectre de capacité superposé au-dessus des spectres de réponse dans le format ADRS et le format traditionnel [3].

L'application de la technique de Spectre de Capacité exige que les spectres de réponse de demande et les courbes structurales de capacité (ou pushover) soient tracés. Dont l'accélération spectral contre le domaine spectral de déplacement [2].

#### II-6-2-4 Intersection de spectre de capacité et de spectre de demande (système a PDDL):

Quand le déplacement à l'intersection du spectre de demande et du spectre de capacité,  $d_i$  est de 5 pour cent du déplacement du point de performance  $0.95 \leq d_i \leq 1.05$  ; Le  $d_{pi}$  devient le point de performance. Si l'intersection du spectre de demande et le spectre de capacité n'est pas en dessous de la tolérance acceptable, alors un nouvel point  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$  est choisi et le processus est répété. Le point de performance représente le déplacement structural maximum prévu pour l'exigence du mouvement de terrain de tremblement de terre. [2]

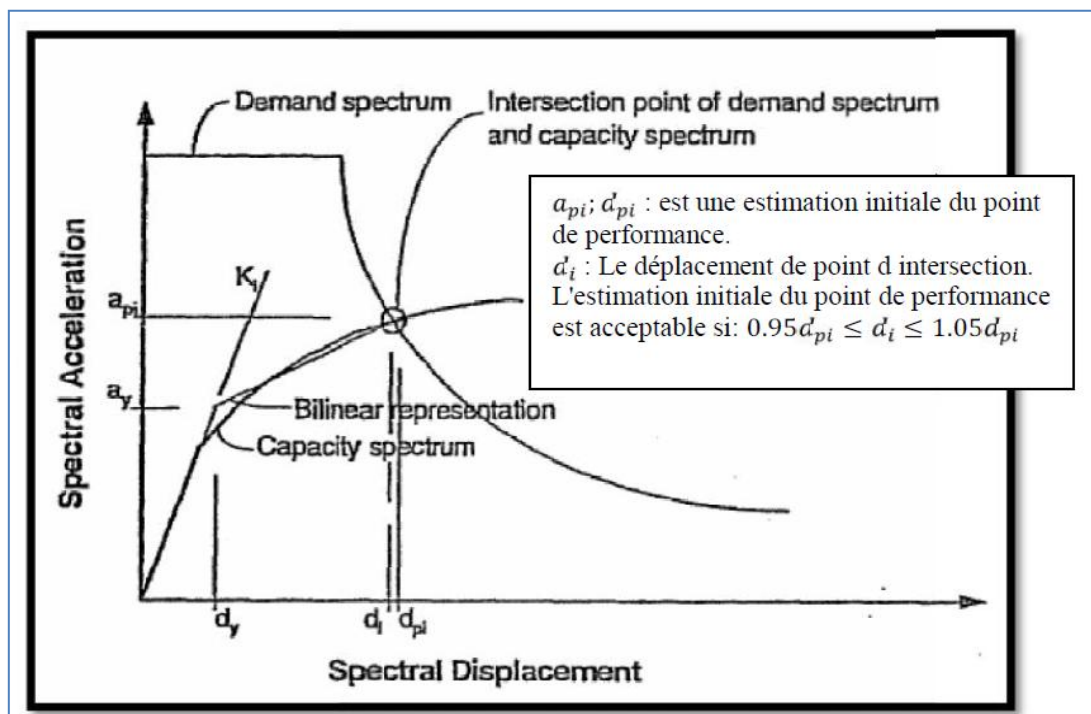


Figure (2.7): Point d'intersection de spectres de capacité et de demande dans la tolérance Acceptable ATC-40 [3].

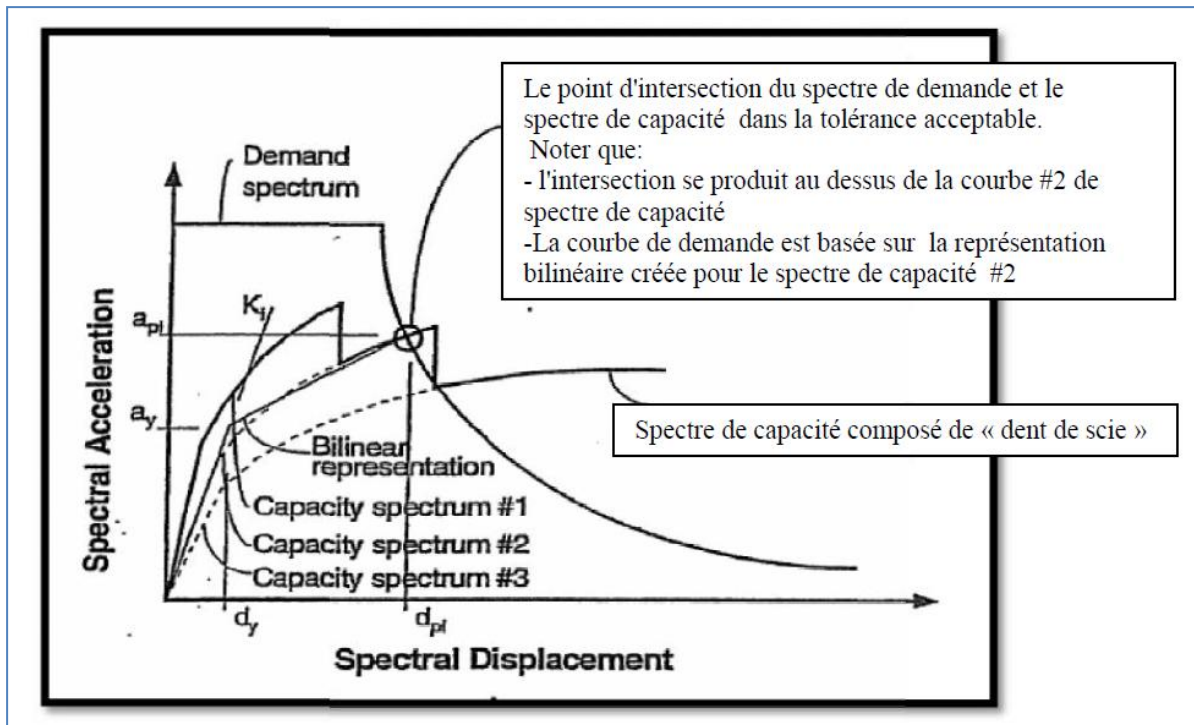


Figure (2.8): Point d'intersection de spectre de demande et spectre de capacité de dent de scie [3].

Quand le spectre de capacité est une courbe de « dent de scie », c.-à-d., le spectre final de capacité composé est construit de différents spectres de capacité qui expliquent la dégradation de force des éléments; on doit pris une attention particulière dans la détermination du point de performance.

La représentation bilinéaire du spectre de capacité, est construite pour une courbe simple de spectre de capacité, pas pour la courbe composée. Et pour que l'analyse soit acceptable, la représentation bilinéaire doit être pour la même courbe simple de spectre de capacité.

### II-7 L'amortissement visqueux équivalent:

L'amortissement qui survient lorsque le séisme pousse la structure au domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux qui existe originairement à la structure et l'amortissement hystérétique.

L'amortissement hystérétique est l'amortissement lié à la surface située en bas des boucles qui sont formées quand la force de séisme (l'effort tranchant à la base) est tracée contre le déplacement de structure.

L'amortissement hystérétique peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent en utilisant les équations qui sont disponibles dans la dynamique des structures. L'amortissement visqueux équivalent ( $B_{eq}$ ), associé au déplacement maximal  $d_{pi}$  peut être estimé à partir de l'équation suivante :

$$B_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (2.7).$$

$E_D$  : L'énergie dissipée par l'amortissement.

$E_{S_0}$  : L'énergie de déformation maximale.

L'importance physique des limites  $E_D/E_{S_0}$  dans l'équation (2.7) est illustrée à la Figure (2.10) où  $E_D$  est l'énergie dissipée par la structure dans un seul cycle de mouvement et la surface confinée dans une seule boucle hystérétique, l'énergie de déformation maximale associée au cycle de mouvement qui est la surface hachurée dans la figure.(2.9)

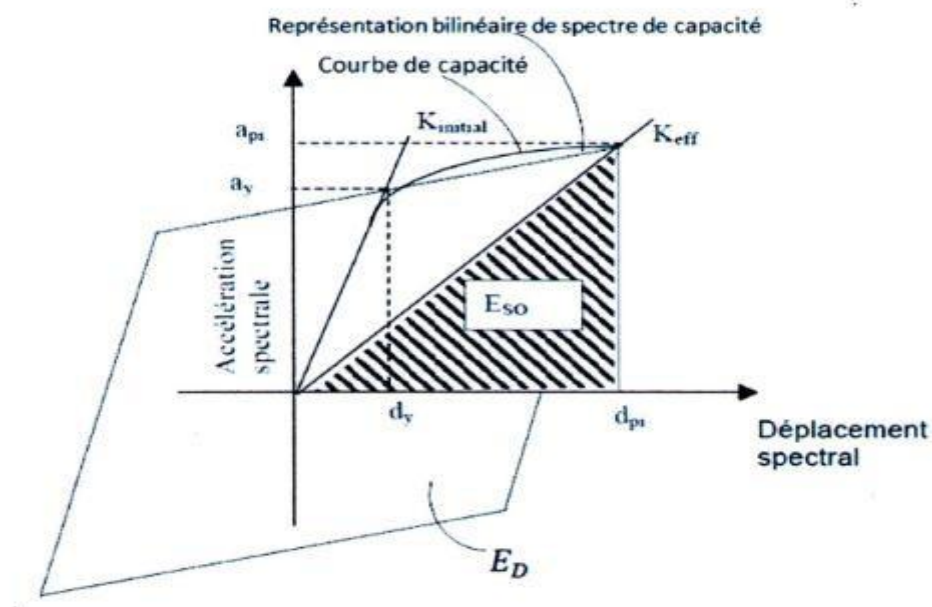


Figure (2.9) : Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité [3].

## II-8 Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté :

C'est le point d'intersection des courbes de capacité et de demande, ce point nous a permis de savoir si le mécanisme de ruine est dépassé ou non. En d'autres termes si la structure est capable de satisfaire la demande sismique ou non.

Quand le point de performance est calculé, il est converti au déplacement cible d'un système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation suivante :

$$\mu_t = P F_1 \phi_{ij} S_d \quad (2.8).$$

Où  $PF_1$  est le facteur de participation défini dans l'équation (2.1), et  $S_d$  le déplacement spectral du système à un seul degré de liberté équivalent défini dans l'équation (2.2).

### II-8-1 Niveaux de performance

Les niveaux de performance sont décrits par une courbe de capacité (figure 2.10) composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

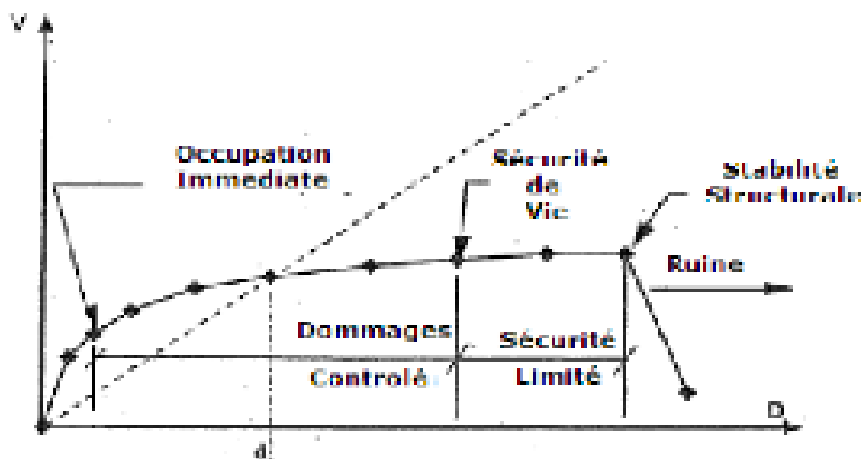


Figure ( 2. 10) : état d'endommagement

- a) **Le premier niveau** correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement)
- b) **Le deuxième niveau** d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un

endommagement mineur est susceptible de se développer.

**c) Le troisième niveau** représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. **Au delà de ce niveau**, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

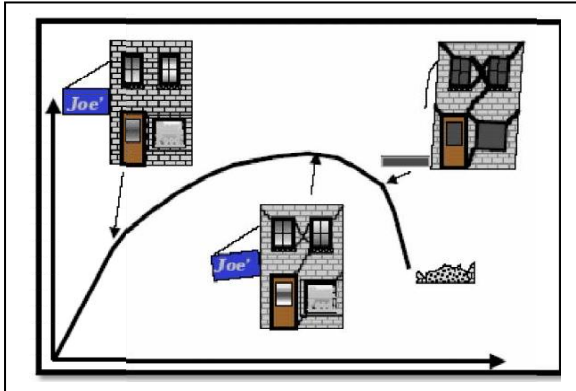


Figure ( 2. 11). niveau d'endommagement d'écrits par une courbe de capacité [9]



figure (2.12): Niveau d'endommagement [8].

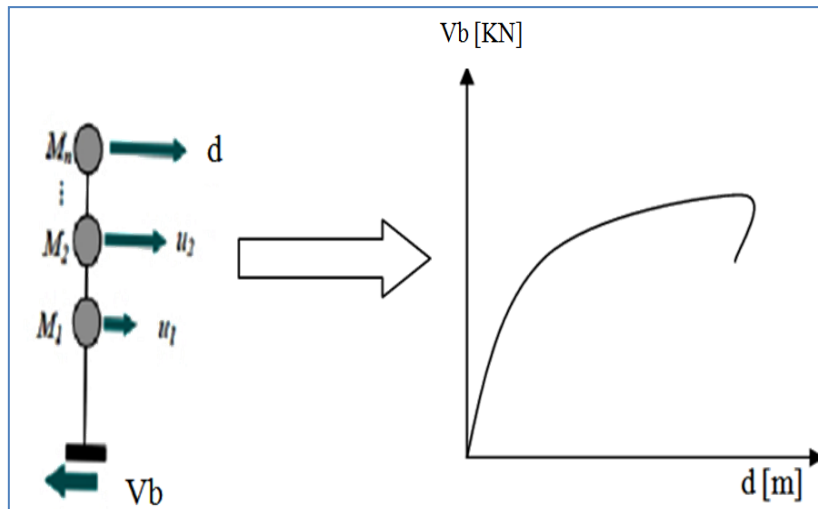
Ainsi, Les critères d'acceptation des performances proposés par FEMA 273 (1997) seront mis en application pour évaluer les niveaux de performances [16] comme suit:

- Le premier niveau de dommages (**Dommmages minimaux**) correspond à un niveau de performance de la structure : **Immediate Occupancy «IO»**.
- Le deuxième niveau de dommages (**Dommmages réparables**) correspond à un niveau de performance de la structure : **Life Safety «LS»**.
- Le troisième niveau de dommages (**Dommmages significatifs**) correspond à un niveau de performance de la structure : **Collapse Prevention «CP»**.

pour en tirer le point de performance suivant Les différentes étapes [17]. :

#### 1. Construction de la courbe de capacité de la structure : (Vb - d)

La courbe de capacité qui peut traduire le comportement de la structure c.à.d. un système à plusieurs degrés de liberté, est tracée dont l'axe des abscisses représente le déplacement au sommet de la structure (d), et l'axe des ordonnées représente l'effort tranchant à la base (Vb), comme suit [17]: :



Figure( 2.13) : Construction de la courbe de Capacité de la structure [18]

**2. Transformation de la courbe (effort tranchant-déplacement au sommet) au spectre de capacité, (Sa- Sd) :**

la force latérale à la base  $V_b$  est transformée en accélération spectrale  $S_a$ , et le déplacement réel au sommet ( $d$ ) est transformé en déplacement spectral,  $S_d$ , en utilisant respectivement les formules suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{W \alpha_1} \quad (2.9)$$

$$S_d = \frac{d}{\Gamma_1 \varnothing_1} \quad (2.10)$$

Avec :

$W$  : La masse sismique de la structure.

$\alpha_1$  : Le pourcentage de participation de la masse sismique mobilisée du mode fondamental (tiré du tableau des modes propres).

$\Gamma_1$  : Le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration (fondamental).

$\varnothing_1$  : Amplitude du mode fondamental.

Enfin le diagramme résultant est idéalisé en forme bilinéaire : (figure 2.14) [19]

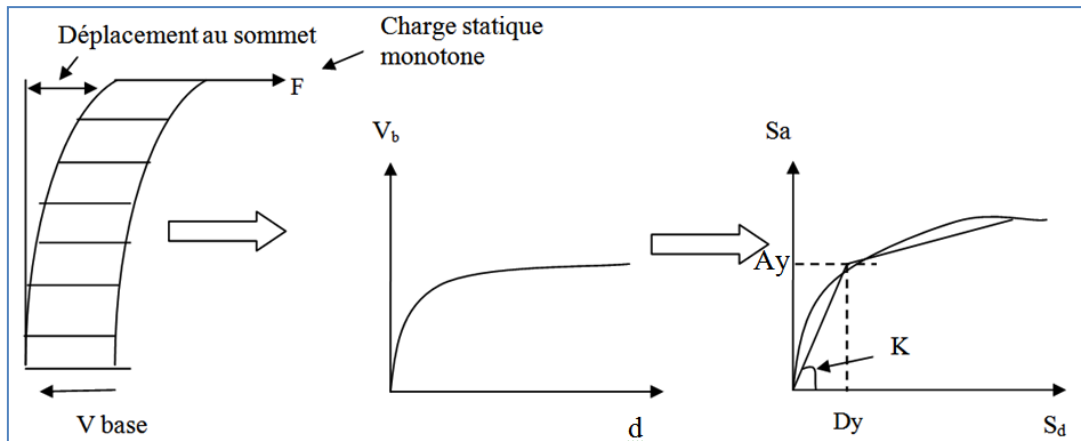


Figure 2.14 : Conversion de la courbe de capacité en format (Sa-Sd)

### 3. Linéarisation de la courbe de capacité spectrale (1DDL) :

Pour avoir le point de performance, une bi-linéarisation de la courbe de capacité (Sa-Sd) s'impose, en déterminant un point  $(a_{pi}, d_{pi})$ , qui représente le point de performance d'essai estimé par l'ingénieur, cette estimation est basée sur le principe d'égalité des déplacements maximum [3], [18], elle est construite par deux segments (fig. 2.15) :

- Le premier est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondante à la rigidité initiale de la structure.
- Le deuxième segment est tracé en reliant le point  $(a_p, d_p)$  à un autre point  $(a_y, d_y)$  de façon à avoir une égalité de surfaces  $A_1$  et  $A_2$  :

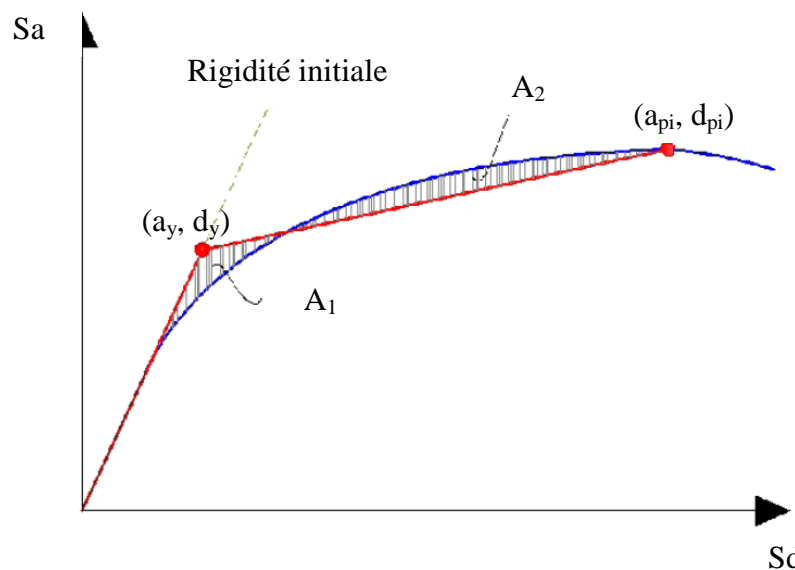


Figure 2.15 : Linéarisation de la courbe de capacité en format (Sa-Sd)





**Partie 2**  
Partie Projet



## **Partie 2**

### **Partie Projet**

#### **CHAPITRE III :**

#### **Etude de la structure**

## CHAPITRE III :

### Etude de la structure

#### III-1-Etude de la structure (R+2) :

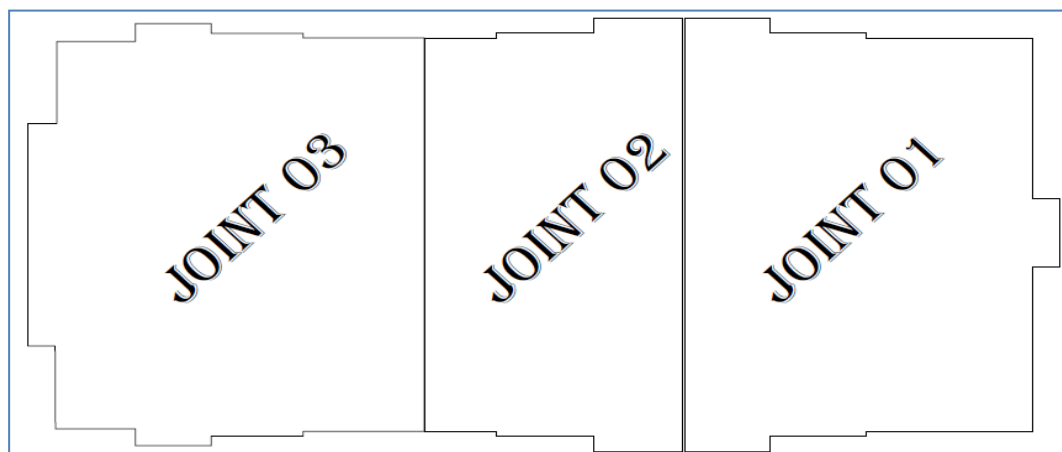
##### III-1-1 Description de la structure :

Le présent projet consiste à étudier une MOSQUEE A MEROUANA W.BATNA, classée selon le règlement parasismique Algérien : R.P.A 99 version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I ) , Ouvrages courants ou d'importance grande Groupe 1B , Le système de contreventement par Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

Classification des sites, Catégorie  $S_3$  (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec  $V_s \geq 200$  m/s à partir de 10 m de profondeur selon R.P.A 99 version 2003 [1].

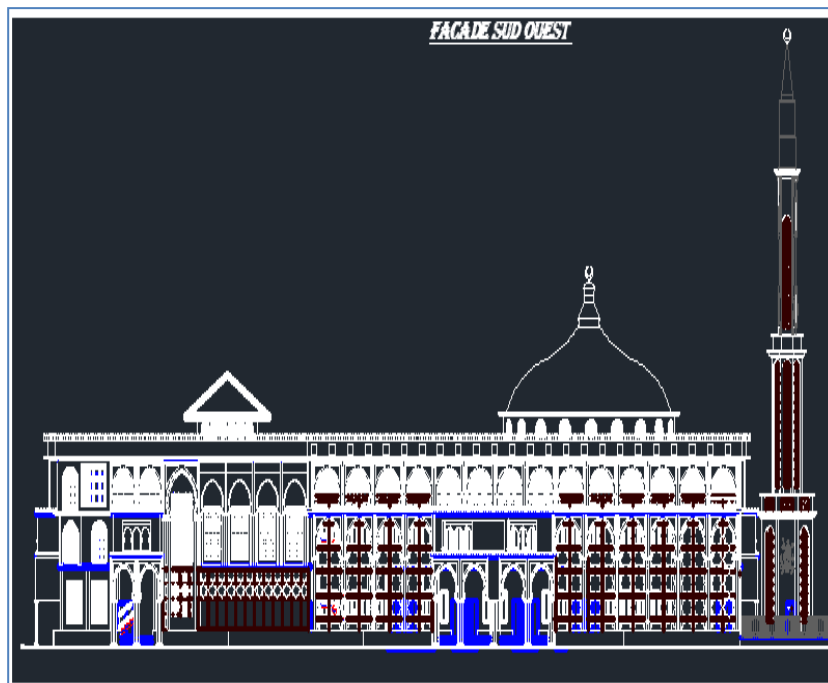
La structure est composée d'un 03 trois Blocs (R+2). (Figures :(3.1,3.2 et 3.3 ;3.4 , 3.5)



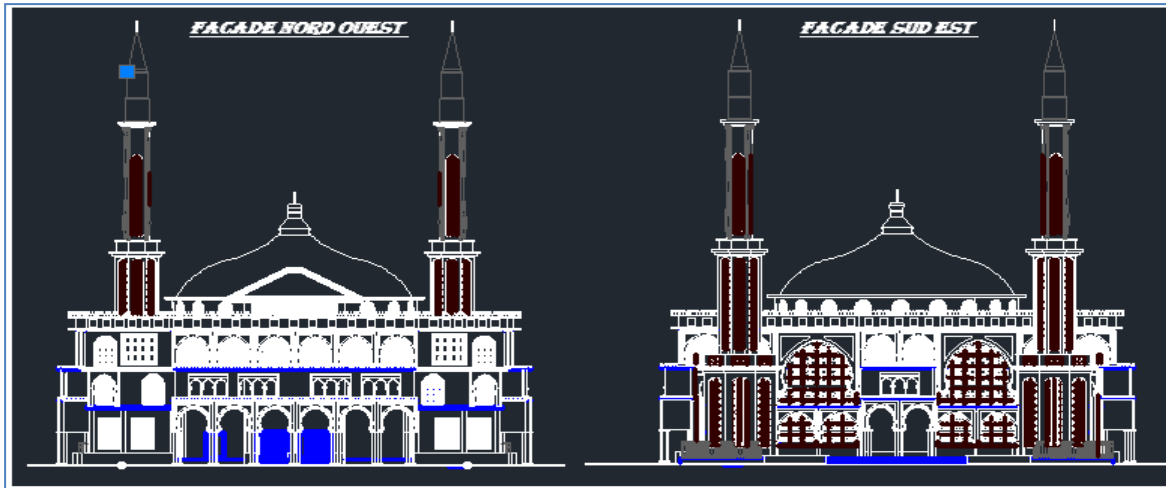
Vue en plan Figure (3.1) [23].



Façade principale Figure (3.2).



Façade principale Figure (3.3) [23].



Façade latérale figure (3.4) [23].



Façade latérale figure (3.5).

- Les planchers ont une épaisseur de 25cm (Corps creux 20 cm + dalle de compression 5 cm), le béton est de classe C25, et les aciers Fe E400.
- Les charges statiques considérées sont les charges dues au poids propre du plancher ( $G=0.550 \text{ T/m}^2$ ), et la surcharge d'exploitation ( $Q=0.500 \text{ T/m}^2$ ) pour le plancher courant et pour le plancher terrasse ( $G=0.650 \text{ T/m}^2$ ), et ( $Q=0.100 \text{ T/m}^2$ ). D'après DTR 2.2 la charge permanente et la charge d'exploitation [20].

### III-2 Caractéristique des matériaux :

Le béton armé est les matériaux principaux pour la réalisation de notre ouvrage sont conformes aux règles de BAEL. [21].

**III-2-1 Béton :** Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granulats (sables, graviers) avec du ciment et de l'eau

Dans cette structure on accepte le dosage du béton pour les éléments de portiques :

- Ciment 350 Kg/m<sup>3</sup> (CPJ 45),
- Graviers 800 Kg/m<sup>3</sup> ( $\Phi \leq 2,5 \text{ cm}$ ).
- Sable 400 Kg/m<sup>3</sup> ( $\Phi \leq 0,5 \text{ cm}$ ).
- Eau 180 L/m<sup>3</sup>.

**a.** Résistance caractéristique en compression :  $f_{cj}$  (Art-A2-1-11) :

Elle est mesurée en écrasant par compression axiale des cylindres droits de révolution, de 200 et d'une hauteur double de leur diamètre, elle est obtenue généralement à J=28 jour,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**b.** Résistance caractéristique à la traction :  $f_{tj}$  (Art-A2-1-12) :

Elle est définie convenablement par la relation :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

**c.** Contraintes limites :

**c.1** État limite ultime (E-L-U) :

- Contrainte ultime de compression : (Art-A4-3-41)

Elle est définie par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Où :  $\gamma_b = 1,15$  pour les situations accidentelles  $\bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5$  pour les autres cas  $\bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

- Contrainte ultime de cisaillement : (Art-A5-1-21)

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$ .

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau} = \min(0,10 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ .

**c.2** Etat limite de service : (E-L-S)

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \text{ MPa}$  (Art-A4-5-2).

- Module de déformation : (Art-A2-1-2)

$E_{ij} = 11000 \cdot (f_{cj})^{1/3} = 32164 \text{ MPa}$  : Pour une durée d'application des inférieures à 24 heures.

$E_{vj} = 37000 \cdot (f_{cj})^{1/3} = 10819 \text{ MPa}$  : Pour long durée d'application des charges.

**III-2-2 Acier** : Utilisant dans ce projet des barres à haute adhérence de nuance FeE 400 qui sont caractérisés par :

- Limite élastique :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .
- Contrainte de rupture :  $\sigma_r = 480 \text{ MPa}$ .
- Allongement de rupture :  $\epsilon_r = 14\%$ .
- Module d'élasticité longitudinal :  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ .

### III-3 Principe de calcul :

#### III-3-1 Dimensionnement de la structure :

La structure est dimensionnée selon le code de béton armé aux états limites (BAEL91) [21] et le règlement parasismique algérien (RPA2003) [1], sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel ROBOT [22].

(figures : 3. 4, 3.5 et 3. 6) Tableau ( 3. 2 ) :

Détail de modélisation Annexe 1, ferrailage Annexe 2

Par ailleurs, avant de passer au ferrailage, la structure doit satisfaire les conditions suivantes [1] :

- Art 4.3.4 RPA 2003 : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que [1] :
- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins 90 % de la masse totale de la structure [1].
- Art 4.3.6 RPA 2003 : la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{MSE}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée[1] .
  - Art 5.10 RPA 2003 : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

#### III.3.2.Combinaisons d'actions :

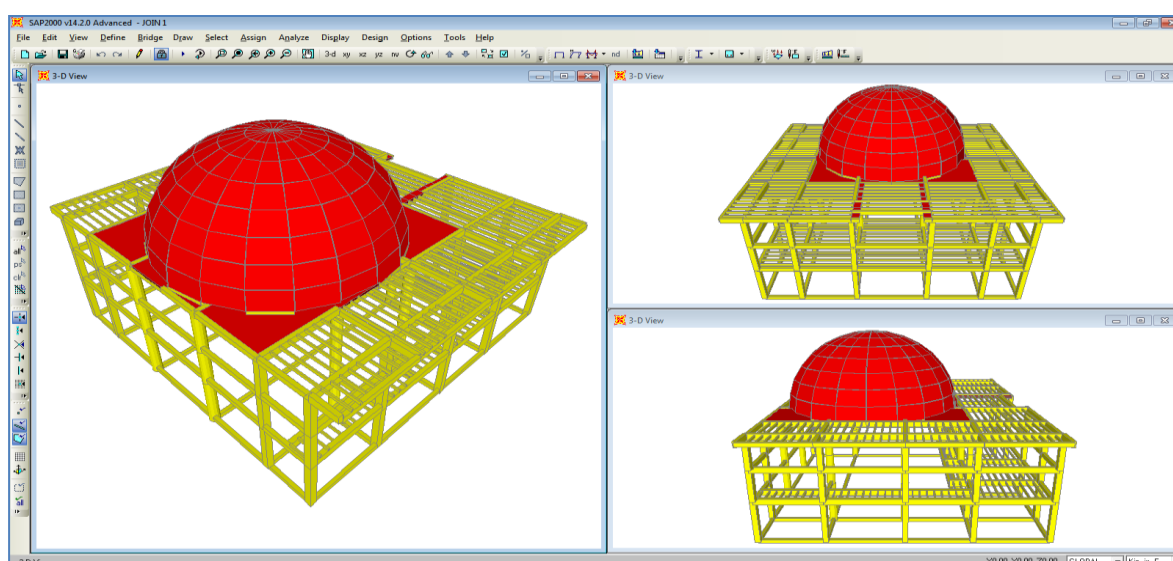
Les combinaisons d'actions que nous avons considérées pour la détermination des sollicitations sont (Tableau 3. 1) :



Tableau (3. 1) combinaison d'action [21] [1]

Combinaisons aux états limites [21]	Combinaisons aux états service	Combinaisons accidentelles du RPA [1]	
ELU : 1.35G+1.5Q	ELS : G+Q	G+Q ± Ex	G+Q ± Ey
		G+Q ± 1.2Ex	G+Q ± 1.2Ey
		0.8G ± Ex	0.8G ± Ey

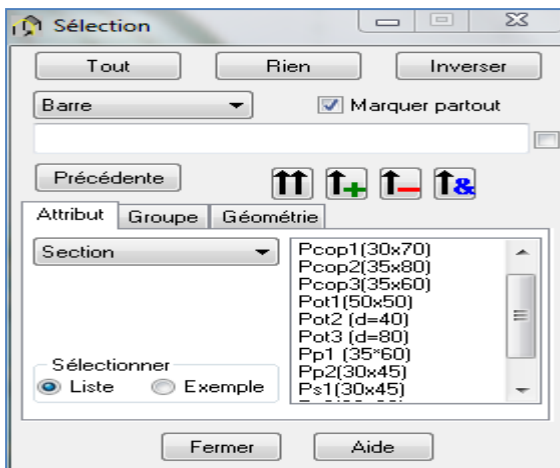
### III.3.3 Dimensions des éléments : bloc avec coupole (figures :3. 4,3.5 et 3. 6)



Bloc 2 figure.(3.6) [24]

Tableau (3. 2) dimensionnement des éléments [22]

Élément barre			
Poteaux	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutre au niveau de la coupole
50x50	35x60	30x54	30x70
Φ80	30x45	30x60	35x80
Φ40			35x60
Élément panneau			
coupole		Dalle cors creux	Dalle pleine
Ep 15cm		20+5	Ep : 20cm



Elément barre figure. (3.7) [22]



élément panneau figure (3.8) [22]

### III-4 Analyse Statique :

L'analyse statique permet de vérifier les éléments de la structure sous l'effet des charges statiques, telles que, la charge permanente G et d'exploitation Q et de température. Ainsi la vérification de la contrainte de béton à l'état limite de service ELS sous la combinaison G + Q. [1].

### III-5 Analyse Dynamique (Méthode D'analyse Spectrale Modale) :

Dans cette partie on a utilisé la méthode exigée par le RPA2003 qui est la méthode d'analyse spectrale modale.

Cette méthode est basée sur la superposition modale, elle combine le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, pour obtenir la réponse de la structure [1].

#### III-5.1 Spectre De Réponse De Calcul :

$$\frac{S_A}{g} = \begin{cases} 1,25 \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0S \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & 3,0S \leq T \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone;

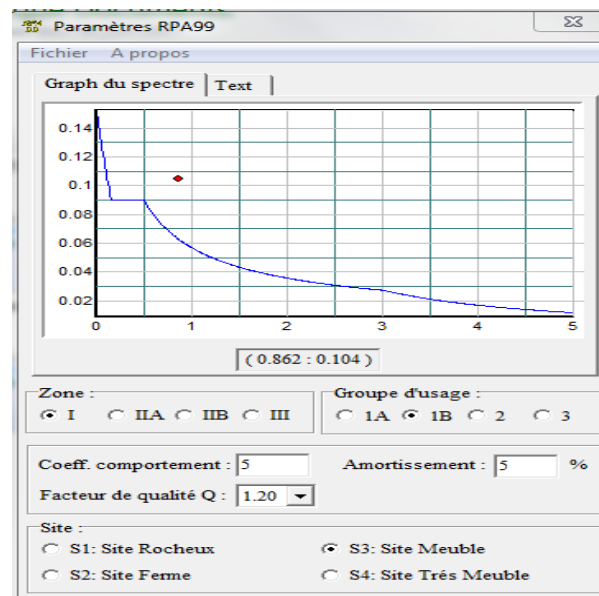
D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

R : Coefficient de comportement global de la structure;

Q : Facteur de qualité ;

W : Poids total de la structure.

- Spectre de réponse de calcul utilisé:



Spectre de réponse figure (3.9) [1].

**a)** Pour le coefficient de pondération ( $\beta$ ) on a :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $W_{Qi}$  : charges d'exploitation
- $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) [1]

Donc on aura  $\beta = 0, 3$

**b) Nombre minimal des modes (K) :**

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ sec} \quad (\text{Art 4-14})$$

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

Donc on aura  $K \geq 3\sqrt{3} = 5,19$ ; on prend  $K=5$

**c) Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V appliqué à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- A : coefficient d'accélération de zone : donnée par le tableau 4-1 (RPA) suivant la zone sismique et le groupe d'usage de la mosquée [1].

Classification sismique de la wilaya Batna zone I

Groupe d'usage 1B.

{ Groupe d'usage 1B  
{ zones smique I  $\rightarrow A=0,12$

$T_1, T_2$ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par le Tableau (3.3) suivant:

Tableau (3. 3): Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

**d) Détermination de l'action sismique a la base :**

$T_2=0,5 \text{ sec}$  et  $T_1=0,15 \text{ sec}$  pour site S3.

$R = 5$  [structure avec interaction].

$A = 0,12$  [Groupe d'usage 1B, zone sismique I].

$W = 2995,93 \text{ t}$  (par le logiciel). Avec  $W = W_G + \beta W_Q$ ,  $\beta = 0,3$

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$  Avec  $\zeta = 10\%$ .

$\eta = 0,76 > 0,7$ .

$T = \min \{CT \cdot h_n^{3/4}; 0,09h_n/\sqrt{D}\}$

a – Sens longitudinale :

Selon RPA 99- version 2003 :

T : période fondamentale de la structure.

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

Ou D = est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$D = 26,30 \text{ m}$  ;  $h_n = 20,39 \text{ m}$ .

$$T_x = \frac{0,09 \times 20,39}{\sqrt{26,30}} = 0,35 \text{ s} \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2.$$

Avec  $h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). du RPA [1]

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) du RPA [1]

**e) D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure (T) :

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

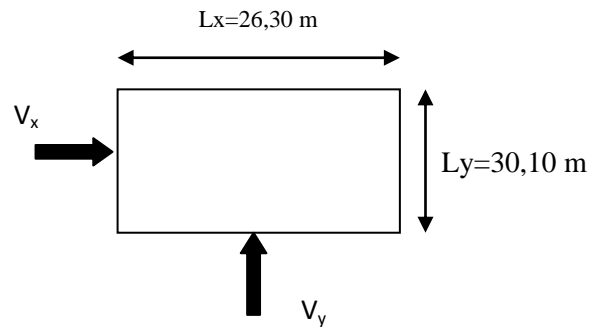
Dans notre cas, on peut également utiliser la formule suivante :

$$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,41 \quad \Rightarrow D = 2,41$$

b- sens transversal :

$$L_Y = 30,10 \text{ m} ; h_n = 20,39 \text{ m}.$$

$$T_Y = \frac{0,09 \times 20,39}{\sqrt{30,10}} = 0,33 \text{ s} \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2.$$



f) Q : facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivant :  $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$

$P_q$  : valeurs qui dépende de l'observation ou non du critère de qualité.

$$\left\{ \begin{array}{l} P_q = 0 \text{ pour un critère observé.} \\ P_q = 0.05 \text{ pour un critère non observé} \end{array} \right.$$

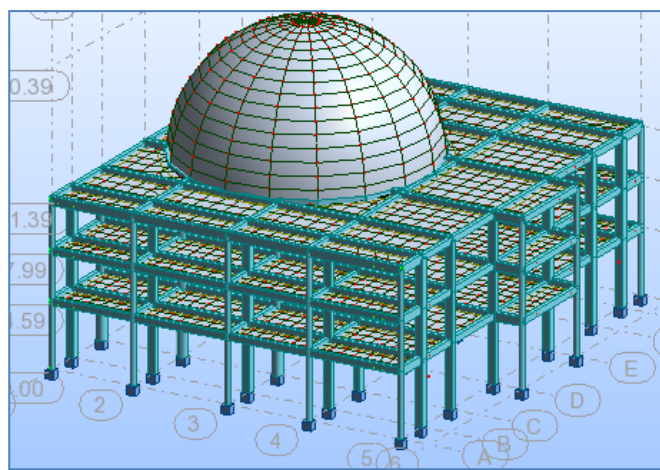
$$Q = 1,20$$

g) R : Coefficient de comportement global la structure :

Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) en fonction du système de contreventement tel que défini par le tableau (4.3).  $R = 5$ .

h) W : Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel ROBOT [22] (figure 3.8): par exemple pour la combinaison  $G+0.3Q$ .

$$W = 2995,93 \text{ T}.$$



Bloc 2 figure (3.10) [22].

### III-5.1.1 Vérification du comportement dynamique

#### a) Analyse modale spectrale :

Résultats de l'analyse dynamique par Robot Millennium.

Le tableau (3.4) ci-dessous présente le période et les facteurs de participation massique modale :

Tableau (3.4): Vérification du comportement dynamique  
résultat logiciel robot 2009 « mode propre »[22]

	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses Cumulées UX (%)	Masses Cumulées UY (%)	Masses Cumulées UZ (%)	Masse Modale UX (%)	Masse Modale UY (%)	Masse Modale UZ (%)	Tot.mas.UX (t)	Tot.mas.UY (t)	Tot.mas.UZ (t)
MAX	8.85	0.62	96.77	96.84	-1.#J	75.19	85.42	-1.#J	2995.93	2995.93	0.0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	9	1	9	9	1	2	1	1	1	1	1
MIN	1.61	0.11	0.03	85.42	-1.#J	0.00	0.00	-1.#J	2995.93	2995.93	0.0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	9	1	1	1	6	4	1	1	1	1

#### b) Vérification de la période :

Selon les RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$T_{\text{theorique}} = C_t * h_N^{3/4}$$

$$T_{\text{calcul}} \leq 1,3 * T_{\text{theorique}}$$

Donc :

$$T_{\text{theorique}} = 0,05 \times 20,39^{0,75} = 0,48\text{s}$$

$$1,3 * T_{\text{theorique}} = 4,8 \times 0,62 = 2,98 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_{\text{calcul}} = 0,48 < 1,3 * T_{\text{theorique}} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### III-5.1.2 L'effort sismique à la base de la structure:

a) Résultat des forces dynamique:

- L'article 4-3-6 de RPA 99 version 2003[1] :

Dans cette partie, nous allons vérifier que la résultante des forces sismiques à la base  $V_{\text{Dynamique}}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{\text{statique}}$  pour une valeur de la période fondamentale.

Si  $V_t < 0.80V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (déplacements, forces, moments) par le rapport  $0.8 V/V_t$ .

b) Calcul les efforts sismique :

a- Calcul l'effort sismique pour sens longitudinal :

$$V_x = \frac{A * D * Q}{R} W = \frac{0,12 \times 2,41 \times 1,2}{5} * 2995,93 = 207,94\text{t}$$

b- Calcul l'effort sismique pour sens transversal :

$$V_y = \frac{A * D * Q}{R} W = \frac{0,12 \times 2,41 \times 1,2}{5} * 2995,93 = 207,94\text{t}$$



**EX :**

tableau (3.5) : l'effort sismique pour sens longitudinal [22]

Noeud/Cas/Mode	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
<b>Mode CQC</b>						
Somme totale	206.25	10.56	881.31	31.32	361.00	2.55
Somme réactions	204.74	6.38	0.00	51.49	2193.99	3231.07
Somme efforts	204.74	6.38	0.0	51.48	2194.01	3231.04
Vérification	409.49	12.77	0.00	102.98	4388.00	6462.11
Précision	2.23741e-003	9.26373e-007				

**EY :**

Tableau( 3.6) : l'effort sismique pour sens transversal [22]

Noeud/Cas/Mode	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
<b>Mode CQC</b>						
Somme totale	47.07	201.33	462.79	627.09	50.39	5.15
Somme réactions	6.40	199.91	0.00	2022.26	70.77	3097.56
Somme efforts	6.40	199.91	0.0	2022.35	70.78	3097.58
Vérification	12.80	399.81	0.00	4044.60	141.54	6195.14
Précision	2.23741e-003	9.26373e-007				

D'après les résultats obtenues du logiciel «ROBOT» tableau( 3.5) et tableau 3. 6 :

$$V_{x \text{ dyn}} = 206,25 \text{ t}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 201,33 \text{ t}$$

$$0,8 * V_{x \text{ stat}} = 0,8 * 207,94 \text{ t} = 166,35 \text{ t}$$

$$0,8 * V_{y \text{ stat}} = 0,8 * 207,94 \text{ t} = 166,35 \text{ t}$$

$$\rightarrow V_{x \text{ dyn}} = 206,25 \text{ t} > 0,8 V_{x \text{ stat}} = 166,35 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\rightarrow V_{y \text{ dyn}} = 201,33 \text{ t} > 0,8 V_{y \text{ stat}} = 166,35 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La condition de l'article 4-3-6 de RPA 99 v 2003 V (dynamique) > 80%V (statique)...OK.

### III-5.1.3 Vérification des déplacements latéraux:

Les tableaux (3.8) (3.9) suivants donnent des déplacements par le logiciel robot

Déplacements –CAS: 4 (EX) tableau (3.8) et tableau (3.9) :

- Résultats dynamiques extrêmes :

a) Les déplacements dans le sens X (voir Ux) :

tableau (3.8) : déplacements dans le sens X [22]

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	6.6	2.7	1.9	0.008	0.006	0.011
<b>Noeud</b>	224	224	224	502	464	195
<b>Cas</b>	4	4	4	4	4	4
<b>Mode</b>	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC
<b>MIN</b>	-1.5	-2.4	-1.7	-0.006	-0.005	-0.007
<b>Noeud</b>	224	193	224	654	541	191
<b>Cas</b>	4	4	4	4	4	4
<b>Mode</b>	4	2	2	2	2	2

b) Les déplacements dans le sens Y :

tableau (3.9) : déplacements dans le sens Y [22]

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	0.6	5.3	1.2	0.006	0.003	0.001
<b>Noeud</b>	843	799	616	415	3824	881
<b>Cas</b>	5	5	5	5	5	5
<b>Mode</b>	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC
<b>MIN</b>	-0.5	-0.5	-0.9	-0.006	-0.002	-0.001
<b>Noeud</b>	843	803	207	415	3826	881
<b>Cas</b>	5	5	5	5	5	5
<b>Mode</b>	1	5	1	1	1	1

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA 99/Version 2003, [1] consiste en la vérification des déplacements, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivant :

- la stabilité structurale

-l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux

-le confort humain durant et après les effets du séisme

En effet, selon l'article 5-10 du RPA 99/2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01 \times H_e$$

$\Delta_k = 6,6$  cm D'après Les déplacements dans le sens X ( $U_x$ ).

$H_e$  : représente la hauteur de la structure

$$\bar{\Delta} = 0,01 \times (2039) = 20,39 \text{ cm}$$

$6,6 \text{ cm} < 20,39 \text{ cm}$  ..... ok.

### III-6 Conclusion:

D'après les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre structure est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme.



**Partie 2**  
**Partie projet**

**CHAPITRE IV:**  
**ANALYSE PUSHOVER**

## CHAPITRE IV :

### Analyse Push Over

L'analyse Pushover est une méthode de calcul statique non linéaire largement utilisé pour évaluer la performance sismique des structures.

Pour ce faire, on utilise le logiciel SAP2000 V14, 2 [24].

#### IV.1. Logiciel SAP2000 V14 :

SAP2000 est un logiciel développé par la compagnie "Computers and Structures, Inc." pour l'analyse et la conception des structures. C'est un système entièrement intégré pour modéliser, analyser, concevoir et optimiser des types particuliers de structures.

SAP2000 est utilisé pour des structures générales, y compris ponts, stades, tours, usines industrielles, structures en mer, systèmes de canalisation, bâtiments, barrages, sols, pièces de mécanique, etc. la version 14 est la plus puissante version des séries connues de SAP des programmes d'analyse structurale. Pour analyser et concevoir une structure en utilisant SAP2000 les étapes générales suivantes sont exigées [24]. :

1. Créer ou modifier un modèle qui définit numériquement les paramètres de géométrie, de propriétés, de chargement et d'analyse pour la structure.
2. Exécuter une analyse du modèle.
3. Passer en revue les résultats de l'analyse.
4. vérifier et optimiser la conception de la structure.

C'est un processus généralement itératif qui peut impliquer plusieurs cycles de l'ordre des étapes ci-dessus.

Toutes ces étapes peuvent être exécutées sans aucune difficulté en utilisant l'interface utilisateur graphique de SAP2000 [24].

Il existe 3 types d'éléments finis principaux que sont les éléments linéaires, surfaciques et solides.

Le début de la modélisation se fait principalement par le menu « définie ». Les 3 premiers menus sont les trois premières étapes de la modélisation. Le logiciel SAP 2000 facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

## **IV.2. Analyse PushOver :**

Pour notre analyse par la méthode PushOver, nous utilisons le logiciel SAP 2000 Version 14.2 [24], La courbe de capacité de la structure ( $V_{base}-D_{sommet}$ ) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

Etape 1: Définition du comportement non linéaire des éléments.

Etape 2 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push Over).

Etape 3 : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

### **IV.2.1. Définition du comportement non linéaire des éléments :**

#### **IV.2.1.1. Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux :**

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. [26], [27]

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

\* Poutres : Rotules de flexion ( $M_3$ ), cisaillement ( $V_2$ ).

\* Poteaux : Rotules de flexion ( $PM_2M_3$ ), cisaillement suivant axe 2-2 ( $V_2$ ), cisaillement suivant axe 3-3 ( $V_3$ ). [24]

#### IV.2.1.2. Niveaux de dommages :

Le règlement FEMA 273 [4] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique

(Figure 4.1).

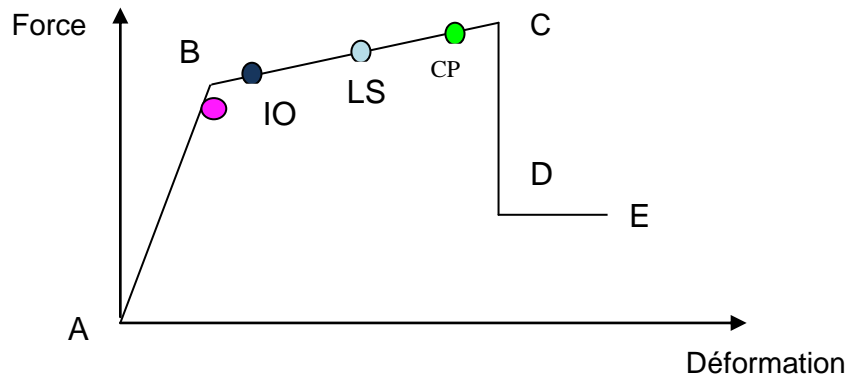


Figure (4.1) : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages

A : Le point d'origine

B : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse PushOver.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

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 (Immédiate Occupancy), les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.

- Au niveau LS (Life Safety) "Sécurité des vies", la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.

- Au niveau CP (Collapse Prévention) "Effondrement évité", la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Il consiste à éviter les pertes de vie et des biens, la structure peut engendrer un sérieux dommage durant un séisme majeur mais, elle doit rester debout après le mouvement de terre. Alors, la conception de plus qu'un niveau d'intensité d'attaque sismique doit être adopté comme une philosophie de base de la conception sismique En terme de déplacement, la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour supposé être lié à un certain niveau d'endommagement [4] Tableau (4.1) :

Tableau (4.1): niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif [4].

Niveau de performance	Etat d'endommagement	Déplacement relatif
Totalement opérationnel, occupation immédiate.	négligeable	< 0,2 %
Opérationnel, endommagement modéré	réparable	< 0,5%
Sécurité sur les vies.	irréparable	< 1,5%
Pré ruine, sécurité limitée.	sévère	< 2,5%
Ruine		>2,5%

Les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain FEMA 273 [4].

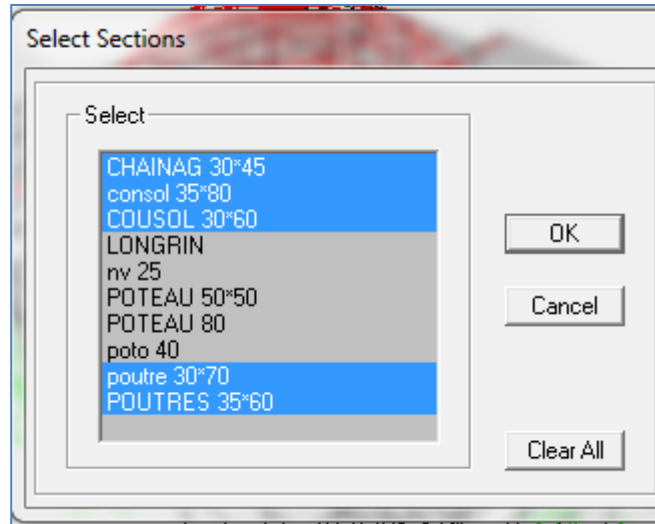
Les rotules de flexion "M<sub>3</sub>" et de cisaillement "V<sub>2</sub>" sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :

\* Select → frame section → poutres

\* Assign → frame → Hinges



Dans la fenêtre qui apparait (figures.4.2 ,4.3, 4.4;4.5), pour chaque de type de rotule choisie "Frame Hinge Assignments", on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœud).



Introduction des rotules plastiques des poutres figure. (4.2)

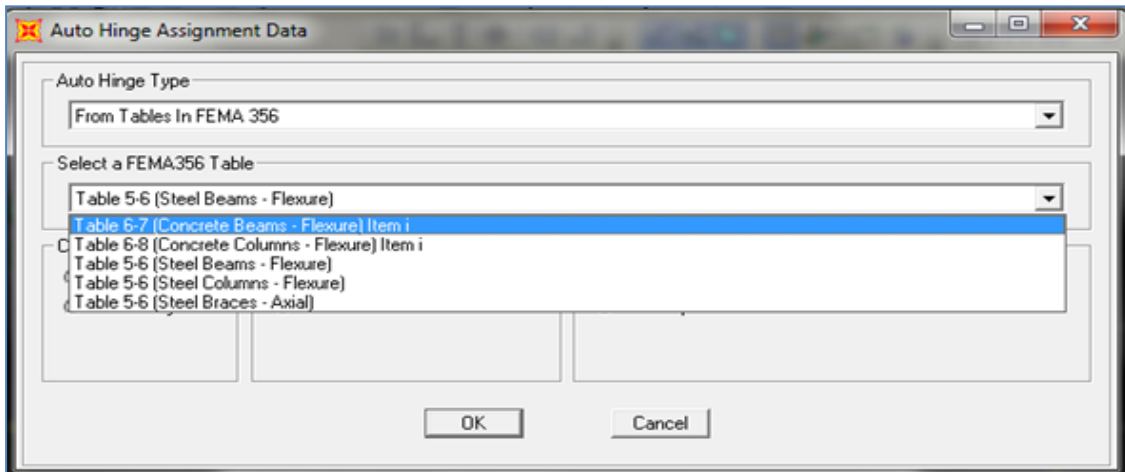


figure.4.3

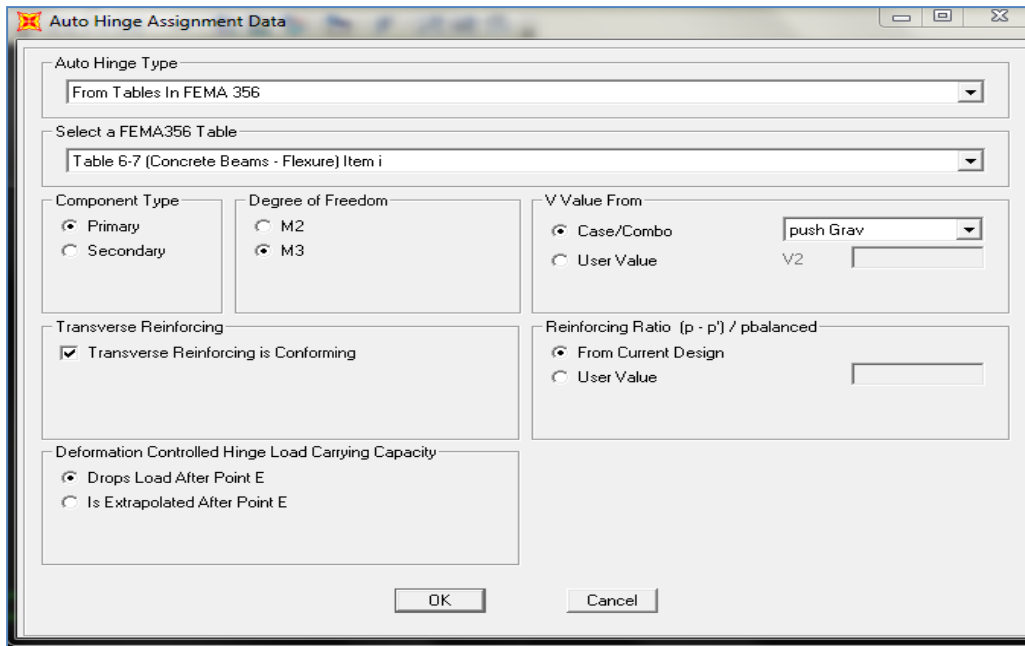


Figure. (4.4)

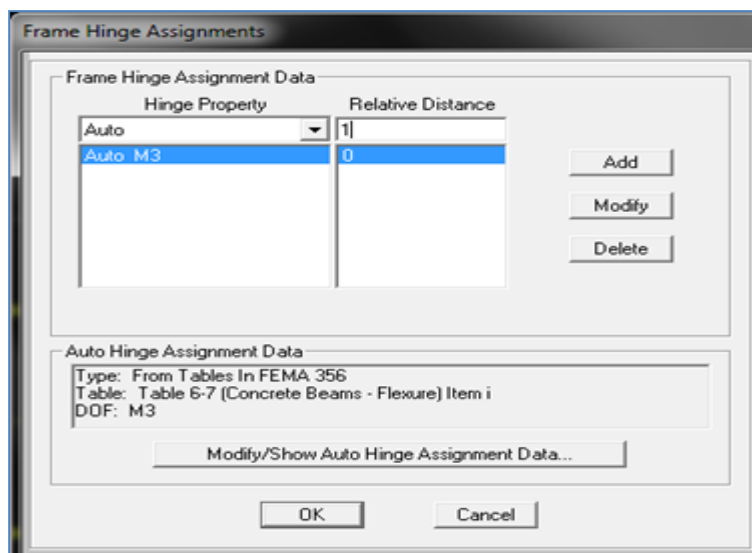


Figure. (4.5)

Figure (4.3 ; 4.4 ; 4.5) : Introduction des rotules plastiques des poutres

Pour les poteaux on introduit des rotules de cisaillement “V<sub>3</sub>” et “V<sub>2</sub>”, et des rotules de type “PM<sub>2</sub>M<sub>3</sub>”

Dans la fenêtre qui apparait (figures. (4.6 ; 4.7 ; 4.8; 4.9), Pour chaque de type de rotule choisie “Frame Hinge Assignments”, on introduit dans la case “Relative Distance” les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux (Nœud). [24]

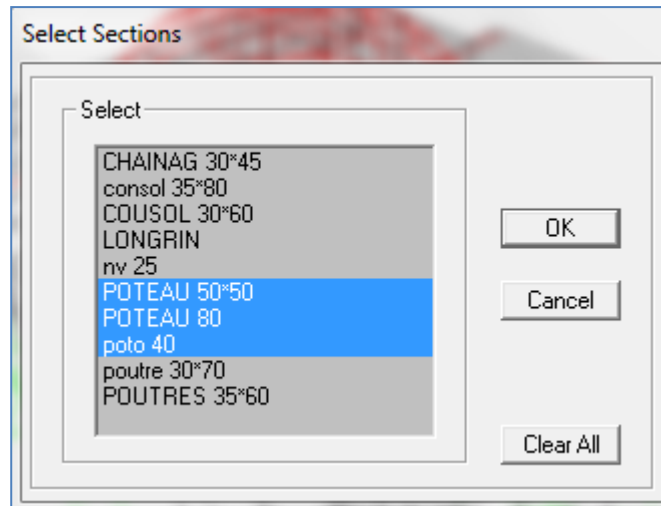


Figure (4.6) : Introduction des rotules plastiques des poteaux

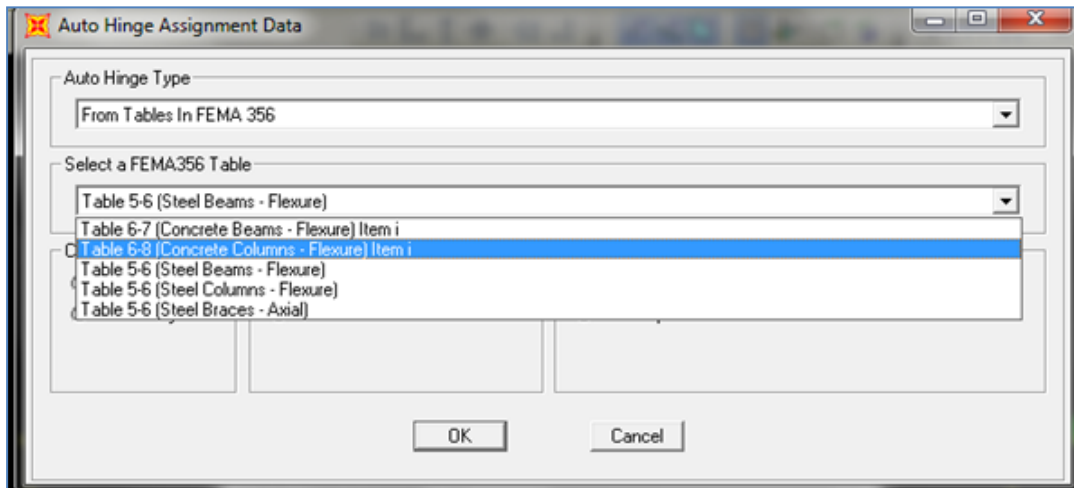


Figure (4.7)

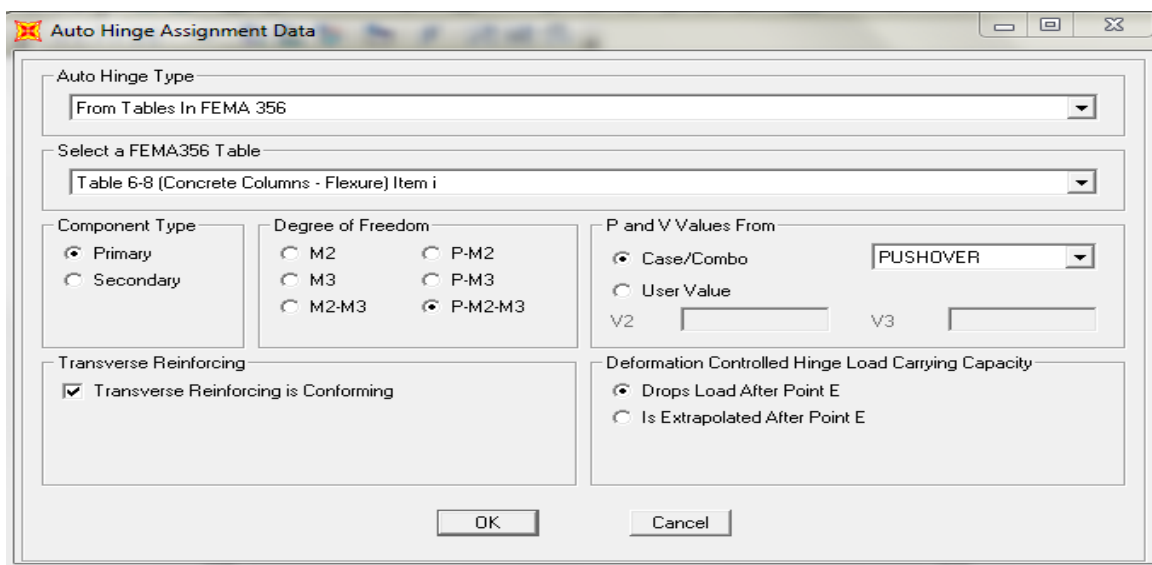


Figure (4.8)

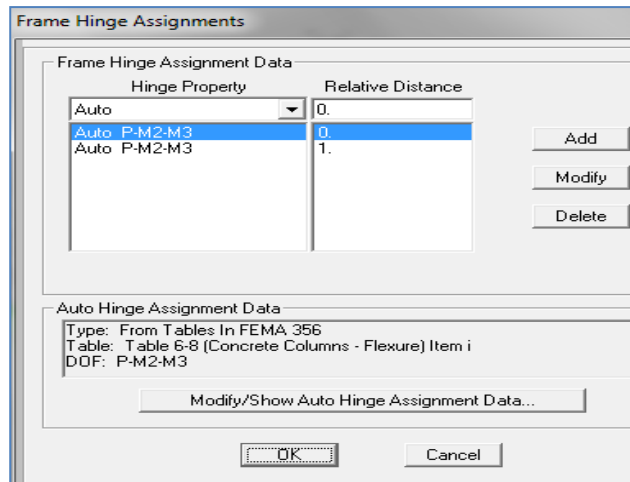


Figure (4.9)

Figure (4.7, 4.8, et 4.9) Affectation des rotules plastiques aux poteaux

Les niveaux de dommage qui contrôlent la loi de comportement des rotules plastiques, définis précédemment sont illustrés par les Figures (4.10) et (4.11)

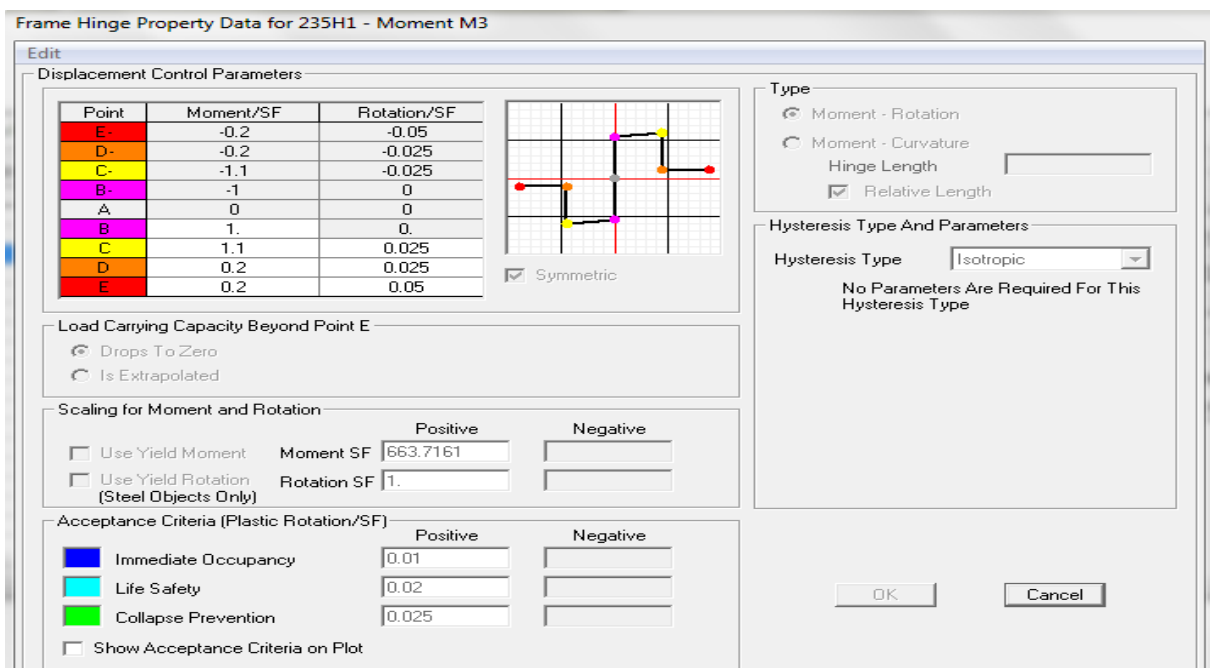
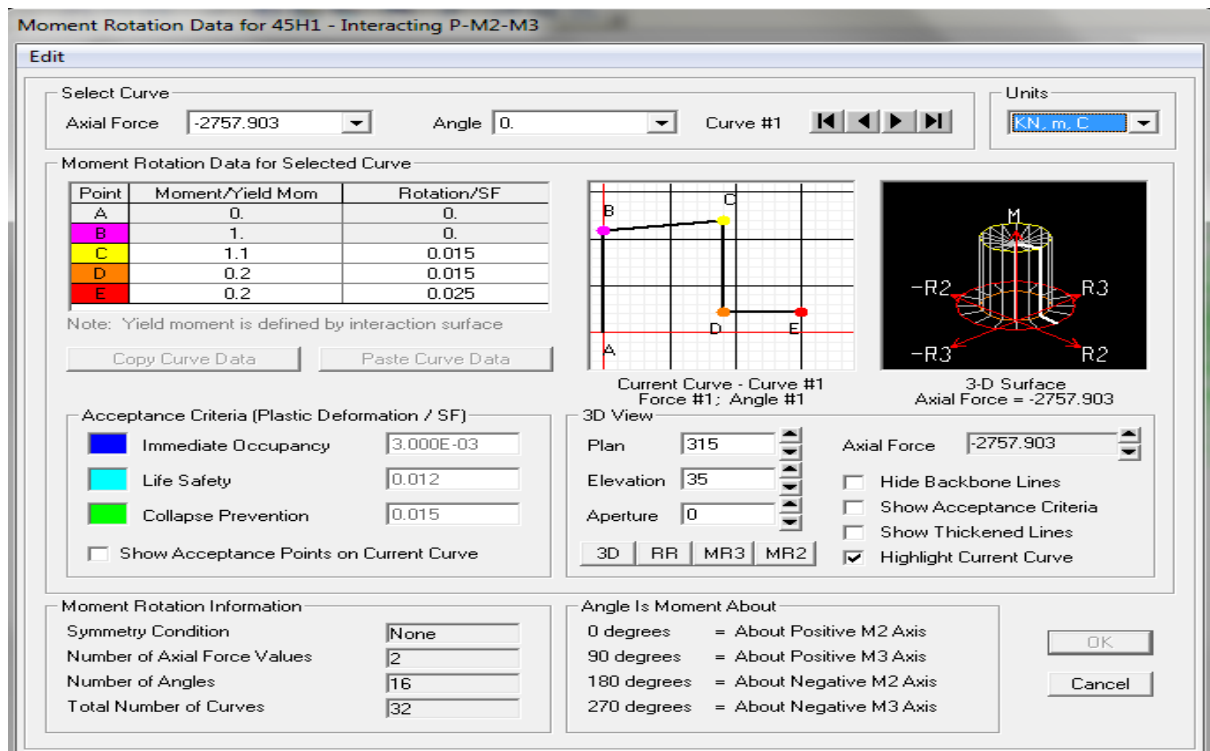


Figure (4.10) : Loi de comportement de rotule de cisaillement de type M3

Figure (4.11) : Loi de comportement des rotules couplées de type P-M<sub>2</sub>-M<sub>3</sub>

### IV.3. Définition du chargement de l'analyse PushOver :

L'analyse PushOver 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 (Analyse en mode "Déplacement contrôlé").

Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure. [17] [27] [28]

En plus de l'analyse en mode "Déplacement contrôlé", le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode "Force contrôlée", ce type d'analyse est choisie lorsque les charges appliquées à la structure sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure (ex : Push gravitaires) [17].

### IV.3.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

on clique sur : define → load cases → add new load case → dans le case (load case name) on écrit (push gravitaire) → le type de cette charge est (static nonliar) → Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA 2003 [1] pour la détermination des charges sismiques : (G+0.3Q) → on clique sur (modify) → on entre le nombre de nœud maître à la base.

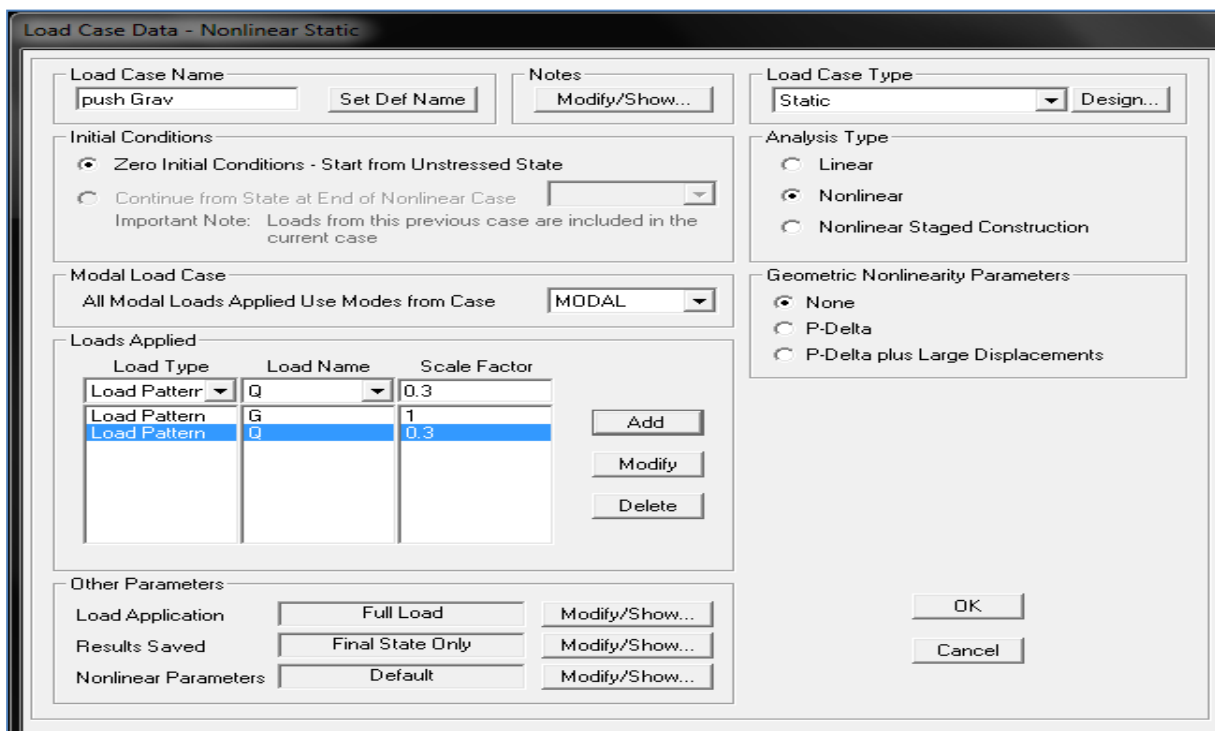


Figure (4.12) : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales

### IV.3.2. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales :

\* on clique sur : define → load cases → add new load case → dans le case (load case name) on écrit (push) → le type de cette charge est (static nonliar) → dans le boîtier (initial conditions) on choisit (continue from stat at end of nonlinear case, push gravitaire) → dans le boîtier (loads applied) on utilise au moins deux types de distributions [12], [25] → on clique sur (modify), dans le boîtier (modify), l'analyse est effectuée en mode "Déplacement contrôlé", le déplacement cible est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage. [24]

$D \text{ cible} = h/25 = 20.39/25 = 0.8156 \text{ m}$

On entre le nombre de nœud maitre au sommet.

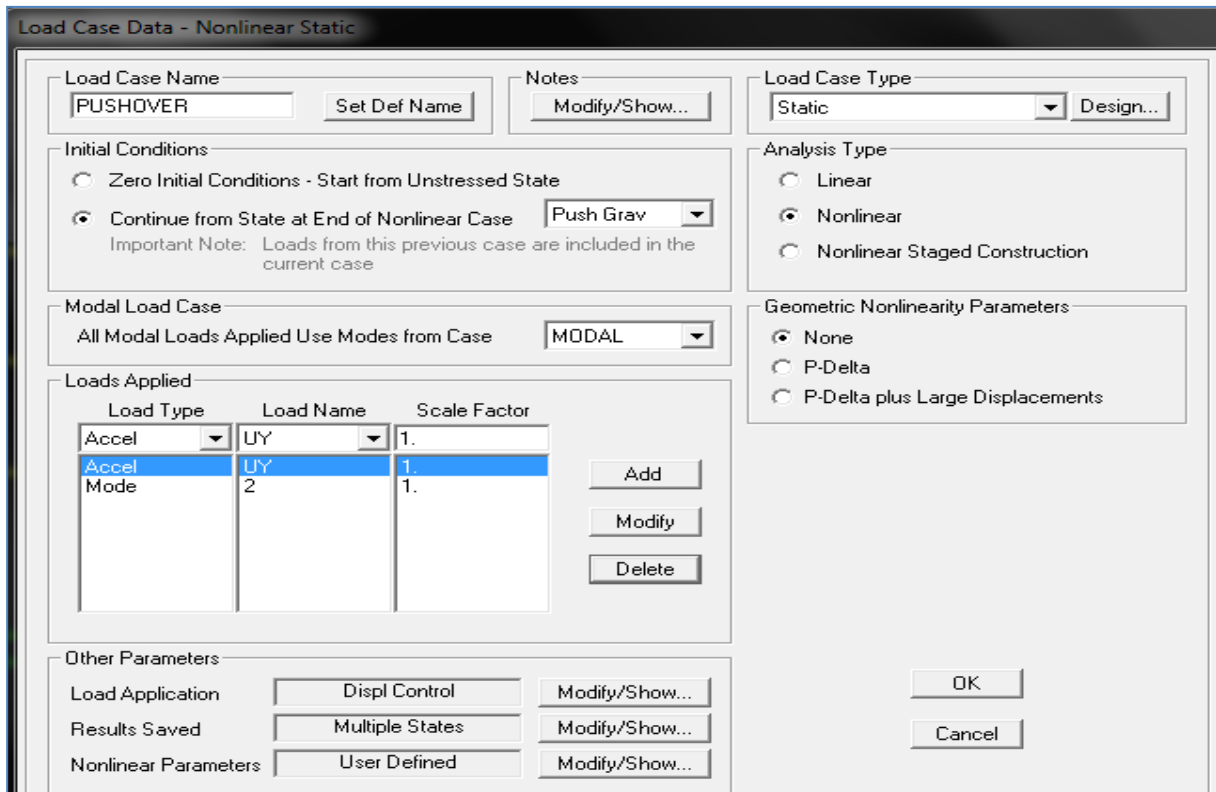


Figure. (4.13) : Définition du chargement de l'analyse PushOver

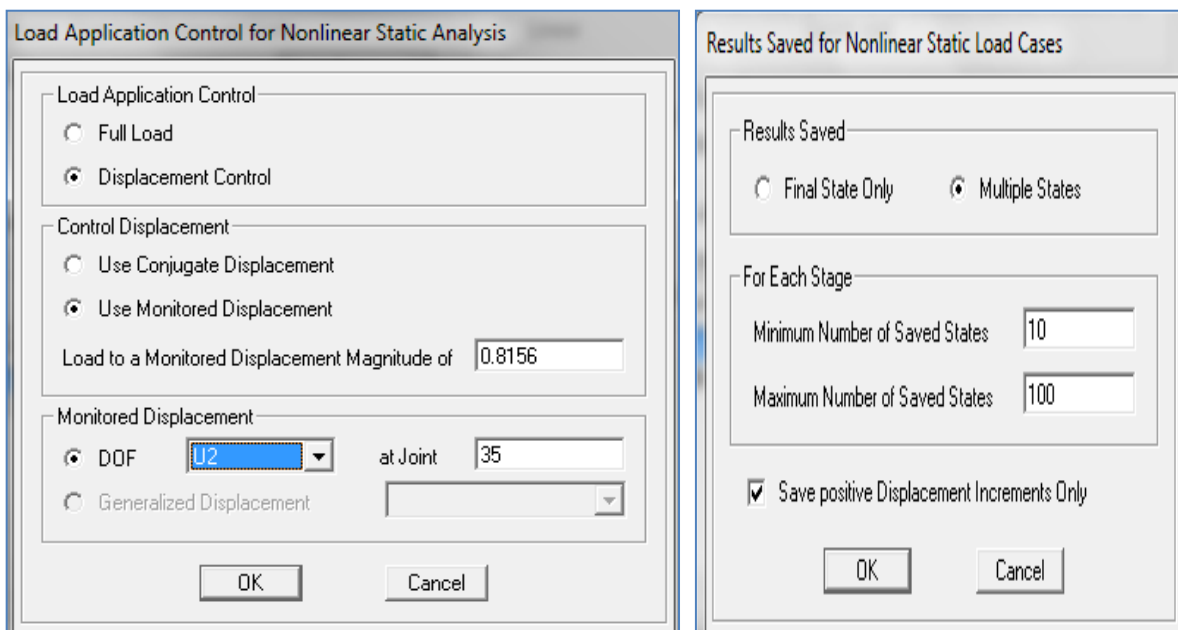


Figure (4.14) : Déplacement cible suivant Y (U2)

### IV.3.3. Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité :

On clique sur (analyze) → run analyses, une boite de dialogue apparaitra (set load cases to run) :

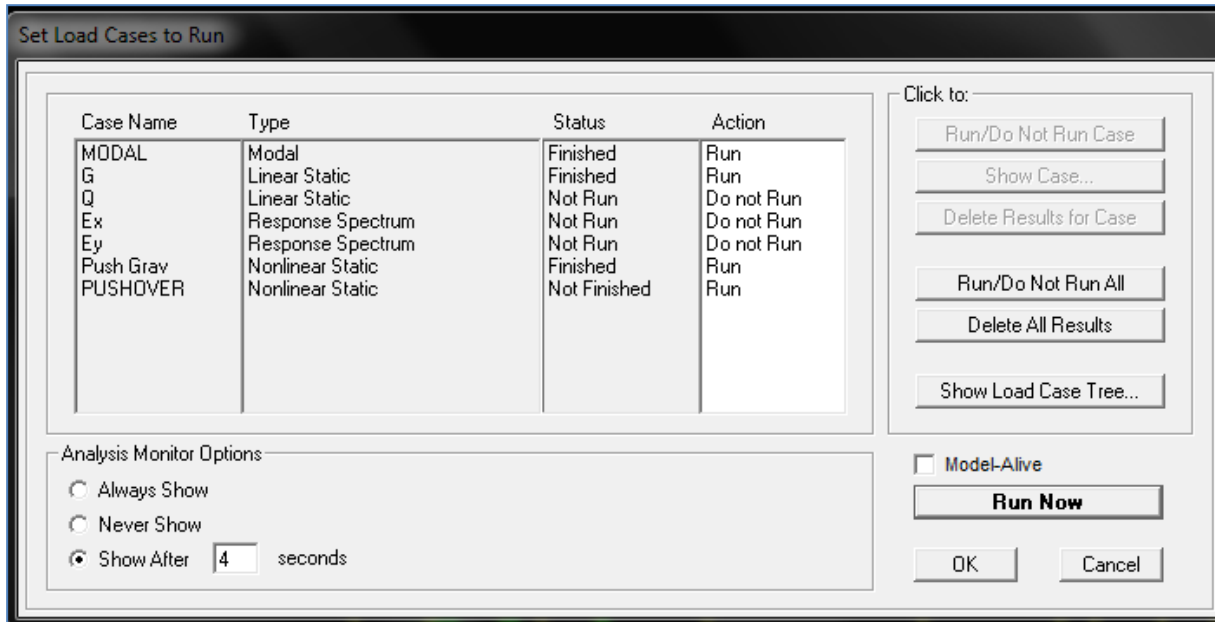


Figure. (4.15): Définir les cas de charge à exécuter

(Détail de l'analyse PUSH OVER Annexe 3)

D'abord on exécute les deux charges sismiques (Ex et Ey) et non pas les deux charges statique non linéaire (push gravitaire et push horizontale), ceci est fait en sélectionnant les deux charges (push gravitaire et push horizontale) et en cliquant sur (Run/don't run case), et puis sur (Run Now).

Après l'analyse élastique, on répète la même procédure, mais pour cette fois on sélectionne les deux charges sismiques (Ex et Ey) et on clique sur (Run/don't run case) et clique sur (Run Now).

Pour visualiser la courbe de capacité: Display → Show Static Pushover Curve.

On définit (PushOver parameter sets)

- force vs displacement, ATC 40 capacity spectrum , FEMA 356 coefficient method
- FEMA 440 équivalent lineariSation , FEMA 440 displacement modification





**Partie 3**  
**Partie Analyses Et**  
**Conclusions**

A decorative graphic of a scroll with a black outline and a light gray shadow. The scroll is partially unrolled at the top left and top right corners, with the unrolled portions being semi-circular and shaded gray. The text is centered within the scroll.

**Partie 3**  
**Partie Analyses Et Conclusions**

**Chapitre v**  
**Analyses Et Conclusions**

## **CHAPITRE V: Analyses Et Conclusions**

### **V.1. Introduction :**

Dans cette partie, on va exposer nos résultats issus de l'analyse PushOver, selon l'ordre suivant :

- Structure bloc avec coupole
- Structure bloc sans coupole

Les discussions se porteront sur ces résultats, seront comme suit :

- Comparaison des résultats entre la structure sans coupole avec celle (avec coupole) qui présente la disposition initiale de notre structure, cela a comme but, de montrer l'influence de la coupole sur la performance dynamique de la structure,
- Comparaison des résultats, selon le premier critère ( $K_e$ ).
- Comparaison des résultats, selon le deuxième critère ( $K_p$ ).
- Comparaison des résultats, selon le troisième critère ( $I_d$ ).
- Comparaison des résultats, selon le quatrième critère ( $\mu_D$ ).

Il est à noter, que les mécanismes de ruine qui représentent le développement de l'apparition des rotules plastiques et leurs niveaux de dommages, seront présentés pour des étapes (Steps) bien choisies [24].

### **V.2. Résultats de l'analyse PushOver de la structure (avec coupole) :**

#### **V.2.1. Courbe de capacité de la structure (V-D) :**

La courbe de capacité d'une structure représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement. En général, elle est formée d'une phase à caractère élastique linéaire (voir figure 5.1), suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture.

La courbe de capacité peut être obtenue par un calcul statique non-linéaire PushOver qui donne l'effort tranchant en fonction du déplacement du sommet, par une modélisation numérique.

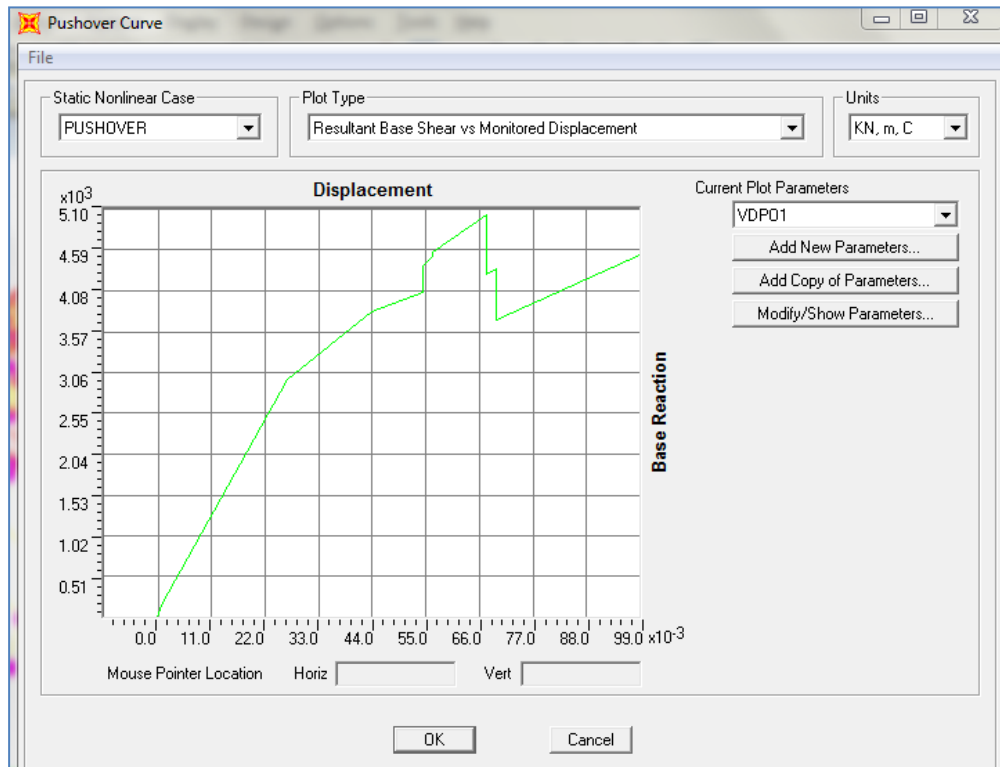


Figure (5.1) : Courbe de capacité de la structure

La première Figure (5.1) de nos résultats (figure.), est la courbe de Capacité de la structure c.à.d. un système dynamique à 3 DDL(R+2).

### V.2.2. Courbe de capacité spectrale (ATC 40) :

Cette courbe de capacité spectrale (ATC40) permet d'évaluer le niveau de performance de la structure, déjà transformée en un système à 1 DDL (courbe en vert dans figure. 5.2), pour la croiser avec celle moyenne (courbe en Jaune dans figure. 5.2) de la famille des spectres de réponse sismique (courbes en rouge dans figure. 5.2).

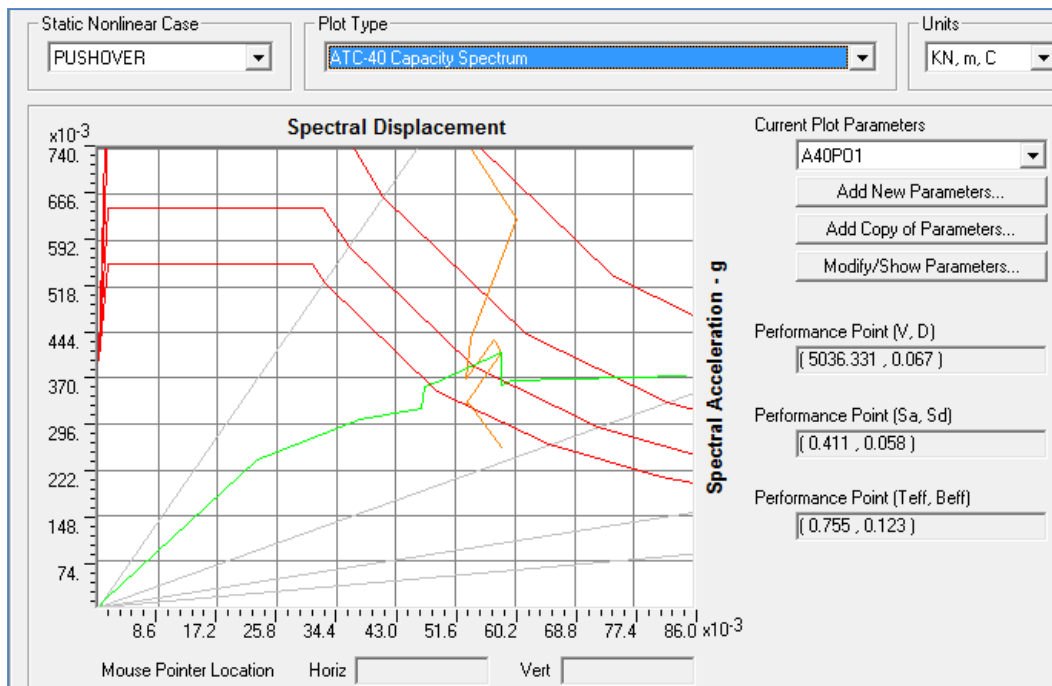


Figure (5.2) : Courbe de capacité spectrale (ATC40) de la Structure

Cette courbe est essentielle dans notre analyse et recherche de la disposition optimale, car elle peut nous éclaircir sur les performances dynamiques, comme il est montré dans la Figure ci-dessus (figure. 5.3).

### V.2.3. Linéarisation de la Courbe de capacité :

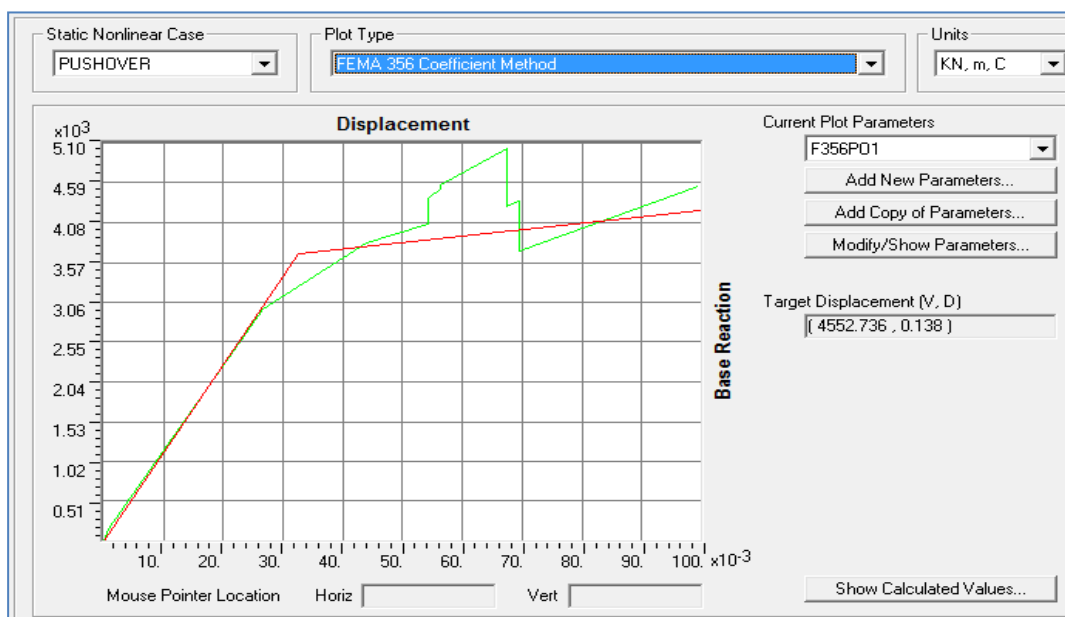


Figure (5.3): Linéarisation de la Courbe de capacité

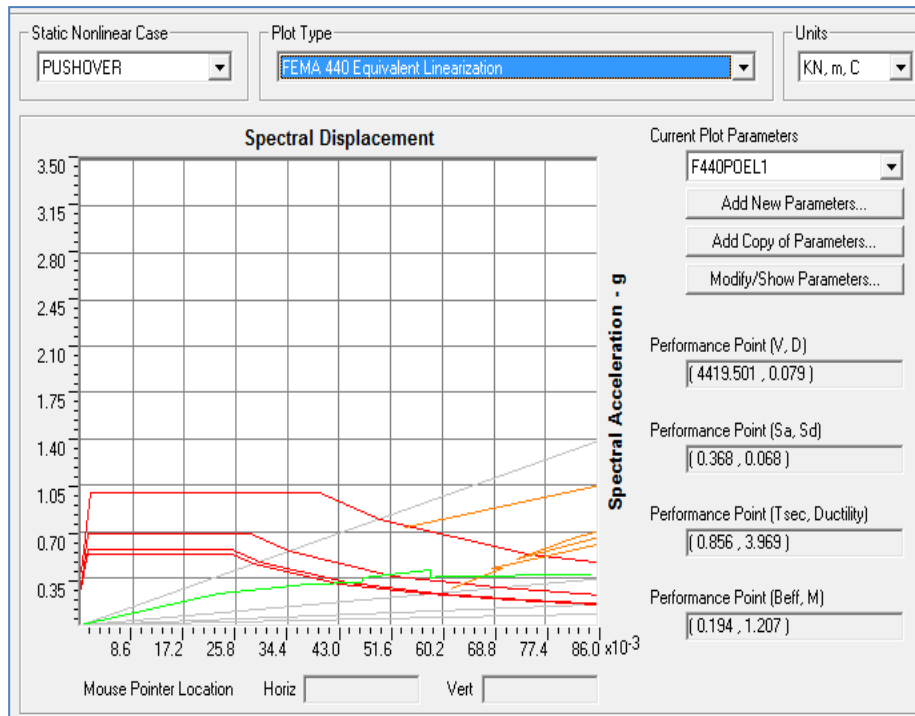


Figure (5.4): FEMA 356 coefficient method

Tableau (5.1): FEMA 356 coefficient method

File Edit										
Pushover Curve Demand Capacity - FEMA440 EL - PUSHOVER										
Step	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Teff	Tsecant	Beff	Ductility	Alpha	ModFact
	m		m							
0	0.000000	0.000000	0.053964	0.736504	0.543106	0.543106	0.050000	1.000000	0.000000	1.000000
1	0.000872	0.011902	0.053964	0.736504	0.543106	0.543106	0.050000	1.000000	0.000000	1.000000
2	0.022941	0.238483	0.327732	3.406974	1.693438	0.622292	0.157013	26.306296	0.752278	7.405423
3	0.037698	0.303209	0.082681	0.665012	0.940889	0.707468	0.192590	3.793824	0.442332	1.768736
4	0.046585	0.321969	0.072663	0.502208	0.911273	0.763194	0.187158	3.577090	0.314876	1.425697
5	0.047038	0.355703	0.085578	0.647142	0.981805	0.729628	0.202991	5.059688	0.444231	1.810708
6	0.048793	0.364935	0.086178	0.644539	0.988223	0.733655	0.203282	5.150580	0.439107	1.814369
8	0.058248	0.411370	0.087220	0.615982	1.025759	0.726819	0.204983	5.682230	0.464041	1.991764
9	0.058261	0.359692	0.068479	0.422780	1.009450	0.754996	0.204244	5.451229	0.409059	1.787640
10	0.059825	0.365693	0.070154	0.428829	0.909627	0.807498	0.186786	3.566062	0.238947	1.268949
12	0.085167	0.374783	0.061464	0.270477	0.926100	0.811529	0.190217	3.680661	0.241916	1.302291

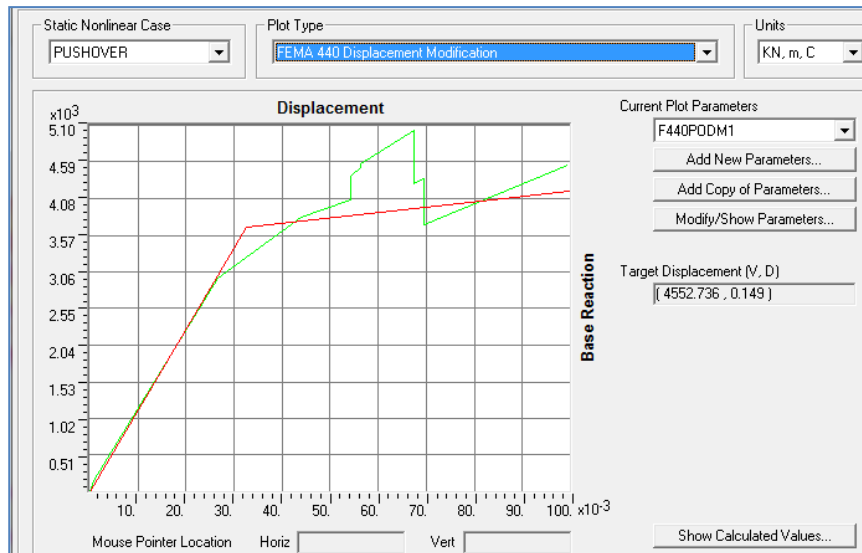


Figure (5.5): FEMA 440 déplacement modification

Cette courbe représente l'idéalisation de la courbe de capacité de la structure, où les déplacements sont modifiés d'une façon à avoir une égalité des surfaces.

#### V.2.4. Mécanismes de ruine :

Après la distribution des rotules plastiques dans la structure, et après chaque étape (Step) de chargement de l'analyse PushOver, on a remarqué que les premières rotules plastiques de type (B) se forment à la terrasse exactement au niveau des poutres (Figure 5.6), avant d'apparaître progressivement sur les autres poutres (Figure 5.7).

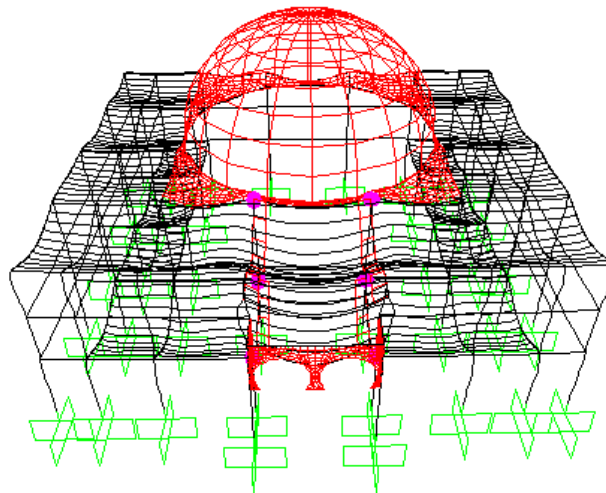


Figure (5.6) : Mécanisme de ruine avant le point de performance (Step 2/10)

Les différentes couleurs indiquent l'état de déformation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

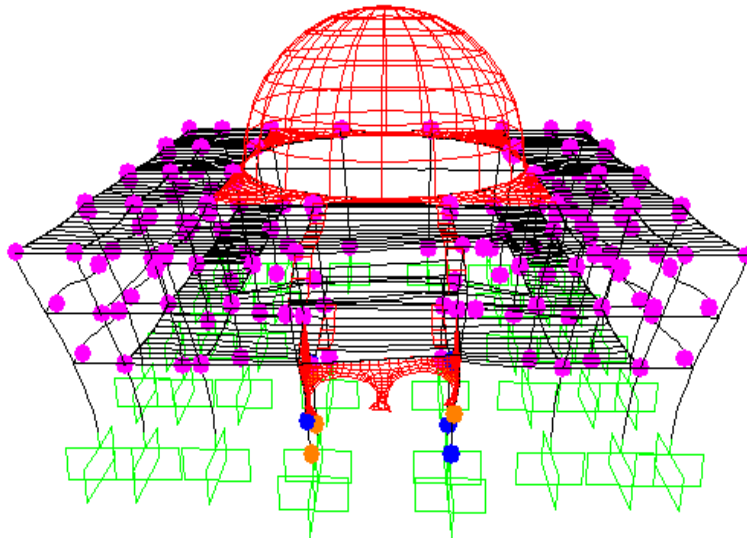


Figure (5.7) : Mécanisme de ruine à un Stade Avancé 11/11

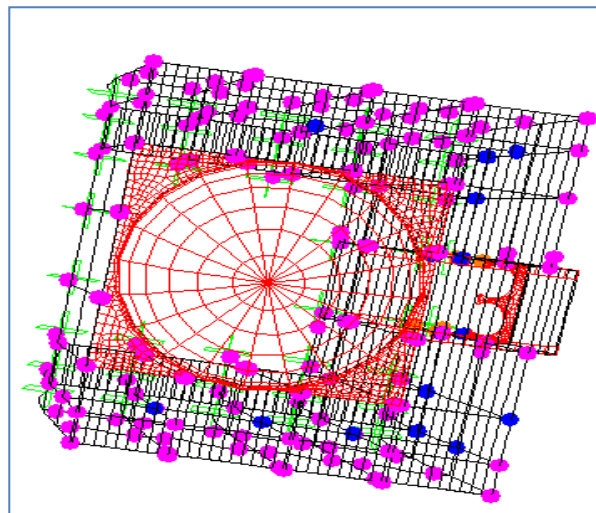


Figure (5.8) : Mécanisme de ruine à un Stade Avancé 11/11

Lorsque la charge est augmentée au fur et à mesure par incréments (11 Steps), les rotules plastiques de type (IO) se forment dans le 1<sup>er</sup> étage et a la base aussi (figure.5.7), et des rotules de type (B) apparaissent aux niveaux de certains poteaux du RDC et 1<sup>ER</sup> étage. A une phase très avancée du chargement (Step 8/11), on constate l'apparition des rotules de type de ruine (D), au niveau du RDC (figure. 5.7), ce qui traduit la rupture de la structure, car le point de performance se situe entre le Step 10 et 11.



### V.3. Résultats de l'analyse PushOver de La Structure Bloc Sans Coupole :

#### V.3.1. Courbe de capacité de la structure (déplacement-efforts tranchant à la base) :

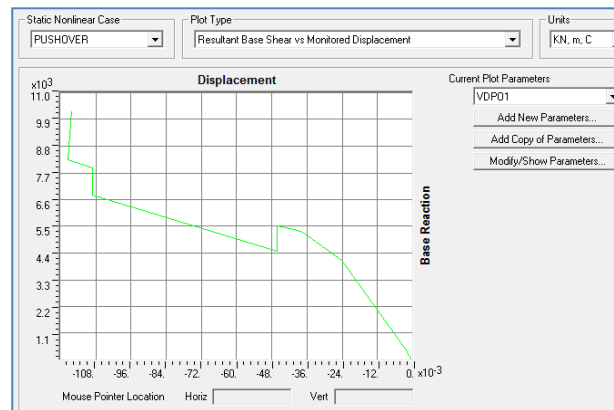


Figure (5.9) : Courbe de capacité Bloc Sans Coupole

#### V.3.2. Courbe de capacité spectrale (ATC 40) :

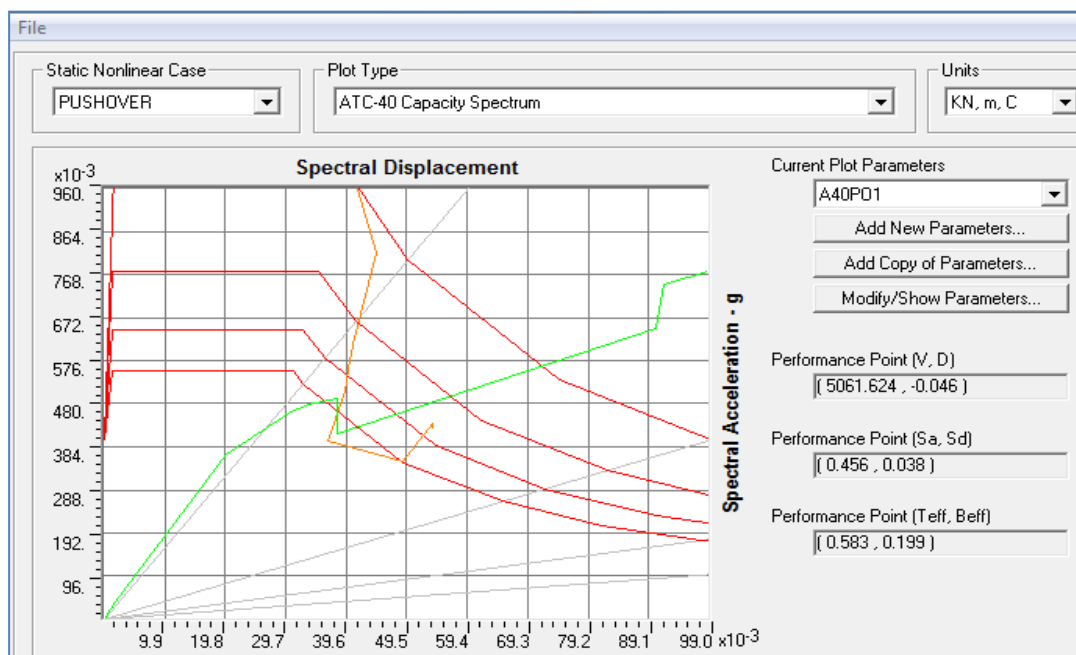


Figure (5.10) : Courbe de capacité spectrale-ATC 40

### V.3.3. Linéarisation de la Courbe de capacité :

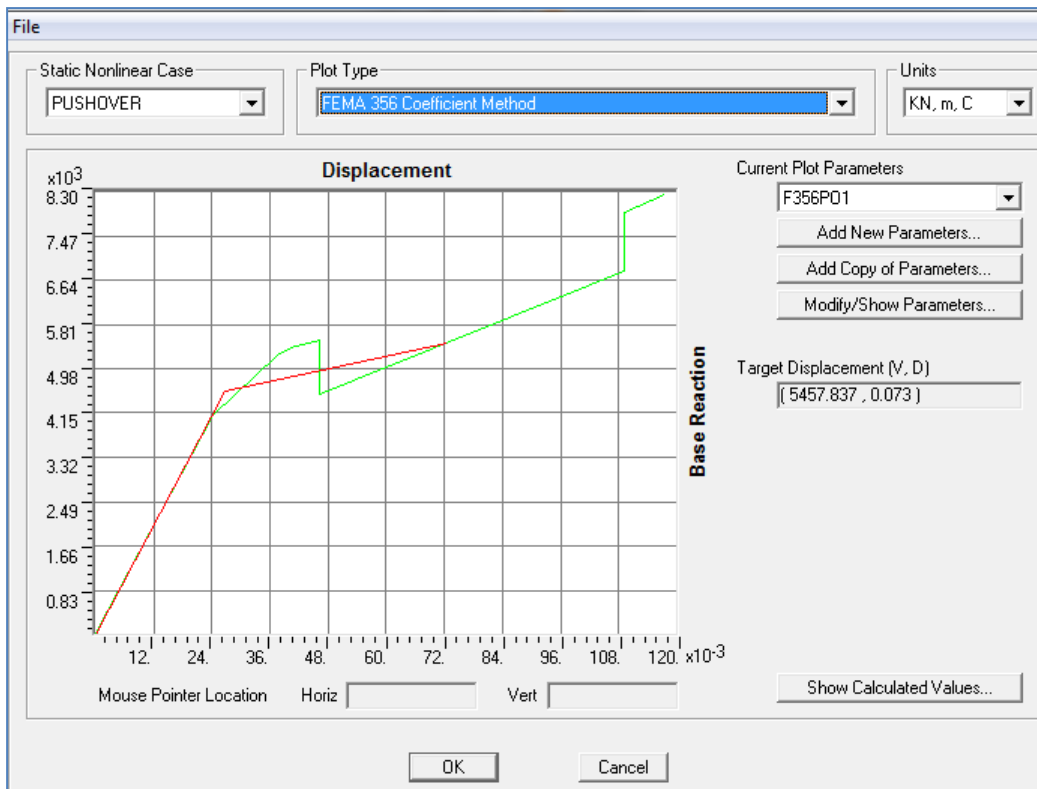


Figure (5.11) : Courbe Linéarisation de la Courbe de capacité

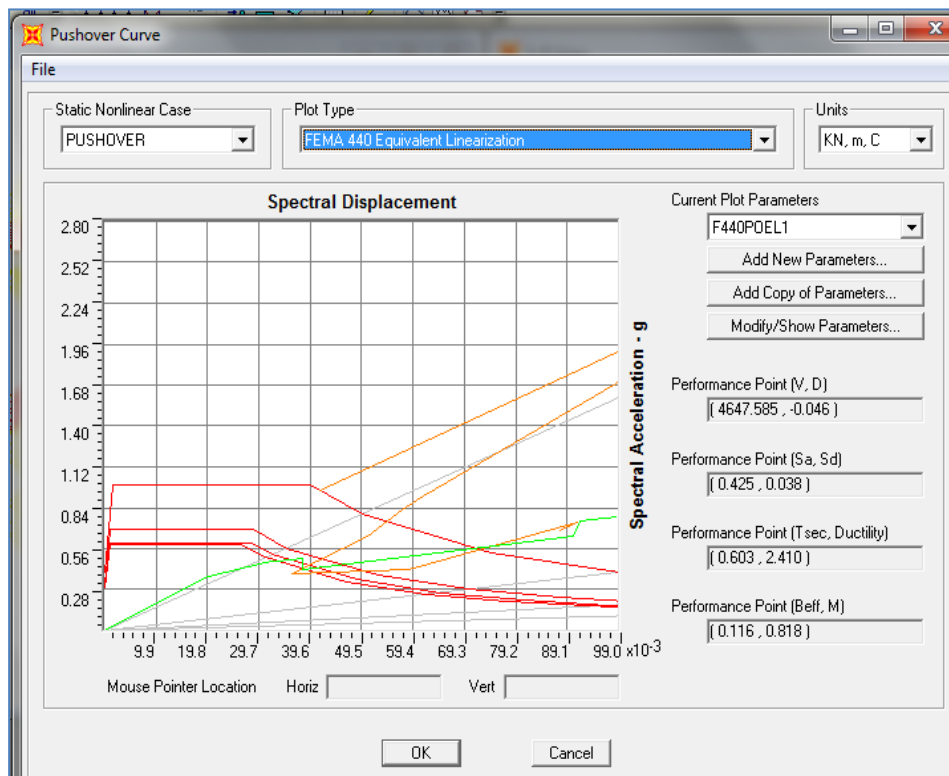


Figure (5.12) : Courbe Linéarisation de la Courbe de capacité

Tableau (5.2) : Courbe Linéarisation de la Courbe de capacité

Pushover Curve Demand Capacity - FEMA440 EL - PUSHOVER										
Step	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Teff	Tsecant	Beff	Ductility	Alpha	ModFact
	m		m							
0	0.000000	0.000000	0.041512	0.957434	0.417783	0.417783	0.050000	1.000000	0.000000	1.000000
1	0.001731	0.039914	0.041512	0.957434	0.417783	0.417783	0.050000	1.000000	0.000000	1.000000
2	0.019922	0.366148	0.148813	2.735115	1.038369	0.468007	0.198532	11.51148	0.777565	4.922651
3	0.030946	0.465485	0.061507	0.925172	0.687324	0.517335	0.182850	3.461877	0.510879	1.765140
4	0.032479	0.472898	0.058111	0.846113	0.669079	0.525818	0.176304	3.318507	0.472266	1.619139
5	0.033278	0.477687	0.057334	0.822990	0.666212	0.529577	0.175210	3.296792	0.457943	1.582585
6	0.038174	0.489996	0.050611	0.649637	0.635037	0.560022	0.162408	3.070251	0.342324	1.285840
7	0.038227	0.413100	0.036004	0.389080	0.522980	0.610346	0.108048	2.291689	0.057099	0.734204
8	0.090207	0.647429	0.058525	0.420043	0.825793	0.748935	0.207147	6.358517	0.182635	1.215777
9	0.091465	0.745222	0.091002	0.741449	0.993145	0.702916	0.202360	10.125641	0.282389	1.996262
10	0.098718	0.774566	0.087487	0.686446	0.983593	0.716288	0.203010	9.857161	0.265700	1.885629

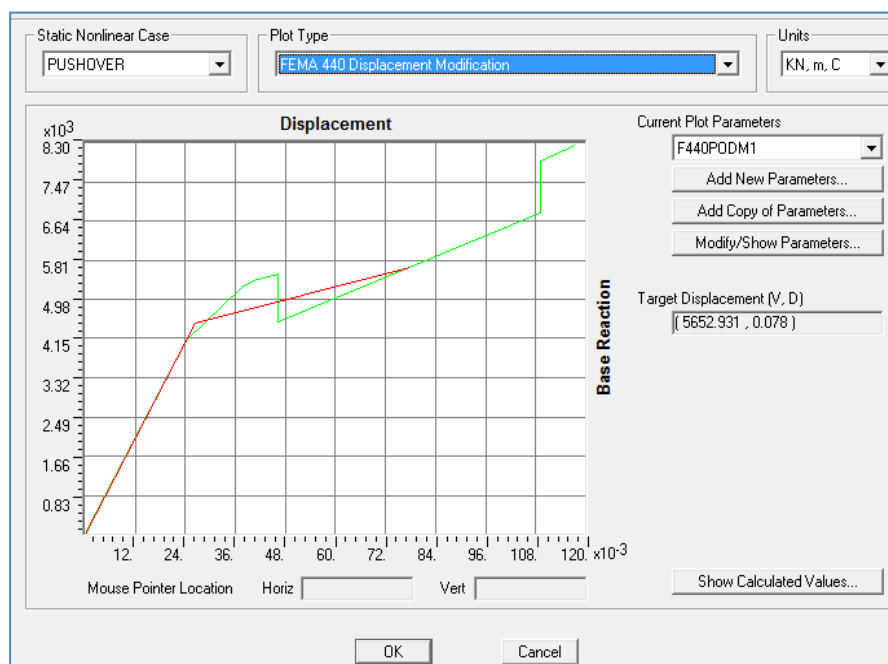


Figure (5.13) : Courbe Linéarisation de la Courbe de capacité

### V.3.4. Mécanismes de ruine :

Le logiciel (SAP2000 version 14.2), donne les valeurs de Sa et Sd (figure.5.12), ces valeurs permet d'obtenir les deux étapes (Steps) où les valeurs du point de performance sont comprises entre deux Satdes (Steps). Ces étapes nous donnent l'outil pour suivre l'apparition des rotules plastiques.

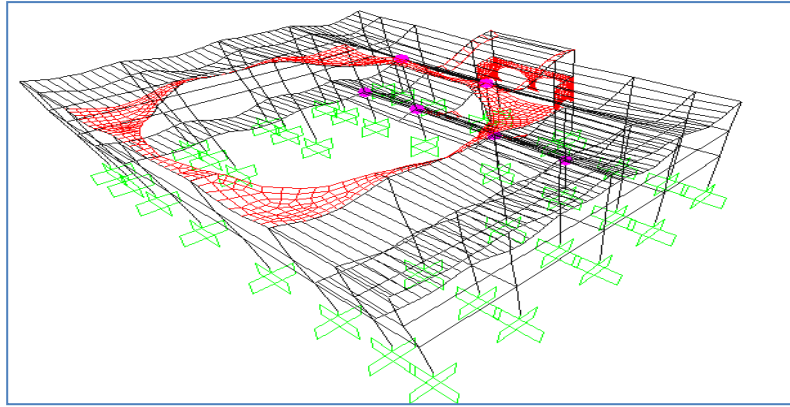


Figure (5.14) : Mécanisme de ruine à un : Step 1

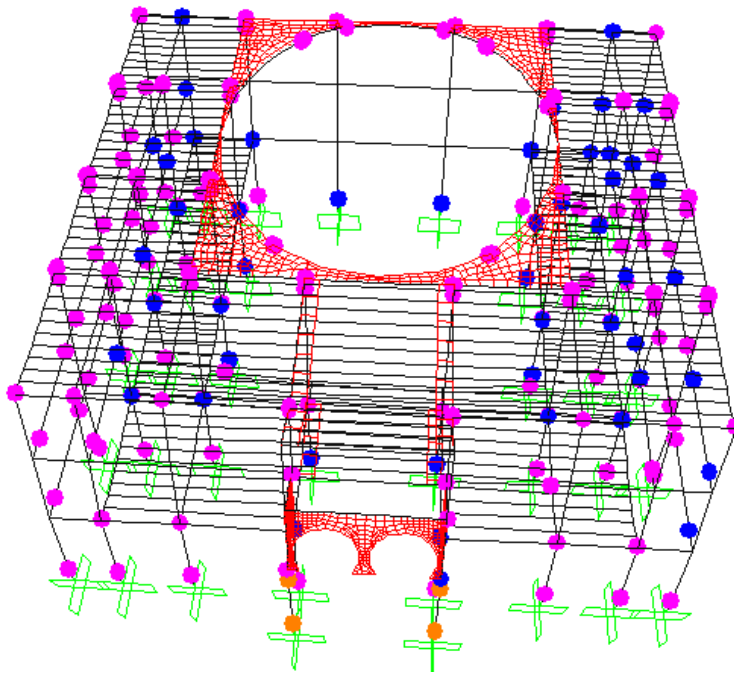


Figure (5.15) : Mécanisme de ruine à un : Step 11

#### V.4. Comparaison des performances dynamiques :

##### V.4.1. Comparaison entre la Structure Avec Coupole Et Sans Coupole :

La discussion des résultats issus de l'analyse PushOver, afin de comparer entre la structure avec coupole et sans coupole se résumera en Tableau III.1 ci-dessous, en matière de performance dynamiques :

Tableau (5.3): Performances Dynamiques

structure	V (KN)	D (cm)	T (sec)
Avec coupole	5036,331	6,7	0.53471
Sans coupole	5060.624	4.6	0.478326

D'après les valeurs de ce tableau (Tab. III.1), on peut constater clairement une différence entre les résultats d'une structure sans ou avec coupole, malgré que la structure sans coupole présente une résistance de ruine (ultime), plus importante que celle avec coupole

**Les critères de comparaison, sont détaillés comme suit :**

#### **V.4.2. Comparaison Selon la rigidité initiale ( $K_e$ ) :**

La raideur initiale ( $K_e$ ) traduit, le comportement de la structure dans le domaine élastique, il représente la rigidité maximale en élasticité,  $K_e = Vy/Dy$ , donc en dynamique des structures :

Tableau (5.4): Rigidité initiale

La structure	$K_e$ (KN/m)
Avec coupole	112604.7203
Sans coupole	174850.9289

On peut constater, d'après les valeurs du Tableau.2 que la structure sans coupole, présente une meilleure rigidité initiale, en phase finale du domaine élastique, ce qui peut traduire comme une optimisation de la résistance de la structure.

#### **V.4.3. Comparaison Selon la rigidité au point de performance ( $K_p$ ) :**

Au fur et à mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de son raideur initiale ( $K_e$ ). Au point de performance, la rigidité de la structure est :  $K_p = V_p/D_p$ , ce qui constitue notre deuxième critère de comparaison :

Tableau. (5.5) : Rigidité, au point de performance

La structure	Kp
Avec coupole	49424.46442
Sans coupole	74631.3611

La structure sans coupole, -selon le Tableau.3- présente la meilleur rigidité au point de performance, ce qui la favorise en terme de performance dynamique dans le domaine post-élastique (Plastique).

Donc, Ce rapport entre la rigidité initiale  $K_e$  (critère 01), et celle au point de performance  $K_p$  (critère 02), nous renseigne sur la performance dynamique des structures à la fois en domaine élastique et en plasticité, ce qui nous estime la dégradation de la rigidité (critère 03), utilisé souvent par les scientifiques pour évaluer la vulnérabilité sismique des structures.

#### V.4.4. Comparaison Selon l'indice de dégradation globale ( $I_d$ ) :

L'indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) peut être défini par [14] :

$$I_d = 1 - (K_p / K_e). 100\%$$

Cet indice a une très grande importance dans l'analyse de la performance dynamique des structures, ce qui nous a amené à l'utilisé dans notre travail, car il nous résume l'état de la résistance de la structure, dans les domaines élastique et plastique :

Tableau. . (5.6): Dégradation des rigidités

La structure	$I_d$
Avec coupole	56,27%
Sans coupole	57,32%

D'après les valeurs de ce tableau (Tableau4), on peut constater clairement aucune différence entre les résultats d'une structure sans ou avec coupole,

La structure avec coupole présente la dégradation la plus moindre, cela peut s'expliquer par un meilleur comportement non linéaire de cette structure, d'où l'importance de ce critère.

Donc, la structure avec coupole forme un bon système de contreventement, qui permet à la structure de subir des pertes de résistance moins importante que la structure sans coupole, ce qui nous conduit à la mesure de degré de pénétration dans le domaine plastique (critère 04).

#### V.4.5. Comparaison Selon la demande en ductilité ( $\mu_D$ ) :

La demande en ductilité est un critère qui traduit, le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique [14]. Ce critère peut être calculé suivant la formule :  $\mu_D = D_p / D_e$ , en connaissant l'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement ( $D_y$ ) ; le déplacement imposé à la structure (Point de performance) correspond à un déplacement ( $D_p$ ).

Tant que le facteur ( $\mu_D$ ) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important, cela peut nous donner une vision claire, sur la plastification de la structure, et ainsi un moyen de repousser la disposition qui a la plastification la plus élevée :

Tableau. (5.7) : Demande en ductilité

La structure	$\mu_D$
Avec coupole	3.176
Sans coupole	7,783

En analysant, les valeurs en termes de demande en ductilité, la structure avec coupole, présente la meilleure valeur inférieure à celle de la structure sans couple, ce qui nous permet de la considérer comme la disposition la plus optimale de notre structure étudiée.

#### V.5. Résumé des résultats

Les performances dynamiques des différentes variantes analysées sont :

Tableau. (5.8) : Résultats des performances dynamiques

La structure	V (KN)	D (cm)	T (sec)
Avec coupole	5036,331	6,7	0.53471
Sans coupole	5060.624	4.6	0.478326

Tableau (5.9): Résultats des différents critères de comparaison

La structure	Ke (KN/m)	Kp	I <sub>d</sub>	μ <sub>D</sub>
Avec coupole	112604.7203	49424.46442	56,27%	3.176
Sans coupole	174850,9289	74631,3611	57,3171	7,783

**On Remarque que:**

Nous avons clairement expliqué que la recherche concernant de la comparaison entre la structure avec ou sans coupole, se fait généralement par l'analyse PushOver dans notre cas.

- La structure sans coupole présente une rigidité initiale ( $K_e$ ) plus élevée par rapport à la structure avec coupole.
- La rigidité ( $K_p$ ) de la structure sans coupole est la plus grande par rapport à la structure avec coupole
- La structure avec coupole présente la dégradation la plus moindre,
- la demande en ductilité ( $\mu_D$ ) de la structure avec coupole est inférieure par rapport à la structure sans coupole.

**V.6. Conclusion :**

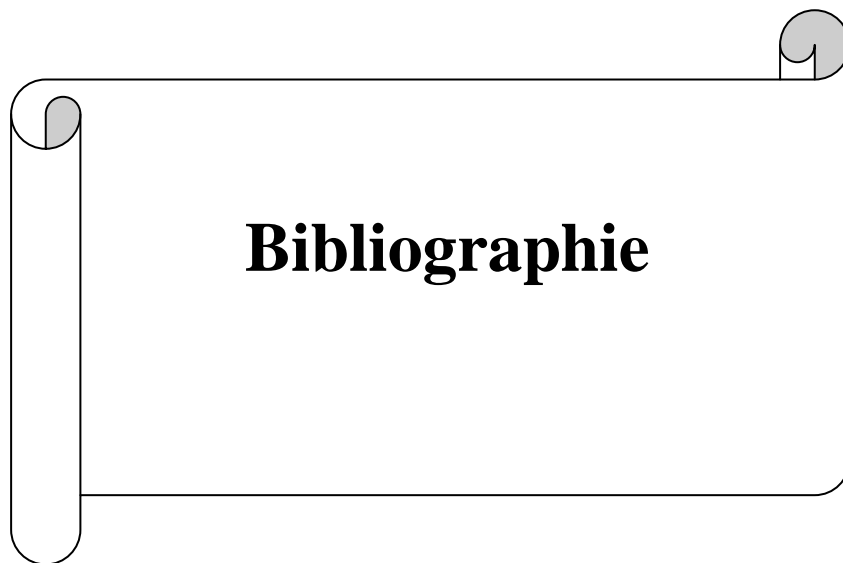
L'évaluation de la performance des structures importantes dans notre cas une mosquée est indispensable pour bien appréhender le comportement de telles structures. La performance des structures passe par une analyse pushover, dont le but est de simuler le comportement des structures dans le domaine non linéaire.

La coupole influe sur le développement des rotules plastiques tout au long de la poussée progressive de la mosquée vers un déplacement cible. Les rotules plastiques ne se développent pas dans la coupole étant donné que cette dernière est considérée comme un élément secondaire dans les règlements en vigueur (Eurocode et FEMA). Une modélisation détaillée de la coupole par élément finis par



l'introduction des éléments poutres pour permettre le développement des rotules plastiques n'a pas influencé le développement des rotules plastiques en dehors de la coupole.

Ceci confirme l'hypothèse des règlements de calcul de considéré la coupole comme un élément secondaire, puisque même avec une modélisation détaillé de la coupole, les rotules plastiques n'apparaissent jamais dans cette dernière.



# **Bibliographie**

## Références bibliographiques

[1] **RPA99 (2003)**, "Règles Parasismiques Algériennes, Version 2003", Document technique Réglementaire, DTR B C 2 48, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger.

[2] **MEDJERAB Mohammed (2012)**. «Modélisation Parasismique Des Structures En Béton Armé"-, mémoire magister, Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie, Septembre 2012.

[3] **ATC**, «**ATC 40**, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings », Applied Technology Council, 1996.

[4] **Federal Emergency Management Agency (FEMA)**, 1997, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273.

[5] **Abdelkrim Kadid (2011)**. "Méthodes d'Analyse Sismique"- JEACP, Journée d'étude Université de Biskra 2011.

[6] **Ourabah .A ; Hamouche. S ; Seghir A. et Tahakourt A.** "Analyse Pushover D'une Structure Auto Stable (R+8) Pushover Analysis Of Multistory Structures, Université de hassiba benbouali de Chlef (Algérie) 26-27 octobre 2010.

[7] **A.Boumekik** « Analyse pushover des structures en béton armé ». Projet de recherche, université de Batna.2006.

[8] **K. Hamou, K.Ramdane** « Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover ». 7<sup>ème</sup> Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.

[9] **EPFL-ENAC-SGC 2009**, "Non-linear static procedures", Ecole doctorale Structures civil- 706 advanced Earthquake Engineering, école polytechnique fédérale de Lausanne.

[10] **BSSC, 1997**, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 1997 Edition, Part 1: Provisions and Part 2: Commentary, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. FEMA 302 and 303), Washington, D.C.

[11] **H. Krawinkler**, pushover analysis: why, how, when, and when not to use it, structural engineers association of California, 17-36.

[12] **Fajfar, P. and M, EERI. A'** « Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, Earthquake Spectra, Vol.16, No.3, pp.573-592, August 2000.

[13] **Krawinkler H., Seneviratna G.** (1998) 'Pros and Cons of a Pushover Analysis for Seismic Performance Evaluation.' Engineering Structures, 20, 452-464.

[14] **Sun-Pil Kim. And Yahia C Kurama**, An Alternative Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Displacement Demands Engineering Structures, vol 30, (3793-3807).

[15] **Fajfar P**, Structural Analysis in Earthquake Engineering – Breakthrough of Simplified Non Linear Methods, Proceedings of 12 European Conference on Earthquake Engineering, London, paper No. 843, (1-20), 2002

[16]: **Oğuz, S.**, « Evaluation of Pushover Analysis Procedures for Frame Structures », PhD Thesis, Natural And Applied Sciences Of the Middle East Technical University, Turkey, 2005.

[17]: **Aboutair S ., Okasha A.**, « Analyse de la disposition optimale des voiles dans les structures mixtes par la méthode de capacité spectrale », université badji mokhtar Annaba, 2003.

**[18]: Belkheir M. A.**, « Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments », mémoire de Magistère, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie, Juillet 2012.

**[19]: Belmouden Y.**, « Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre », Bulletin de l'Institut Scientifique, section Sciences de la Terre, N°26, PP 1-10, Rabat, 2004.

**[20] DTR 2.2** « Document technique réglementaire la charge permanente et la charge d'exploitation ».

**[21]: BAEL**, « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 », 1999.

**[22]: ROBOT**, Autodesk Robot Structural Analysis Professional, Autodesk, Inc, 2009.

**[23]: Autocade 2013** , Autodesk, Inc, 2013

**[24] : SAP 2000 V14.2**, Structures Analysis Program : A Detailed Tutorial Including Pushover Analysis, Computers and Structures Inc, University Ave. Berkely, California 94704- USA, 1995.

**[25]: Chopra, A.K., Goel, R.K.**, « A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation »,Tech. Rep. 2001/3, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 2001.

**[26]: Belkheir M. A.**, « Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments », mémoire de Magistère, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie, Juillet 2012.

**[27]: Oğuz, S.**, « Evaluation Of Pushover Analysis Procedures For Frame Structures », PhD Thesis, Natural And Applied Sciences Of The Middle East Technical University, Turkey, 2005.

**[28]: Habibullah A., Pyle S.**, « Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis », Published in Structure Magazine, 1998.



## Liste de figure

## LISTE DE FIGURE

<b>CHAPITRE I :</b> <b>Les Methodes D'analyse Sismique Dans Les Codes Parasismiques Recents</b>	
Fig.1.1: Spectre de réponse général [4].	11
<b>CHAPITRE II</b> <b>La Methode De Pushover</b>	
Fig.2.1 Courbe de capacité (pushover) d'une structure	13
Figure 2.2 : Signification physique de la courbe de capacité [2 ; 9].	14
Figure (2.3): Représentation bilinéaire du spectre de capacité [3].	20
Figure (2.4): La relation entre le facteur de participation modal et le coefficient de masse modal [3].	21
Figure (2.5) : specters de réponse dans le format ADRSet le format traditionnels [3]	22
Figure (2.6): spectre de capacité superposé au-dessus des spectres de réponse dans le format ADRS et le format traditionnel [3].	22
Figure (2.7): Point d'intersection de spectres de capacité et de demande dans la tolérance Acceptable ATC-40 [3].	23
Figure (2.8): Point d'intersection de spectre de demande et spectre de capacité de dent de scie [3].	24
Figure (2.9) : Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité [3].	25
Figure (2.10) : état d'endommagement	26
Figure (2.11). niveau d'endommagement d'écrits par une courbe de capacité [9]	27
figure (2.12): Niveau d'endommagement [8].	27
Figure(2.13) : Construction de la courbe de Capacité de la structure [18]	28
Figure 2.14 : Conversion de la courbe de capacité en format (Sa-Sd)	29
Figure 2.15 : Linéarisation de la courbe de capacité en format (Sa-Sd)	29



<b>CHAPITRE III :</b> <b>Etude de la structure</b>	
Vue en plan Figure (3.1) [23].	30
Façade principale Figure(3.2) [23].	31
Façade principale Figure(3.3)	31
Façade latérale figure (3.4) [23].	32
Façade latérale figure (3.5) [23].	32
Bloc 2 figure.(3.6) [24]	36
Elément barre figure.(3.7) [22]	37
élément panneau figure(3.8) [22]	37
Spectre de réponse figure(3.9) [1].	38
Bloc 2 figure(3.10) [22].	42
<b>CHAPITRE IV :</b> <b>Analyse Push Over</b>	
Figure (4.1) : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages	49
figure. (4.2) Introduction des rotules plastiques des poutre	51
Figure ( 4.3 ;4.4 ; 4.5 ) : Introduction des rotules plastiques des poutres	51
figure.4.3	
figure.(4.4)	52
figure.(4.5)	52
Figure(4.6) : Introduction des rotules plastiques des poteaux	53
Figure(4.7, 4.8, et 4.9) Affectation des rotules plastiques aux poteaux	53
Figure(4.7)	
Figure(4.8)	53
Figure(4.9)	54
Figure (4.10) : Loi de comportement de rotule de cisaillement de type M3	54
Figure (4.11) : Loi de comportement des rotules couplées de type P-M2-M3	55
Figure (4.12) : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales	56
Figure.(4.13) : Définition du chargement de l'analyse PushOver	57
Figure(4.14) : Déplacement cible suivant Y (U2)	57
Figure. (4.15): Définir les cas de charge à execute	58

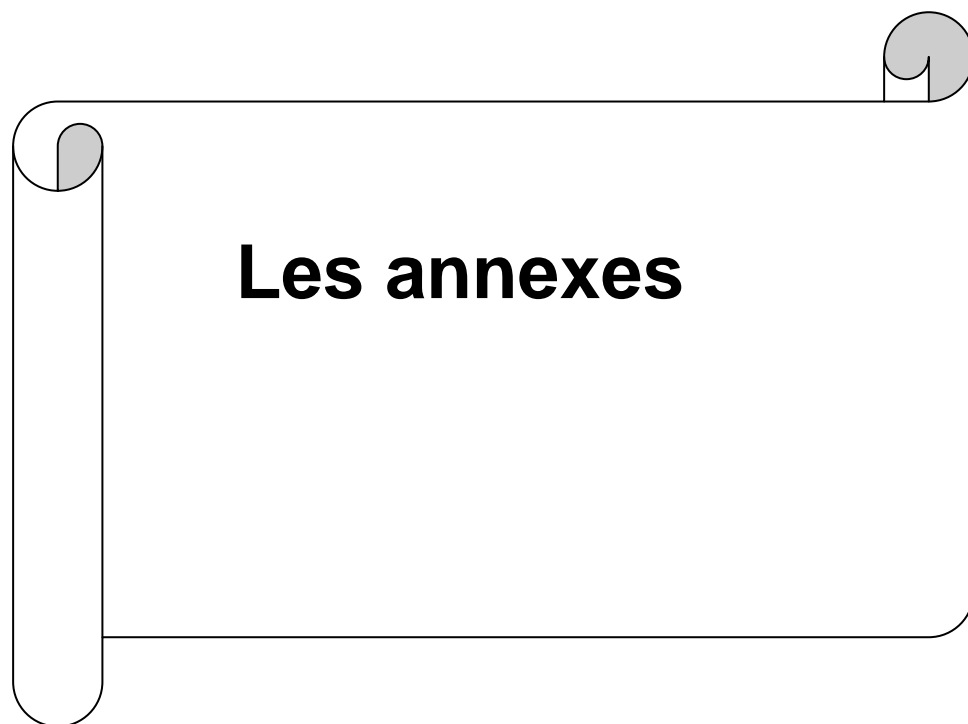
<b>CHAPITRE V: RESULTATS ET CONCLUSIONS</b>	
Figure (5.1) : Courbe de capacité de la structure	60
Figure (5.2) : Courbe de capacité spectrale (ATC40) de la Structure	61
Figure (5.3) : Linéarisation de la Courbe de capacité	61
Figure (5.4) : FEMA 356 coefficient method	62
Figure (5.5) : FEMA 440 displacement modification	63
Figure(5.6) : Mécanisme de ruine avant le point de performance (Step 2/10)	63
Figure(5.7) : Mécanisme de ruine à un Stade Avancé 11/11	64
Figure(5.8) : Mécanisme de ruine à un Stade Avancé 11/11	64
Figure(5.9) : Courbe de capacité Bloc Sans Coupole	65
Figure(5.10) : Courbe de capacité spectrale-ATC 40	65
Figure(5.11) : Courbe Linéarisation de la Courbe de capacité	66
Figure(5.12) : Courbe Linéarisation de la Courbe de capacité	66
Figure(5.13) : Courbe Linéarisation de la Courbe de capacité	67
Figure(5.14) : Mécanisme de ruine à un : Step 1	68
Figure(5.15) : Mécanisme de ruine à un : Step 11	68



# Liste des tableaux

## Liste des tableaux

<b>CHAPITRE I : LES METHODES D'ANALYSE SISMIQUE DANS LES CODES PARASISMIQUES RECENTS</b>	
Tableau 1-1: Valeurs de facteur de modification (FEMA 273 [4]).	7
Tab.1.2: Coefficients d'amortissement $\gamma_S$ et $\gamma_1$ en fonction d'amortissement effectif [4].	11
<b>CHAPITRE III : Etude de la structure</b>	
Tableau (3. 1) combinaison d'action [21] [1]	36
Tableau( 3. 2) dimensionnement des éléments [22]	36
Tableau( 3. 3): Valeurs de T1 et T2	39
Tableau (3.4): Vérification du comportement dynamique résultat logiciel robot 2009 « mode propre »[22]	42
tableau (3.5) : l'effort sismique pour sens longitudinal [22]	44
Tableau( 3.6) : l'effort sismique pour sens transversal [22]	44
Tableau (3.8) : déplacements dans le sens X [22]	45
Tableau (3.9) : déplacements dans le sens Y [22]	45
<b>CHAPITRE IV : Analyse Push Over</b>	
Tableau (4.1): niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif [4].	50
<b>CHAPITRE V: Resultats Et Conclusions</b>	
Tableau (5.1) : FEMA 356 coefficient method	62
Tableau (5.2) : Courbe Linéarisation de la Courbe de capacité	67
Tableau (5.3) : Performances Dynamiques	69
Tableau(5.4) : Rigidité initiale	69
Tableau.(5.5) : Rigidité, au point de performance	70
Tableau. (5.6) : Dégradation des rigidités	70
Tableau. (5.7) : Demande en ductilité	71
Tableau.(5.8) : Résultats des performances dynamiques	71
Tableau(5.9): Résultats des différents critères de comparaison	72



## **Les annexes**

# Anexe 01

## Les étape de la modulisation avec logiciel robot version 2009

1. on clique sur le bouton « préférence de l'affaire » : pour faire la spécification des matériaux et des unités ainsi que le règlement : RPA2003 et BAEL

- Pour le matériau : béton 25
- Pour l'unité : tonne
- Pour la norme de construction : RPA 99-2003 et BAEL
  
- préférence de l'affaire

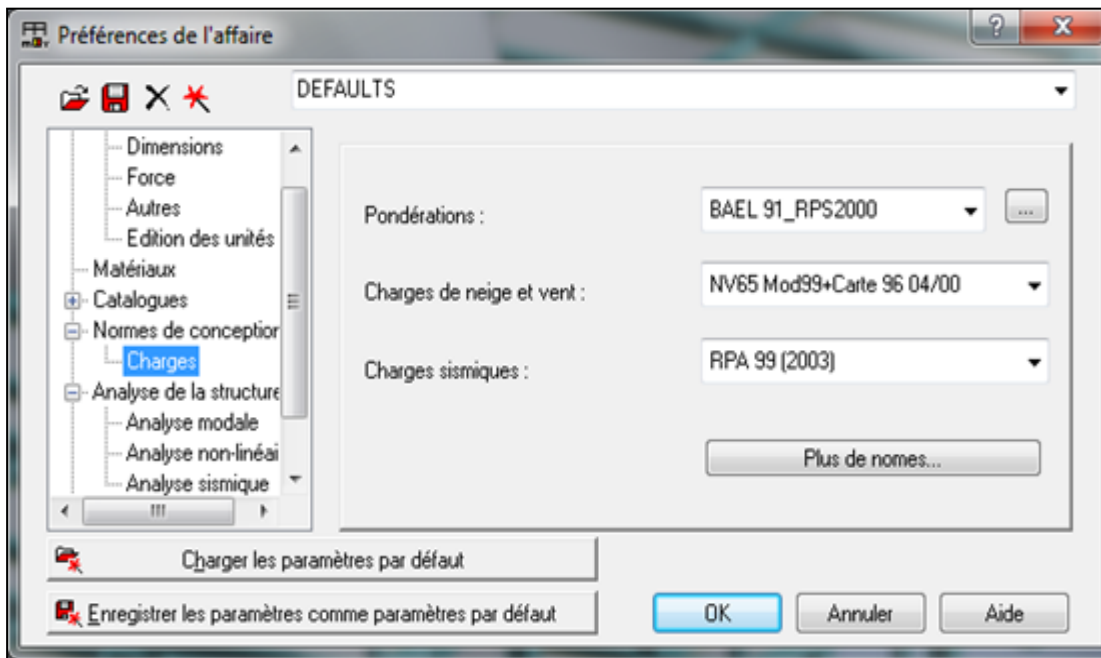



Figure préférence de l'affaire

2. définir les lignes de construction ( icone  )

Definition les linges de construction X , Y et Z

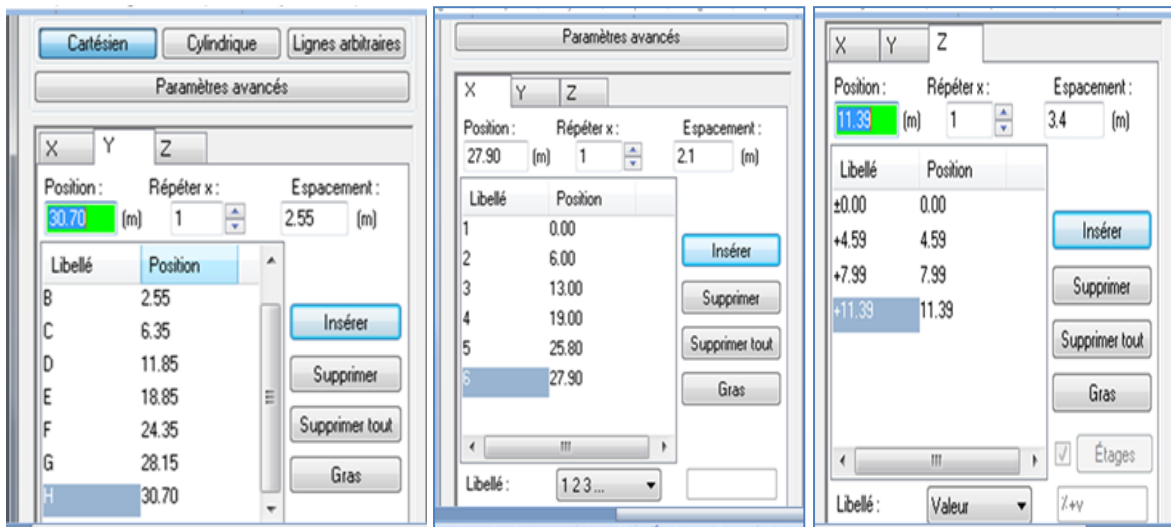


Fig. Définir les lignes de construction

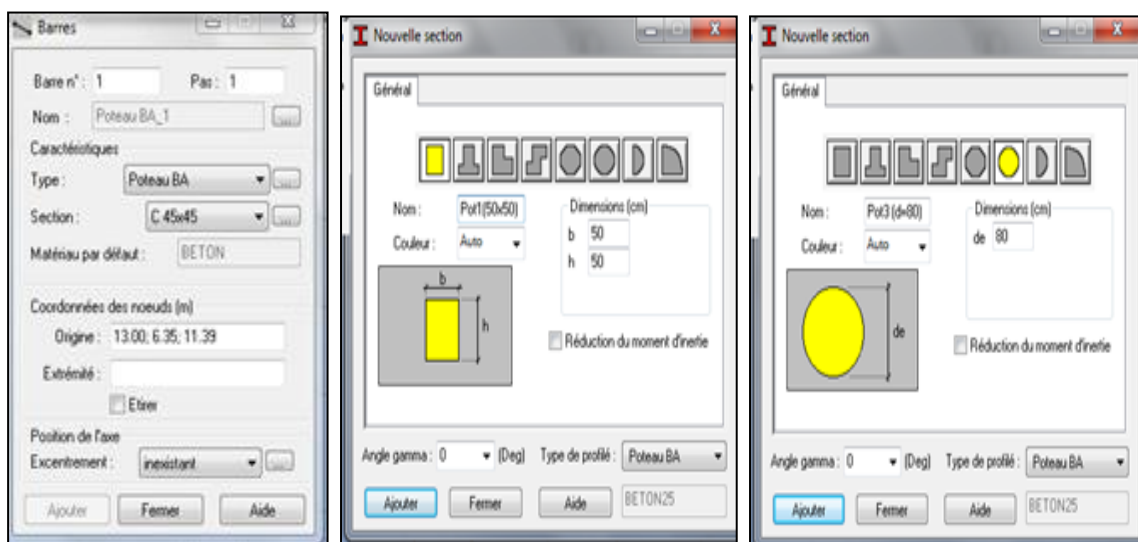
## Définition des sections des poutres et des sections des poteaux

3. définir les profilés : poteaux et les poutres ( icône  )

Pour dessiner les poteaux on clique SUR « ELEMENT DE BARRE » et on définit la section précédente

Exemple : poteau 50x 50

poteau  $\Phi 80$



Exemple : Poutre principale 35x 60

Poutre principale 30x 45

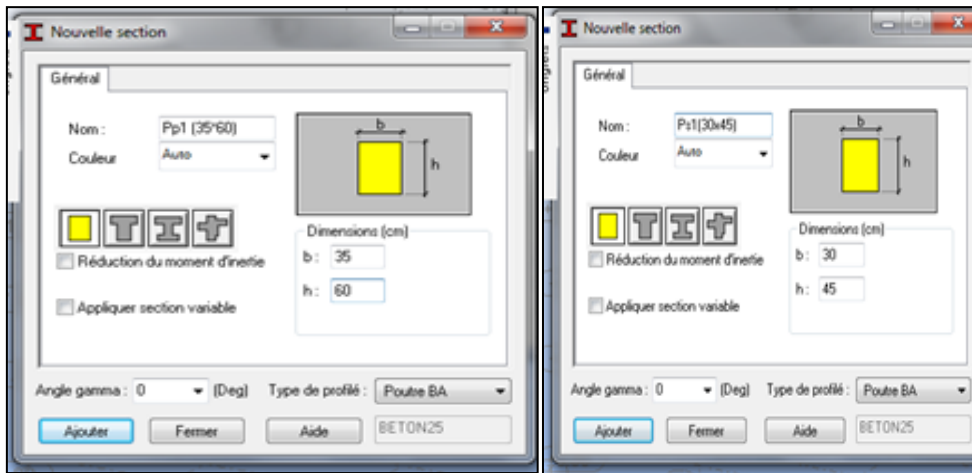
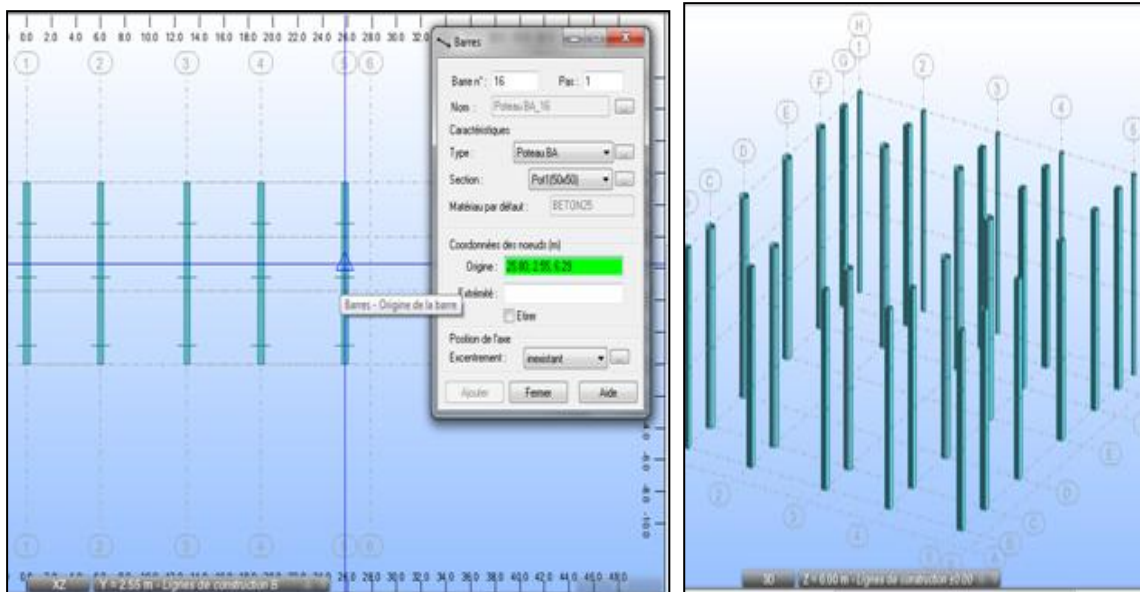
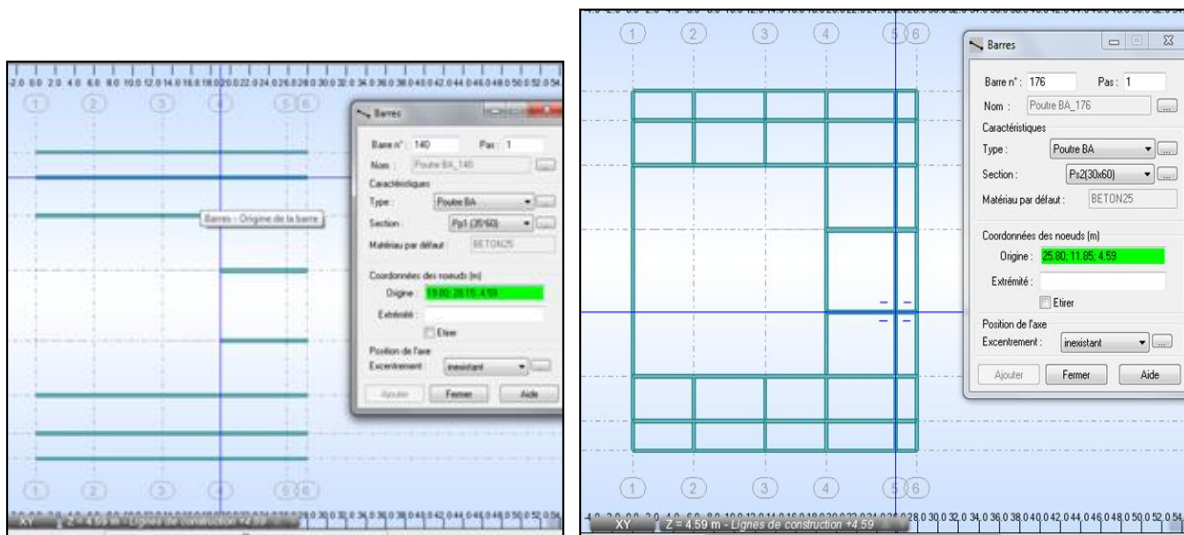


Fig. Définir les profilés : poteaux et les poutres

### Les poteaux



### Les poutres





4. on met les planchers de la structure principale :

Pour dessiner les planchers on clique sur contour fermé puis panneau et on met l'épaisseur

Et on clique sur le contour sélectionné pour obtenir les planchers. même chose pour la dalle pleine ; le plancher est construit avec corps creux

La dalle pleine ép. 20 cm

La dalle en corps creux 20+5

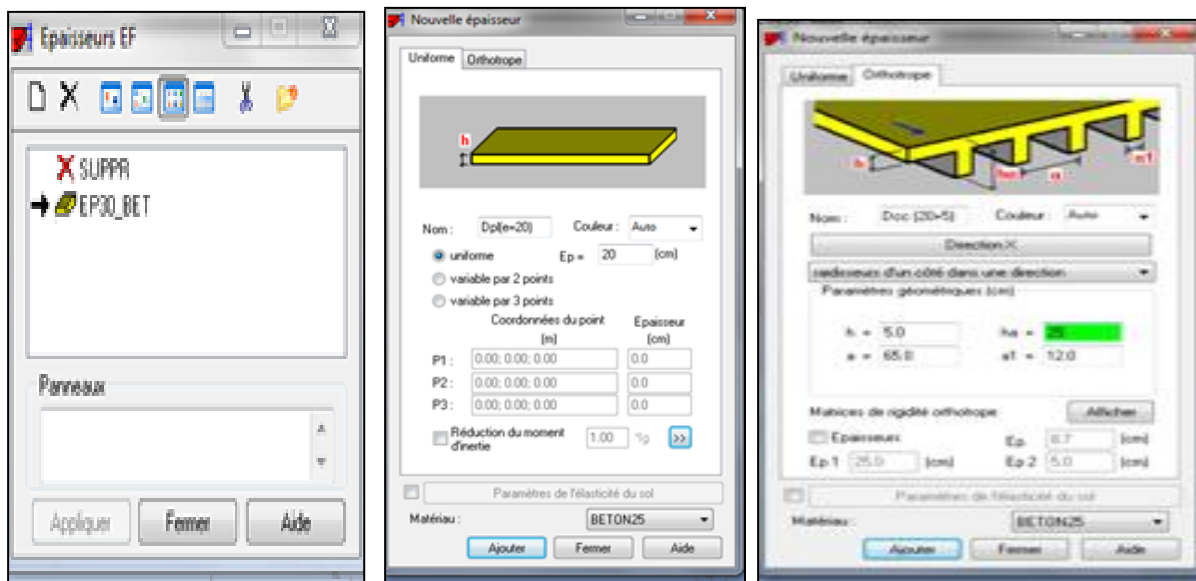
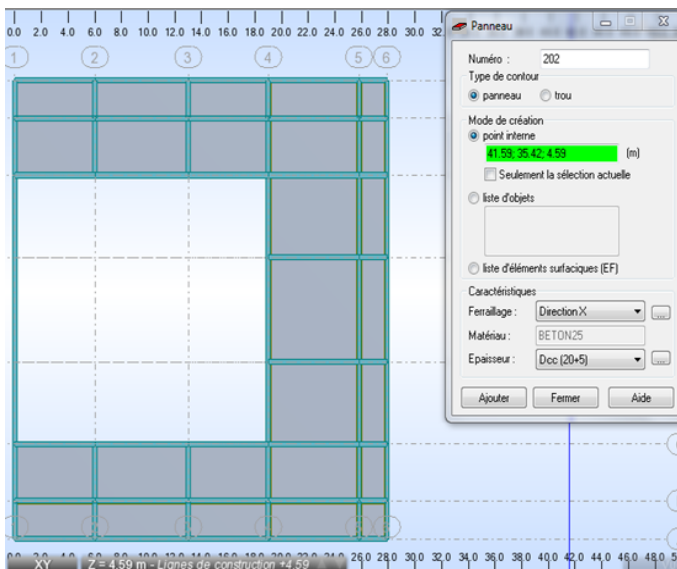


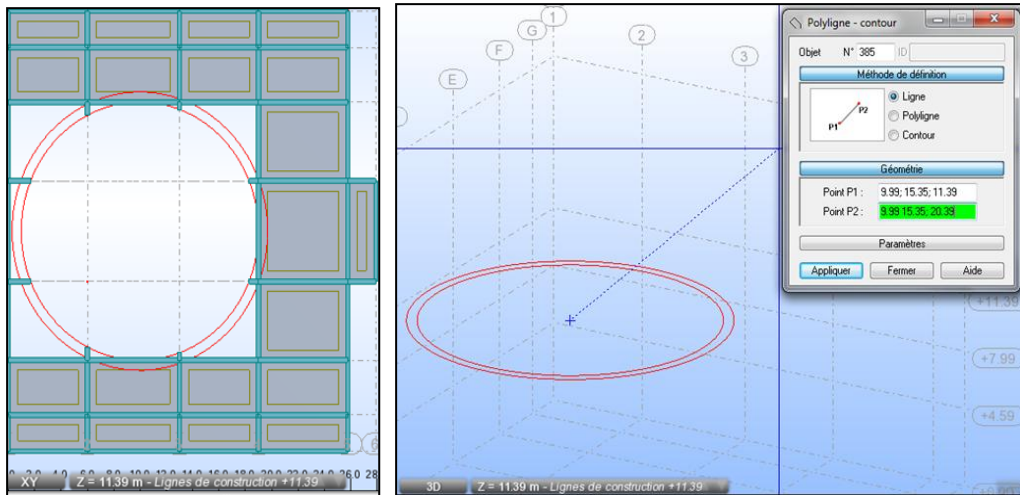
Fig. Dessiner les planchers

La dalle en corps creux

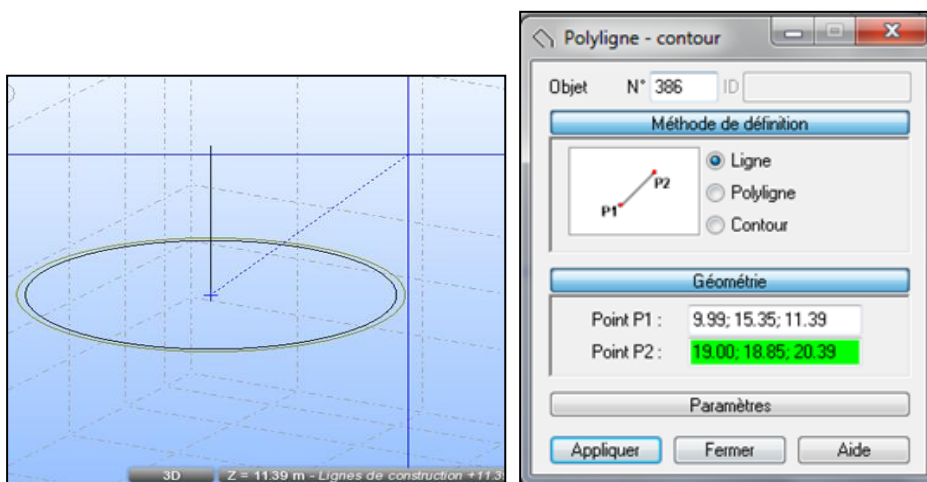
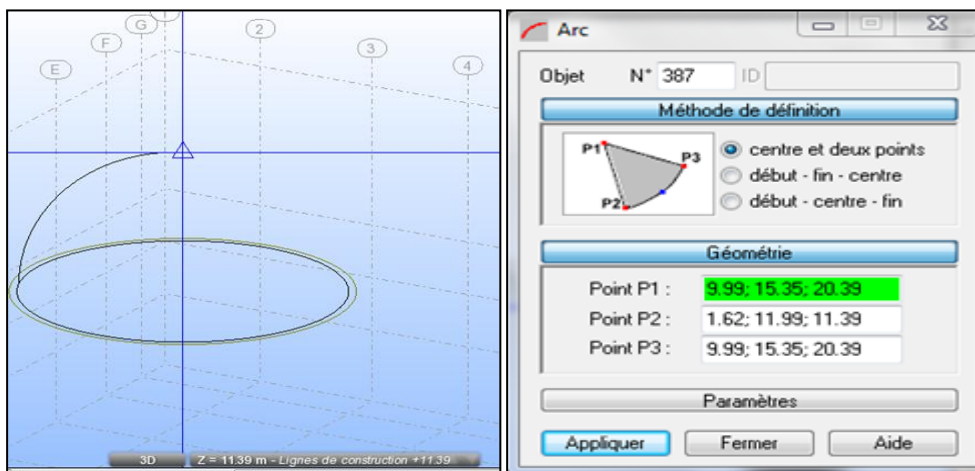


## 5. Modélisation de La coupole

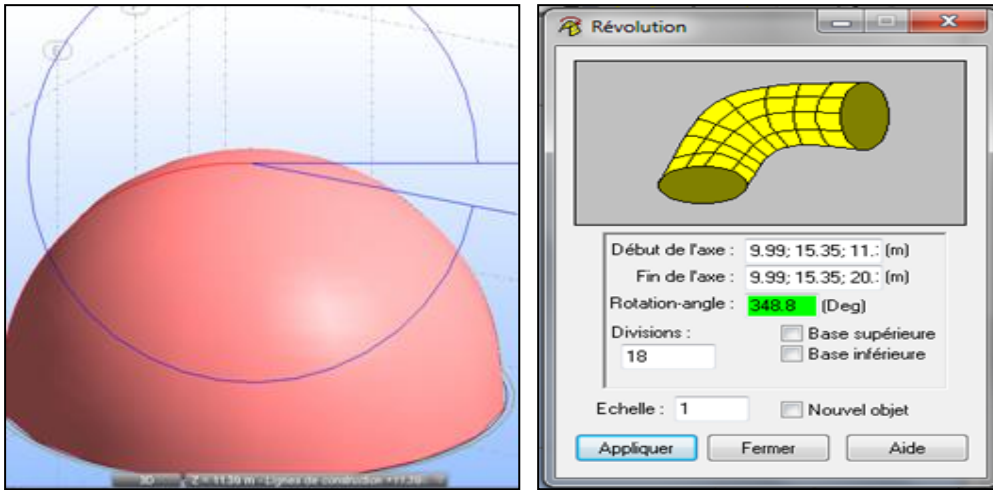
Poly ligne et contour



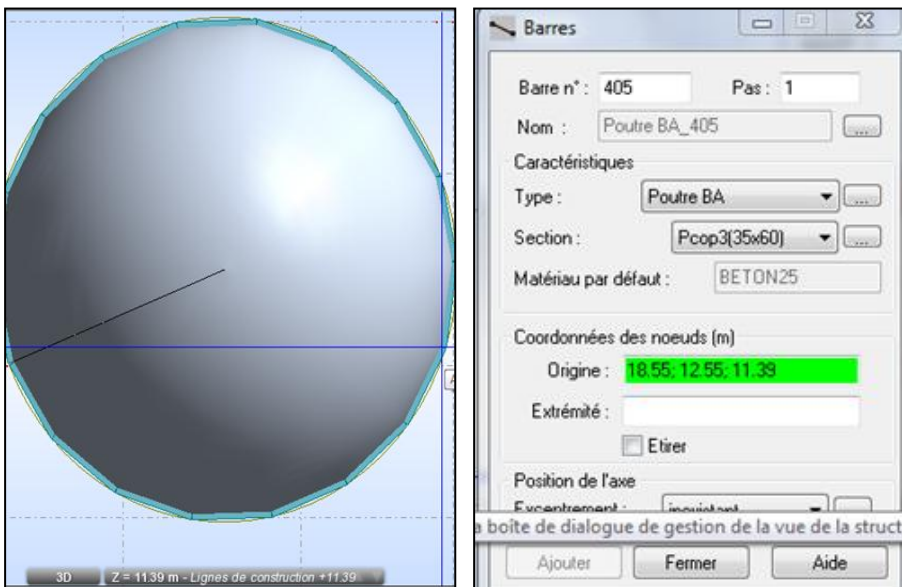
Objet



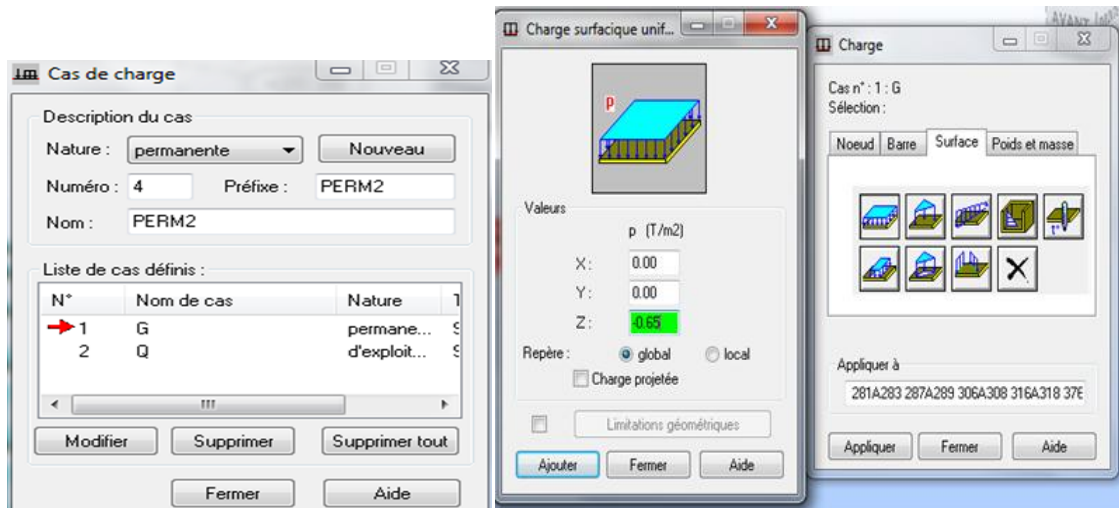
## Révolution



Élément barre pour crée la poutre autour de la coupole

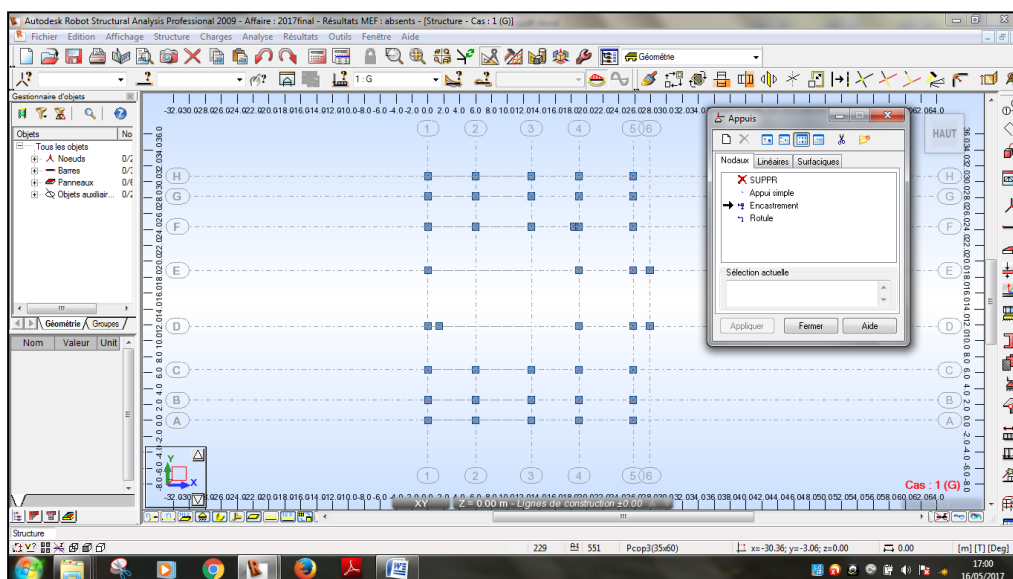


6. on définit le cas de charge G et Q pour tout les étages : terrasse ; étage ; coupole ; acrotère

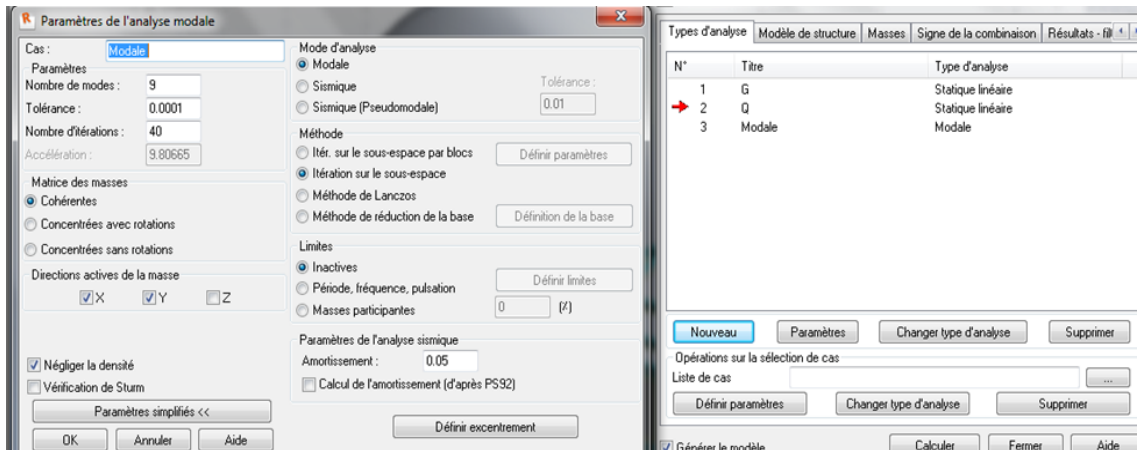


7. puis on fait la translation de l'étage pour construire notre structure complète en sélectionnant toutes les éléments principaux

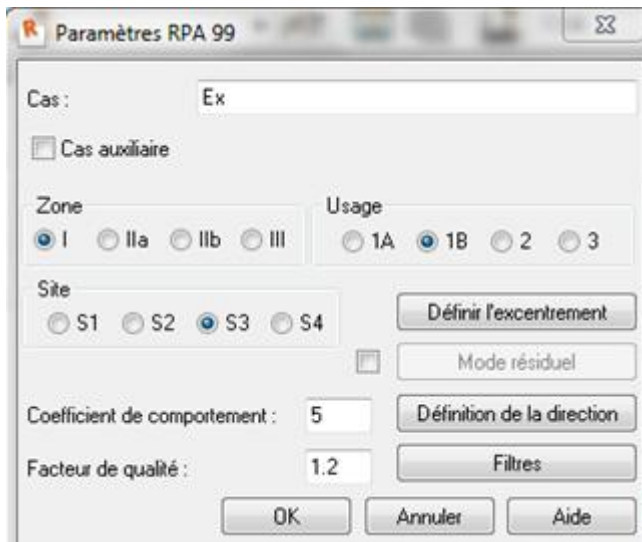
8. on met les encastremets de la structure Nodaux sous les poteaux et linéaires



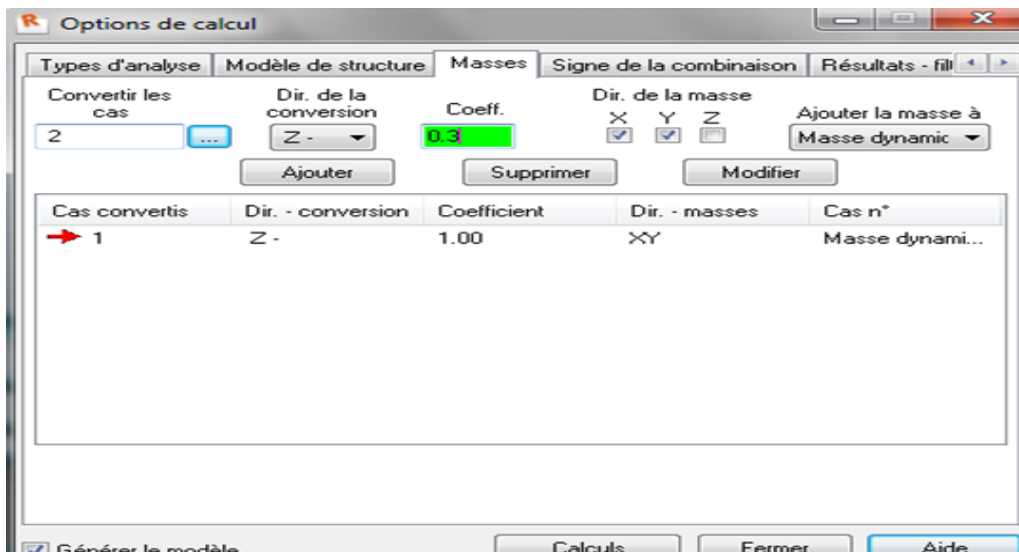
9. définir les combinaisons on cliquant sur le paramètre de l'analyse modale et on définit : Le nombre de modes = 9 , l'amortissement =0.5



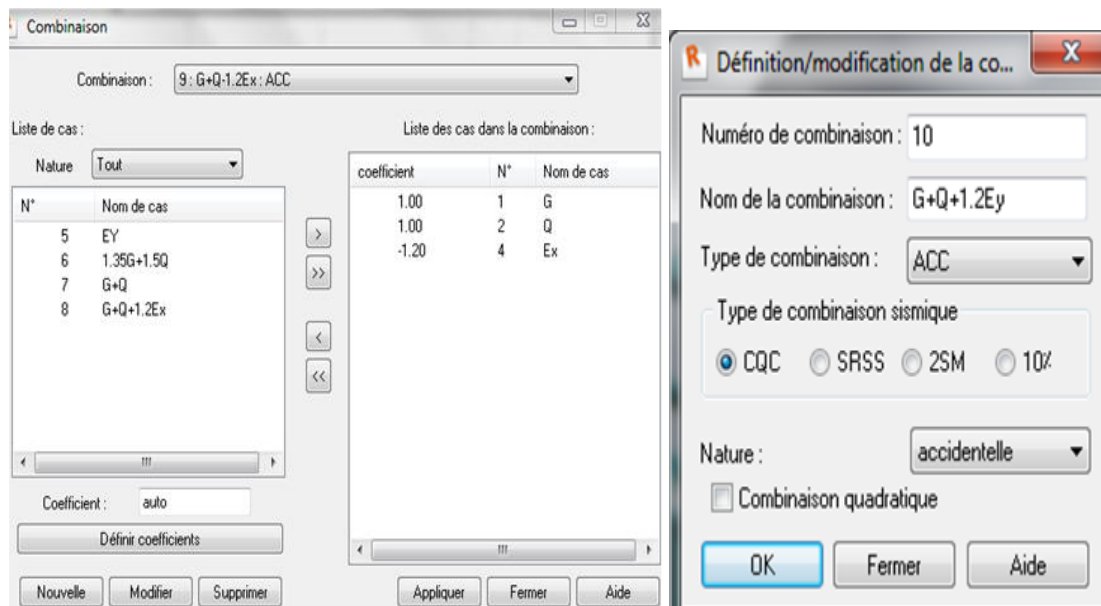
10. définir le cas sismique suivant « l'RPA 99-2003 »



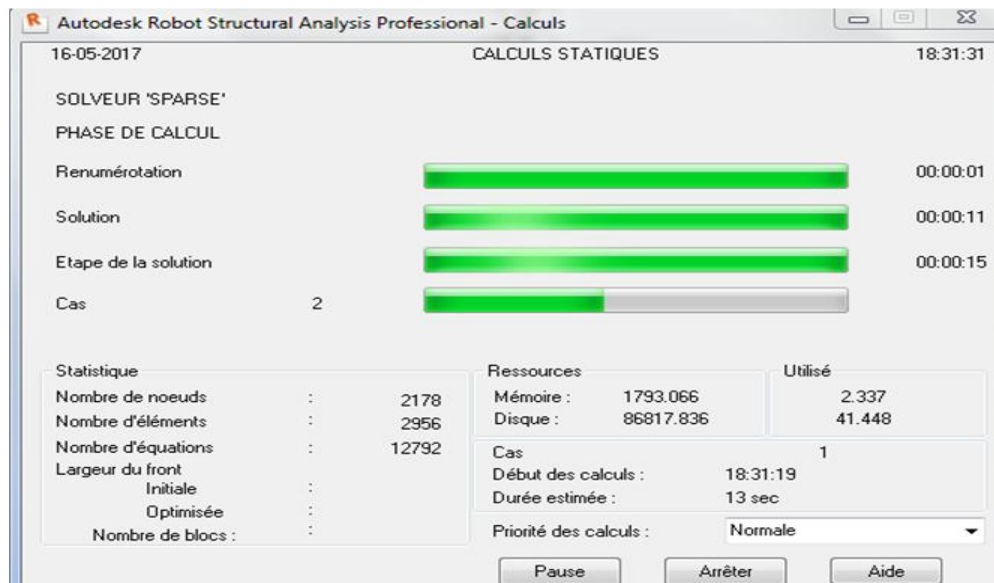
11. on définit le cas de masse on cliquant sur le bouton : option de calcul puis masse après  $G+0.3Q$



12. on fait les combinaisons manuellement en cliquant sur le bouton de : charge après combinaison manuelle.



13. puis on clique sur le bouton : calculer pour lancer le calcul



# Anexe 02

## . Les étapes de ferrailage par ROBOT 2009 :

### 1) Ferrailage des poutres :

- ✓ On clique tableaux
- ✓ Puis on clique sur le bouton efforts
- ✓ Ensuite on clique extrêmes globaux
- ✓ On sélectionne les poutres
- ✓ A droite on clique sur filtre
- ✓ On sélectionne My : max pour les travées Min pour les appuis
- ✓ On prend le numéro de la barre
- ✓ On la sélectionne dans la structure
- ✓ On clique dimensionnement élément BA
- ✓ On clique poutre et on choisit cas simple
- ✓ On clique paramètre de niveau
- ✓ On choisit préjudiciable si la poutre se trouve à la terrasse et on choisit peu préjudiciable pour les poutres des appuis
- ✓ On clique option de calcul
- ✓ On choisit acier longitudinal : classe HA400
- ✓ On choisit diamètre de barre
- ✓ Pour acier transversal : RL235
- ✓ On choisit Ha 8 puis on clique OK
- ✓ On clique disposition de ferrailage
- ✓ On clique armature symétrique
- ✓ Puis on clique sur le bouton calculer.

### Tableau de ferrailage :

Type	Loc.	M <sup>max</sup> (KNm)	Combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
poutre p 30x45	Sur appui	-102.1572	G+Q+E	6.7	3T14 filantes 3T12 Chapeaux
	Sur travée	75.6754	0.8G+E	4.9	3T14 filantes 3T12 Chapeaux

Type	Loc.	M <sup>max</sup> (KNm)	Combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Poutre p 35x60	Sur appui	-257.97	1.35G+1.5Q	13.48	4T16 filantes 4T14 Chapeaux
	Sur travée	191.60	1.35G+1.5Q	11.17	4T16 filantes 4T14 Chapeaux

Type	Loc.	M <sup>max</sup> (KNm)	Combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Poutre s 30x60	Sur appui	-89.28	1.35G+1.5Q	6	3T16 filantes 3T14 Chapeaux
	Sur travée	47.67	1.35G+1.5Q	6	3T16 filantes 3T14 Chapeaux

Type	Loc.	M <sup>max</sup> (KNm)	Combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Poutre s 30x60	Sur appui	-153.8813	1.35G+1.5Q	8.27	3T16 filantes 3T14 Chapeaux

Type	Loc.	M <sup>max</sup> (KNm)	Combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Poutre cop 35x80	Sur appui	-373.753	1.35G+1.5Q	15.02	4T16 filantes 4T14 Chapeaux 2T12 Peau

Type	Loc.	M <sup>max</sup> (KNm)	Combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Poutre cop 30x70	Sur appui	-260.9238	G+Q+E	12.12	3T16 filantes 3T14 Chapeaux
	Sur travée	172.1068	0.8G+E	6.67	3T16 filantes 3T14 Chapeaux

Type	Loc.	M <sup>max</sup> (KNm)	Combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Poutre cop 30x70	Sur appui	-135.1834	1.35G+1.5Q	6.03	3T14 filantes 3T12 Chapeaux



## 2) ferrailage des poteaux :

- ✓ On choisit le maximum entre  $M_z$  et  $M_y$
  - ✓ On sélectionne le poteau dans la vue de la structure
  - ✓ On clique dimensionnement poteaux
  - ✓ On choisit modèle de flambement
  - ✓ On fait désactiver direction Y
  - ✓ On clique option de calcul
  - ✓ On choisit compression avec flexion et disposition sismique
  - ✓ On choisit acier longitudinal : HA400
  - ✓ On clique acier transversal
  - ✓ On clique OK
  - ✓ On clique disposition de ferrailage
  - ✓ On clique calculer.
- Pour la vérification en utilisé l'expert

### Tableau de ferrailage :

#### • Poteaux 50\*50 :

Type	P KN	$M^{\max}$ (KNm)	Combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
POTEAU 50X50	-450.752	-176.1452	G+Q+1.2E	17.5	12T14

#### • Poteaux Ø80 :

:Type	P KN	$M^{\max}$ (KNm)	Combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
POTEAU Ø80	-939.244	510.165	1.35G+1.5Q	35.168 cm	14T20

#### • Poteaux Ø40 :

:Type	P KN	$M^{\max}$ (KNm)	Combinaison	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
POTEAU Ø40	-339.903	-32.6689	G+Q+1.2E	8.8 cm <sup>2</sup>	9T12 cm <sup>2</sup>

### 3) ferrailage de la coupole :

Pour ferrailer la coupole on prend un bande de 1 ml d'épaisseur 20 m on utilise l'expert 2009

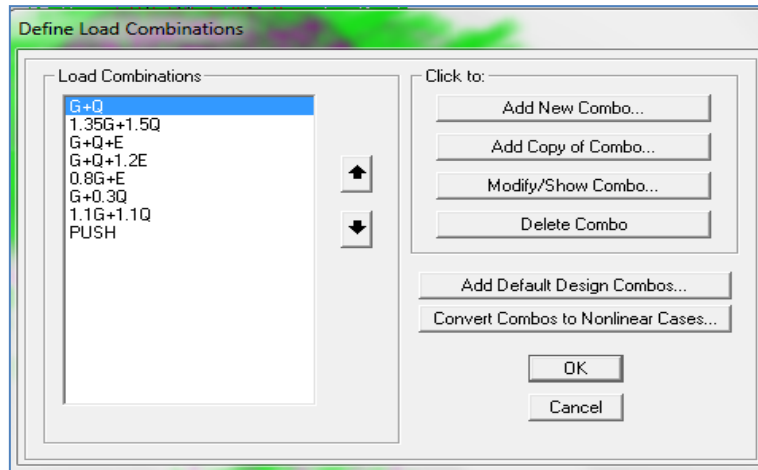
	<b>[-]Ax Principal [cm2/m]</b>	<b>[-]Ay Perpendiculaire</b>	<b>[+]Ax Principal [cm2/m]</b>	<b>[+]Ay Perpendiculaire</b>
<b>MAX</b>	13,46	22,34	11,54	33,13
<b>Panneau</b>	212	212	212	212
<b>Noeud</b>	722	688	2842	2835
<b>MIN</b>	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>Panneau</b>	212	212	212	212
<b>Noeud</b>	2843	2833	2835	2855

<b>Type</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix des barres</b>
Coupole	13.46	02 nappes ha12 ép. 20 sur un bande de 1 ml Quadrillage ha 8 largeur variable

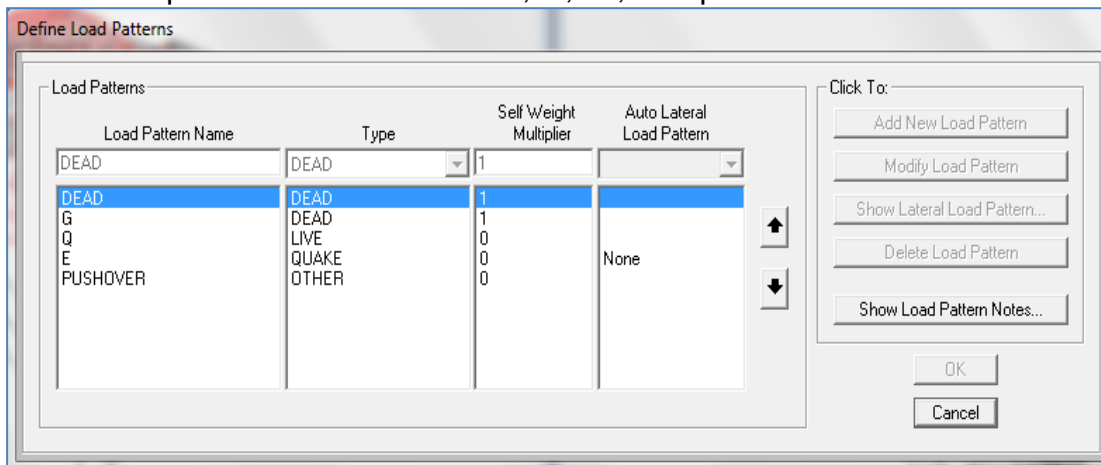
# Anexe 03

## 1. Les étapes de l'analyse de pushover par SAP2000 :

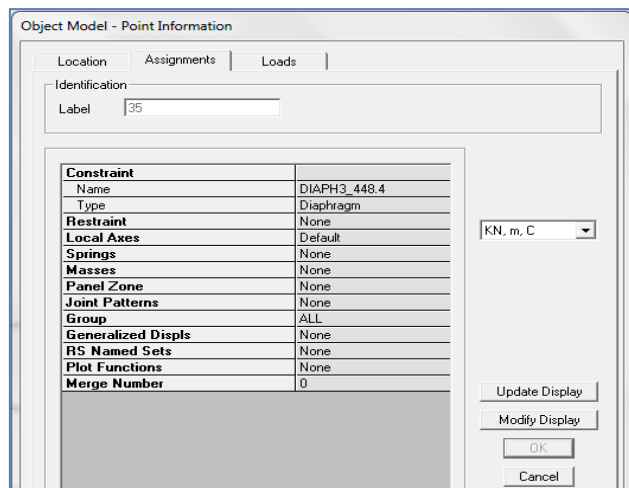
Define/ loadcombinison/ define load combinison



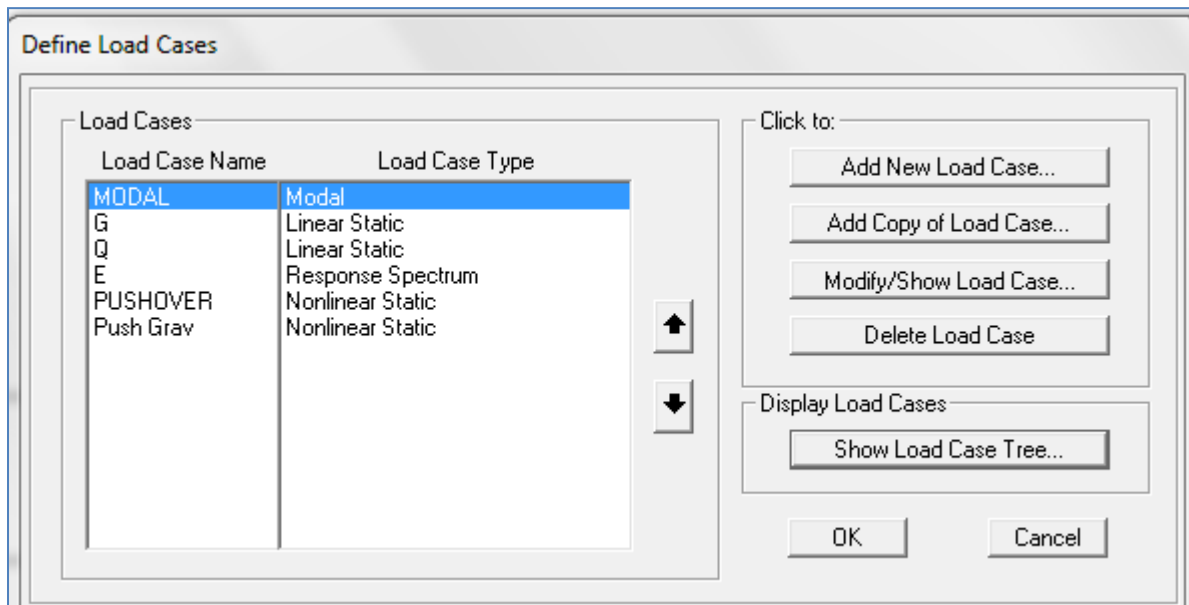
Defineload patterns / definir DEAD ,G ; Q ; E et pushover



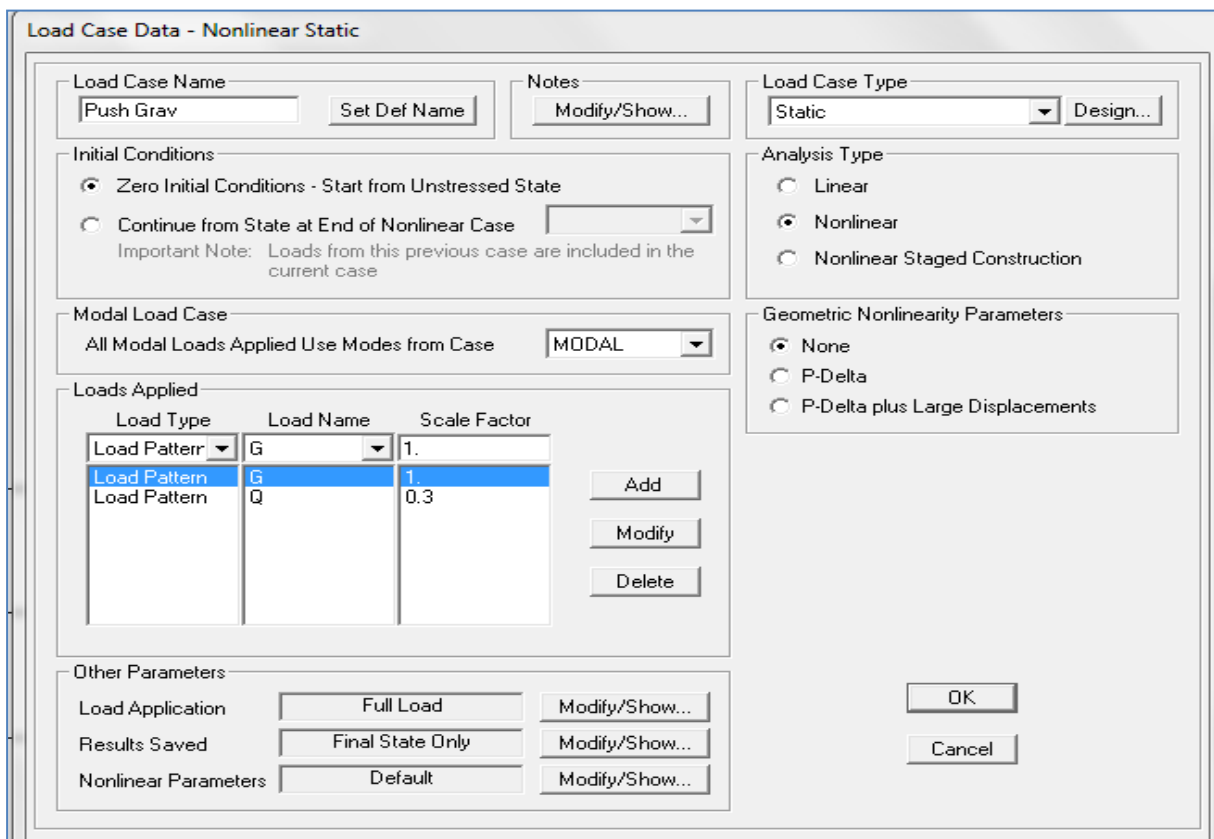
Object model / point information



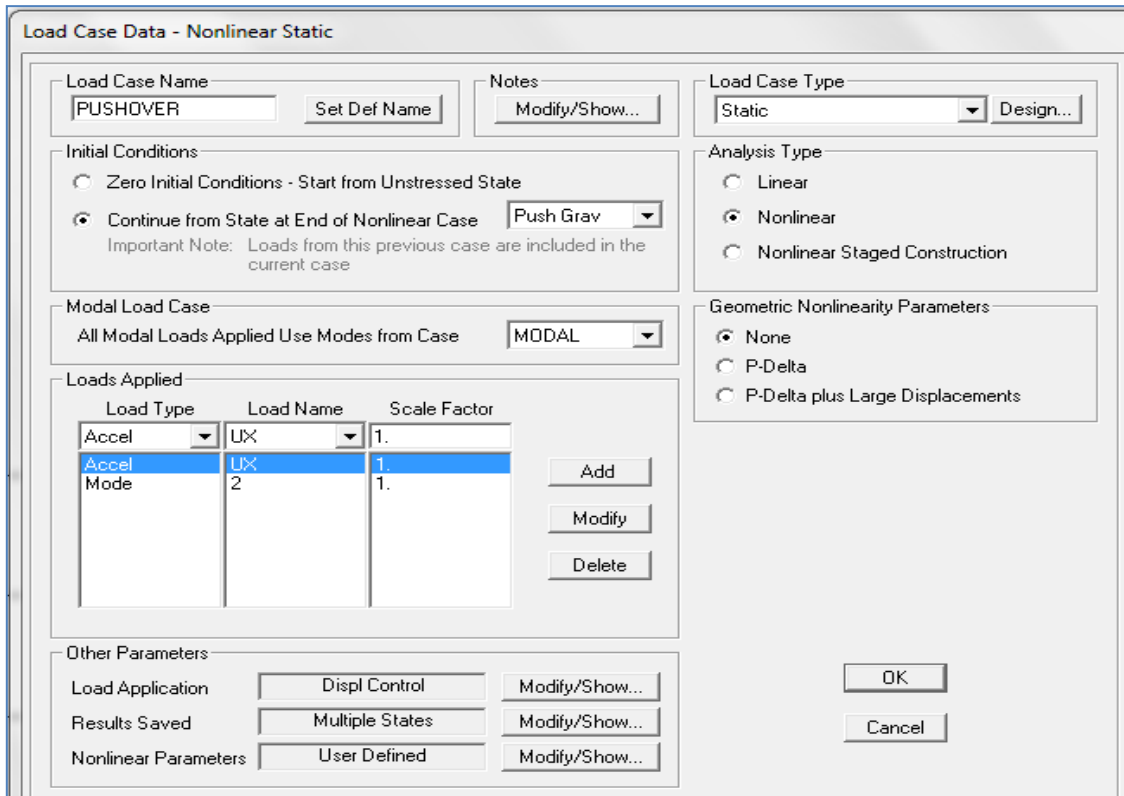
Define load cases / define load cases



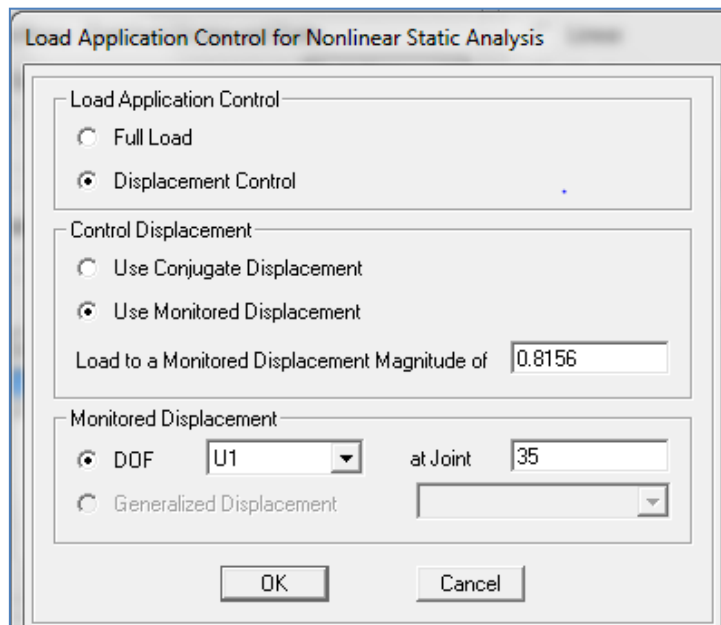
modify / show load case/load case data / nonlinear static/ push Grav



modify / show load case/load case data / nonlinear static/ PUSHOVER



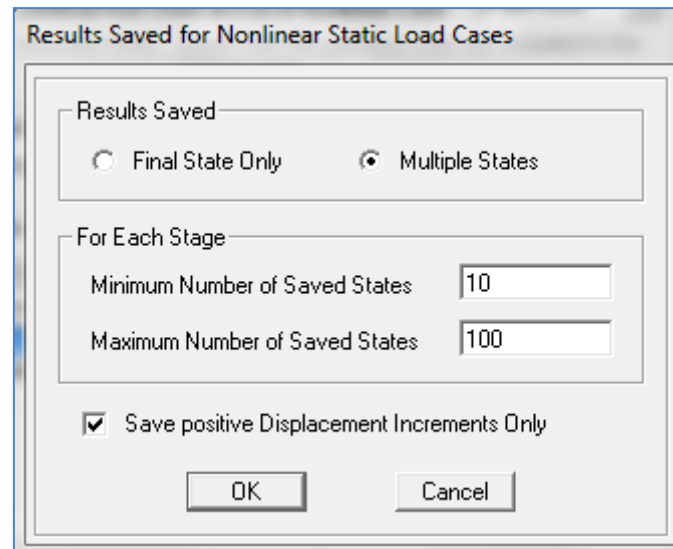
load application / modify/show / load application control for nonlinear static analysis



On define dans cette partie le déplacement cible  $h/25 = 0.8156$  m

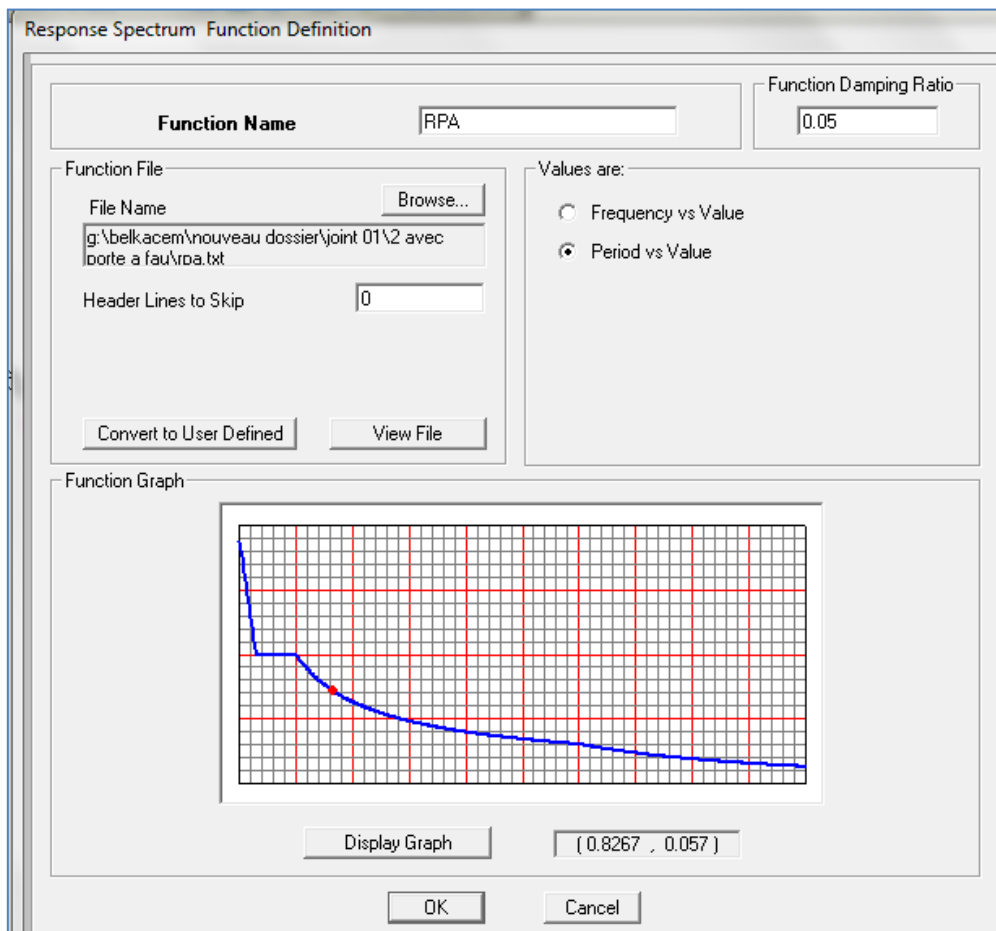
-result s saved/ modify show / results saved for nonlinear static load cases

nonlinear parameters / modify show / nonlinear parameters

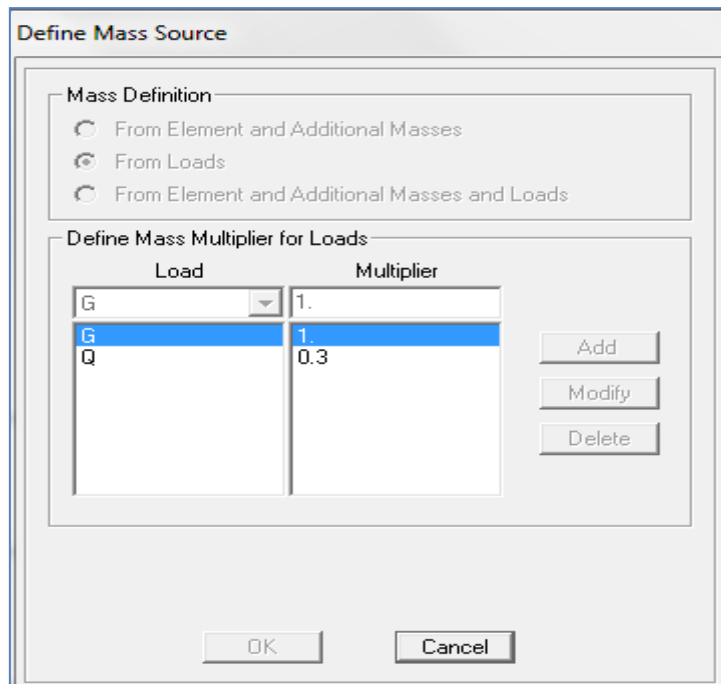


-define / functions / response spectrum / Response spectrum function definition :

-definie le paramètre de RPA

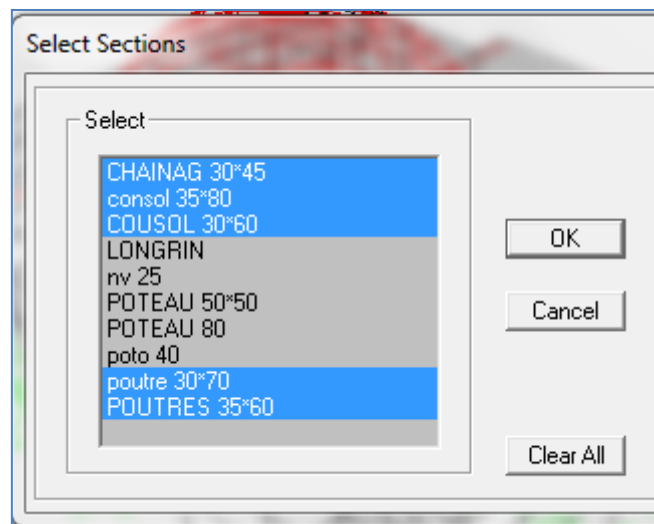


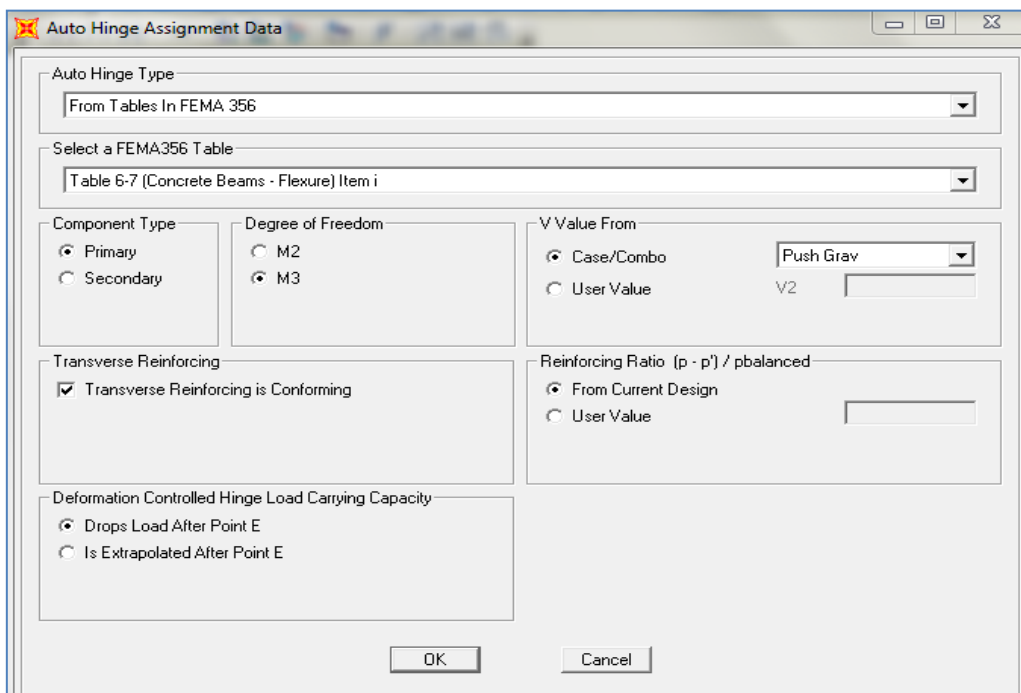
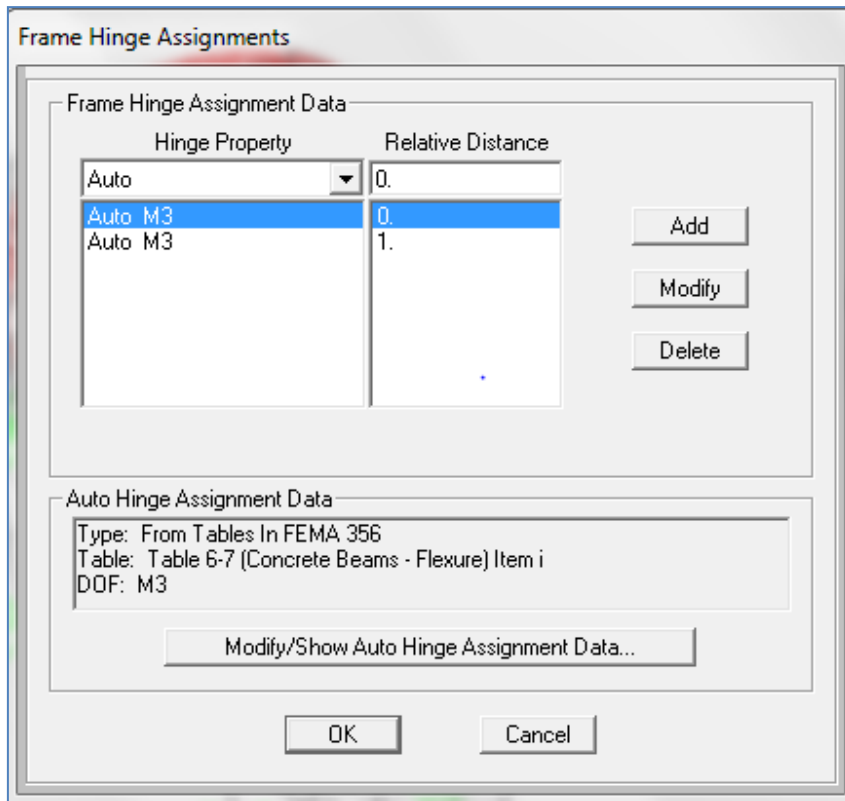
- define / masse source / define masse source.



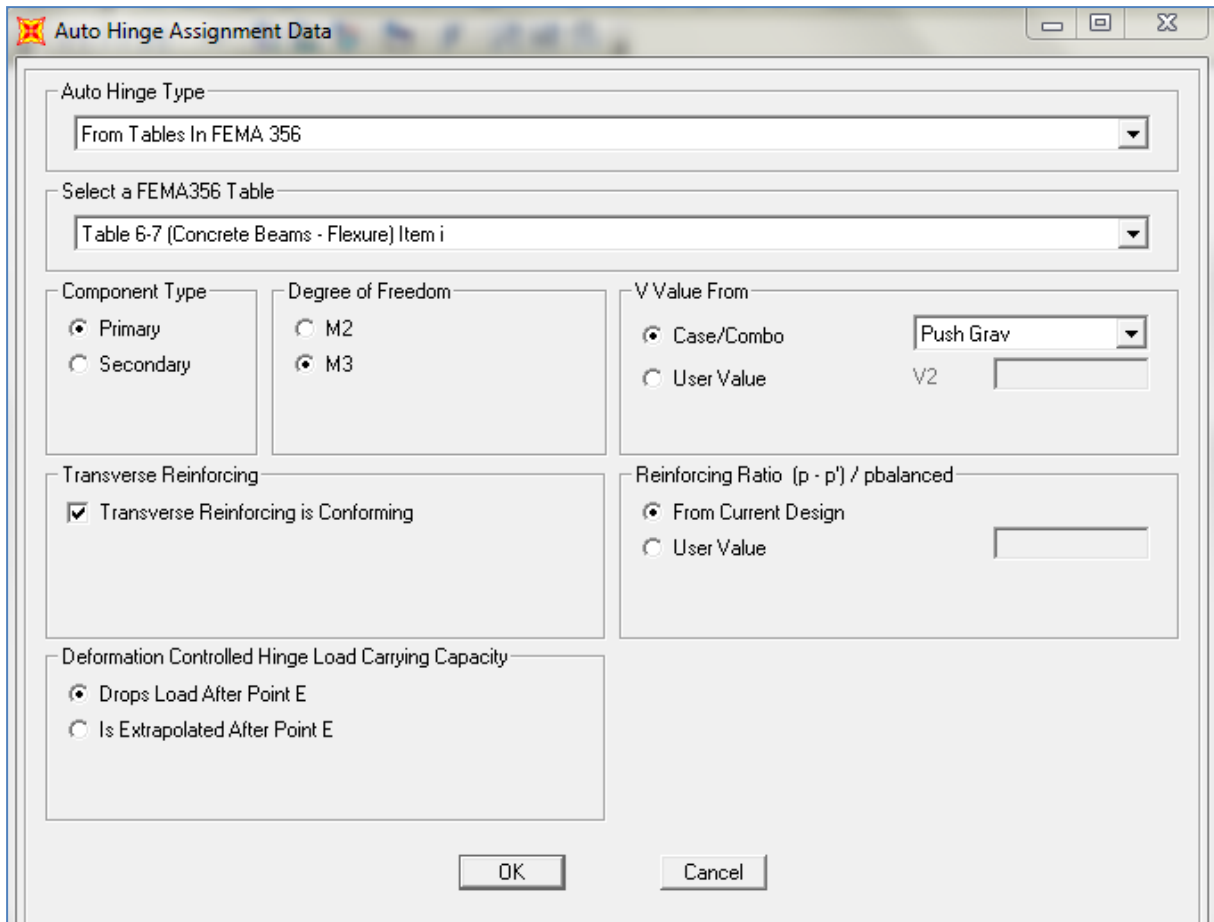
- select/ properties / frame section / select section(poutre )

assign / frame / hinges/ frame hinge assignments / add / auto hinge assignment data



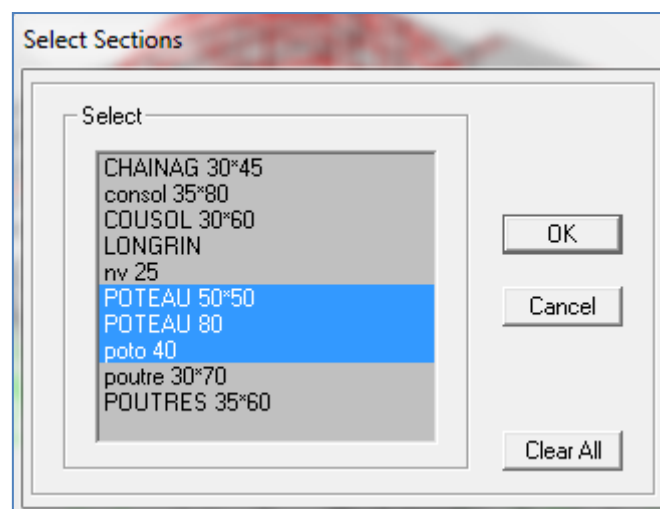


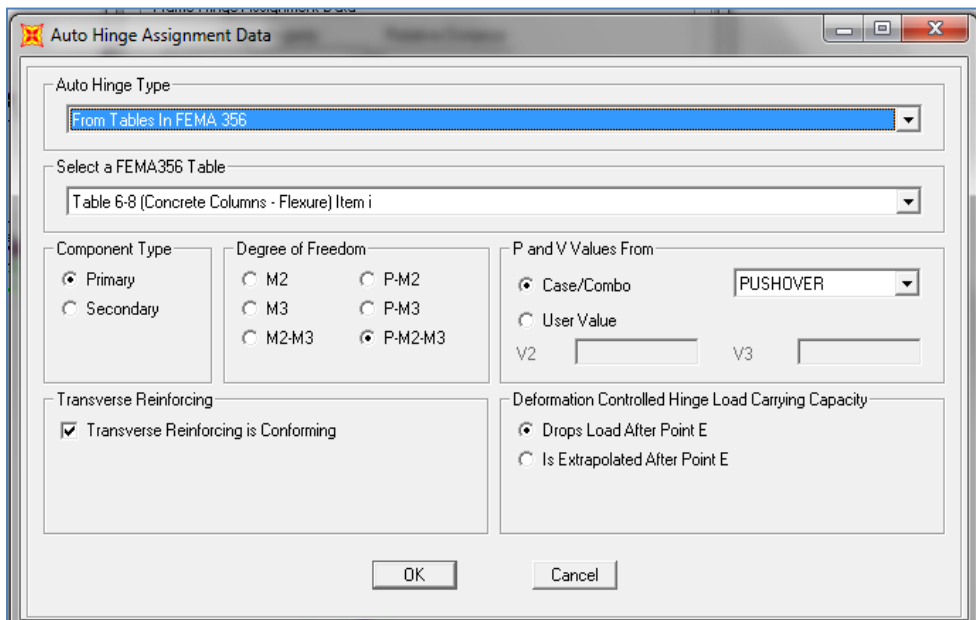
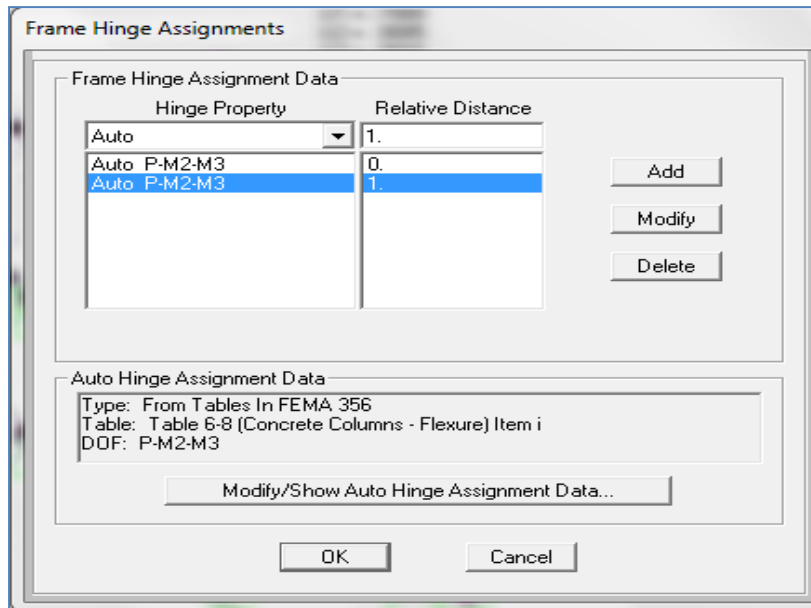




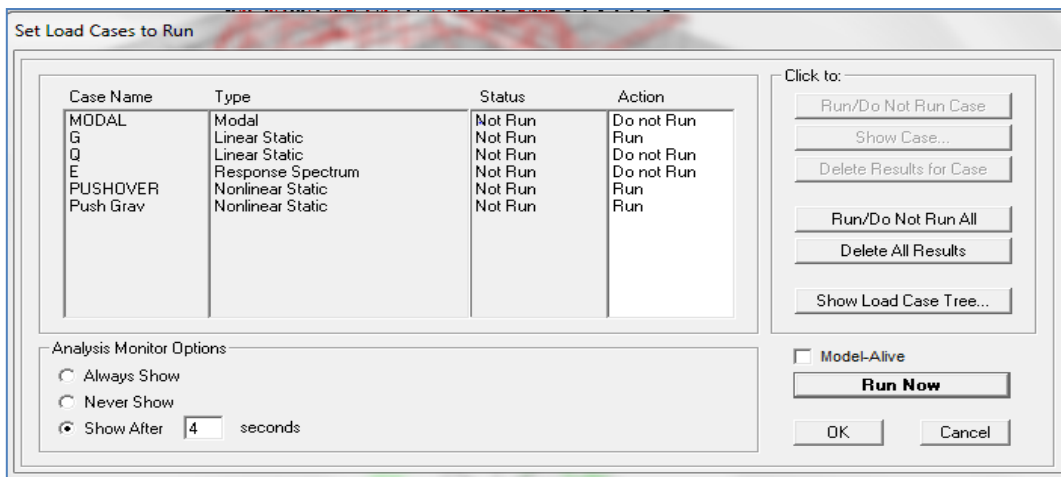
-select/ properties / frame section / select section(poteaux)

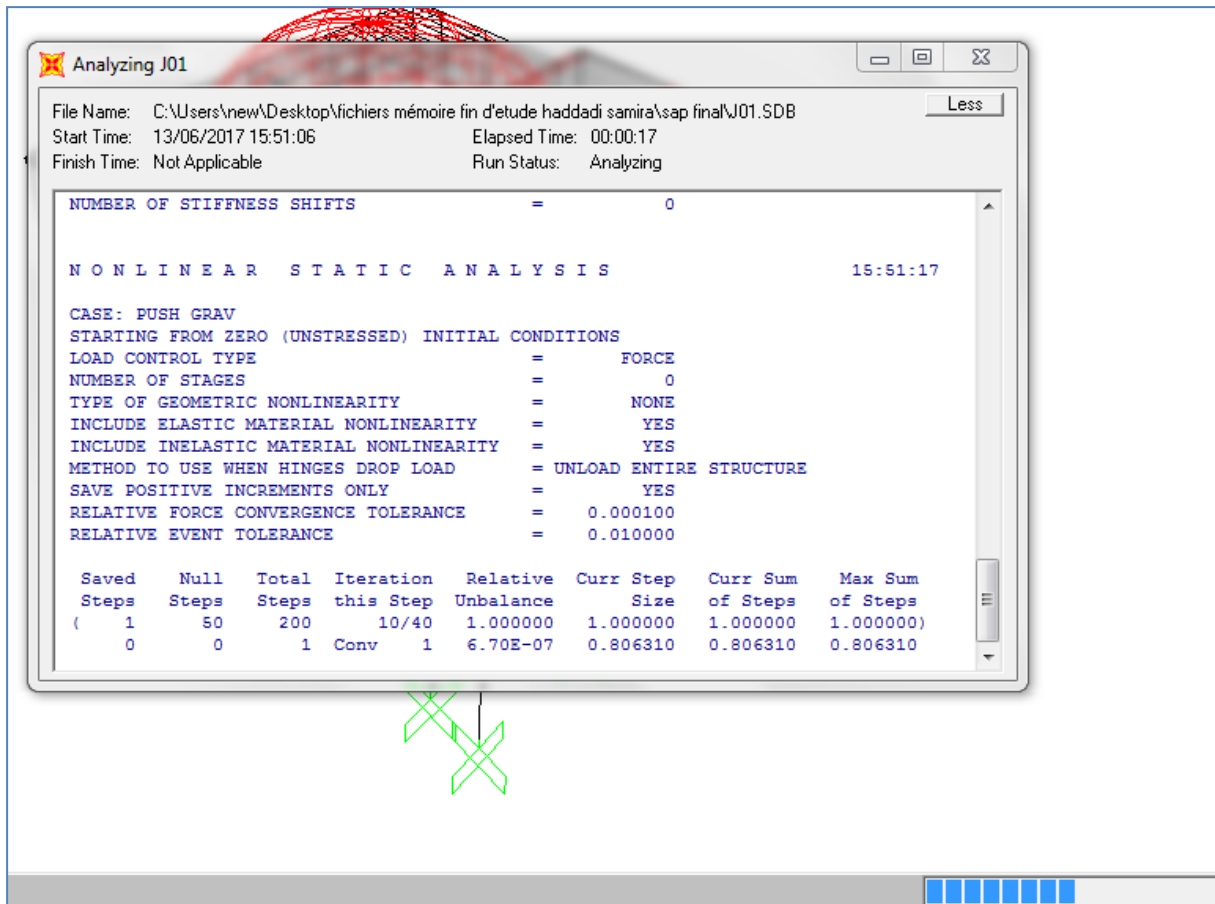
assign / frame / hinges/ frame hinge assignments / add / auto hinge assignment data



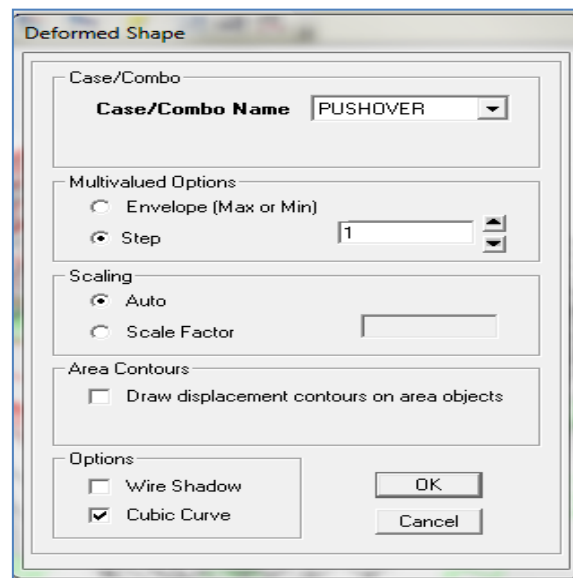


-set load cases to run / runnow / analysing structur.



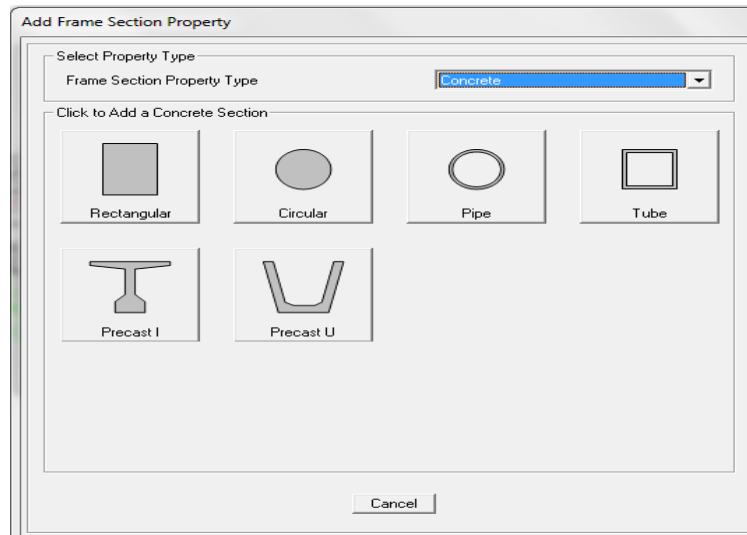


-show deformed shape /pushover curve

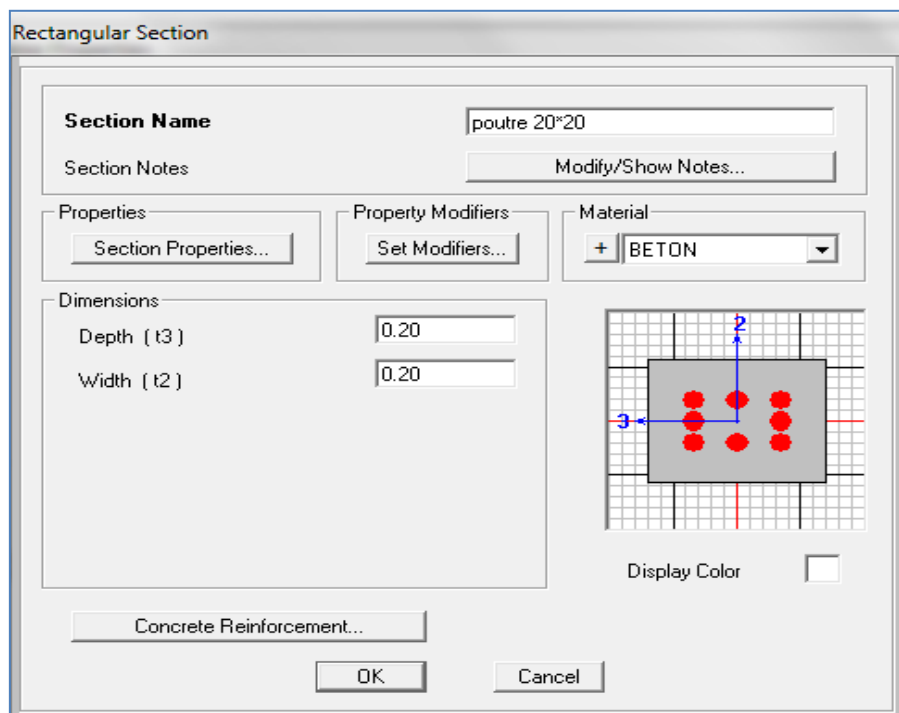


### 3. création des poutres de la coupole :

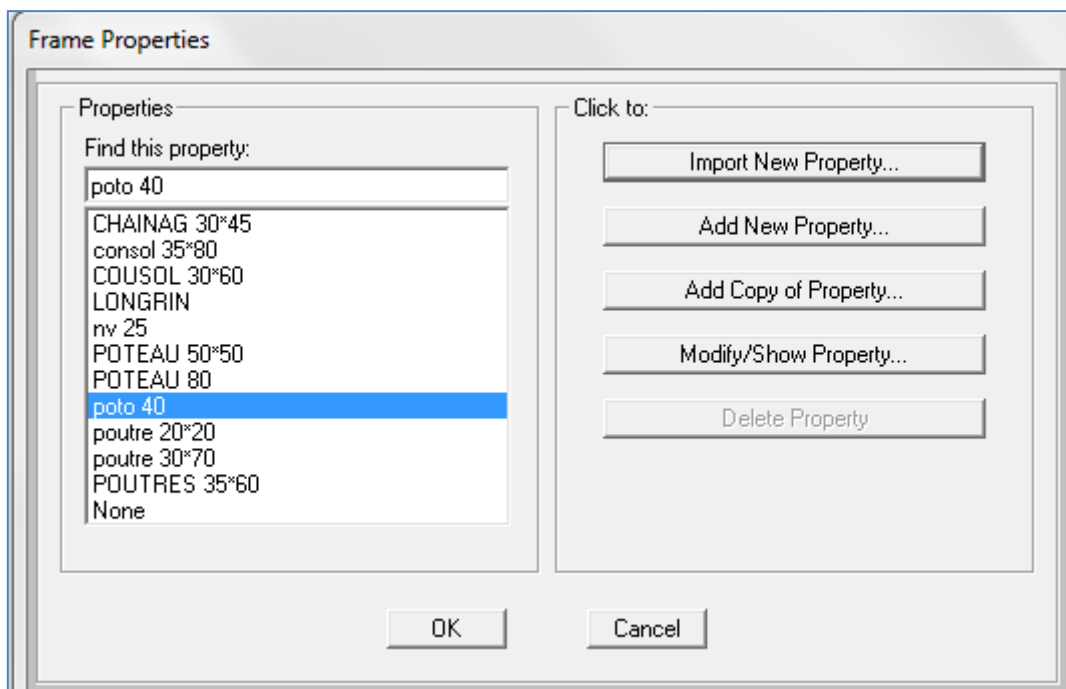
-define/ section properties / frame section / add new properties / addfram section property : rectangle



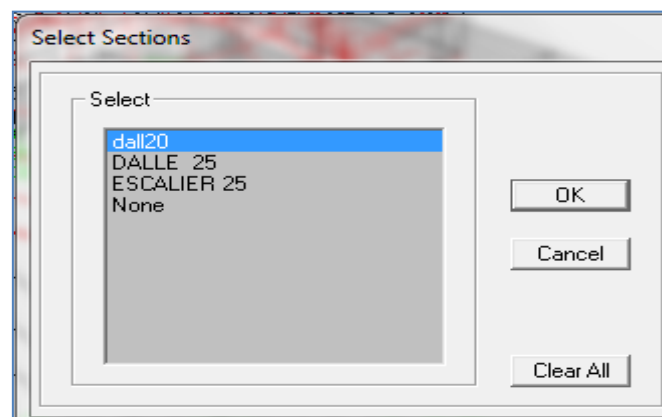
-select / select / properties/ area section / select section /ok



- cliquer le bouton a droite / show selection only



- Draw frame/ cable element



- la même étapes pour la pushover.

