

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université M'HAMED-BOUGARA BOUMERDES
FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue d'obtention du diplôme de MASTER II en Génie Civil

Option : Structures

THEME

Etude comparative d'une structure en béton armé dans le domaine non linéaire au moyen d'un modèle en fibres et un autre en rotules plastiques

Présenté par :

➤ ZEBECHI RABEH ISLAM.

Dirigé par :

➤ Mr. MEZAZIGH.

Promotion
(2016)

Remerciements

En premier lieu je tiens à remercier Dieu, pour m' avoir donné la force à accomplir ce travail et qui m'a permis d'arriver à ce jour .

j'exprime mes gratitudes et mes remerciements à ma famille et à tous ceux qui mon aidés de prés ou de loin.

*Je remercie vivement mon promoteur Mr.MEZAZIGH pour son aide, ses conseils, sa disponibilité permanente, je lui souhaite une
heureuse vie.*

J'adresse de chaleureux remerciements à tous les enseignants ainsi qu'aux membres de jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner mon travail.

sans oublier M.Sanjani Hmad, et M.Remki .



Dédicace

Je dédie ce travail

à mes parents qui m'ont donné confiance en moi même et

surmonté tous les obstacles de ma vie qui est devenue un

paradis en leur présence avec leurs tendres paroles

et à mes amis.

SOMMAIRE

Liste Des Figures.....	1
Liste Des Tableaux.....	7
Résumé.....	9

Chapitre I : Introduction générale

I.1. Introduction générale.....	12
I.2. Etendu de l'étude.....	13

Chapitre II : Types de dommages et dégâts sismique dans les structures en BA

II.1. Introduction	15
II.2. Différents de dommages et dégâts sismiques	16
II.2.1. Dommages et dégâts subis par les portiques.....	16
II.2.2. Dommages et dégâts subis par les voiles	22
II.2.3. Dommages et dégâts divers.....	23
Conclusion.....	26

Chapitre III : Notions et critères de base

III.1. Introduction.....	28
III.2. Notions et critères de base	28

Chapitre IV : Etude de la performance sismique

IV.1. Introduction.....	33
IV.2. Méthodes d'évaluation de la performance sismique.....	34
IV.2.1. Méthode des courbes de fragilité empiriques.....	34
IV.2.2. Méthode des courbes basées sur des expertises	34
IV.2.3. Méthode des courbes analytiques.....	35
IV.3. Méthode déterministe basée sur la performance (PBSD)	35
IV.3.1. Procédures de la méthode (PBSD).....	36
IV.3.2. Classification des niveaux de performances.....	37
IV.3.2.1. Eléments structuraux	37
IV.3.2.2. Eléments non structuraux.....	38
IV.3.3. Niveaux de performances globale du bâtiment.....	39
IV.3.3.1. Eléments structuraux	39
IV.3.3.2. Eléments non structuraux.....	39
IV.3.4. Niveau d'hasard sismique.....	41
IV.3.4.1. Selon l'ATC-40	41
IV.3.4.2. Selon l'FEMA273-356	41
IV.3.5. Critère d'acceptabilité.....	42
Conclusion.....	42

Chapitre V : Analyse par élément fibre et rotule plastique

V.1. Introduction.....	44
V.2. Méthodes d'analyse non linéaire.....	44

V.2.1.Analyse par élément rotule plastique (plasticité concentrée)	44
V.2.1.1.Comportement non linéaire des éléments de la structure.....	45
V.2.1.2.Comportement non linéaire des régions critiques.....	47
V.2.1.3.Comportement sismique des poutres.....	48
V.2.1.4.Estimation de la longueur de la rotule plastique.....	52
V.2.1.5.Comportement sismique des poteaux	53
V.2.2.Analyse par élément fibre (plasticité distribuée)	55
V.2.2.1.Définition.....	55
V.2.2.2.Principe du modèle fibre.....	56
Conclusion.....	57
Chapitre VI : Analyse statique non-linéaire (Pushover)	
VI.1.Introduction	59
VI.2.Les différents méthodes d'analyse.....	60
VI.2.1.Méthodes d'analyse linéaire.....	60
VI.2.1.1.Méthode statique équivalente.....	60
VI.2.1.2.Méthode d'analyse modale spectrale (analyse dynamique).....	60
VI.2.2.Méthodes d'analyse non- linéaire.....	61
VI.2.2.1.Méthodes d'analyse statique non- linéaire (pushover).....	61
VI.2.2.2.Méthodes d'analyse modal non- linéaire (dynamique pushover)...	61
VI.3.L'analyse statique non- linéaire (pushover).....	62
VI.3.1.Définition.....	62
VI.3.2.Hypothèse d'élaboration de l'analyse «PUSHOVER».....	62
VI.3.3. But de l'analyse « PUSHOVER ».....	63
VI.3.4.Formulation de l'analyse « PUSHOVER »	64
VI.4.Détermination de la courbe capacité.....	66
VI.4.1.Contrôle par force.....	67
VI.4.2. Contrôle par déplacement.....	67
VI.4.3.Distribution des charges latérales.....	67
VI.5.Guides et approches de l'analyse statique non linéaire.....	68
VI.5.1.Approche par les coefficients de déplacement selon la FEMA 273 et 356	68
VI.5.1.1. Procédure de l'approche par les coefficients de déplacement.....	68
VI.5.2.Approche par la Méthode de spectre de capacité selon (ATC40)...70	
VI.5.2.1. Procédures de l'approche par la méthode de spectre de capacité selon (ATC40).....	70
Chapitre VII : Simulations et résultats	
VII.1.Introduction	82
VII.A.1.Application sur la console.....	82
VII.A.1.1.Analyse pushover par un modèle en rotules plastiques (plasticité concentrée).....	82

VII.A.1.1.1. Analyse pushover par rotules plastiques au moyen du Sap2000.....	82
VII.A.2. Analyse pushover par un modèle en fibres (plasticité distribuée)...	83
VII.A.2.1. Analyse pushover par modèle fibres au moyen du Sap2000.....	83
VII.A.2.2. Analyse pushover par modèle fibres au moyen du Seismostruct.....	84
VII.A.3. Comparaison des résultats.....	85
Commentaire.....	86
VII.B.1. Application sur la structure étudié.....	87
VII.B.2. Présentation de l'ouvrage.....	87
VII.B.3. Caractéristiques géométriques.....	87
VII.B.4. Description technique du bâtiment.....	87
VII.B.5. Résultat de l'analyse linéaire.....	89
VII.B.5.1. Ferrailage de la structure.....	89
VII.B.6. Résultats de l'analyse statique non linéaire « analyse Pushover »...	92
VII.B.6.1. Analyse pushover par un modèle en Rotules Plastiques (Plasticité concentrée).....	92
VII.B.6.1.1. Analyse pushover par rotules plastiques au moyen du Sap2000.....	92
VII.B.6.1.1.1. Exécution de l'analyse.....	92
VII.B.6.1.1.2. Etapes d'exécution de l'analyse.....	92
VII.B.6.1.2. Résultats de l'analyse.....	96
VI.B.6.1.2.1. Courbes de capacités.....	96
VI.B.6.1.2.1.1. Courbes de capacité sous format ($V_{bas} - D_{sommet}$).....	97
VI.B.6.1.2.1.2. Calcul du point de performance selon ATC40.....	100
VII.B.6.1.2.1.3. Déplacement inter-étage.....	104
VII.B.6.1.2.1.4. Schémas de développement des rotules plastique suivant le sens XX.....	107
VII.B.6.1.2.1.5. Schémas de développement des rotules plastique suivant le sens YY.....	109
VII.B.6.2. Analyse pushover par un modèle en fibres (Plasticité distribuée).....	112
VII.B.6.2.1. Analyse pushover par modèle fibres au moyen du Sap2000.....	112
VII.B.6.2.1.1. Etapes d'exécution de l'analyse.....	112
VII.B.6.2.1.2. Résultats de l'analyse.....	115
VI.6.2.1.2.1. Courbes de capacité sous format ($V_{bas} - D_{sommet}$).....	115
VII.6.2.2. Analyse pushover par modèle fibres (Plasticité distribuée) au moyen du Seismostruct.....	118
VII.B.6.2.2.1. Etapes d'exécution de l'analyse.....	118
VII.B.6.2.2.2. Résultats de l'analyse.....	125
VI.B.6.2.2.2.1. Courbes de capacité sous format ($V_{bas} - D_{sommet}$).....	125

VII.B.6.2.2.2.2. Calcul du point de performance selon ATC40.....	128
VII.B.6.2.2.2.3. Déplacement inter-étage.....	136
VII.B.6.2.2.2.4.Critères de performance.....	139
VII. B.6.3.Comparaison des résultats.....	144
VII. B.6.3.1.Comparaison entre courbes de capacité sous format ($V_{\text{bas}} - D_{\text{sommet}}$).....	144
VII. B.6.3.2.Comparaison entre les déplacements inter-étages.....	147
VII. B.6.3.3.Commentaires et résultats.....	148
VII. B.6.3.4.Interprétation des résultats.....	149
Recommandation	150
Conclusion générale.....	151
Bibliographie.....	152
ANNEXE A	154
ANNEXE B	159

LISTE DES FIGURES

Chapitre II :

Figure. II.1. Répartition de la tectonique des plaques.

Figure. II.2. Critère « poutres fortes - poteaux faibles ».

Figure. II.3. Critère « poteaux fortes – poutres faibles ».

Figure. II.4. Les figures (a) et (b) représentent l'apparition des rotules plastiques à la base du bâtiment.

Figure. II.5. Les deux figures (a) et (b) représentent l'effondrement des bâtiments par la présence de l'étage souple au RDC.

Figure. II.6. Les deux figures (a) et (b) représentent l'effet du « poteau court ».

Figure. Fig. II.7. Flambement des poteaux.

Figure. II.8. Les ruptures et les fissurations subis par les voiles.

Figure. II.9. Dégâts subis par les voiles.

Figure. II.10. Dégâts subits par les escaliers.

Figure. II.11. Nœud de jonction entre la poutre palière et le poteau de la cage d'escalier.

Figure. II.12. Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles.

Figure. II.13. Oscillations de torsion.

Figure. II.14. Liquéfaction des sols.

Chapitre III :

Figure. III.1. Confinement du béton par des armatures transversales.

Figure. III.2. La nature des liaisons.

Figure. III.3. Inertie des sections.

Figure. III.4. Types de matériaux.

Figure. III.5. Longueur des éléments.

Chapitre IV :

Figure. IV.1. *Procédure de la (PBSD).*

Figure. IV.2. *Courbe de capacité et niveaux de performance.*

Chapitre V :

Figure. V.1. *Les moments résultants ultimes.*

Figure. V.2. *Comportement non-linéaire idéalisé d'un élément structurel.*

Figure. V.3. *Relation Moment-Courbure idéalisée d'un élément structurel.*

Figure. V.4. *Distribution du Moment-Courbure au niveau des zones critiques.*

Figure. V.5. *Courbure d'une section de poutre rectangulaire.*

Figure. V.6. *Distribution réelle et idéalisée de la courbure dans le domaine inélastique d'une poutre soumise à une charge sismique.*

Figure. V.7. *Courbure d'une section rectangulaire soumise à un moment et effort axial.*

Figure. V.8. *Procédure de subdivision de l'élément fibre.*

Figure. V.9. *Positionnement de l'élément fibre.*

Chapitre VI :

Figure. VI.1. *système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.*

Figure. VI.2. *Courbe de capacité (pushover curve).*

Figure. VI.3. *Distribution des charges latérales appliquées à la structure.*

Figure. VI.4. *Idéalisation bilinéaire de la courbe Pushover par FEMA 273 et 356.*

Figure. VI.5. *Spectre élastique de forme $S_a(g)-T(s)$.*

Figure. VI.6. *Spectre élastique de forme ADRS ($S_a(g)-S_d(s)$).*

Figure. VI.7. *Courbe Pushover $V_b(KN) - d(cm)$.*

Figure. VI.8. *courbe Pushover ($S_a(g) - S_d(cm)$).*

Figure. VI.9. *Idéalisation bilinéaire de la courbe de Capacité.*

Figure. VI.10. *Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.*

Figure. VI.11. *Détermination du point de performance.*

Chapitre VII :

Figure. VII.A.1. *Console en Rotules plastiques (Sap2000).*

Figure. VII.A.2. *Courbe de capacité modèle en Rotules plastiques (Sap2000).*

Figure. VII.A.4. *Console en fibres (Sap2000).*

Figure. VII.A.5. *Courbe de capacité modèle en fibres (Sap2000).*

Figure. VII.A.6. *Console en fibres (Seismostruct).*

Figure. VII.A.7. *Courbe de capacité modèle en fibres (Seismostruct).*

Figure. VII.A.8. *Comparaison entre les courbes de capacités.*

Figure. VII. B.1. *Vu en plan et élévation de la structure.*

Figure. VII. B.5. *Loi de comportement du béton.*

Figure. VII. B.6. *Loi de comportement de l'acier.*

Figure. VII. B.7. *Attribution des rotules plastiques aux voiles et poteaux.*

Figure. VII. B.8. *Attribution des rotules plastiques aux poutres.*

Figure. VII. B.9. *Loi Force - Déplacement non linéaire idéalisée utilisée pour les poutres et poteaux.*

Figure. VII. B.10. *Boite de dialogue de l'analyse pushover du SAP2000 V 14.*

Figure. VII. B.15. *Courbe de capacité rect XX.*

Figure. VII. B.16. *Courbe de capacité rect YY.*

Figure. VII. B.17. *Courbe de capacité TRG XX.*

Figure. VII. B.18. *Courbe de capacité TRG YY.*

Figure. Fig.VII. B.19. *Courbe de capacité MOD1 XX.*

Figure. VII. B.20. *Courbe de capacité MOD1 YY.*

Figure. VII. B.21. *Spectre de réponse élastique amorti à 5%.*

Figure. VII. B.22. *Le point de performance suivant le chargement rect XX.*

Figure. VII. B.23. *Le point de performance suivant le chargement rect YY.*

Figure. VII. B.24. *Le point de performance suivant le chargement TRG XX*

Figure. VII. B.25. *Le point de performance suivant le chargement TRG YY.*

Figure. VII. B.26. *Le point de performance suivant le chargement MOD1 XX.*

Figure. VII. B.27. *Le point de performance suivant le chargement MOD1 YY.*

Figure. VII B.28. *Déplacement inter-étage obtenue par Sap2000 suivant le chargement MOD1 XX.*

Figure. VII.B.29. *Déplacement inter-étage obtenue par Sap2000 suivant le chargement TRG YY.*

Figure. VII. B.30. *Premières apparitions des rotules plastiques (XX).*

Figure. VII.B.31. *Deuxième étape de formulation des rotules plastiques(XX).*

Figure. VII.B.32. *Troisième étape de formulation des rotules plastiques (XX).*

Figure. VII.B.33. *Etape finale de formulation des rotules plastiques(XX).*

Figure. VII.B.34. *Premières apparitions des rotules plastiques(YY).*

Figure. VII.B.35. *Deuxième étape de formulation des rotules plastiques(YY).*

Figure. VII.B.36. *Troisième étape de formulation des rotules plastiques(YY).*

Figure. VII.B.37. *Etape finale de formulation des rotules plastiques(XX).*

Figure. VII.B.36. *Division des éléments de la structure.*

Figure. VII.B.37. *Attribution des fibres (attribution de nombres de petites unités nécessaires).*

Figure. VII.B.38. *La section fibre du Sap2000.*

Figure. VII.B.39. *Attribution des rotules plastiques aux éléments de la structure.*

Figure. VII.B.40. *Courbe de capacité rect XX.*

Figure. VII.B.41. *Courbe de capacité rect YY.*

Figure. VII.B.42. *Courbe de capacité TRG XX.*

Figure. VII.B.43. *Courbe de capacité TRG YY.*

Figure. VII.B.44. *Courbe de capacité MOD1 XX.*

Figure. VII.B.45. *Courbe de capacité MOD1 YY.*

Figure. VII.B.46. *Vu en élévation de la structure sur seismostruct.*

Figure. VII.B.47. *La section fibre du seismostruct.*

Figure. VII.B.48. *La fenêtre Pre-Processor.*

Figure. VII.B.49. *Modèle du béton de Mander et al.*

Figure. VII.B.50. *Modèle d'acier de Menegotto et Pinto.*

Figure. VII.B.51. *Définition des nœuds.*

Figure. VII. B.52. *Définition des conditions aux limites.*

Figure. VII.B.53. *Introduction du chargement Puschover.*

Figure. VII. B.54. *Introduction des critères de performance.*

Figure. VII. B.55. *Courbe de capacité rect XX.*

Figure. VII. B.56. *Courbe de capacité rect YY.*

Figure. VII. B.57. *Courbe de capacité TRG XX.*

Figure. VII. B.58. *Courbe de capacité TRG YY.*

Figure. VII. B.59. *Courbe de capacité MOD1 XX.*

Figure. VII. B.60. *Courbe de capacité MOD1 YY.*

Figure. VII. B.61. *Point de performance suivant le sens rect XX.*

Figure. VII. B.62. *Point de performance suivant le sens rect YY.*

Figure. VII. B.63. *Point de performance suivant le sens TRG XX.*

Figure. VII. B.64. *Point de performance suivant le sens TRG YY.*

Figure. VII. B.65. *Point de performance suivant le sens XX.*

Figure. VII. B.66. *Point de performance suivant le sens YY.*

Figure. VII. B.67. *Déplacement inter-étage obtenue par Seismostruct suivant le chargement MOD1 XX.*

Figure. VII. B.68. *Déplacement inter-étage obtenue par Seismostruct suivant le chargement MOD1 XX.*

Figure. VII. B.69. *Premier critère de performance.*

Figure. VII. B.70. *Deuxième critère de performance.*

Figure. VII. B.71. *Troisième critère de performance.*

Figure. VII. B.72. *Critère de performance limite.*

Figure. VII. B.73. *Premier critère de performance.*

Figure. VII. B.74. *Deuxième critère de performance.*

Figure. VII. B.75. *Troisième critère de performance.*

Figure. VII. B.76. *Critère de performance limite.*

Figure. VII.78. *Courbe de capacité rect XX.*

Figure. VII.79. *Courbe de capacité rect XX.*

Figure. VII.80. *Courbe de capacité TRG XX.*

Figure. VII.81. *Courbe de capacité TRG YY.*

Figure. VII. B.82. *Courbe de capacité MOD1 XX.*

Figure. VII. B.83. *Courbe de capacité MOD1 YY.*

Figure. VII. B.84. *Déplacement inter-étage sens XX.*

Figure. VII. B.85. *Déplacement inter-étage sens YY.*

Figure. VII. B.86. *Résultat de laboratoire ELSA.*

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre IV :

Tableau IV.1. *Niveaux de performance selon ATC-40 et FEMA 273-356.*

Tableau IV.2. *Définition de la performance.*

Tableau IV.3. *Critère d'acceptabilité selon ATC-40.*

Chapitre VI :

Tableau.VI.1. *Coefficients sismiques de sol (Ca) selon l'UBC 1997.*

Tableau.VI.2. *Coefficients sismiques de sol (Cv) selon l'UBC 1997.*

Tableau.VI.3. *Détermination de l'amortissement effectif de la structure.*

Tableau.VI.4. *Types de comportement structurel.*

Chapitre VII :

Tableau. VII. B.1. *Les caractéristiques géométrique de la structure.*

Tableau. VII .B.2. *Les points de performance obtenue par Sap2000.*

Tableau. VII.3. *Les points de performance choisie obtenue par Sap2000.*

Tableau.VII.B.4. *Niveau de performance de la structure obtenue par Sap2000 suivant XX.*

Tableau.VII.B.5. *Niveau de performance de la structure obtenue par Sap2000 suivant YY.*

Tableau. VII. B.6. *Résultats de l'analyse linéaire selon le 1^{er}MOD (sens XX).*

Tableau. VII. B.7. *Résultats de l'analyse linéaire selon le 1^{er}MOD (sens YY).*

Tableau. VII. B.7. *Résultats de l'analyse linéaire selon le 1^{er}MOD (sens YY).*

Tableau.VII. B.8. *Paramètres et coefficients du point performance sous chargement rectangulaire.*

Tableau. VII.B.9. *Paramètres et coefficients du point performance sous chargement Triangulaire.*

Tableau. VII. B.10. *Paramètres et coefficients du point performance sous chargement du MOD1.*

Tableau.VII. B.11. *Les points de performance obtenue par Seismostruct.*

Tableau.VII. B.12. *Les points de performance choisie obtenue par Seismostruct.*

Tableau.VII. B.13. *Niveau de performance de la structure obtenue par Seismostruct suivant XX.*

Tableau.VII. B.14. *Niveau de performance de la structure obtenue par Seismostruct suivant YY.*

RESUME :

Aujourd'hui, plusieurs programmes informatiques permettent le développement des méthodes de calcul de modèles bâtiments ainsi que leurs analyses linéaires et non linéaires simples et complexes. Cependant, les potentialités et les limites de chaque programme et chaque type de modèle devraient être plus clarifiées afin de transformer l'application de ces méthodes simples et compréhensives, en particulier dans les bureaux d'études.

L'objectif principal de cette étude est de comparer deux modèles 3D du bâtiment choisie (un modèle en fibres et un autre en rotules plastiques) dans le domaine non linéaire, en utilisant des logiciels différents. Pour cela plusieurs approches d'un modèle de plasticité concentrée (modèle en rotules plastiques) sont développés en utilisant le programme SAP2000. Par la suite les résultats obtenue sont comparées à un modèle de plasticité distribuée (modèle en fibres) développée par le programme SeismoStruct, étant leur performance est évaluée au moyen des résultats statiques non linéaires par l'utilisation de la méthode Pushover. En finale une comparaison entre les résultats est présenté et discuté.

Les résultats obtenus permettent de mieux comprendre le comportement des structures sous chargement sismique ainsi que les caractéristiques et les potentialités de toutes les procédures de l'analyse non linéaire, afin d'aider l'ingénieur à déterminé et choisir la meilleure approche pour effectuer une analyse non linéaire dans le but de mieux géré sa conception parasismique.

+ ABSTRACT :

Nowadays several computer programs allow the development of methods of calculation for different buildings models for either simple or complex linear or nonlinear analysis. However, the potentialities and limitations of each computer program and each type of model should be more clarified in order to turn the application of such methods more straightforward, especially in Design offices.

The main goal of this study is to compare two nonlinear 3D models of a building (a fiber mode and another plastic hinge model) in the nonlinear field using different software packages. In this work, different approaches of a lumped plasticity model are developed using SAP2000, being their performance evaluated by means of nonlinear static results (Puchover method is used). The results of the lumped plasticity models are compared with a distributed plasticity model developed in SeismoStruct; a comparison between results is presented and discussed.

The results obtained allow a better understanding of the characteristics and potentialities of all procedures of nonlinear analysis, and helping engineer to choose the best approach to perform static nonlinear analysis. To help the engineer determined and choose the best approach for performing nonlinear analysis in order to better run its seismic design.

Introduction Général

I.1.INTRODUCTION GENERALE:

Depuis de nombreuses années, les méthodes de calcul élastiques simplifiées ont été quasi-systématiquement utilisées dans le dimensionnement des structures en béton armé. Faciles à mettre en œuvre et bien assimilées par les ingénieurs, il est sûr qu'elles restent encore adoptées par les bureaux d'études, puisque dans la plupart des cas elles ont bien servi la profession. Avec tous cela l'approche élastique est insuffisante et ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel des bâtiments. La réponse non-linéaire d'une structure en termes de déplacement, ductilité, distribution de dommages, mode de ruine, déplacement maximum, etc, étant largement inexplorée par le calcul élastique. Cependant certaines règles comme celles de l'ATC40 (1996) et celles de la FEMA 273 et 356, conscientes de ces limites recommandent l'utilisation des méthodes statique non-linéaire par un calcul en poussée progressive « **PUSHOVER** ».

L'utilisation de la procédure statique non linéaire (NSP) sur l'évolution sismique des structures existantes ainsi que dans la vérification de la conception des nouvelles structures est devenue une pratique courante dans l'ingénierie du parasismique. Par conséquent, il est nécessaire de comprendre les potentialités, et les limites des programmes informatiques les plus courants utilisés dans les bureaux d'études.

Dans ce travail la structure étudiée a été analysée par deux programmes informatiques de calcul bâtiments. Le premier programme est le **Sap2000 V14.2.0** (computers and structures, 2014) basé sur la plasticité concentrée, orientée essentiellement à la conception structurelle, le second programme est le **Seismostruct V7** (seismosoft 2016) qui est un nouveau programme d'analyse basé sur la plasticité distribuée essentiellement conçu pour l'analyse non linéaire. Après cette analyse les résultats obtenus seront traités et comparés.

Cette étude consiste à vérifier et à démontrer que la procédure d'analyse statique non-linéaire (Pushover) élaborée par la méthode des fibres donne des résultats aussi bien que la méthode des rotules plastiques intégrées aux deux extrémités des éléments de structure.

I.2. ETENDUE DE L'ETUDE :

Ce travail est structuré en un résumé et sept chapitres et deux annexes (A) et (B).

Le premier chapitre présente l'introduction générale du projet.

Le deuxième chapitre donne un aperçu sur les différents types de dommages et dégâts sismique dans les structures en BA.

Le troisième chapitre présente quelques notions et critères de base à prendre en considération le Long de ce travail.

Le quatrième chapitre expose l'étude de la performance sismique des structures, et présente les étapes d'élaboration de cette étude.

Le cinquième chapitre expose la méthode d'analyse par élément fibres et la méthode d'analyse par rotules plastiques, où le comportement non-linéaire des éléments de la structure ainsi que la procédure de subdivision de l'élément fibre est bien détaillé.

Le sixième chapitre contient les procédures et les étapes à suivre de l'analyse « PUSHOVER ».

Le septième chapitre fait l'objet de modélisation de la structure par les deux programmes informatiques « Sap2000 » et « Seismostruct », puis les étapes nécessaires pour l'exécution de l'analyse statique non linéaire « Pushover » par la méthode des rotules plastiques et la méthode des fibres. Aussi il englobe la présentation des résultats de l'analyse menant à une conclusion générale et des recommandations.

Une étude bibliographique sera abordée en dernière partie de ce travail.

L'annexe (A) présente les résultats de l'analyse élastique du bâtiment.

L'annexe (B) présente les différentes vérifications établies par le code Algérien RPA 99V 2003.

Types de dommages et de d'égâts sismiques dans les structures en BA

II.1.INTRODUCTION :

Le calcul parasismique d'un ouvrage dépend tout d'abord du degré d'activité sismique de la région considérée. De cela on peut dire qu'il existe des régions avec un risque sismique important ou moins important suivant leurs positions par rapport aux zones de jonction des plaques tectoniques.

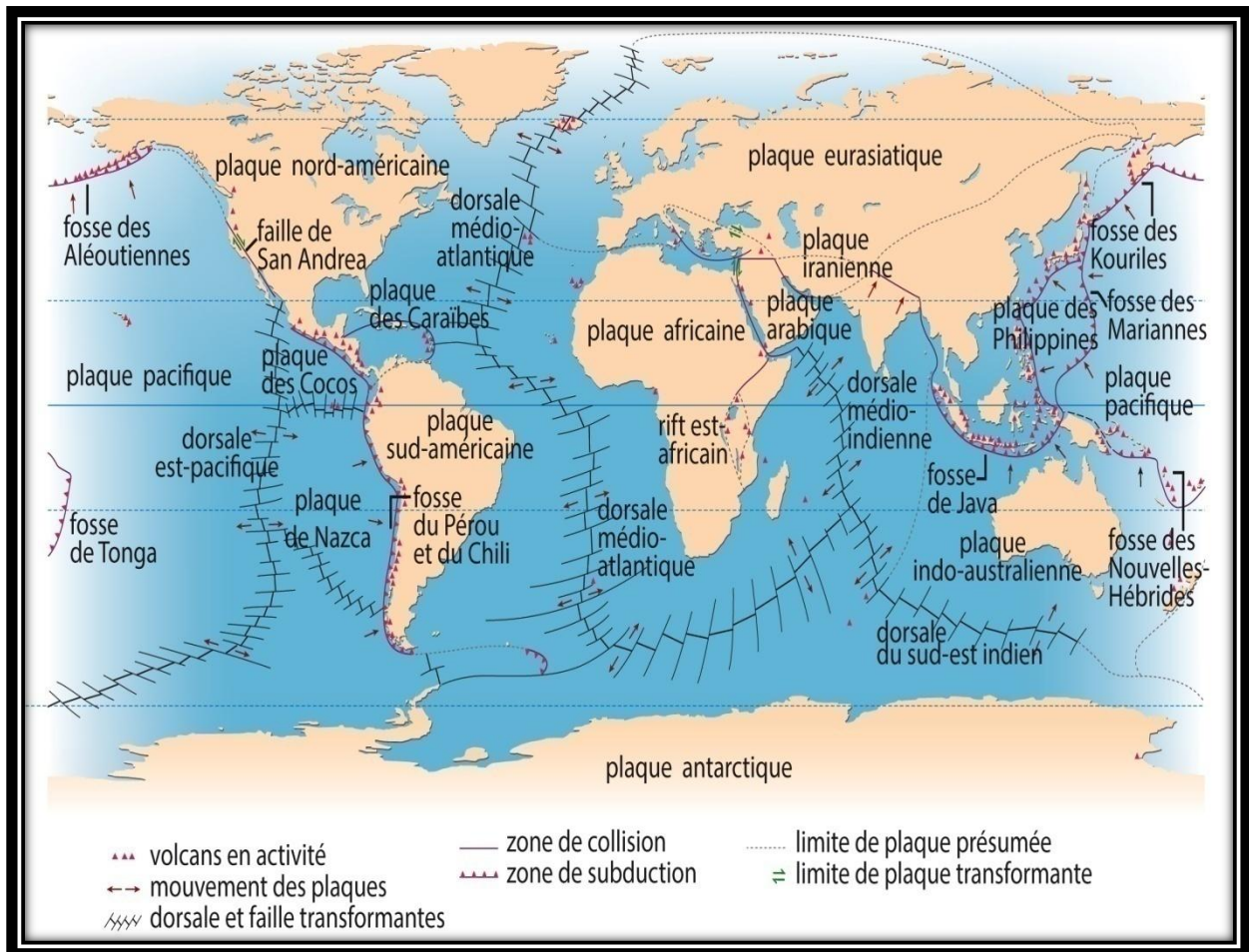


Fig. II.1. Répartition de la tectonique des plaques.

Les secousses sismiques font partie des catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, et qui ont un grand effet destructeur dans les zones urbaines.

Peut-on prévoir un tremblement de terre ?

Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à

surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

Avant d'effectuer le dimensionnement des structures il faut d'abord procéder à sa conception. Il s'agit d'une bonne conception parasismique basé essentiellement sur l'expérience, en particulier sur les observations des différents dégâts causés par les récents tremblements de terre avec un objectif global d'une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique.

Alors la connaissance des dégâts sismiques est un préalable indispensable pour toutes ingénieries de génie civil. Et à fin enrichir ce point de vue une présentation des différents types de dégâts causés par les séismes récents dans plusieurs pays est abordé dans ce chapitre.

II.2.DIFFERENTS TYPES DE DOMMAGES ET DEGATS SISMIQUES:

➤ **II.2.1. DOMMAGES ET DEGATS SUBIS PAR LES PORTIQUES :**

- **Formulation des Rotules plastique dans les nœuds poteaux-poutres :**

Dans les règlements de construction parasismique il est exigé de vérifier les moments résistants ultimes dans la zone nodale poteau-poutre (zone critique), pour que la rotule plastique se forme plutôt dans la poutre que dans les poteaux, c'est le principe des poteaux forts et poutres faibles (comportement recherché).

En effet la présence de poutres fortes et de poteaux faibles a engendré dans certains cas la formation d'un mécanisme de ruine dans les poteaux précipitant ainsi l'effondrement de ces ouvrages avant même que la structure n'ait atteint son état limite.



Fig. II.2. Critère « poutres fortes - poteaux faibles ».



Fig. II.3. Critère « poteaux fortes – poutres faibles ».

- Formulation des rotules plastique à la base des poteaux :



(a)



(b)

Fig. II.4. *Les figures (a) et (b) représentent l'apparition des rotules plastiques à la base du bâtiment.*

- **Étage souple (soft-story) :**

L'étage souple ou (**soft-story**) est certainement le dégât sismique le plus répandu. Souvent le premier étage des bâtiments est réservé à une affectation commerciale et doit donc offrir un espace maximum. Pour cette raison, il est libéré d'éléments structuraux encombrants comme les voiles qui sont remplacés par des colonnes.



(a)



(b)

Fig. II.5. *Les deux figures (a) et (b) représentent l'effondrement des Bâtiments par la présence de l'étage souple au RDC.*

- **Poteaux court (short column) :**

L'effet « poteau court » est une dégradation par cisaillement des poteaux en fissure diagonale avec flambement de l'armature du poteau sous un effort normale très important, se type de rupture rencontré où il y a présence de discontinuités en maçonnerie, citons :

- ✓ Les poteaux de mezzanine partielle dans les locaux commerciaux.
- ✓ Dans les vides sanitaires.
- ✓ Les vides d'aération dans les salles de classes.



(a)



(b)

Fig. II.6. *Les deux figures (a) et (b) représentent l'effet du « poteau court ».*

- **Flambement des Poteaux:**

Le flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure qui, soumise à un effort normal de compression, a tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion).

Il apparaît dans le cas où la section des poteaux est faible et la qualité du béton est mauvaise, aussi dans le cas où la section des poteaux est faible associée à un grand élancement.



Fig. II.7. Flambement des poteaux.

➤ **II.2. DOMMAGES ET DEGATS SUBIS PAR LES VOILES :**

Le terme « voile » regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers, cependant du point de vue de leur fonctionnement, deux grandes familles se distinguent :

1. Voiles courts ($H/L < 2$)
2. Voiles élancés ($H/L > 2$).

Le rôle des voiles dans les structures courantes en béton armé consiste principalement sur le transfert des charges sismiques. Souvent, ce sont les voiles qui supportent la majorité des charges sismiques, pendant que les portiques sont appelés à agir en deuxième lieu de défense contre les séismes, par la suite d'une fissuration et/ou une rupture éventuelle dans les voiles.

Le voile est considéré comme une console parfaitement encadrée à sa base, donc il est sollicité par un effort normal (N) et un effort tranchant (V) sur toute sa hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans sa section d'encastrement, alors il subit essentiellement des ruptures à la base et des fissures ouvertes en (X) dans la section centrale, qui sont représentés dans les trois figures suivantes :

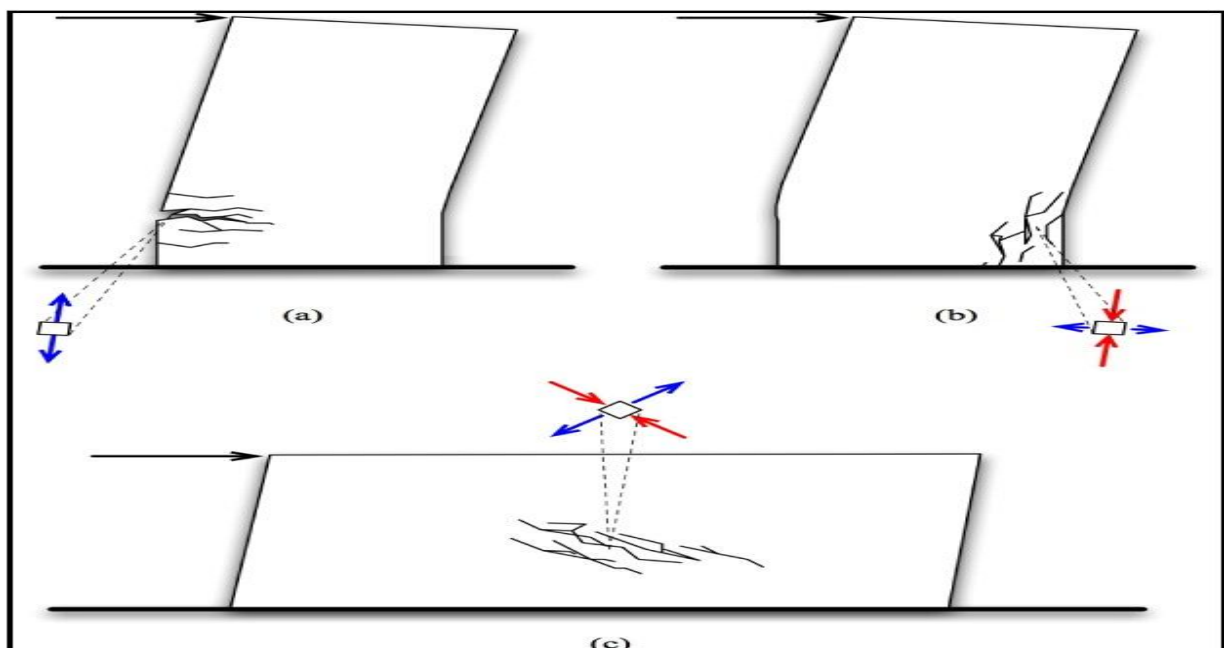


Fig. II.8. *Les ruptures et les fissurations subis par les voiles.*



Fig. II.9. Dégâts subis par les voiles.

➤ **II.2.3. DOMMAGES ET DEGATS DIVERS:**

• **Cas des escaliers:**

La photo (a) montre le cas où la disposition des armatures en ciseaux a été mal réalisée, ce qui a conduit - malgré la bonne qualité apparente du béton- au détachement de la volée d'escalier du palier dû à la poussé au vide. Par contre dans la photo (b), c'est la mauvaise qualité du béton qui a conduit à la rupture. Cette mauvaise qualité est parfois causé par l'utilisation d'une mauvaise qualité de ciment ou mauvais dosage, ou par la présence d'impuretés de tout genre (bois, papier...etc.) qui s'entassent au niveau de la jonction palier-volée.



(a)

(b)

Fig. II.10. Dégâts subits par les escaliers.

- **Cas de la poutre palière :**

Lorsque les armatures de la poutre palière ne sont pas bien ancrées dans les poteaux de la cage d'escalier à cause du mauvais façonnage ou d'une insuffisance de la section du poteau, le nœud de jonction devient une zone de faiblesse. Ce phénomène est illustré dans la figure suivante :



Fig. II.11. Nœud de jonction entre la poutre palière et le poteau de la cage d'escalier.

- **La torsion d'ensemble du bâtiment :**

La torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité. Elle a donc lieu quand les éléments de contreventement sont décentrés.

Dans ce cas, sous l'action de forces horizontales, l'ouvrage tourne autour d'un axe vertical au lieu de fléchir comme un bloc, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux. Ce type de sollicitation est mal supporté par la structure. La construction est soumise à une torsion d'axe

vertical d'autant plus importante que la distance entre le centre des masses et le centre de rigidité est grande. C'est autour de ce dernier que la rotation se produit. La figure II.12 démontre ce type de torsion de bâtiments :

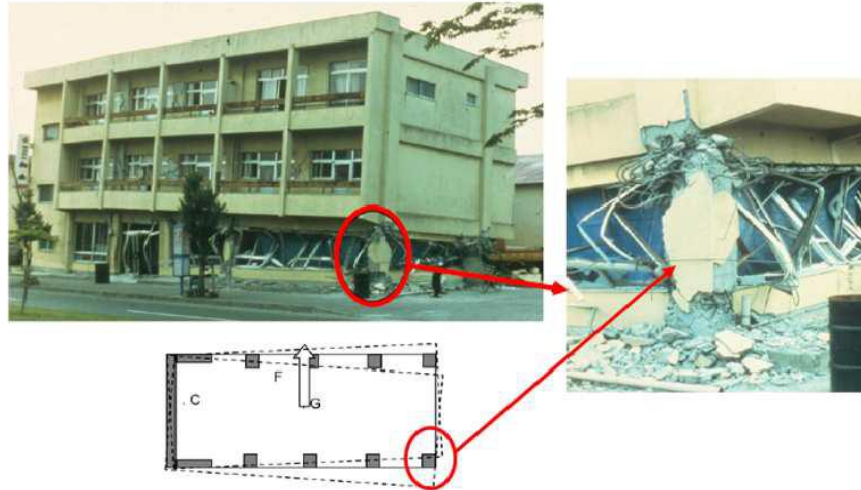


Fig. II.12. *Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles.*

- **La ruine en rotation :**

Les phénomènes observés lors de la ruine par flexion des structures montrent, au niveau local des sections endommagées, quatre phases principales :

La rotation de la structure (par effort sismique), la fissuration de la section, la plastification des aciers, et enfin la ruine de la section qui se traduit par l'écrasement du béton en compression.

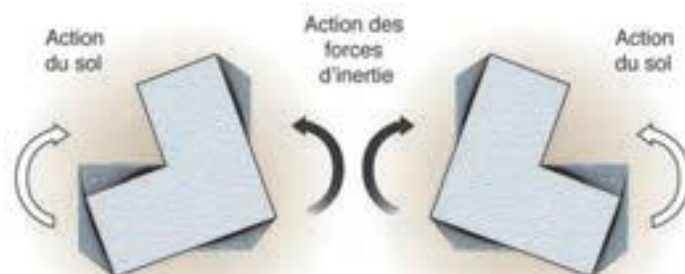


Fig. II.13. *Oscillations de torsion.*

- **Liquéfaction du sol :**

Lors d'un séisme, un phénomène, appelé liquéfaction, peut intervenir et aggraver les dégâts provoqués par la secousse. La liquéfaction se produit lorsque les sédiments, et l'eau qui y est liée, se voient agités par les secousses sismiques.

La liquéfaction se manifeste généralement sur les structures par :

1. Une perte de capacité portante du sol de fondation, avec déstabilisation des ouvrages.
2. Des glissements des terrains en pente et une réduction des coefficients de sécurité.
3. Un développement des forces de poussées : le mouvement de la couche liquéfiée se traduit par un excès des forces de poussées sur la surface de contact sol/mur, avec renversement ou glissement du mur.
4. Soulèvement des ouvrages enterrés (sous la poussée d'Archimède) et la rupture des canalisations.



Fig. II.14. *Liquéfaction des sols.*

- **Conclusion :**

D'après ce qui a été exposé auparavant, on voit bien que les malfaçons et la mauvaise conception des zones nodales ont créé des points de faiblesse conduisant à la formations des rotules plastiques dans les poteaux et dans les voiles qui fait apparaitre un mécanisme induisant l'effondrement total ou partiel des bâtiments.

NOTIONS ET CRITERES DE BASE

✚ III.1.INTRODUCTION:

A vant d'entamer l'étude numérique, ce chapitre présente quelques notions et critères de base qui sont utiles et indispensables pour la suite.

✚ III.2.NOTINS ET CRITERES DE BASE:

- ❖ **1).Déformation élastique** : C'est une déformation réversible qui disparaît après suppression des charges qui l'ont provoqué.
- ❖ **2).Déformation post-élastique** : C'est une déformation irréversible d'éléments de la structure (accompagnée d'une dissipation d'énergie) après dépassement de la limite d'élasticité.
- ❖ **3).Spectre de réponse** : Et une courbe calculée pour un ensemble d'accélérogrammes donnant l'accélération absolue maximale. Le spectre de réponse permet d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.
- ❖ **4).Diaphragme** : C'est un système horizontal apte à transférer les forces horizontales induites par un séisme aux éléments verticaux du système résistant des structures.
- ❖ **5).Mécanisme gouvernant** : Mécanisme de la déformation latérale déterminé par l'analyse non linéaire.
- ❖ **6).Nœud contrôlé** : Est généralement le centre de masse du dernier étage de la structure. Comme le déplacement du nœud contrôlé (nœud maître) est comparé au déplacement cible, le choix de ce dernier est très important.
- ❖ **7).Confinement du béton** :

Concrètement, lorsque le béton est comprimé, l'effet Poisson induit un raccourcissement dans la direction longitudinale et une dilatation dans la direction transversale. En présence d'armatures transversales, la dilatation du béton provoque la mise en tension de ces dernières et développe par réaction des forces de compression agissant sur le noyau de béton intérieur aux armatures transversales.

Ces forces de compression sont essentiellement concentrées au droit des armatures longitudinales.

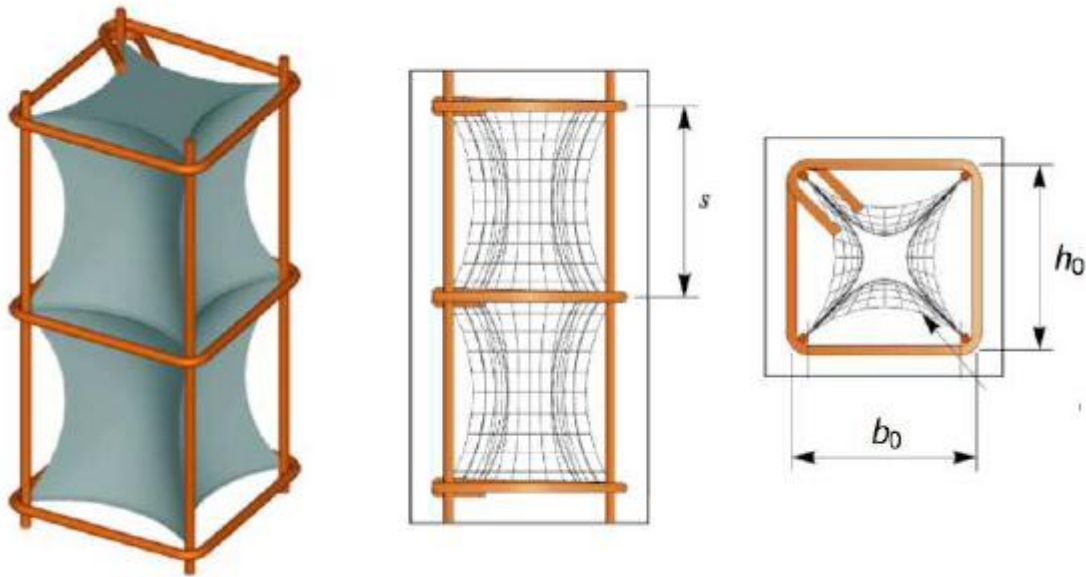


Fig.III.1. Confinement du béton par des armatures transversales.

❖ 8). Critère de ductilité :

La ductilité désigne la capacité d'une structure à se déformer plastiquement (au-delà de sa limite élastique) sans se rompre. La rupture se fait lorsqu'un défaut (fissure ou cavité) induite par la déformation plastique, devient critique et se propage.

❖ 9). Critère de rigidité :

La rigidité d'une structure décrit le degré de déformation élastique d'une structure sous une contrainte appliquée (qui doit être inférieure à la limite d'élasticité). Souvent, les composants sont également limités par le fléchissement élastique autorisé. Soumises à la même contrainte, les structures ayant une faible rigidité subissent des déformations plus importantes que les structures ayant une rigidité importante.

Vis-à-vis des mouvements du sol, les structures se comportent comme des oscillateurs dont les modes propres d'oscillation dépendent notamment de la raideur (ou rigidité) des éléments de la structure. La raideur des différents éléments de la structure est un des paramètres fondamentales du

comportement dynamique des structures qui doit être pris en considération par le projet architectural en amont des calculs de vérification.

- **III.6.1.les paramètres de la rigidité :**

La raideur des éléments constructifs est fonction des quatre paramètres suivants :

A)- La nature des liaisons (articulations, encastrement...).

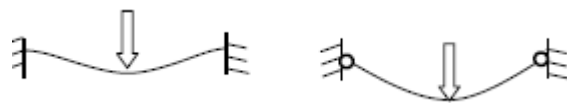


Fig. III.2. La nature des liaisons.

B)- L'inertie des sections (dans le sens de la sollicitation).

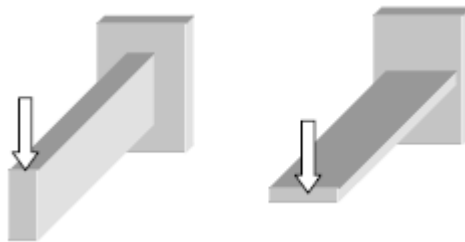


Fig. III.3. Inertie des sections.

C)- Le module de déformation **E [Mpa]** suivant le matériau utilisé (béton, bois, etc...).

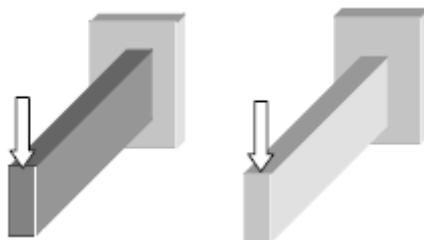


Fig. III.4. Types de matériaux.

D)- La longueur des éléments L [m].

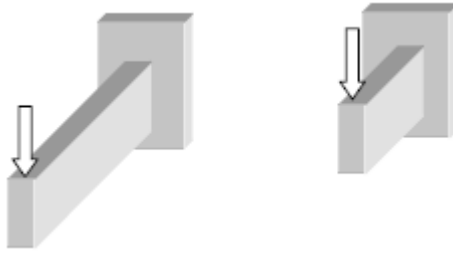


Fig. III.5. Longueur des éléments.

Etude de la performance sismique

✚ IV.1.INTRODUCTION :

«Ce ne sont pas les séismes qui causent les morts, mais l'effondrement des bâtiments».

L'action directe des séismes ne peut pas expliquer à elle seule le nombre de victimes causées par les séismes. Coburn et Spence en 2002 (Livre Earthquake Protection) mentionnent qu'au cours du siècle dernier, 75 % des victimes des séismes ont été engendrées par la destruction de bâtiments. Les codes de construction sont régulièrement mis à jour afin d'améliorer la conception des bâtiments neufs. Ainsi, on peut se protéger face au risque sismique en dimensionnant les futures constructions de telles sortes qu'elles résistent aux différents scénarii de séismes. Cependant, si les structures de génie civil les plus récentes respectent les codes parasismiques, aujourd'hui en vigueur dans de nombreux pays où la sismicité présente un risque important, on peut alors se demander ce qu'il en est des bâtiments existants. La qualité des constructions et leur résistance aux séismes est donc primordiale.

Au cours du siècle dernier, Coburn et Spence (2002) estiment qu'il y a eu autant de victimes au cours de la première moitié du siècle que pendant la seconde moitié. Le mauvais choix du mode de contreventement, le manque de ductilité de la rigidité et la faible résistance des structures est alors mis en cause. Ils soulignent également que les bâtiments détruits sont en majeure partie des bâtiments en maçonnerie. Ces bâtiments occupent encore de nos jours une très grande partie du parc immobilier en Algérie et même dans les pays développés. Les pertes occasionnées, tant sur un bilan humain que matériel, prouvent que cette thématique relève d'une importance capitale. En effet, au cours de la dernière décennie, les pertes humaines dues aux séismes majeurs ont été très nombreuses : en 2003 le séisme de Boumerdès, en Algérie, d'une magnitude ($M = 6,8$) provoqua 1 391 personnes mortes et plus de 10 000 autres blessées ; en 2005, 86 000 victimes ont été recensées à la suite d'un séisme au Pakistan d'une magnitude ($M = 7,6$) ; en 2008, le séisme du Sichuan, en Chine (zone rurale), provoqua au moins 87 500 morts ($M = 7,9$) ; en 2010, le séisme d'Haïti engendra plus de 300 000 morts ($M = 7,0$). Cependant, la comparaison de ces séismes avec le séisme du Japon de la côte Pacifique du Tōhoku en 2011, d'une magnitude 9.0 sous l'échelle de Richter, qui provoqua 18 079 victimes (où le tsunami été à l'origine de plus de 90 % des morts et disparus, et non pas l'effondrement des structures),

montre que les pertes sont davantage expliquées par un défaut dans la conception des bâtiments que par l'énergie libérée lors des séismes.

Et afin d'éviter ces défauts de conception ce chapitre expose les méthodes d'étude de la performance sismique des structures, et présente les étapes d'élaboration de la méthode (PBSD).

IV.2.METHODES D'EVALUATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE:

Les méthodes d'évaluation de la performance sismique consistent à estimer le taux de dommage d'une structure suite à un séisme récent. Pour ce faire, différentes méthodes proposent de caractériser ces dommages suivant des échelles de dommages, telles que les méthodes développées en Italie (GNDT, 1986), aux États-Unis (FEMA 273-356).

Ces méthodes peuvent être adaptées pour représenter la performance sismique d'un bâtiment spécifique ou pour un bâtiment quelconque. Elles reposent sur l'utilisation de données d'observations post-sismiques, de mesures expérimentales, ou de fonctions analytiques. Alors pour l'évaluation de ces méthodes on peut utiliser les courbes suivantes :

➤ IV.2.1.Méthode des courbes de fragilité empiriques :

Ces courbes sont établies à partir de probabilités basées sur les dommages observés durant les séismes récents. Ces données proviennent principalement de missions post-sismiques. Elles sont parfois complétées par des essais réalisés sur table vibrante. Comme ces courbes sont issues d'observations, elles prennent en compte la totalité des facteurs, c'est-à-dire à la fois la fragilité des structures en elles-mêmes, mais également les conditions de site, telles que l'interaction sol-structure. Cependant, ces courbes présentent l'inconvénient d'estimer la fragilité des bâtiments pour une région spécifique. De plus, elles ne sont applicables que sur les structures ou typologies de structures qui ont pu être endommagées lors de séismes.

➤ IV.2.2. Méthode des courbes basées sur des expertises :

Ces courbes sont basées sur le jugement et l'opinion d'experts. Pour ce faire, ces personnes fournissent une estimation de la probabilité de dommage

qu'ils estiment pour une typologie de bâtiments et un niveau de dommage particulier. L'inconvénient majeur est qu'elles dépendent de l'expérience individuelle des experts, ainsi, il est possible d'obtenir une variabilité importante, dépendant du nombre d'experts interrogés et de la décision de chaque expert.

➤ **IV.2.3. Méthode des courbes analytiques :**

Ces courbes sont définies à partir de données statistiques issues de l'endommagement des modèles structurels. Des distributions de dommages sont en effet observées lorsque ces modèles sont soumis à des séismes d'amplitudes croissantes. Cette méthode d'analyse peut être limitée par le temps de calcul nécessaires pour obtenir les résultats d'un modèle complet.

Alors pour faciliter l'accès à ce type d'analyse, une nouvelle méthode basée sur le concept de capacité et de performance a émergé. Plusieurs approches simplifiées ont été développées traitant cette méthode, telle que la méthode des coefficients de déplacement (**FEMA-356**) ou encore la méthode du spectre de capacité (**ATC-40**).

❖ **IV.3.METHODE DETERMINISTE BASEE SUR LA PERFORMANCE (PBSD) :**

Durant ses dernières années, une nouvelle philosophie pour la conception des constructions a été adoptée par les communautés des ingénieurs pour définir l'état d'une structure lors de sa réponse à une excitation sismique dont la signification est proche et plus précise des états limites ultimes ou de service, c'est la philosophie de conception en performance sismique « Performance Based seismic Design ».

Dans le cas du chargement sismique, le but déclaré des codes de conception parasismique est de produire des constructions capables d'achever les objectifs de performances suivantes :

- Résister à des séismes mineurs sans dommages significatifs.
- Résister à des séismes modérés avec des dommages réparables.
- Résister à des séismes majeurs sans effondrement.

«Mais l'objectif majeur de la conception en performance et des règlements parasismique est la protection des occupants».

➤ **IV.3.1. Procédures de la méthode (PBSD) :**

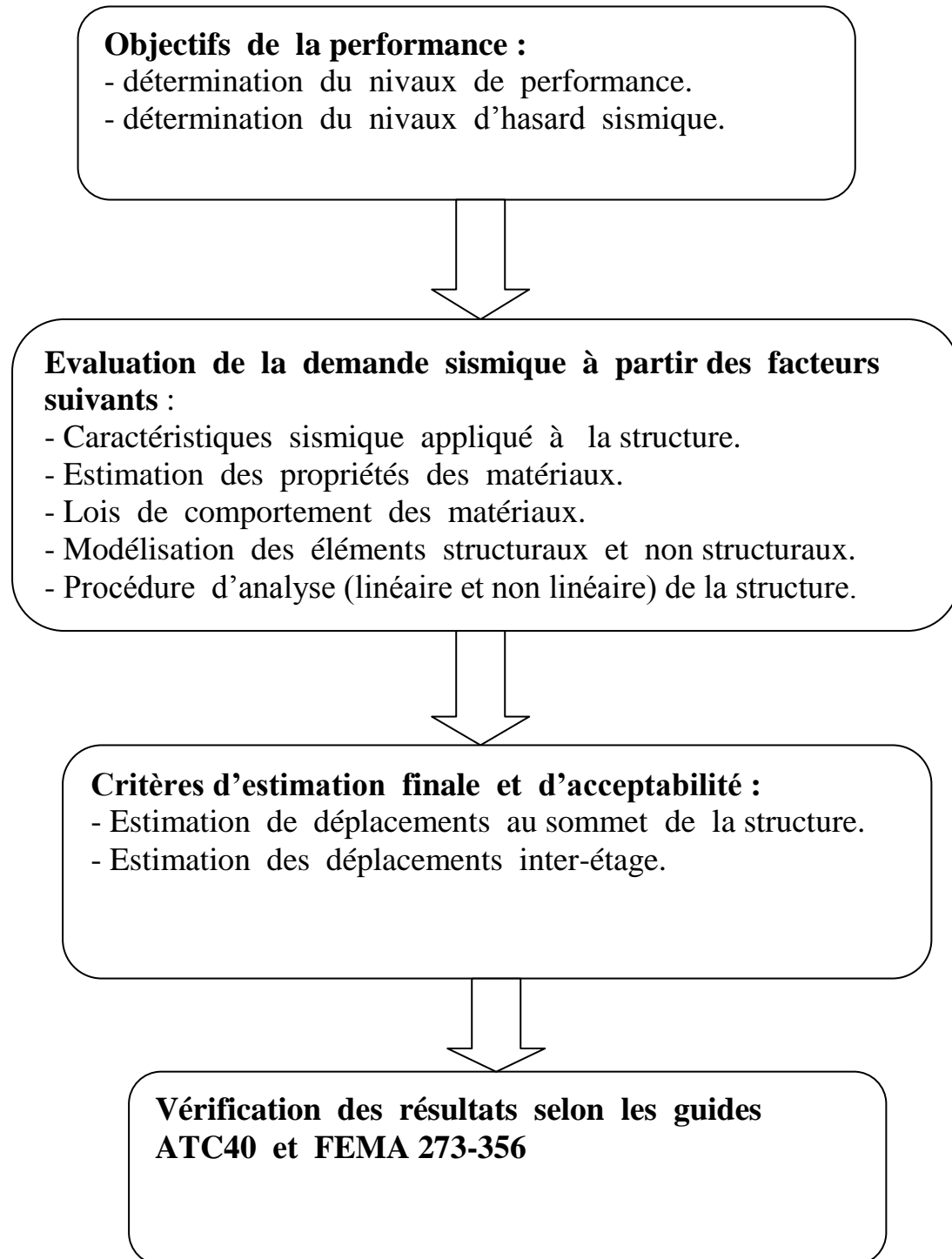


Fig. IV.1. Procédure de la PBSD.

❖ IV.3.2. Classification des niveaux de performances:

Le niveau de performance des éléments structuraux et non-structuraux sont définie comme suite :

➤ IV.3.2.1. Eléments structuraux :**☞ Occupation immédiate (IO) :**

Etat représentatif de l'état élastique de la structure où le bâtiment reste stable et habitable.

☞ Domage contrôlés (DC) :

Définie comme un état ente l'occupation immédiate et la duré de service.

☞ Durée de service (Sécurité de vie) (LS) :

On admet des dommages dans la structure mais pas la ruine partielle ou totale.

☞ Prévention d'effondrement (ou stabilité structurelle) (CP) :

Ce niveau de performance est considérer comme une prévention à la ruine où la structure est toujours capable de supporter les forces gravitaires malgré les dommages structuraux et ce face à la probabilité de ruine élevée.

La figure suivante représente les niveaux de performance et les degrés des dommages structuraux par une courbe de capacité (Force à la base - déplacement) :

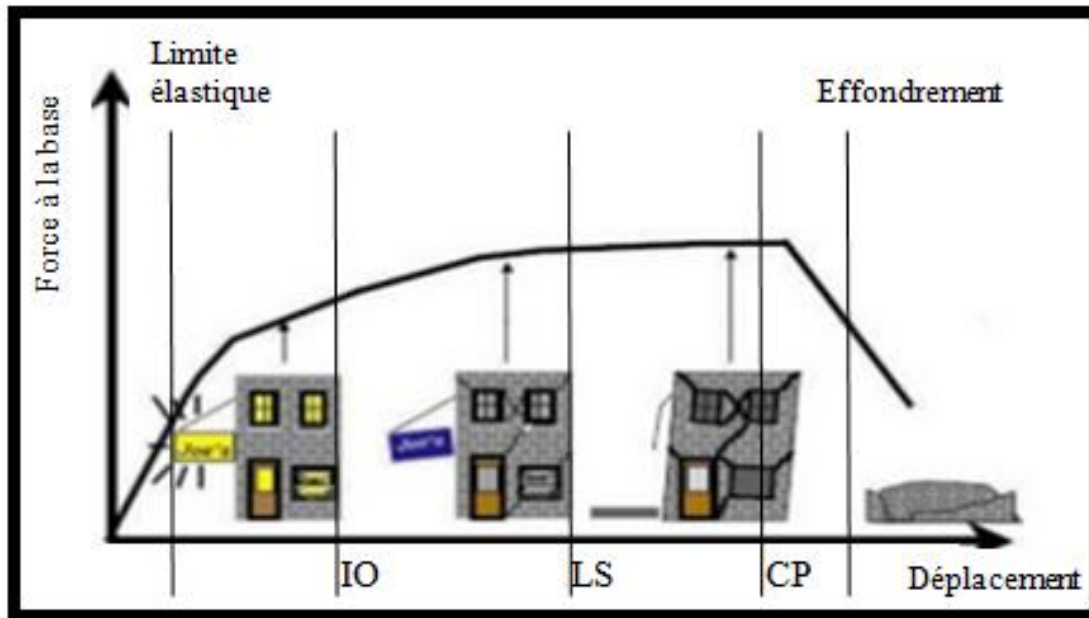


Fig. IV.2. Courbe de capacité et niveaux de performance.

➤ IV.3.2.2. Éléments non structuraux :

☞ Niveau de performance opérationnel :

Les éléments non structuraux doivent rester fonctionnels sous l'effet sismique.

☞ Niveau de performance (IO):

Tous les éléments non-structuraux sont fonctionnels.

☞ Niveau de performance (LS) :

Dégradation dans les éléments non-structuraux sans présence de danger pour les occupants.

☞ Niveau d'hasard sismique réduit (RH):

Dans ce niveau là il y a lieu à un état de dommage de la structure où il présente une menace pour l'occupant.

❖ **IV.3.3. Niveaux de performances globale du bâtiment:**

A fin de déduire le niveau de performance globale du bâtiment, on combine les niveaux de performances en chaque élément structuraux (par **(SP-n)**, où **n** est désigné par des nombres) et non structuraux (par **(NP-n)**, où **n** est désigné par des lettres).

➤ **IV.3.3.1. Eléments structuraux :**

- | | | |
|--|----------------|----------------------|
| a) SP-1 ⇨ Occupation immédiate | (IO) ⇨ | Domage limité. |
| b) SP-2 ⇨ Domage contrôlé | (DC) ⇨ | Domage limité. |
| c) SP-3 ⇨ Sécurité de vie | (LS) ⇨ | Domage significatif. |
| d) SP-4 ⇨ Sécurité limité | (LIS) ⇨ | Domage significatif. |
| e) SP-5 ⇨ Stabilité structurale | (SS) ⇨ | Domage important. |
| f) SP-6 ⇨ Non considérée | (NC) ⇨ | Domage important. |

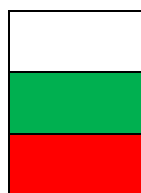
➤ **IV.3.3.2. Eléments non structuraux :**

- | | |
|---|--------------|
| a) NP-A ⇨ Performance opérationnel | (OP). |
| b) NP-B ⇨ Occupation immédiate | (IO). |
| c) NP-C ⇨ Sécurité de vie | (LS). |
| d) NP-D ⇨ Réduction du risque | (RH). |
| e) NP-E ⇨ Non considérée | (NC). |

Le tableau suivant résume ces niveaux de performances selon **ATC-40** et la **FEMA 273-356**:

		Niveaux de performances structurales					
		SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
		Occupation immédiate	Domage contrôlé	Sécurité de vie	Sécurité limitée	Stabilité structurale	Non considérée
Niveaux de performances non structurales	NP-A (OP)	1-A Opérationnel	2-A	NR	NR	NR	NR
	NP-B (IO)	1-B	2-B	3-B	NR	NR	NR
	NP-C (LS)	1-C	2-C	3-C Sécurité de vie	4-C	5-C	6-C
	NP-D (RH)	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
	NP-E (NC)	NR	NR	3-E	4-E	5-E	Non applicable

Tableau IV.1. Niveaux de performance selon ATC-40 et FEMA 273-356.



Niveaux de performance généralement utilisé (SP – NP).

Autre possibilité de combinaison de (SP – NP).

Combinaison non recommandé de (SP – NP).

❖ **IV.3.4.Niveaux d’hasard sismique :**

➤ **IV.3.4.1.Selon l’ATC-40 :** il y a trois niveaux d’hasards sismique :

- 1)- Séisme faible (Serviceable seismic) (**SE**) :50% de probabilité d’être dépassé en 50ans.
- 2)- Séisme modéré (Design seismic) (**SD**) :10% de probabilité d’être dépassé en 50ans.
- 3)- Séisme rare (Maximum seismic) (**ME**) :5% de probabilité d’être dépassé en 50ans.

➤ **IV.3.4.2.Selon l’FEMA273-356 :** il y a quatre niveaux d’hasards sismique :

- 1)- 50% de probabilité d’être dépassé en 50ans.
- 2)- 20% de probabilité d’être dépassé en 50ans.
- 3)- 10% de probabilité d’être dépassé en 50ans.
- 4)- 2% de probabilité d’être dépassé en 50ans.

Ainsi, une fois le niveau de performance et le hasard sismique sont établis, on peut définir la performance comme le montre le tableau suivant :

		Niveau de performance du bâtiment			
		1-A Opérationnel	1-B Occupation immédiate	3-C Sécurité de vie	Prévention d’effondrement
Niveau d’hasard sismique	50% /50 ans.	a	b	c	d
	20% /50 ans.	e	f	g	h
	10% /50 ans.	i	j	k	l
	2% /50 ans.	m	n	o	P

Tableau IV.2. Définition de la performance.

Avec :

K + p \implies **Objectif de sécurité de base.**

K + p + (o, f, a, e, i, m); ou (b, f, j, n) \implies Objectifs à améliorés.

c, g, d, h \implies Objectifs limitées.

❖ **IV.3.5.Critère d'acceptabilité :**

Le tableau suivant résume les critères d'acceptabilité pour les différents niveaux de performance, ainsi il exprime l'état de dommage de la structure :

	Niveau de performance du bâtiment			
	Occupation immédiate	Domage contrôlé	Sécurité de vie	stabilité structurale
Déplacement inter étage max	< 1%	< 1-2%	< 2%	< 3%
Déplacement inélastique max	< 0.5%	< 0.5 - 1.5%	Non limité	Non limité

Tableau IV.3.Critère d'acceptabilité selon ATC-40.

• **Conclusion :**

A partir de la méthode (PBSD) basée sur la performance sismique des structures, l'ingénieure pourra facilement connaitre le degré d'endommagement et le déplacement maximal de son bâtiment étudié afin d'évité le mode de ruine de ce dernier.

Analyse par élément Fibre et Rotule plastique

V.1.INTRODUCYION :

Dans la réalité, les matériaux et en particulier le béton armé ont un comportement non linéaire en raison de la fissuration et de l'endommagement du béton ainsi que de la plastification de l'acier. Le présent chapitre expose la méthode d'analyse par élément fibres et la méthode d'analyse par rotules plastiques, où le comportement non-linéaire des éléments de la structure ainsi que la procédure de subdivision de l'élément fibre est bien détaillé.

D'où viennent ces non linéarités ?

Les trois causes essentielles du comportement non linéaire sont :

1. La non linéarité matérielle :

Les lois de comportement du matériau sont non linéaires. À titre d'exemples :

- ✓ La plasticité de l'acier introduit une non-linéarité matérielle.
- ✓ Le comportement en traction diffère de celui en compression.

2. La non linéarité géométrique :

Les non-linéarités géométriques se manifestent dans les problèmes des grands déplacements, des grandes rotations et des grandes déformations.

3. les non-linéarités liées à l'évolution des conditions aux limites :

Ce type de non-linéarité apparaît en particulier dans les problèmes de contact et de frottement entre solides.

V.2. METHODES D'ANALYSE NON LINEAIRE :

V.2.1.ANALYSE PAR L'ELEMENT ROTULE PLASTIQUE (plasticité concentrée):

Une rotule plastique se manifeste dans les zones critiques aux extrémités des éléments de la structure (poutres, poteaux,...) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au delà d'un seuil de sollicitation elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

Une structure réelle est toujours soumise à des charges verticales (action du poids propre au minimum - les charges des planchers, les charges des

poutres principale et secondaire -) qui représentent les charges permanentes et qui se combinent aux actions horizontales représentant généralement les charges sismiques. Pour une direction précise de l'effort horizontal, des moments ultimes s'ajoutent aux droits des zones critiques dites « zones de plastification » et qui s'accumulent jusqu'à obtenir un mécanisme de « ruine ».

Dans le (**RPA Art.7.6.2**) il est stipulé que : " **La somme des moments résultants ultimes des extrémités des poteaux est au moins égale en valeur absolue à la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient égal à 1.25** " ceci afin de favoriser la formation des rotules plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux .Ce qui ramène à vérifier l'équation : $|M_n|+|M_s| > 1.25 (|M_w|+|M_e|)$ où **Mn** et **Ms** correspondent aux moments résultants ultimes des poteaux et **Mw** et **Me** aux moments résistants ultimes des poutres respectivement à gauche et à droite du nœud.

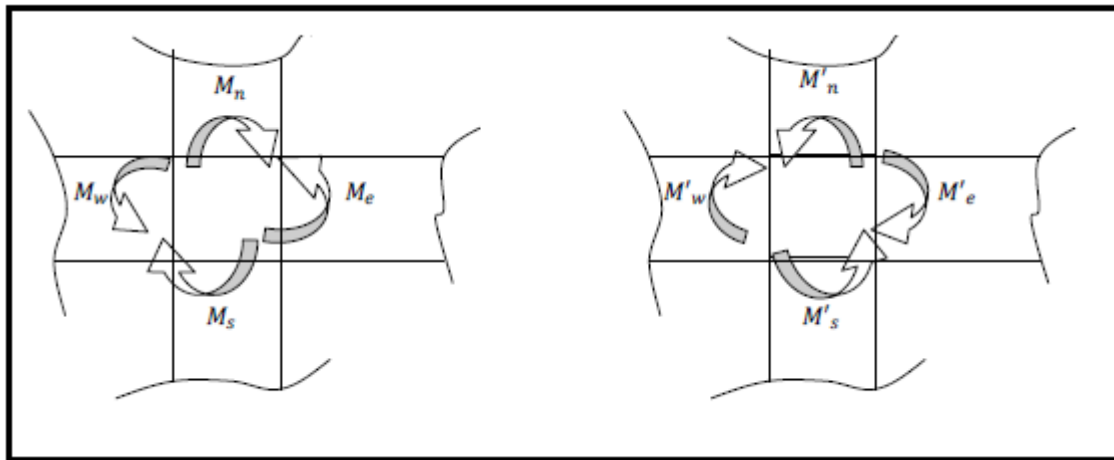


Fig.V.1.Les moments résultants ultimes.

❖ V.2.1.1.COMPORTEMENT NON-LINEAIRE DES ELEMENT DE LA STRUCTURE :

Les éléments constitutifs du système de contreventement des structures obéissent généralement aux mêmes lois régissant le comportement de leurs matériaux constitutifs mais à une échelle plus grande. Le comportement élastique ainsi que inélastique idéalisé d'une section générale est représenté sur la figure suivante :

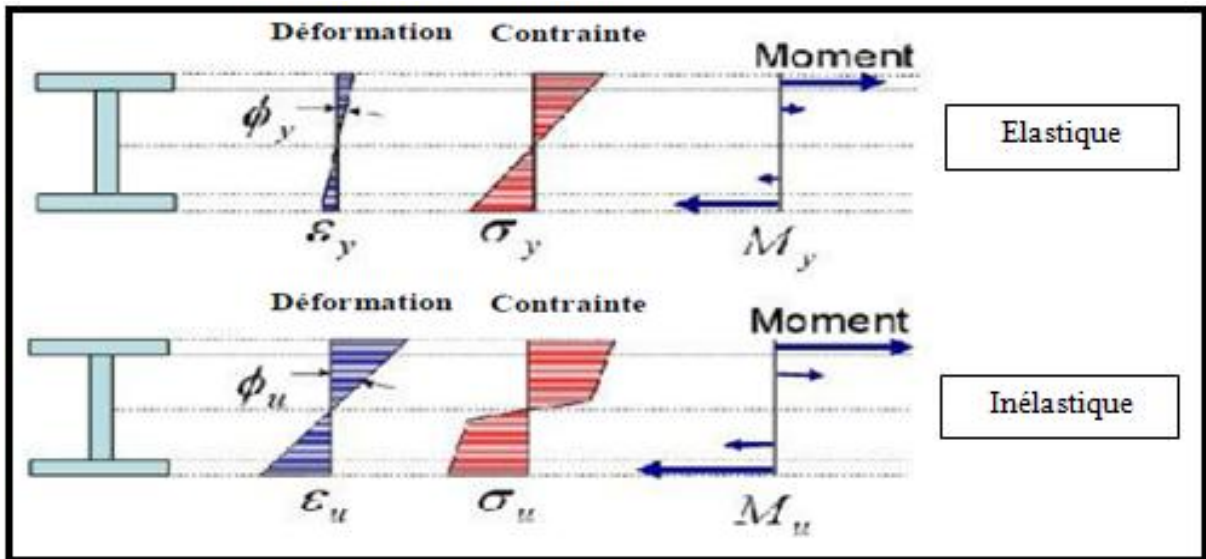


Fig.V.2. Comportement non-linéaire idéalisé d'un élément structurel.

Généralement, le comportement sismique des éléments de la structure est exprimé par des diagrammes de (moment – courbure). Un exemple de relation (moment – courbure) idéalisée d'une section générale est représenté dans la figure suivante :

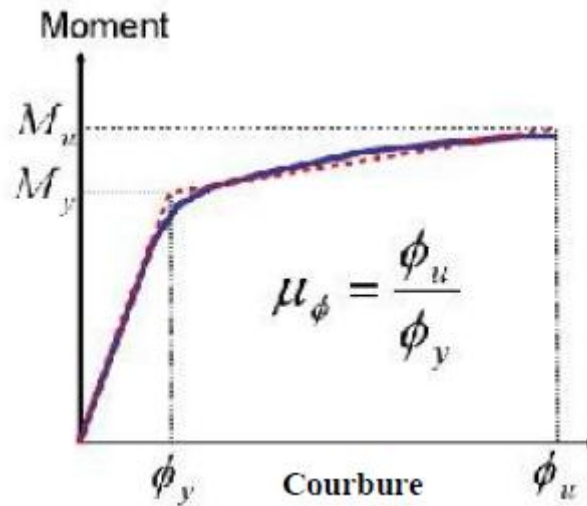


Fig.V.3. Relation Moment-Courbure idéalisée d'un élément structurel.

La ductilité en courbure montrée sur la figure représente la ductilité approvisionnée dans la section considérée. La demande en ductilité imposée par l'action sismique devrait être moins que celle offerte par la section.

Cependant, le comportement spécifique de chaque élément constitutif de la structure pourrait être déterminé selon la nature géométrique de cet élément,

la nature des charges qui lui seront appliquées et son mécanisme de plastification concentré au niveau des régions critiques appelée les rotules plastiques. Dans ce qui suit, ce concept sera expliqué pour les principaux éléments du système de contreventement des bâtiments en béton armé.

❖ V.2.1.2. COMPORTEMENT NON-LINEAIRE DES REGIONS CRITIQUES:

Le comportement non linéaire des éléments constitutifs des structures en béton armé est pris en compte par l'introduction des modèles hystérétiques appropriés des diagrammes moment (M) – rotation (θ) au niveau de leurs extrémités et sur une longueur connue sous le nom de **rotule plastique**.

La rotule plastique est une dimension fictive qui permet le calcul simplifié des déformations d'un élément de construction en cours de plastification. L'élaboration de ces modèles pour chaque élément de la structure nécessite un ensemble des données telles que : ses dimensions, sa section transversale, son ferrailage et les caractéristiques des matériaux de construction.

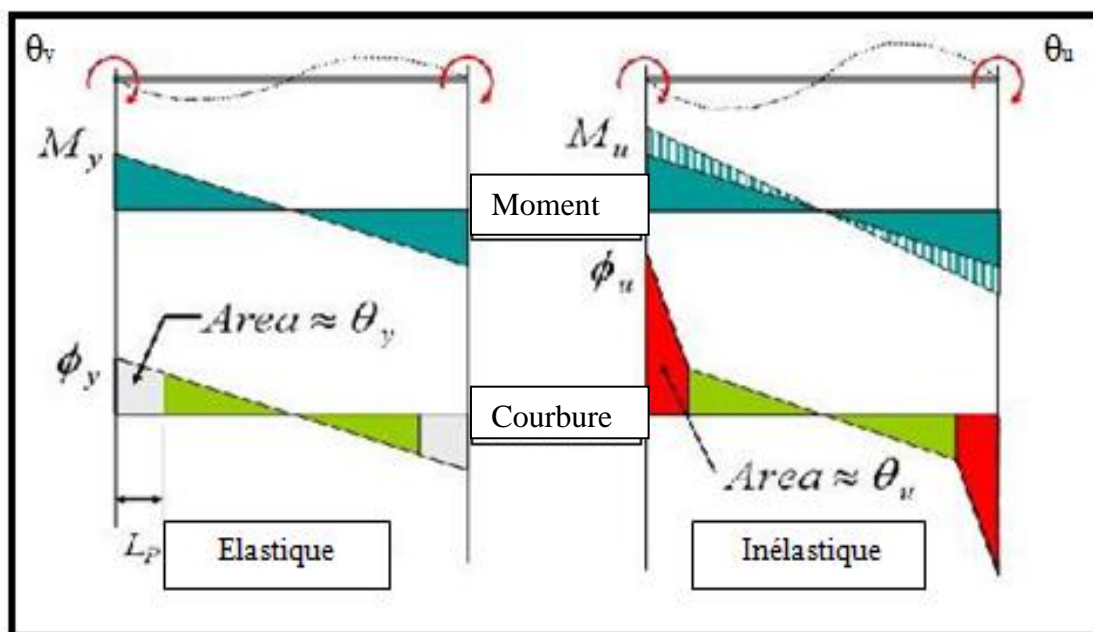


Fig.V.4. *Distribution du Moment-Courbure au niveau des zones critiques.*

La figure ci-dessus illustre le cas d'un élément poutre où les rotules plastiques sont dues au moment de flexion.

✚ V.2.1.3. LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments de structure auxquelles une large portion de dissipation de l'énergie sismique est attribuée par le biais de leur mécanisme flexionnel de plastification. Le comportement sismique des poutres est exprimé en fonction du diagramme moment (M) – courbure (ϕ). Il est reconnu que la courbure d'une section de poutre selon la théorie classique de flexion est égale au ratio de la déformation correspondante à certaine fibre de cette section par rapport à sa distance de l'axe neutre (Fig.V.5).

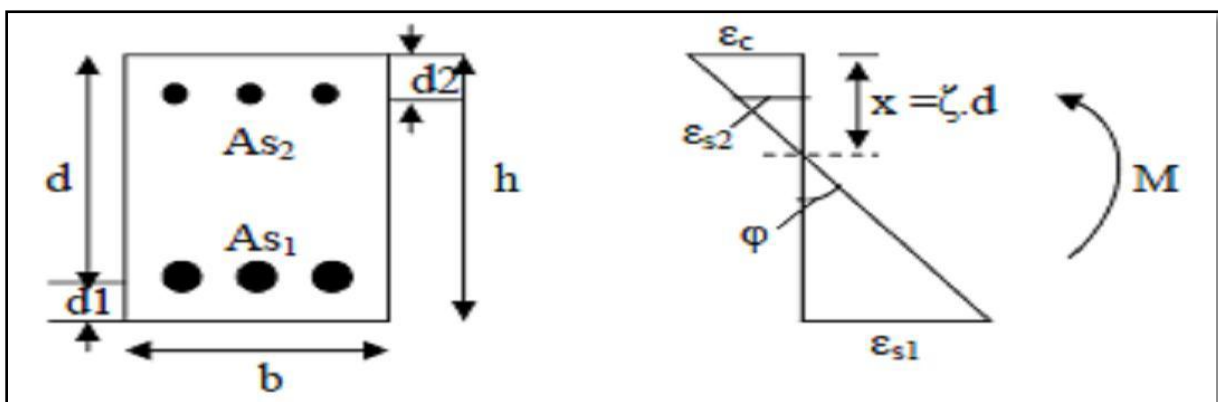


Fig.V.5. Courbure d'une section de poutre rectangulaire.

La courbure est donnée par la relation suivante :

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{x}$$

Avec : ε_c est la déformation (raccourcissement) correspondant à la fibre comprimée du béton.

x est sa distance à partir de l'axe neutre.

De même :

$$\phi = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - x}$$

Avec : ε_{s1} est la déformation (allongement) des aciers tendus.

d est la profondeur effective de la section de poutre.

À partir des deux équations précédentes, la courbure pourrait être donnée également par :

$$\phi = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_d}{d}$$

Généralement, le diagramme moment – courbure utilisé est caractérisé dans une approche approximative par deux valeurs principales :

- ☞ Courbure nominale de plastification ϕ_y .
- ☞ Courbure ultime ϕ_u .

Dont leur détermination s'effectue suivant les deux formules suivantes :

1. La valeur de la courbure nominale de plastification est calculée comme suit :

$$\phi_y = \frac{f_y / E_s}{d(1 - \xi_y)}$$

Avec : f_y est la limite élastique d'acier.

ξ_y est le paramètre de l'axe neutre et donné par la relation suivante :

$$\xi_y = \left[\alpha^2 (\rho_1 + \rho_2)^2 + 2\alpha \left(\rho_1 + \frac{d_2}{d} \rho_2 \right) \right]^{-\frac{1}{2}} - \alpha (\rho_1 + \rho_2)$$

Où : α est le rapport entre les modules de Young d'acier et du béton comme suit :

$$\alpha = E_s / E_c$$

ρ_1 et ρ_2 sont les ratios de ferrailage et sont donnés comme suit :

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bh}, \rho_2 = \frac{A_{s2}}{bh}$$

La valeur de la courbure ultime est calculée comme suit :

$$\phi_u = \varepsilon_{cu} \frac{0.68 f_c b}{(As_1 - As_2) f_y}$$

Avec : ε_{cu} est la déformation ultime du béton.

f_c est la contrainte de compression du béton.

À partir de la distribution de courbure résultant de la réponse d'une poutre après une analyse élastique ou inélastique, il serait possible d'estimer les déformations flexionnelles ou bien les rotations correspondant à cette distribution.

Au début, la rotation entre deux sections a et b d'un élément pourrait être calculée par la relation établie entre le moment et l'aire, comme suit :

$$\theta_{ab} = \int_a^b \phi dx$$

Avec : dx est la longueur d'un élément infinitésimal.

X est la distance de l'élément infinitésimal de longueur dx par rapport à la section a

Si on considère la poutre montrée dans la figure suivante et qui est supposée soumise à un couple de moments aux deux extrémités ayant une valeur permettant de dépasser le seuil de l'élasticité et par la suite la formation des rotules plastiques.

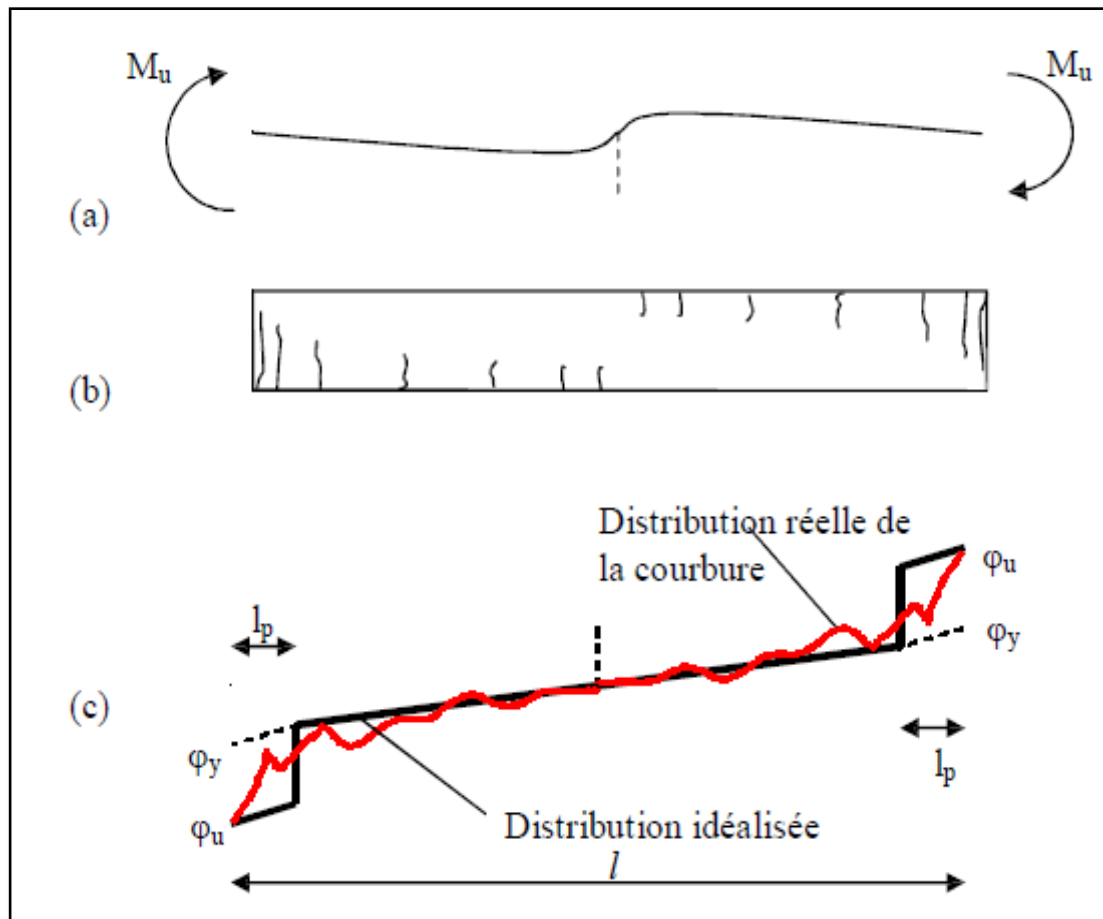


Fig.V.6. Distribution réelle et idéalisée de la courbure dans le domaine inélastique d'une poutre soumise à une charge sismique.

Les rotations des extrémités de la poutre peuvent être estimées par une intégration appropriée du diagramme de courbure (Fig. V.5) suivant la formule donnée par l'équation de la rotation entre deux sections **a** et **b**.

Une autre procédure, plus simple pourrait être utilisée dans le cas où la courbure réelle serait remplacée par une autre linéaire idéalisée (Fig.V.6.), dont les deux valeurs spécifiques sont :

2. θ_y : La rotation nominale de plastification qui est donnée par la formule suivante :

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_y}{3}$$

Avec : L_y est la portée de cisaillement.

3. Θ_u : La rotation ultime donnée comme suit :

$$\theta_U = \theta_y + (\phi_U - \phi_Y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_V}\right)$$

La rotation plastique est donnée par la formule suivante :

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) l_{pl}$$

Avec : Θ_p est la rotation plastique.

ϕ_u et ϕ_y sont la courbure ultime et la courbure de la limite élastique respectivement.

L_p est la longueur de la rotule plastique.

Le moment correspondant à la limite élastique est calculé comme suit :

$$M_T = 0.5 f_c b \xi_y d \left(\frac{\xi d}{3} - d_2\right) + f_y b d (d - d_2) \rho_1$$

Le moment ultime est calculé approximativement en fonction de M_y selon (ATC40) comme suit :

$$M_U = 1.1 M_T$$

❖ V.2.1.4. ESTIMATION DE LA LONGUEUR DE LA ROTULE PLASTIQUE :

Depuis l'apparition des méthodes d'analyses anélastiques dans les années 1960, plusieurs formules empiriques pour estimer la longueur de la rotule plastique ont été proposées. Dans un travail récent, il a été suggéré d'introduire le diamètre des barres longitudinales (d_b) dans le calcul de cette longueur, comme suit :

$$l_p = 0.08 l_V + 0.022 f_y d_b$$

❖ **V.2.1.5.COMPORTEMENT SISMIQUE DES POTEAUX :**

Le comportement des poteaux soumis à un moment de flexion avec un effort axial incitant une importante marge de plasticité, peut être estimé analytiquement en utilisant l’une des procédures approximatives proposées par des différents auteurs. Cependant, la même procédure déjà présentée pour les poutres peut être appliquée dans le cas des poteaux, tout en prenant en compte l’effet des charges axiales à travers des coefficients correcteurs.

La procédure suivante a été proposée par Park et Ang (1985) et elle comporte les étapes suivantes :

Considérons la section de poteau rectangulaire montrée sur la figure ci-dessous, et qui est soumise à un moment **M** et un effort axial **N** (Fig.V.7).

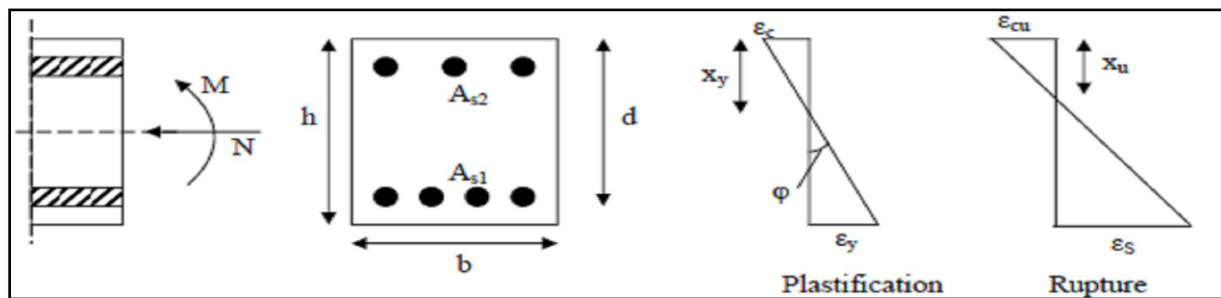


Fig.V.7.Courbure d’une section rectangulaire soumise à un moment et un effort axial.

La courbure nominale de plastification ϕ_y déjà mentionnée ci-dessus est donnée par la relation suivante :

$$\phi_y = \frac{f_y}{E_s} \frac{1}{d(1-\xi_y)}$$

Avec : ξ_y est donnée dans ce cas par la relation suivante :

$$\xi_y = -\left(2\rho_1 + \frac{P}{f_y bd}\right)\alpha + \left[\left(2\rho_1 + \frac{P}{f_y bd}\right)^2 \alpha^2 + 2\alpha\left(\rho_1 \frac{h}{d} + \frac{P}{f_y bd}\right) \right]^{1/2}$$

La courbure ultime est calculée à partir du facteur de ductilité en courbure qui est donnée par la formule suivante (Tassios, 1989) :

$$\mu_{\phi} = 1.2 \frac{E_s}{f_y} \left[\frac{0.6}{v + (\rho_1 - \lambda \rho_2) \frac{f_y}{f_c}} - 1 \right] \varepsilon_{cu}$$

Avec :

v est l'effort normal réduit et il est donné par la relation suivante :

$$v = \frac{P}{f_c b h}$$

Et λ est un paramètre lié à la contrainte de compression et est pris égal

- à : Pour $v < 0.1$ (poutres), $\lambda = 0.5 + 18 \rho_1$.
- Pour $v = 0.1$, $\lambda \approx 2/3$.
- Pour $v = 0.2$, $\lambda \approx 0.9$.
- Pour $v = 0.2$, $\lambda \approx 1.0$.

Pour le calcul des moments, la formule suivante est utilisée :

$$M_y = \frac{f_c b d}{2\alpha} \left(\frac{h}{2} - \frac{\xi_y d}{3} \right) \frac{\xi_y^2}{1 - \xi_y} + \frac{f_y b d (d - d_2)^2}{2d} \frac{\rho_1}{1 - \xi_y}$$

Avec : P est l'effort normal.

Le moment ultime est calculé approximativement en fonction de M_y selon (ATC40) comme suit :

$$M_u = 1.1 M_T$$

La longueur de la rotule plastique est estimée de la même manière expliquée dans le cas des poutres :

$$l_p = 0.08 l_T + 0.022 f_y d_b$$

✚ V.2.2.ANALYSE PAR ELEMENT FIBRE (plasticité distribuée):

❖ V.2.2.1.DEFINITION:

L'effondrement progressif des structures de construction en raison d'action sismique est devenu un sujet d'actualité en génie civil qui exige une très bonne recherche basée sur une précise simulation des résultats, et Pour cela, le modèle fibre est proposée pour simuler les différents ruptures des constructions. Alors pour la vérification des résultats du modèle fibre deux test en été réalisé en [2005] en chine le premier par la chute d'une trame plane et le second sur deux structures de huit étages.

L'analyse par élément fibre a été utilisée pour prévoir et comprendre le comportement des aciers (Liew et Chen, 2004), et du béton armé (Izzudin et al). Son objectif est de développer un modèle analytique caractérisé par un élément finis monodimensionnelle capable de reproduire l'interaction non linéaire du moments- cisaillement dans les constructions où l'effet du cisaillement est critique.

L'analyse par élément fibre est une technique numérique qui consiste à modéliser un élément structural par l'introduction de plusieurs section, où en subdivisant chaque section en fibres (en petite sections discrètes) qui sont intégrer dans un programme informatique. La figure suivante explique cette procédure :

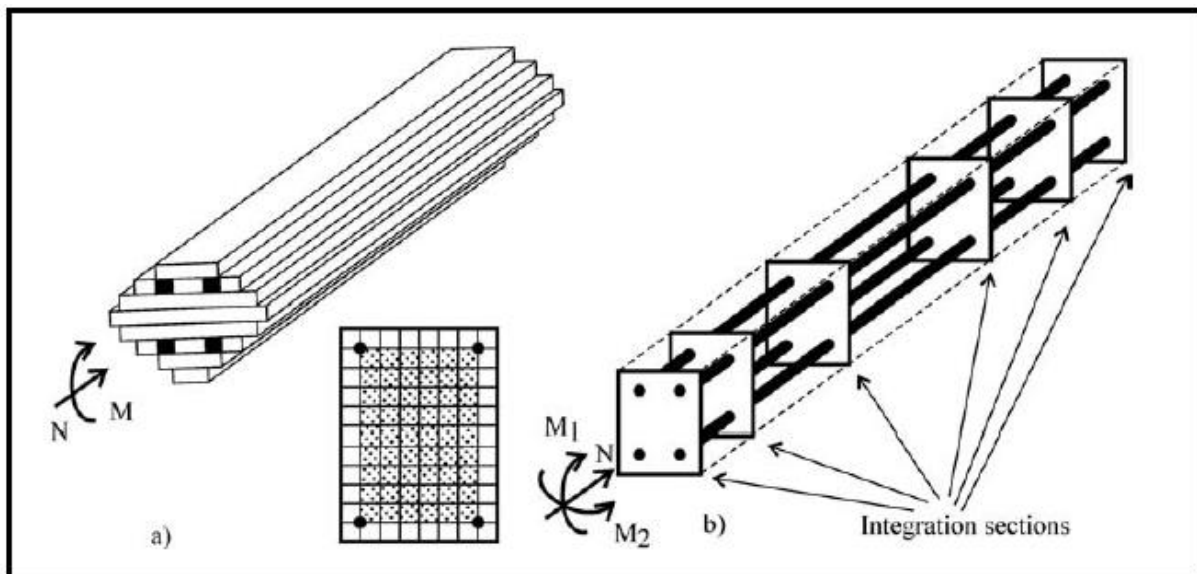


Fig.V.8.Procédure de subdivision de l'élément fibre.

❖ V.2.2.2.PRINCIPE DU MODELE FIBRE:

Le principe d'une simulation numérique exacte des structures sous un chargement latéral cyclique est lié à ces trois aspects :

- ✓ La sélection du modèle.
- ✓ Le choix de la courbe contrainte-déformation du matériau constitutif.
- ✓ Le choix du logiciel pour l'analyse des structures.

Dans cette étude, chaque section d'élément en béton armé choisi est divisée en petites unités ou bien ce qu'on appelle « Des fibres » en béton et en acier. L'ingénieure pourra donc définir la position, la surface, et la constitution de chaque fibre. Le programme informatique calcule les déformations plastique de chaque fibre en supposant que la section plane reste plane après déformation (Bernoulli), et assure que les contraintes dans cette section sont en équilibre par itération. En outre, l'ingénieure pourra aussi définir la quantité et la position des sections dans l'élément à étudier (poutre, poteau...etc.), comme il est montré ci-dessous :

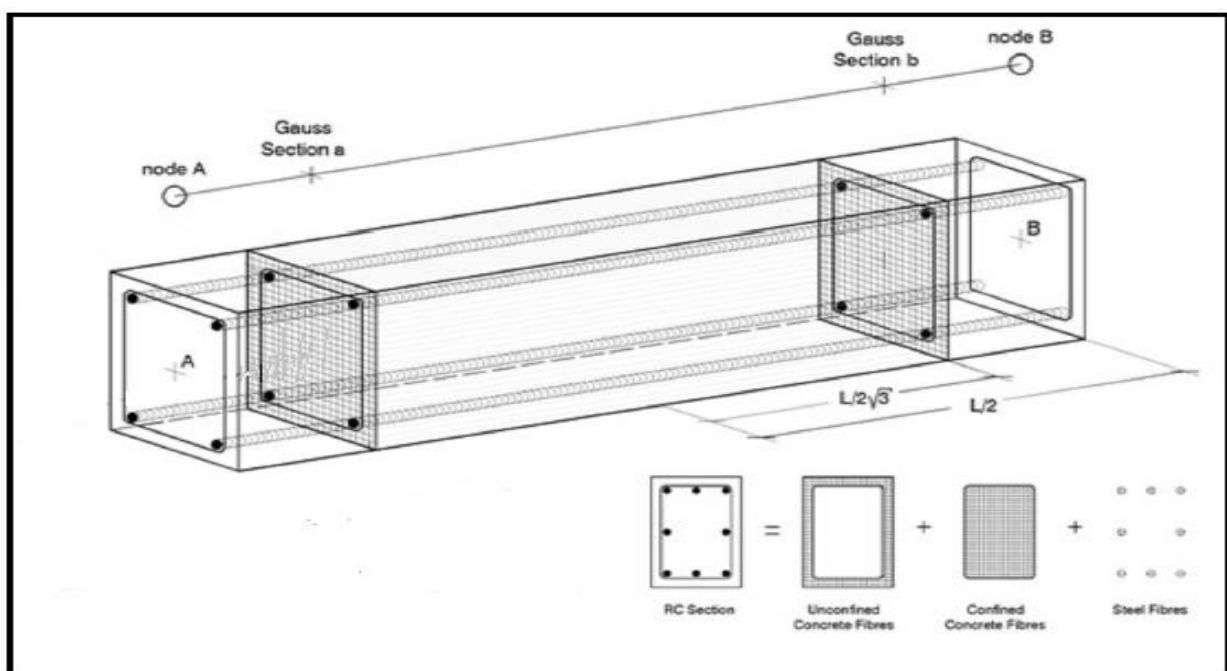


Fig.V.9. Positionnement de l'élément fibre.

L'exactitude dans la réponse de l'élément et par conséquent, dans toute la structure est affectée par la sélection du maillage, qui est le nombre de sections utilisé pour la discrétisation de l'élément choisi. Un grand nombre de fibres donne certainement des meilleurs résultats, mais le coût et le temps d'exécution augmentent avec selon le programme informatique utilisé, mais à part ça le modèle fibres est une sorte de calcul de haute efficacité pour réussir une analyse non- linéaire.

- **Conclusion :**

A partir des définitions présentés dans ce chapitre on peut avoir une interprétation sur le comportement non-linéaire des éléments de la structure en béton armé, ainsi qu'on peut distinguer le principe fondamentale de l'analyse par modèle fibre et par modèle rotule plastique.

Analyse statique non-linéaire (Pushover)

VI.1.INTRODUCTION :

Les structures subissent des déformations inélastiques importantes suite aux forces sismiques. Ainsi, les caractéristiques dynamiques de la structure change avec le temps. Pour enquêter sur la performance d'une structure inélastique, il faut utiliser des procédures afin de calculer ses caractéristiques. Les procédures analytiques Inélastique aident à assimiler le comportement réel des structures en identifiant les modes de défaillance et le risque d'effondrement progressif. Les procédures d'analyse inélastique essentiellement comprennent l'analyse statique non linéaire et l'analyse dynamique non linéaire , qui sont également connu par la méthode d'analyse **statique Pushover** et l'analyse **dynamique Pushover** .

L'analyse dynamique non linéaire est la méthode la plus précise pour prédire la force et les déformations aux différents éléments de la structure. Cependant, l'utilisation de cette méthode implique la modélisation correcte de la charge cyclique (la charge dynamique) contenant des caractéristiques de déformation, et des propriétés d'altérations de tous les éléments importants du bâtiment . En outre, elle exige la disponibilité d'un ensemble de documents représentatifs du mouvement du sol qui tiennent en compte des caractéristiques des fréquence et des période sismique. Toutefois, le temps de calcul nécessaire pour l'exécution de cette méthode exigent une interprétation volumineuse, rendant l'utilisation de l'analyse dynamique non linéaire peu praticable pour l'évaluation de la performance sismique les bâtiments.

Dou L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse statique **Pushover**, est la méthode la plus privilégiée pour l'évaluation de la performance sismique en raison de sa simplicité. Il s'agit d'une analyse statique qui est directement définie par des caractéristiques non linéaires des matériaux.

Dans ce chapitre les méthodes d'analyse linéaire et non-linéaire sont définie, ainsi que les procédures et les étapes à suivre de l'analyse PUSHOVER sont bien expliquées.

VI.2.LES DIFFERENTS METHODES D'ANALYSE :

Les critères de calcul structurel sont définis par les contraintes limites et forces évaluées dans les éléments structuraux . Des méthodes d'analyse linéaire et non- linéaire sont appliqué en fonction du niveau de la réponse structurelle.

❖ VI.2.1.Méthodes d'analyse linéaire :

➤ VI.2.1.1.Méthode statique équivalente :

C'est la méthode d'analyse la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments régulier faiblement élevés. Son principe fondamentale est de remplacé les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ VI.2.1.2.Méthode d'analyse modale spectrale (analyse dynamique):

L'analyse dynamique nécessite initialement de crée un modèle de calcul représentant la structure possédant (**n**) nombres de degré de liberté (SPDDL), ensuite il est représenté par un modèle a un seule (SSDDL) et qui reflète avec une bonne précision les paramètres de l'ouvrage y compris : la masse, la rigidité, et l'amortissement de la structure étudier.

Alors dans cette méthode il va y avoir lieu à une superposition modale où chaque mode est déterminé à partir de l'analyse spectrale des systèmes a un seule (DDL).

❖ VI.2.2.Méthodes d'analyse non- linéaire :**➤ VI.2.2.1.Méthodes d'analyse statique non- linéaire (pushover) :**

L'analyse en poussée progressive « pushover » en anglais , est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et sous forces horizontales qui croissent de façon monotone. C'est une étude statique pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement des matériaux, des sections ,etc....) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élastoplastique. La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, et la ductilité de la structure. Ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme.

Malgré quelques limitation telle que la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des mode supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale, spécialement pour les structures faiblement élevées avec des courtes période.

➤ VI.2.2.2.Méthodes d'analyse modal non- linéaire (dynamique pushover) :

Cette méthode est considérée comme une amélioration significative de la méthodes d'analyse statique pushover, elle donne une description non linéaire complète qui donne une parfaite évaluation de la demande sismique surtout pour les structures élevée .

✚ VI.3.L'ANALYSE STATIQUE NON-LINEAIRE « PUSHOVER »:

❖ VI.3.1.DEFINITION :

L'analyse pushover ou « **PUSHOVER ANALYSIS** », est une procédure d'analyse originalement développée par **Freeman et al** en **1975**. C'est une procédure statique non-linéaire dont laquelle la structure est soumise à un chargement latérale statique croissant Uniforme, Triangulaire, ou Ponctuel (l'allure du chargement appliqué lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique) jusqu'à atteindre un déplacement cible. Pour cela, on fait augmenter progressivement l'intensité de cette charge latérale jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure.

Plusieurs méthodes ont été proposées pour l'application de cette procédure non-linéaire. On peut citer à titre d'exemple : La méthode de capacité spectrale l'**ATC 40** , et La méthode de coefficient du déplacement **FEMA 273** et **356**.

❖ VI.3.2.Hypothèse d'élaboration de l'analyse «PUSHOVER» :

L'analyse statique non-linéaire **PUSHOVER** est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à multi degrés de libertés (**MDOF**) (multi degree of freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (**SDOF**) (single degree of freedom) (Figure VI.1.), ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constant durant le séisme, les expérience ont montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure.

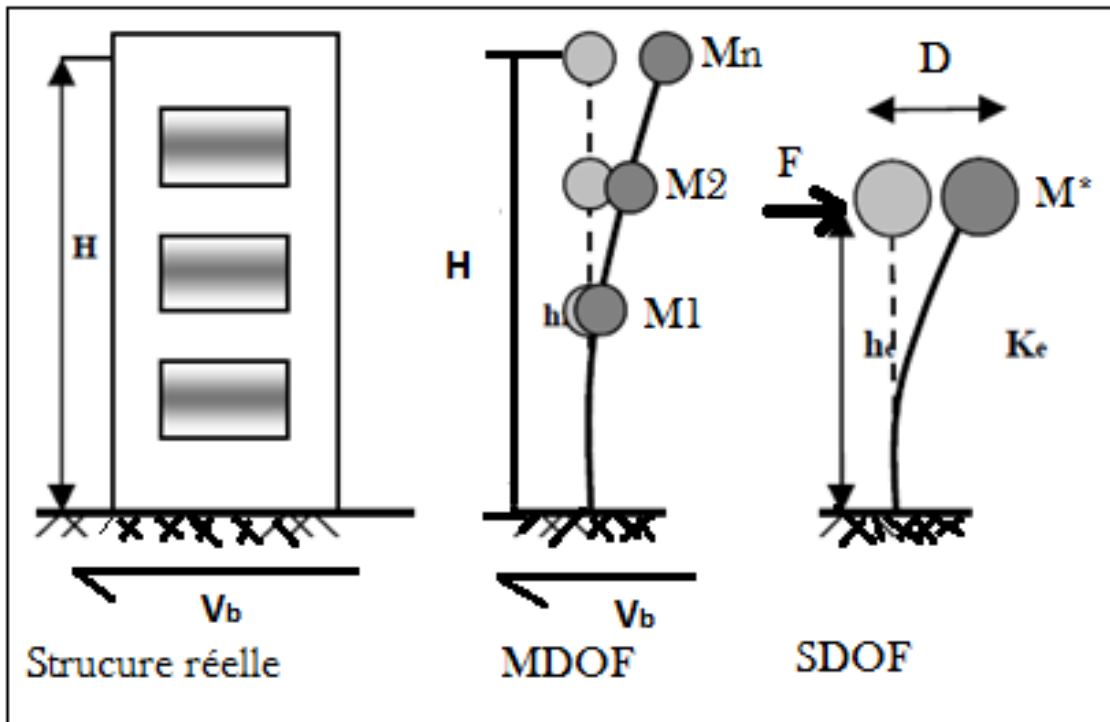


Fig.VI.1. système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de liberté.

❖ VI.3.3. But de l'analyse « PUSHOVER » :

Le but de l'analyse **PUSHOVER** est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer ces 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 sismique des structures qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique :

- L'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à 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, et 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 peuvent être utilisés dans le contrôle de l'endommagement des structures.

❖ VI.3.4. Formulation de l'analyse « PUSHOVER » :

L'hypothèse de base de cette méthode et le fait de rapporter les structures 3D ou 2D à un système à un seul degré de liberté (SSDDL), basée sur des recherches antérieures (Saiidi et Sozen 1981), qui ont démontrés que le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL), peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode.

Pour un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL), L'équation différentielle du mouvement s'écrit comme suite :

$$[M] * \ddot{x}_i + [C] * \dot{x}_i + [Q] = - [M] \ddot{x}_g.$$

Avec :

[M] : Matrice de masse.

[C] : Matrice de d'amortissement.

[Q] : Vecteur des forces dans les niveaux d'étage de la structure.

\ddot{x}_g : L'accélération du sol.

Pour la représentation de la réponse du système à (SPDDL) sous forme d'une réponse d'un système à (SSDDL), l'équation différentielle du mouvement peut être exprimé par le vecteur propre $\{\phi\}$. Pour ce la le vecteur de déplacement relatif (x) se manifeste sous forme :

$$X = \{\phi\} * x_i. \tag{1}$$

L'équation différentielle du mouvement du système sera donc écrite comme suit :

$$[M]^* \{\phi\} \ddot{x}_i + [C]^* \{\phi\} \dot{x}_i + [Q] = - [M]^* \{I\} \ddot{x}_g. \quad (2)$$

Le déplacement du système à un DDL équivalent, sera donné sous la forme :

$$x^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{I\}} x_i \quad (3).$$

Avec :

$\{I\}$: le vecteur Identité.

En multipliant l'équation (2) par $\{\phi\}^T$, et en utilisant l'équation (3), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^* \ddot{x}_i^* + C^* \dot{x}_i^* + Q^* = - M^* \ddot{x}_g. \quad (4).$$

M^* , C^* , Q^* représentent les propriétés du système à 1DDL équivalent, elles sont données par :

$$\begin{aligned} M^* &= \{\phi\}^T [M] \{I\}. \\ Q^* &= \{\phi\}^T Q. \\ C^* &= \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{I\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \end{aligned} \quad (5).$$

Ayant calculé ces caractéristiques (M^* , C^* , Q^*), avec une connaissance de la forme du vecteur (ϕ), on peut déterminer la période élastique du système équivalent comme suite :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{X_y^* m^*}{f_y^*}} \quad (6).$$

Alors la courbe de capacité pour un système (SDOF) comme suite :

$$d^* = \frac{d_n}{r} \quad (7).$$

$$F^* = \frac{f_b}{\Gamma} \tag{8}$$

Avec :

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} \tag{9}$$

Γ est le facteur de participation modale.
 d^* est le déplacement équivalent.
 F^* est la force équivalente.

VI.4.DETERMINATION DE LA COURBE DE CAPACITE :

Le résultat de l'analyse « pushover » est une courbe de capacité de la structure (appelée aussi courbe **pushover**), qui donne une relation graphique entre l'effort tranchant à la base (V) de cette dernière et le déplacement de contrôle au sommet (d), qui, en général, pour un bâtiment, est choisi comme étant le déplacement en tête de ce dernier (figure VI.2.).

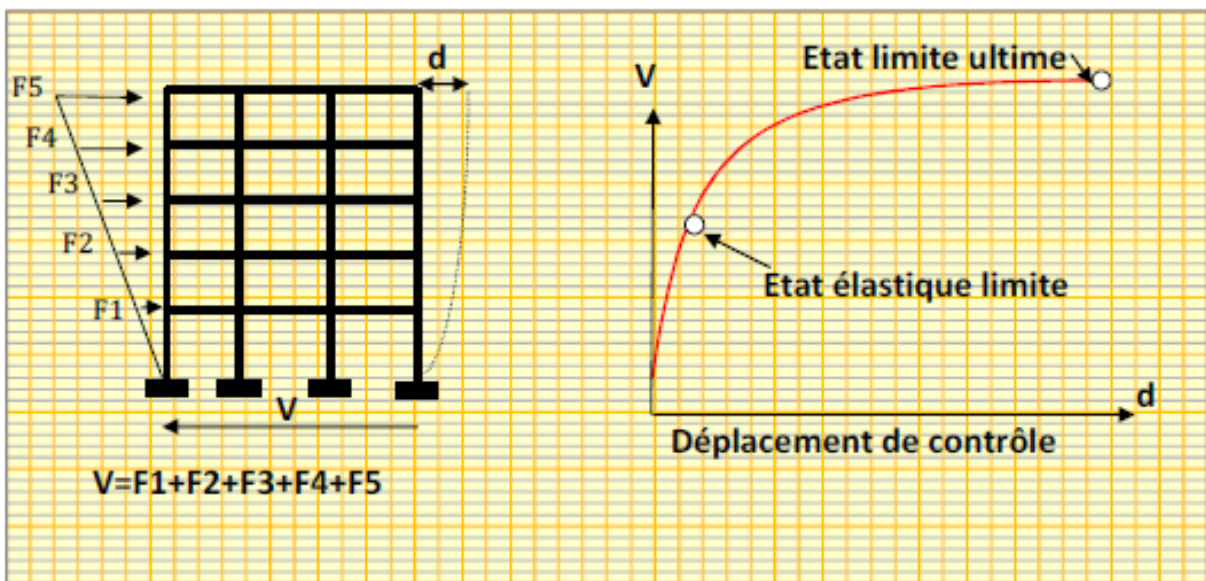


Fig.VI.2. Courbe de capacité (pushover curve).

L'analyse par la méthode **PUSHOVER** peut être réalisée par le contrôle de la force ou du déplacement en fonction de la nature de la charge réelle et du comportement prévu de la structure.

❖ VI.4.1. Contrôle par force :

La réponse d'une structure à un séisme se calcule en appliquant le principe fondamental de la dynamique, sachant que l'action sismique est considérée comme une force statique. Une fois calculée, cette force se trouve réduite par des coefficients de comportement. Le contrôle par force est utile lorsque la charge est connue et on s'attend à ce que la structure puisse résister à cette charge.

❖ VI.4.2. Contrôle par déplacement:

Lorsque le dimensionnement ou la vérification d'un ouvrage vise directement à atteindre ou à contrôler des déplacements dans la structure et non plus à équilibrer des forces, l'action sismique peut naturellement être représentée par un déplacement et non pas par une force ou une simple accélération.

❖ VI.4.3. Distribution des charges latérales:

Suivant la forme des actions sismiques appliquées à la structure, on peut constater trois types de chargement (Chargement triangulaire, Chargement uniforme, Chargement suivant le mode supérieur), comme il est montré sur la figure (**Fig.VI.3**).

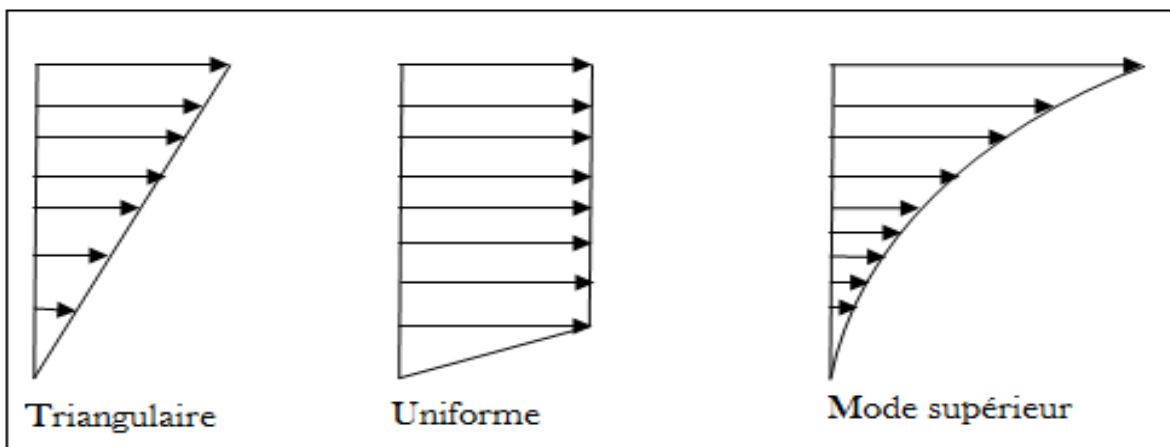


Fig.VI.3. *Distribution des charges latérales appliquées à la structure.*

VI.5.GUIDES ET APPROCHES DE L'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE :

❖ VI.5.1.Approche par les coefficients de déplacement selon la FEMA 273 et 356 :

L'Agence fédérale des situations d'urgence (*Federal Emergency Management Agency, FEMA*) à été crée le **1^{er} avril 1979** par le président américain **CARTER**, représente un organisme gouvernemental américain destiné à assurer l'arrivée des secours en situation d'urgence. Alors la FEMA fut chargée de la gestion du site dévasté du **World Trade Center**. Il lui fut demandé de produire un rapport d'études sur l'effondrement des tours. A partir de leurs expériences sur les bâtiments ils ont crée des codes (FEMA 273, FEMA 356) qui aide à simplifier la détermination du point de performance et le calcule du déplacement cible par la méthode des coefficients.

La méthode des coefficients de déplacement permet de déterminer le déplacement cible qui représente le déplacement maximal que pourra subir une structure durant l'action sismique.

➤ VI.5.1.1. Procédure de l'approche par les coefficients de déplacement :

La procédure à suivre est décrite par FEMA 273 et 356 comme suit :

- 1) Effectuer une analyse statique non linéaire de l'ouvrage soumis à un chargement latéral sur sa hauteur.
- 2) Etablir la courbe de capacité pour déterminer la raideur initiale (K_i), et la courbe bilinéaire idéalisés pour déterminer la raideur effective (K_e) à partir de cette courbe comme le montre la (figure VI.4.).

Avec :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Et

T_e : est la période fondamentale effective.

T_i : est la période fondamentale élastique.

K_i : est la rigidité élastique de la structure dans la direction considérée et trouvée à partir de la courbe non linéaire effort tranchant à la base et déplacement en tête (courbe de capacité).

K_e : est la rigidité effective de la structure dans la direction considérée et définie comme étant la pente relative à la droite reliant le point d'intersection de la ligne post-élastique avec la ligne horizontale correspondant à la limite élastique (V_y), au point zéro, pendant que son intersection avec la courbe originale effort tranchant à la base (V_s). Le déplacement en tête se fait à 60% de la valeur de l'effort tranchant à la base correspondant à la limite élastique (V_y).

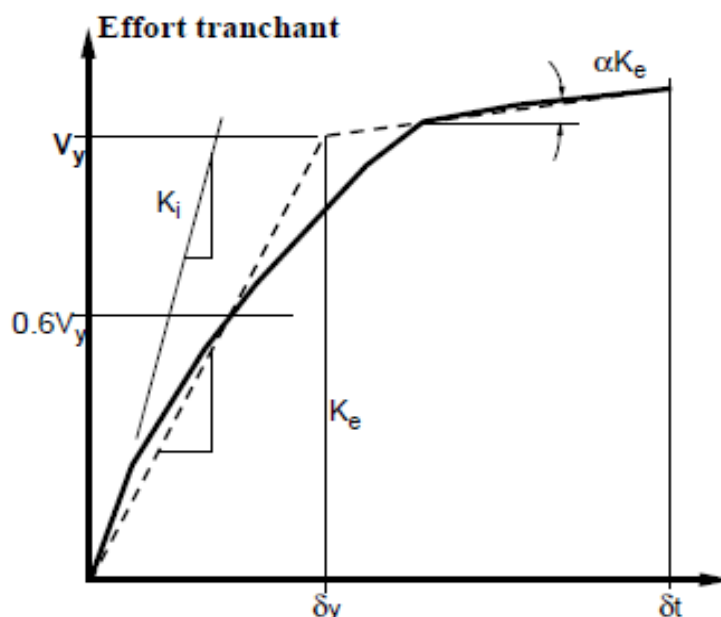


Fig.VI.4. Idéalisat ion bilinéaire de la courbe Pushover par FEMA 273 et 356.

3) Calculer le déplacement cible à partir de la formule suivante :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left[\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right] g.$$

Où

C_0 : est un facteur de modification qui relie le spectre de déplacement estimé pour un SDOF au même déplacement au sommet d'une structure à plusieurs étages. Ces valeurs sont données par FEMA 273-356 en fonction du nombre d'étage.

C_1 : est aussi un facteur modificateur qui relie le déplacement inélastique maximum au déplacement calculé à partir de la réponse linéaire élastique.

C_2 : facteur qui prend en compte la dégradation du système.

C_3 : facteur qui tient compte de l'effet (p- Δ).

S_a : accélération spectrale pour la période fondamentale.

❖ VI.5.2.Approche par la Méthode de spectre de capacité selon (ATC40) :

L'association de technologie appliquée ou **Applied Technology Council (ATC)**, est un organisme de recherche à but non lucratif basée en **Californie** qui étudie les effets des catastrophes naturelles sur l'environnement bâti, en particulier les tremblements de terre. Il a été fondé grâce aux efforts de l'Association des ingénieurs structurels de Californie en **1973**.

L'**ATC40** est un guide qui donne un processus entier pour l'évaluation de la performance du bâtiment (seulement pour les bâtiments en béton armé) en utilisant l'ingénierie sismique basée sur la performance au moyen du spectre de capacité de la structure.

➤ VI.5.2.1. Procédures de l'approche par la méthode de spectre de capacité selon (ATC40) :

La procédure à suivre est décrite par l'ATC40 comme suit :

☞ 1).Développement du spectre de réponse élastique amortie à 5% :

Pour le développement du spectre de réponse élastique deux coefficients sismiques de sol **C_a** et **C_v** ont été utilisés qui dépendent des propriétés mécanique du sol et de son pic d'accélération (**PGA**). La classification des sites a été élaborée essentiellement en se basant sur la vitesse des ondes de

cisaillement V_s traversant ce sol. Une équivalence a été établie entre les classifications des sols selon l'UBC (**Uniform Building Code**) et le **RPA2003 (Règlement Parasismique Algérien)** par comparaison des vitesses des ondes de cisaillement suivant différentes valeurs du coefficient d'accélération de zone, à permis la détermination de ces coefficients pour le type de sol de la structure étudié. Les coefficients sismiques de site C_a et C_v sont donnée dans le tableaux (**Tableau.VI.1.** et **Tableau.VI.2.**) pour chaque type de sole.

Soil Types	Coefficients sismiques de sol C_a selon l'UBC 1997						Classification des sols selon l'RPA
	V_s (m/s)	$Z=0.075$	$Z=0.15$	$Z=0.2$	$Z=0.3$	$Z=0.4$	
S_B (soil rock)	760 -1500	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	S1 (sol rocheux)
S_C (soil closed)	360 -760	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40	S2 (sol ferme)
S_D (soil soft)	180-360	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44	S3 (sol meuble)
S_E (soil very soft)	<180	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36	S4 (sol très meuble)

Tableau.VI.1. Coefficients sismiques de sol (C_a) selon l'UBC 1997.

Soil Types	Coefficients sismiques de sol C_v selon l'UBC 1997						Classification des sols selon l'RPA
	V_s (m/s)	$Z=0.075$	$Z=0.15$	$Z=0.2$	$Z=0.3$	$Z=0.4$	
S_B (soil rock)	760 -1500	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	S1 (sol rocheux)
S_C (soil closed)	360 -760	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56	S2 (sol ferme)
S_D (soil soft)	180-360	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64	S3 (sol meuble)
S_E (soil very soft)	<180	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96	S4 (sol très meuble)

Tableau.VI.2. Coefficients sismiques de sol (C_v) selon l'UBC 1997.

Avec :

Z : représente le coefficient d'accélération de zone (noté **A** dans le RPA 2003).

Après la détermination des deux coefficients sismiques **C_a** et **C_v** on peut développé le spectre de réponse élastique amortie à 5% comme il est décrit dans les deux codes américain (UBC) et (ATC40) (et on compte le spectre de réponse de l'RPA2003) :

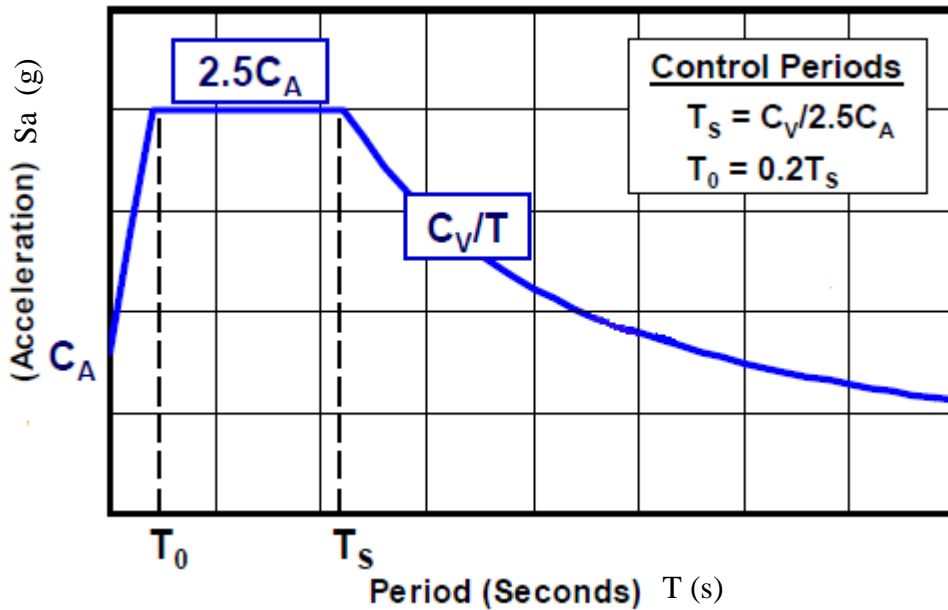


Fig.VI.5. Spectre élastique de forme $S_a(g)-T(s)$.

☞ **2).Conversion du spectre de réponse élastique (Sa-T) au format (Sa-Sd) (forme ADRS):**

Pour convertir le spectre de réponse de la forme (Sa-T) en forme (Sa-Sd) figure (VI.6.), on utilise la formule suivante qui donne le déplacement (Sd) en fonction de l'accélération (Sa_i) et de la période (T_i):

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i g$$

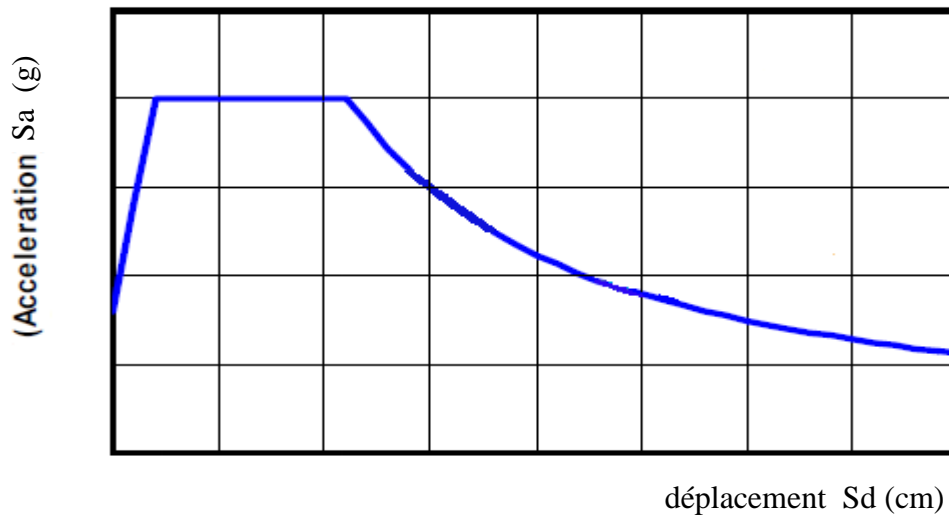


Fig.VI.6.Spectre élastique de forme ADRS (Sa(g) - Sd(cm)).

☞ **3).Développement de la courbe de Capacité :**

La détermination de la courbe de capacité (courbe Pushover) de la structure est développer à l'aide d'un programme informatique (pour mon projet deux programmes informatique ont été utilisé **Sap2000** et **Seismostruct**) par une étude non linéaire.

La courbe Pushover sous forme effort tranchant à la base (V_b) déplacement au sommet de structure (d) est obtenue avec le chargement incrémental latéral de la structure jusqu'à ce qu'on atteigne un certain déplacement cible.

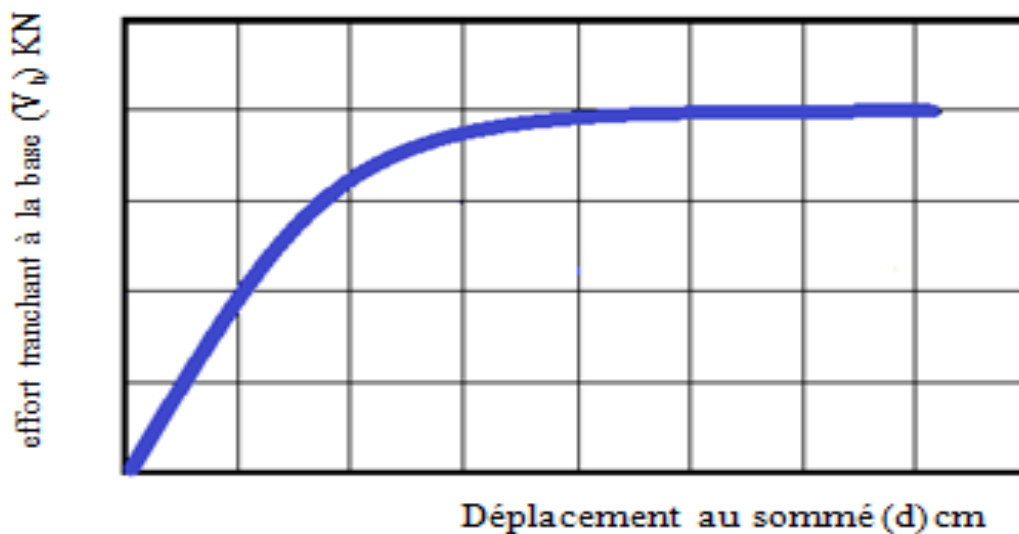


Fig.VI.7. Courbe Pushover $V_b(KN) - d(cm)$.

☞ **4).Conversion de la courbe Pushover (V_b-d) au format (Sa-Sd)
(forme ADRS):**

Une fois la courbe de capacité (courbe Pushover) obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération de la structure à son déplacement sous forme ADRS (**Sa-Sd**).

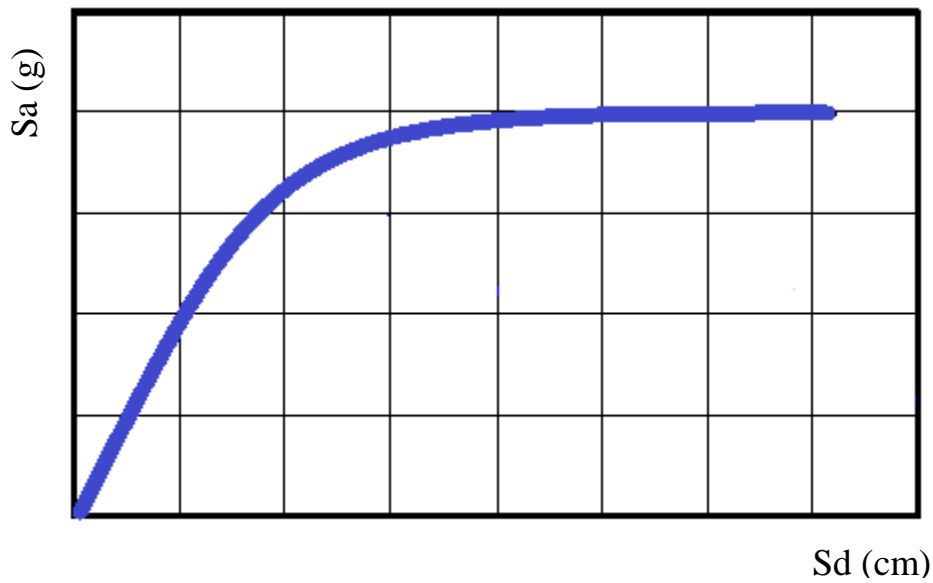


Fig.VI.8. courbe Pushover (Sa(g) - Sd (cm)).

Et pour obtenir cette courbe de capacité sous la forme ADRS on convertit point par point les valeurs de la courbe sous forme (V_b-d) par les formules suivantes :

$$Sa_i = \frac{V_i}{W * \alpha_1} \quad (\text{eq VI.1}).$$

$$Sd_i = \frac{\delta_i}{pf_1 * \varphi_{1,roof}} \quad (\text{eq VI.2}).$$

Avec :

W : représente le poids des charges permanentes appliquées à la structure.

$\varphi_{1,roof}$: amplitude du premier mode de vibration au sommet (Amplitude du mode fondamental).

α_1 : désigne le coefficient de masse modale du premier mode (%).

Pf_1 : représente le facteur de participation modale du premier mode.

$$Pf_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (w_i * \varphi_{i,1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^n (w_i * \varphi_{i,1}^2) / g \right]} \quad (\text{eq VI.3}).$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{\left[\sum_{i=1}^n (w_i * \varphi_{i,1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^n w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^n (w_i * \varphi_{i,1}^2) / g \right]} \right] \quad (\text{eq VI.4}).$$

W_i : le poids de l'étage (i).

$\varphi_{i,1}^2$: est l'amplitude modale au niveau (i).

g : la charge de gravité.

☞ 5). Idéalisatión bilinéaire de la courbe de Capacité :

On fait une Superposition des deux courbes de capacité par le spectre de réponse élastique amortie à 5%, figure. Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité, est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (β_{eff}) (β_{eff} est le facteur d'amortissement effectif défini dans l'ATC40, et il est connue dans le règlement parasismique algérien (RPA2003) sous forme (η)), cette représentation nécessite la définition du point ($\mathbf{a}_{pi}, \mathbf{d}_{pi}$), qui est

généralement définie en utilisant le principe d'égalité des déplacement maximaux. Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité de la structure (segment élastique). le deuxième segment est tracé en reliant le point ($\mathbf{a}_{pi}, \mathbf{d}_{pi}$) à un point ($\mathbf{a}_y, \mathbf{d}_y$) qui est définie de tel façon à avoir l'égalité de surfaces \mathbf{A}_1 et \mathbf{A}_2 .

Accélération spectrale

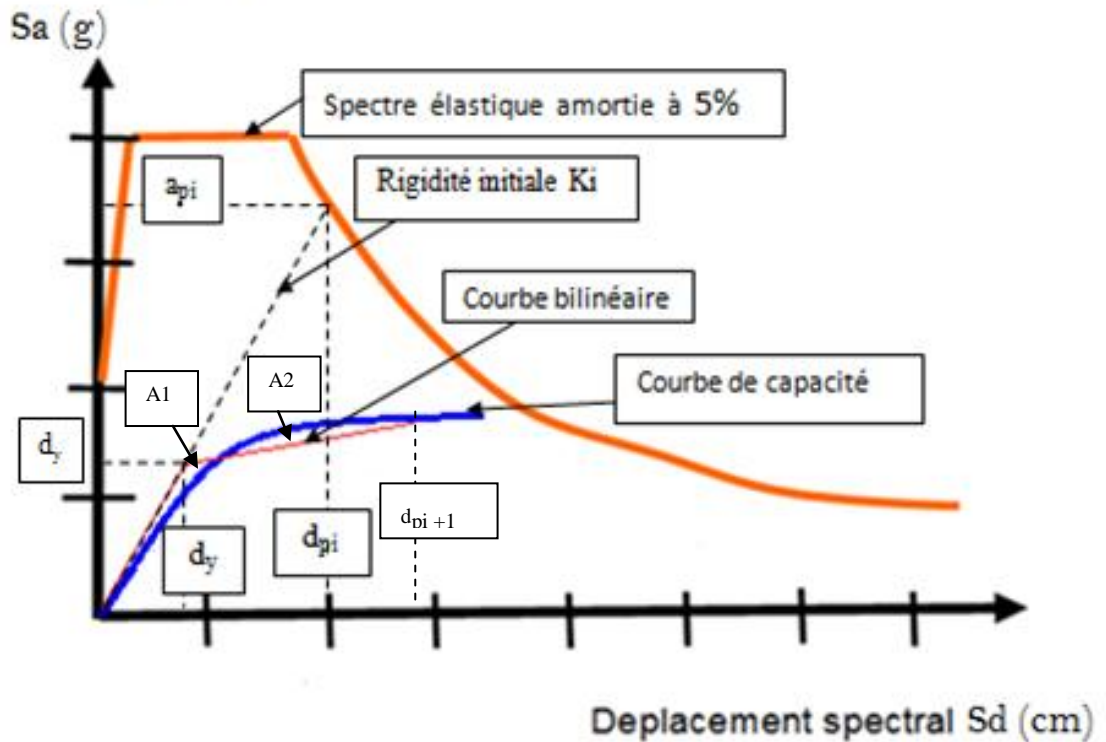


Fig.VI.9. Idéalisaton bilinéaire de la courbe de Capacité.

☞ **6).Détermination de l’amortissement effectif et réduction du spectre élastique :**

L’amortissement qui intervient lorsque la structure est dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d’amortissement visqueux inhérent à la structure et d’amortissement d’hystérésis.

L’amortissement visqueux inhérent à la structure est supposée et égale à 0.05 (5%), et d’amortissement d’hystérésis peut être représenté par un facteur d’amortissement visqueux équivalent noté (β_0) en utilisant des équations représenté au-dessous de ces lignes.

Le règlement ATC40 propose de déterminer le terme (β_0) par l’équation suivante :

$$\beta_0 = \left[\frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \right] = \left[\frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right] \text{ en } (\%) \tag{eq.VI.5}.$$

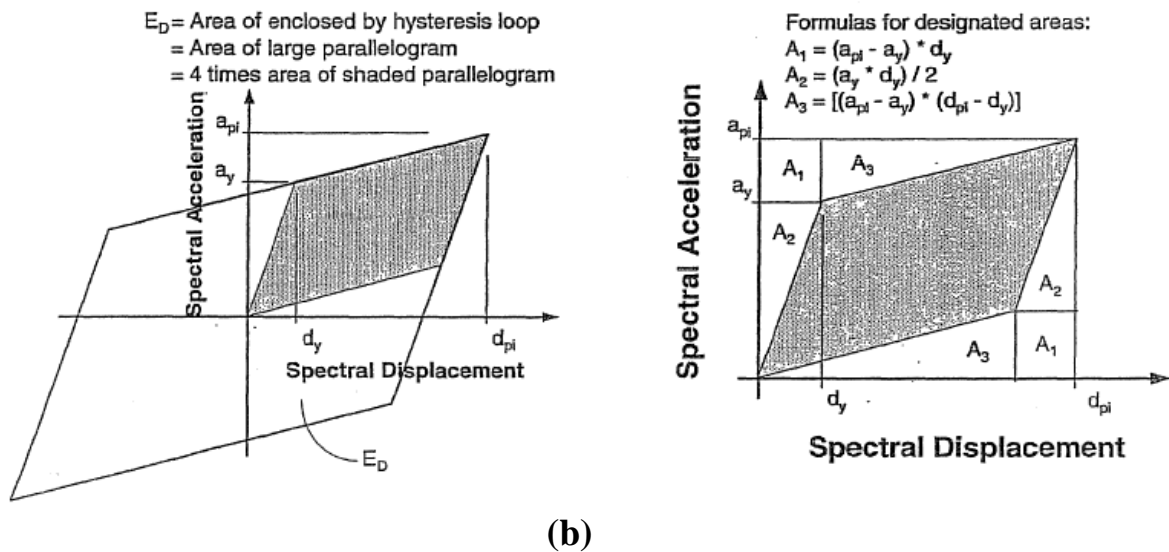
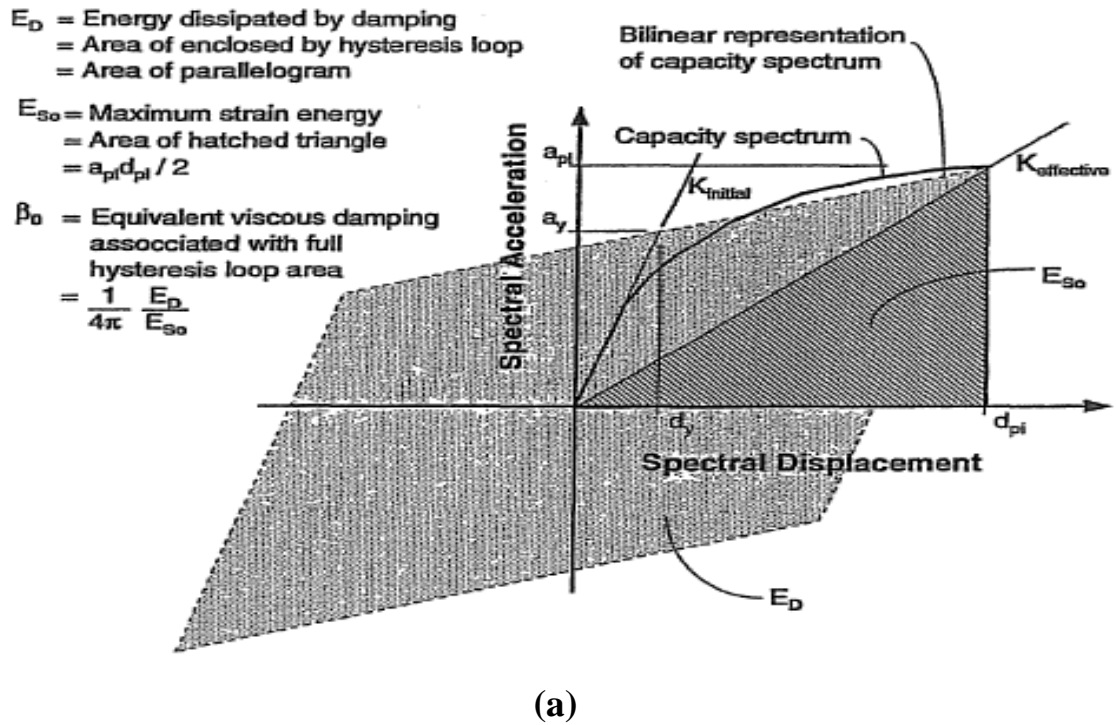


Fig.VI.10. Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.

Avec

E_D : énergie dissipée par l'amortissement, qui peut être calculé comme suite :

$E_D = 4 * (\text{la surface hachurée à la figure (Fig.VI.10.b.)})$

$$= 4(a_{pi}d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3)$$

$$= 4(a_{pi}d_{pi} - a_yd_y - [(d_{pi} - d_y) * (a_{pi} - a_y)] - 2d_y(a_{pi} - a_y))$$

$$= 4(a_yd_{pi} - d_ya_{pi}).$$

(eq VI.6).

E_{S0} : énergie maximum de déformation, qui peut être calculé comme suite :

E_{S0} = l'aire hachuré du triangle montré sur la figure (VI.10.a).

$$E_{S0} = (a_{pi}d_{pi}) / 2. \tag{eq VI.7}.$$

Dou

$$\beta_0 = \left[\frac{1}{4\pi} \frac{4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{(a_{pi} d_{pi})/2} \right] = \left[\frac{2}{\pi} \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{(a_{pi} d_{pi})} \right]$$

$$\beta_0 = \left[\frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right].$$

Après avoir déterminé le d'amortissement visqueux (β_0), l'amortissement effectif (β_{eff}) s'exprime par l'équation suivante :

$$\beta_{eff} = \lambda \beta_0 + 0.05$$

Le facteur (λ) dépend du comportement structurel du bâtiment, le code ATC40 considère trois types de comportements (type A, B, et C), comme le montre le tableau suivant :

Type de structure	β_0	λ
Type A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$\left[1.13 - 0.51 \left(\frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{(a_{pi} d_{pi})} \right) \right]$
Type B	≤ 25	0.67
	< 25	$\left[0.845 - 0.446 \left(\frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{(a_{pi} d_{pi})} \right) \right]$
Type C	Pour toute valeur	0.33

Tableau.VI.3.Détermination de l'amortissement effectif de la structure.

Le choix du type de comportement dépend de la qualité des éléments structuraux mais aussi de la durée de l'onde sismique, **Tableau.VI.4.**

Durée de séisme	Structures neuves	Structures existantes	Structures dégradée
Court	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

Tableau.VI.4.Types de comportement structurel.

☞ **7).Détermination des facteurs de réduction spectraux (SR_a, SR_v), et traçage du spectre inélastique:**

Les facteurs de réduction spectraux (SR_a, SR_v) se calculent comme suite :

$$SR_a = \left(\frac{3.21 - 0.681 \ln \beta_{eff}}{2.12} \right). \quad (\text{eq VI.8}).$$

$$SR_v = \left(\frac{2.31 - 0.41 \ln \beta_{eff}}{1.65} \right). \quad (\text{eq VI.9}).$$

Et on trace notre spectre de réponse inélastique (le spectre réduit).

☞ **8).Détermination du point de performance :**

On trace les spectres de réponse élastique et inélastique ainsi que la courbe de capacité dans un même graphe, en suite on vérifie si le point d'intersection entre le spectres de réponse réduit et la courbe de capacité est applicable, par :

$$0.95 d_{pi} \leq d_i \leq 0.95 d_{pi}$$

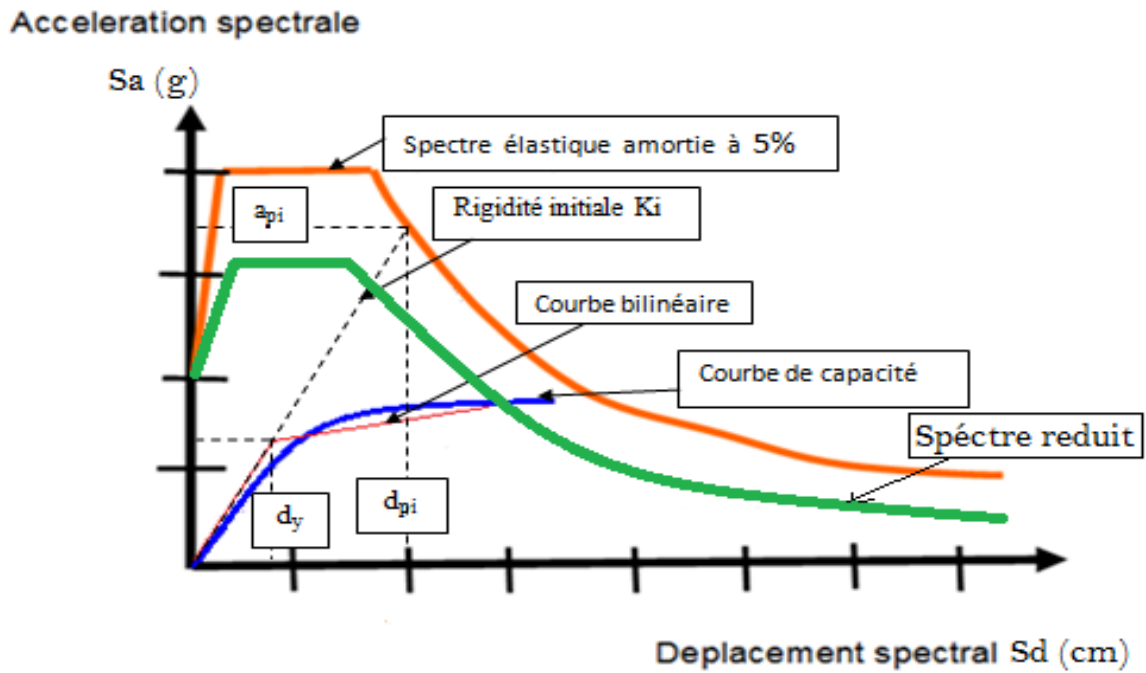


Fig.VI.11. Détermination du point de performance.

Si la vérification est bonne on prend le déplacement (d_i) comme le déplacement maximal prévu pour la demande sismique et le point (a_{pi}, d_{pi})

est le point de performance de la structure ; Si non on sélectionne un nouveau point (a_{pi+1}, d_{pi+1}), avec :

$$d_{pi+1} = (d_{pi} + d_i) / 2 \tag{eq VI.10}$$

Et refait les même calculs précédentes.

Simulations et résultats

VII.1.INRODUCTION :

Pour l'exécution de l'analyse statique non-linéaire « Pushover » deux méthodes différentes sont adoptées dans cette étude, la première est la méthode des rotules plastiques (Plasticité concentrée) exécutée par le SAP 2000V14, puis la deuxième est la méthode des fibres intégrées aux éléments de la structure (Plasticité distribuée) exécutée par le SAP 2000V14, puis par un deuxième logiciel connu sous le nom de SEISMOSTRUCT. Et avant d'entamer l'analyse de la structure étudiée, une idéalisation simplifiée de ces deux méthodes exécutée sur une console de 3.06 m est présentée dans ce chapitre.

VII.A.1.APPLICATION SUR LA CONSOLE:

VII.A.1.1.ANALYSE PUSHOVER PAR UN MODELE EN ROTULES PLASTIQUES (PLASTICITE CONCENTREE):

❖ VII.A.1.1.1.ANALYSE PUSHOVER PAR ROTULES PLASTIQUES AU MOYEN DU **SAP2000 :**

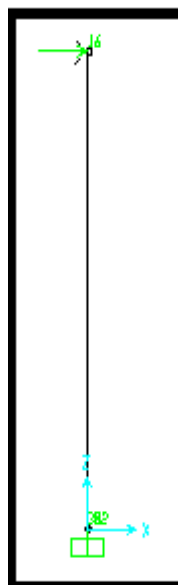


Fig.VII.A.1. Console en Rotules plastiques (Sap2000).

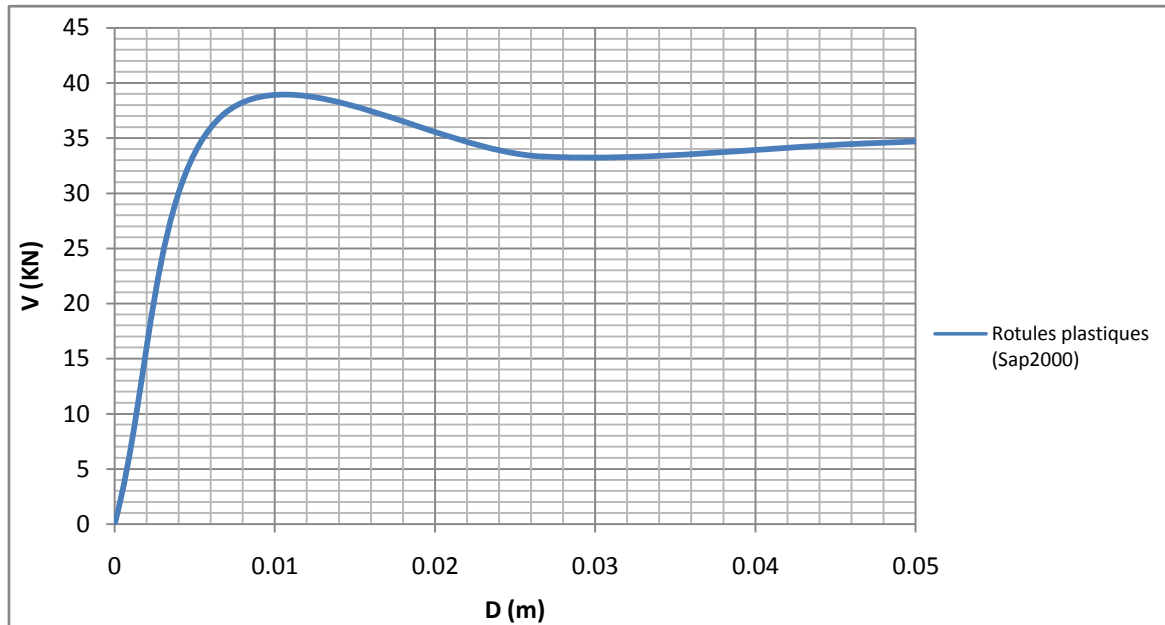


Fig.VII.A.2. Courbe de capacité modèle en Rotules plastiques (Sap2000).

VII.A.2.ANALYSE PUSHOVER PAR UN MODELE EN FIBRES (PLASTICITE DISTRIBUEE):

❖ VII.A.2.1.ANALYSE PUSHOVER PAR MODELE FIBRES AU MOYEN DU **SAP2000 :**

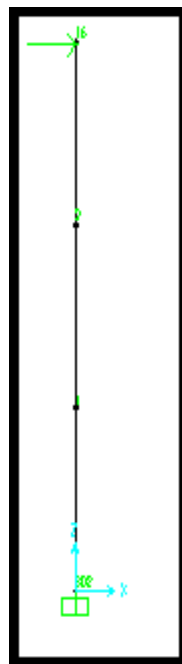


Fig.VII.A.4. Console en fibres (Sap2000).

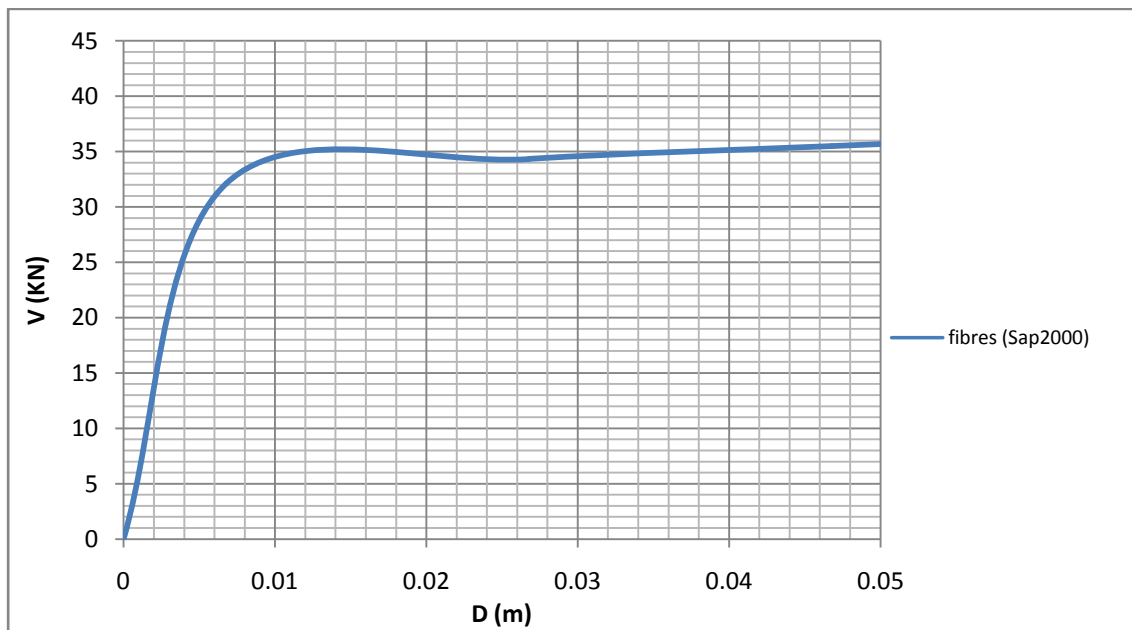


Fig.VII.A.5. Courbe de capacité modèle en fibres (Sap2000).

❖ **VII.A.2.2.ANALYSE PUSHOVER PAR MODELE FIBRES AU MOYEN DU SEISMOSTRUCT :**

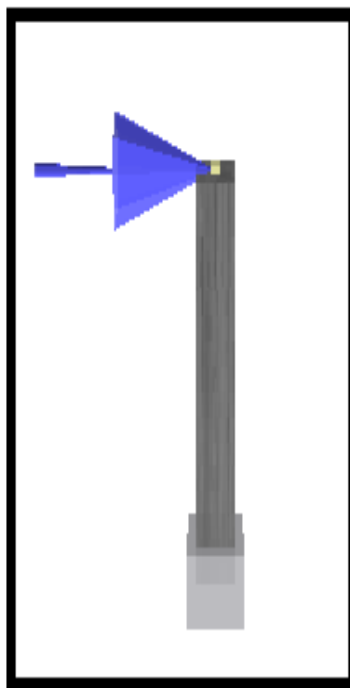


Fig.VII.A.6. Console en fibres (Seismostruct).

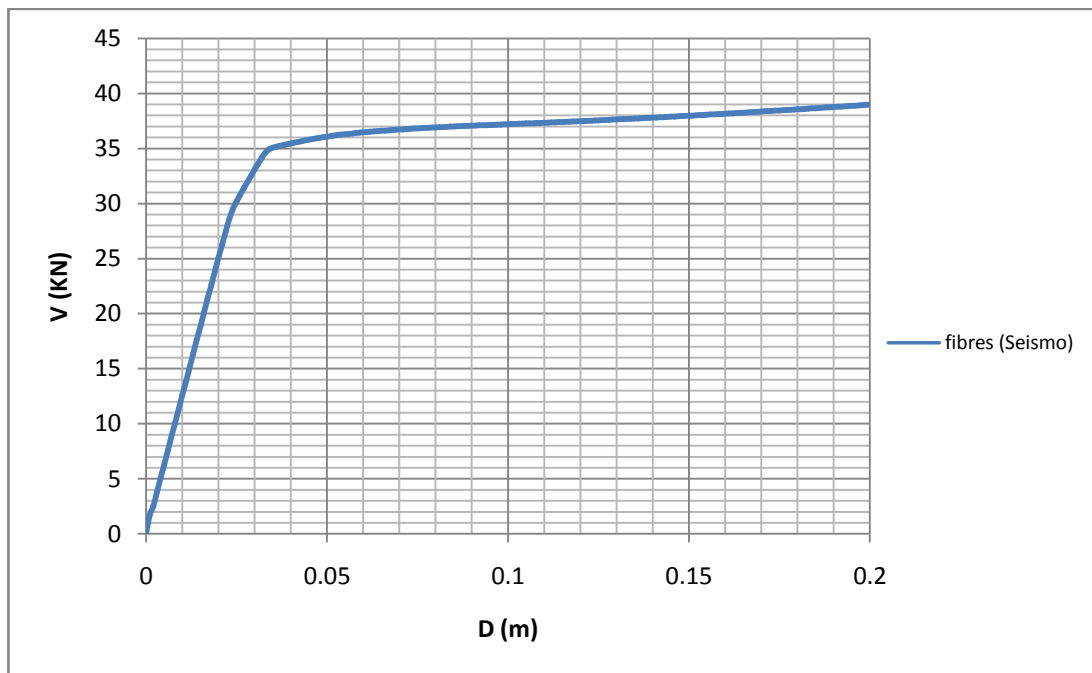


Fig.VII.A.7. Courbe de capacité modèle en fibres (Seismostruct).

VII.A.3.COMPARAISON DES RESULTATS :

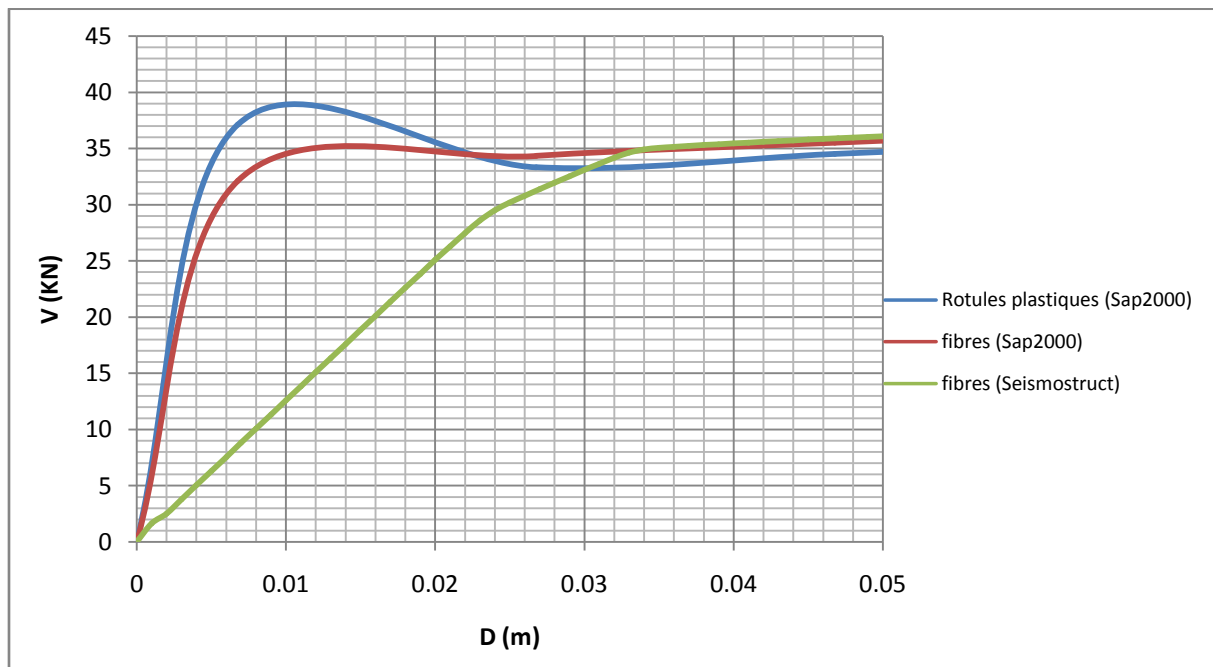


Fig.VII.A.8. Comparaison entre les courbes de capacités.

- **Commentaire :**

On voit clairement que l'analyse par modèle en rotules plastiques ou plasticité concentrée exécuté par le Sap2000 présente des résultats abordables, mais moins complètes que celles de l'analyse par modèle en fibres (Plasticité distribuée exécuté Seismostruct).

Aussi on observe que les courbes obtenus par le modèle en rotules plastiques se plastifient et commencent à rentrer en mode de ruine clairement au début de l'analyse, contrairement à celles obtenus par le modèle en fibres.

A partir des trois courbes de capacité de la figure (VII.A.8), on constate que les résultats obtenus par le Seismostructe (modèle en fibres) sont plus complètes, plus compréhensives, et donne une interprétation plus proche de la réalité que les résultats obtenus par le Sap2000.

VII.B.1.APPLICATION SUR LA STRUCTURE ETUDIE:

La structure est dimensionnée selon le code de béton armé aux états limites (BAEL 91), et le règlement parasismique algérien (RPA 99V2003) sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel ETABS (version 9.7.1). Puis pour l'analyse non linéaire on utilise les deux programmes informatiques SAP 2000V14 et SEISMOSTRUCT.

VII. B.2.PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Le projet étudié, est un bâtiment (**R+6**) en béton armé qui comprend un seul bloc à usage d'habitation d'importance moyenne (**groupe 2**). Cet ouvrage est implanté à BIR KADEME wilaya d'ALGER, classée comme étant une zone sismique **III (zone III)** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 VER 2003**).

VII. B.3.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES:

Langueur totale	17,7
Largeur totale	9.6
Hauteur totale sans l'acrotère	21.42
Hauteur totale avec l'acrotère	21,52
Hauteur d'étage courant	3,06
Hauteur de RDC	3,06

Tableau. VII. B.1. Les caractéristiques géométrique de la structure.

VII. B.4.DESCRPTION TECHNIQUE DU BATIMENT:

- ☞ Eléments principales : le bâtiment est en portique contreventé par des voiles.
- ☞ Eléments secondaires (ils sont bien présenté dans l'annexe (A) :
 - ✓ Plancher en corps creux.
 - ✓ Escalier en béton armé.
 - ✓ Maçonneries.
 - ✓ Revêtements.

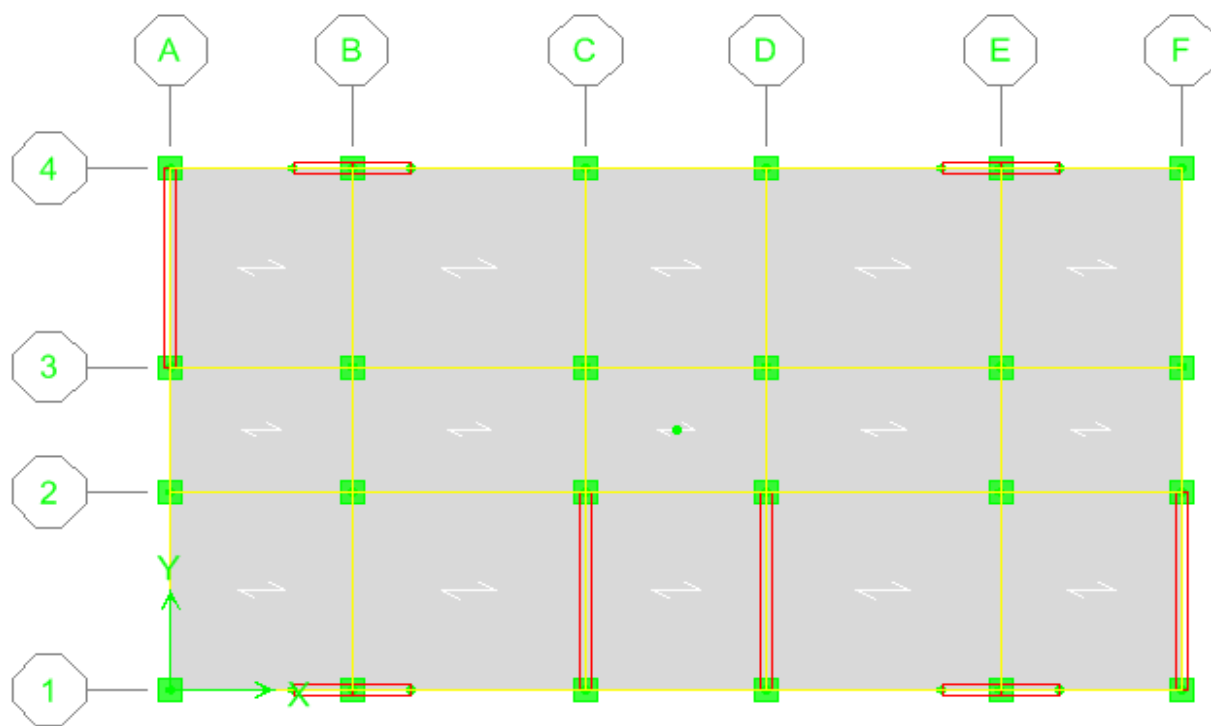
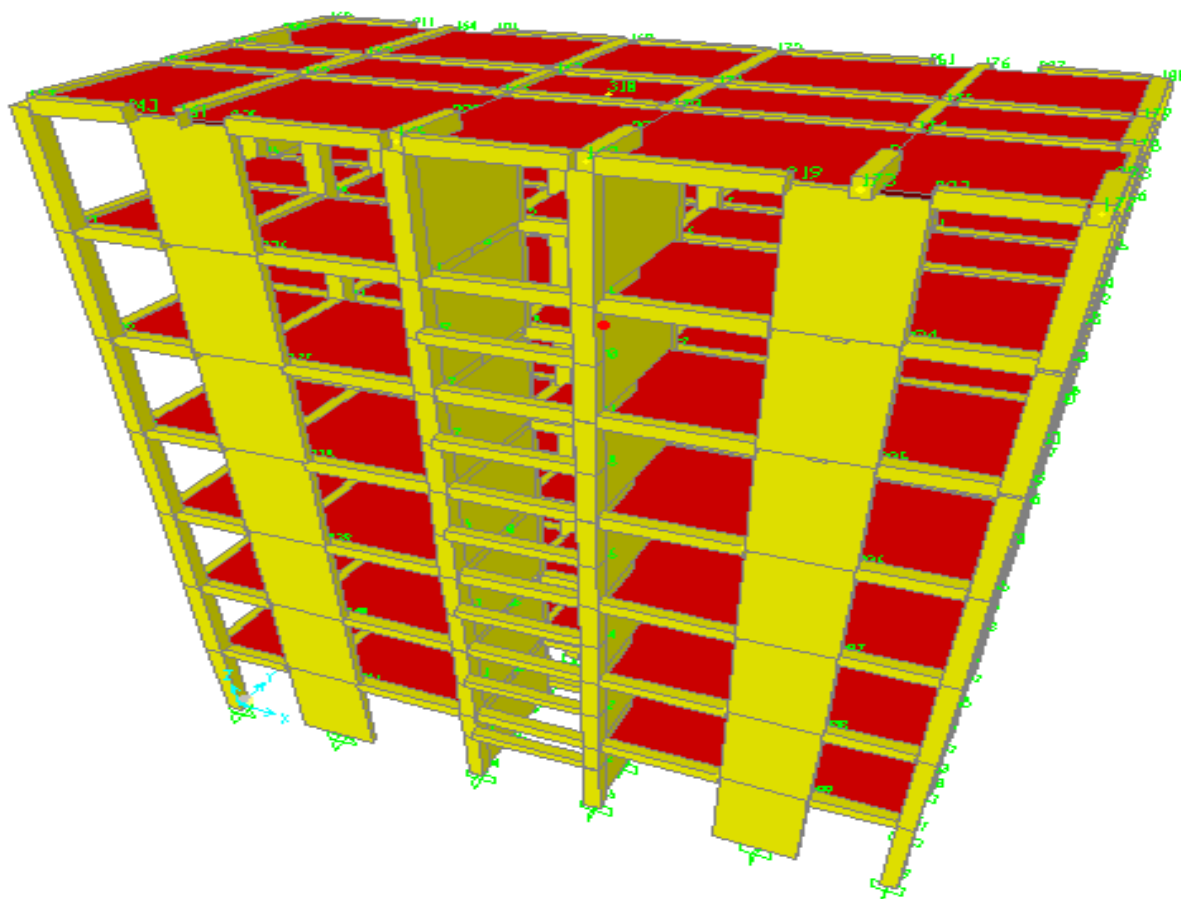


Fig. VII. B.1. Vu en plan et élévation de la structure.

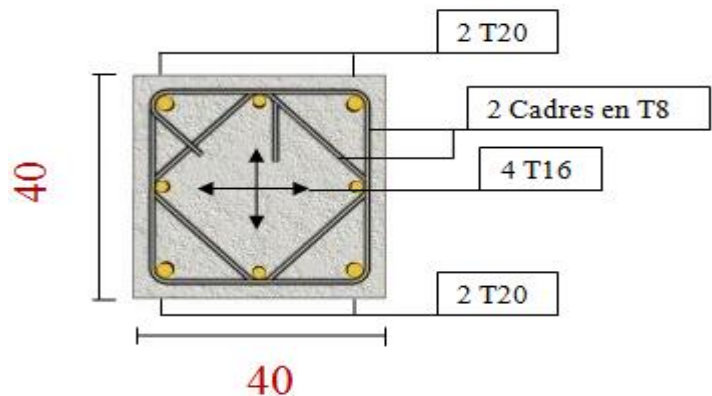
VII. B.5. RESULTATS DE L'ANALYSE LINEAIRE:

Dans ce projet l'analyse statique linéaire à été réalisé par le programme de calcule bâtiment **ETABS V9.7.1**, car il à une bonne interprétation du désigne de la structure et il fournie des bons résultats dans le domaine linéaire. Alors pour se qui suit je vais présenter les résultats obtenus à la suite d'une analyse linéaire. Les différentes vérification selon le règlement parasismique algérien (RPA2003) sont présenté dans l'annexe (B).

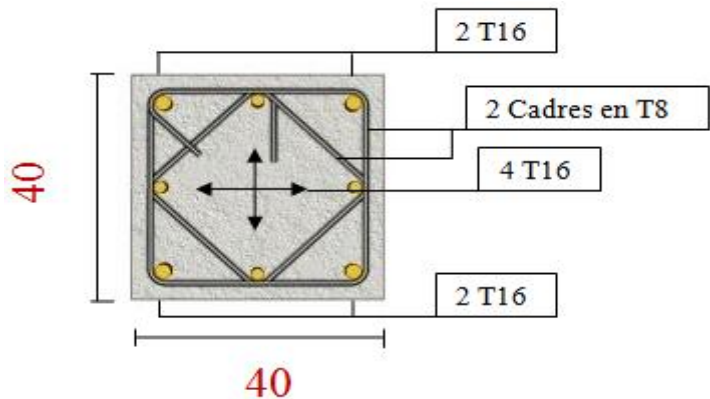
VII. B.5.1. Ferrailage de la structure:

Ferrailage des poteaux:

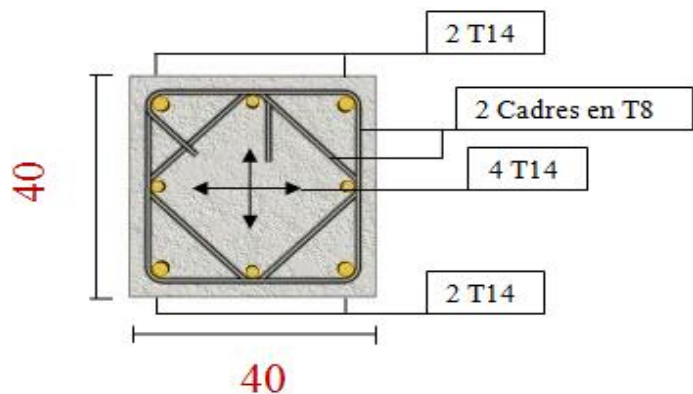
Poteaux :
RDC – ET1



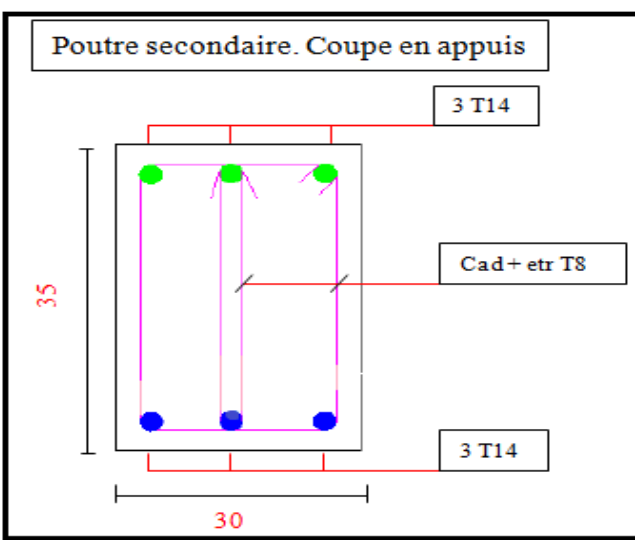
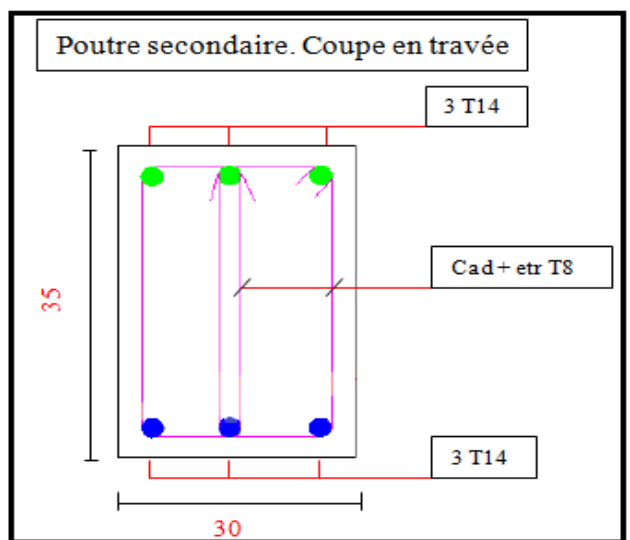
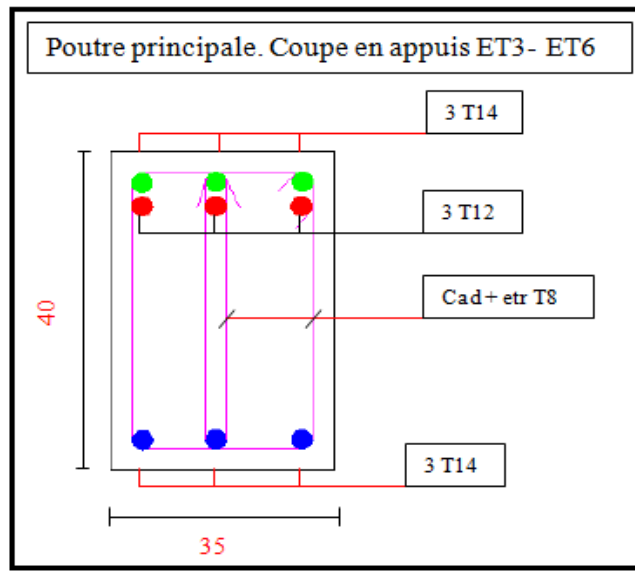
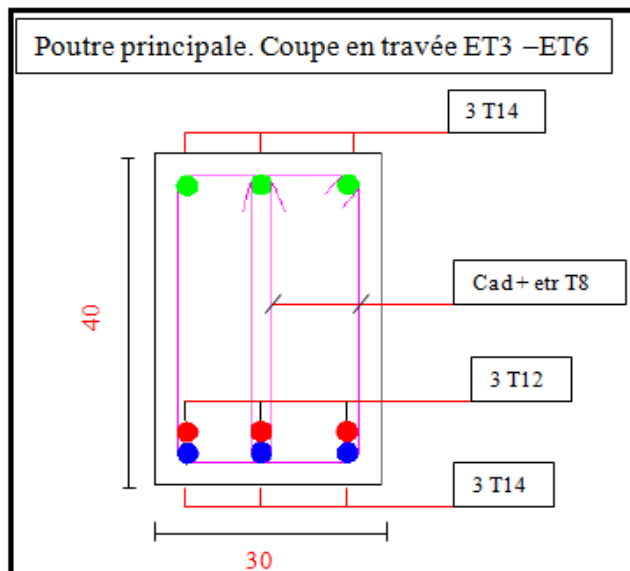
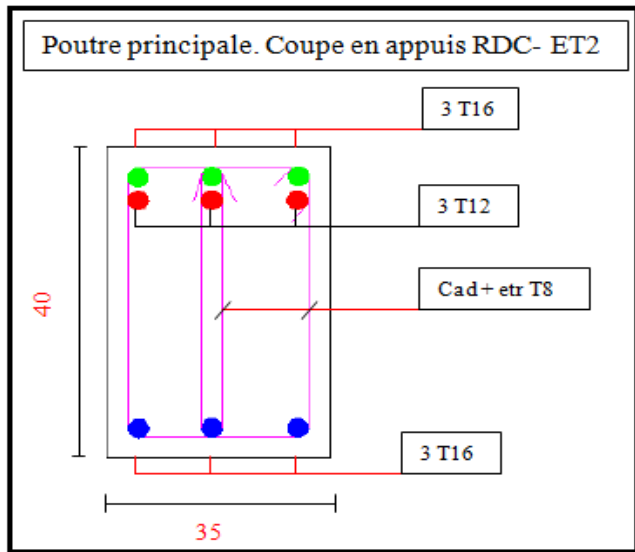
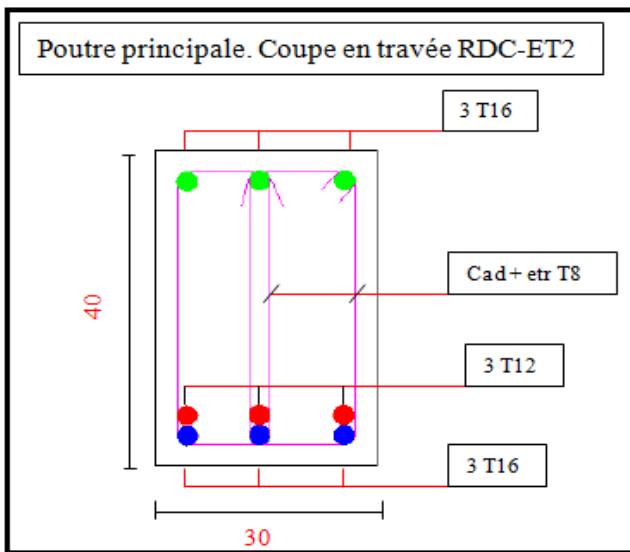
Poteaux :
ET2 – ET3



Poteaux :
ET4 – ET6



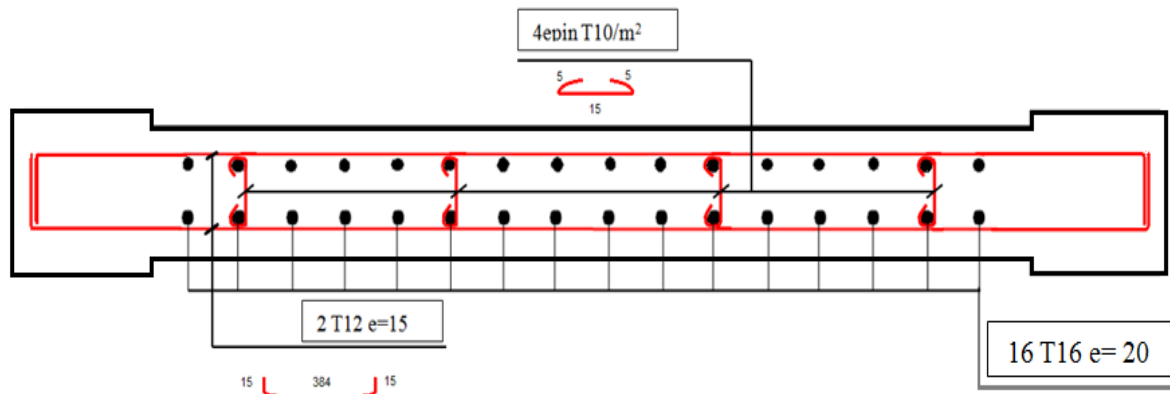
➤ Ferraillage des poutres:



➤ Ferrailage des voiles:

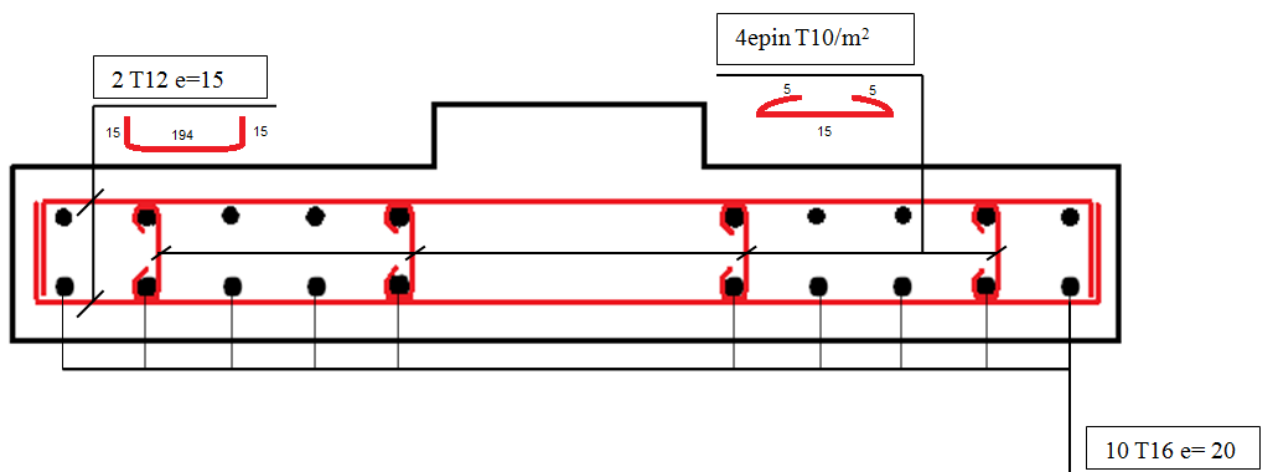
Voile :

(350 X 20)



Voile :

(200 X 20)



VII. B.6.RESULTATS DE L'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE « ANALYSE PUSCHOVER »:

Pour l'exécution de l'analyse statique non linéaire « Puschover analysis » et la détermination des points de performances de la structure il est adopté dans ce travail deux méthodes d'analyses différentes, la première par un modèle en rotules plastiques (plasticité concentrée), et la deuxième par un modèle en fibres (plasticité distribuée) au moyen de deux programmes informatiques de calculs de bâtiments Sap2000 et Siesmostruct.

VII. B.6.1.ANALYSE PUSHOVER PAR UN MODELE EN ROTULES PLASTIQUES (PLASTICITE CONCENTREE):

VII. B.6.1.1.ANALYSE PUSHOVER PAR ROTULES PLASTIQUES AU MOYEN DU **SAP2000 :**

❖ VII. B.6.1.1.1.Exécution de l'analyse :

Le logiciel de calcul SAP2000 fournit des options à l'ingénieur pour créer, analyser, et concevoir des modèles de structures. Ce logiciel est complètement intégré pour modéliser des structures en béton armé et en charpente métallique. Le programme fournit un environnement interactif où l'ingénieur pourra étudier les conditions de calcul, et apporter des changements appropriés comme les révisions sur les dimensions des éléments.

La version non linéaire du SAP2000 offre un outil pour l'exécution de l'analyse pushover, avec un modèle en 2D ou 3D. Le SAP2000 offre la possibilité de mener l'analyse pushover selon deux manières :

- ✓ Contrôlée par forces (force controlled).
- ✓ Contrôlée par déplacements (displacement controlled).

❖ VII. B.6.1.1.2.Etapes d'exécution de l'analyse:

- 1) **Modélisation de la structure sur Sap2000.**
- 2) **Introduction des Lois de comportement des matériaux :**

Les lois de comportement du béton et de l'acier adoptées selon sont montrés si dessous :

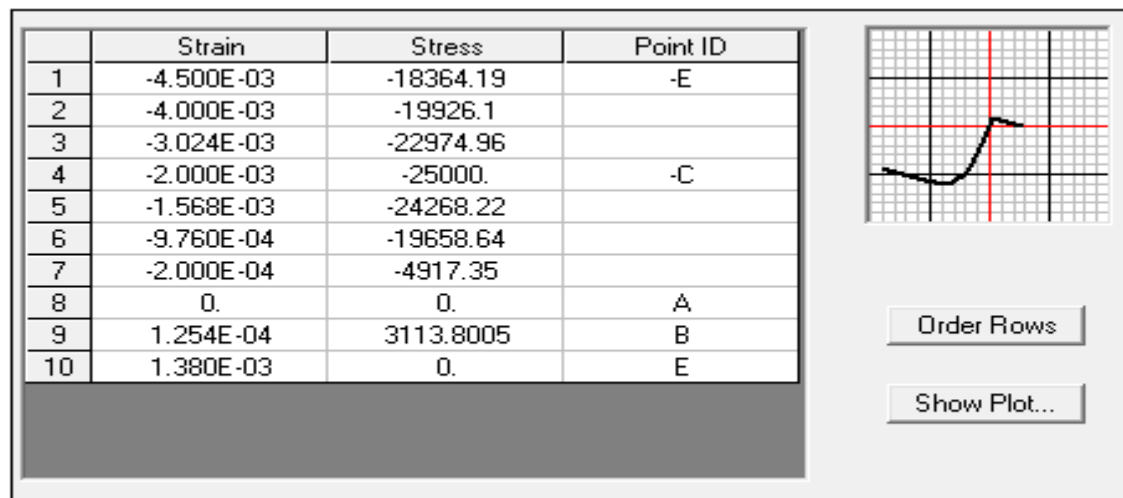


Fig.VII. B.5. Loi de comportement du béton.

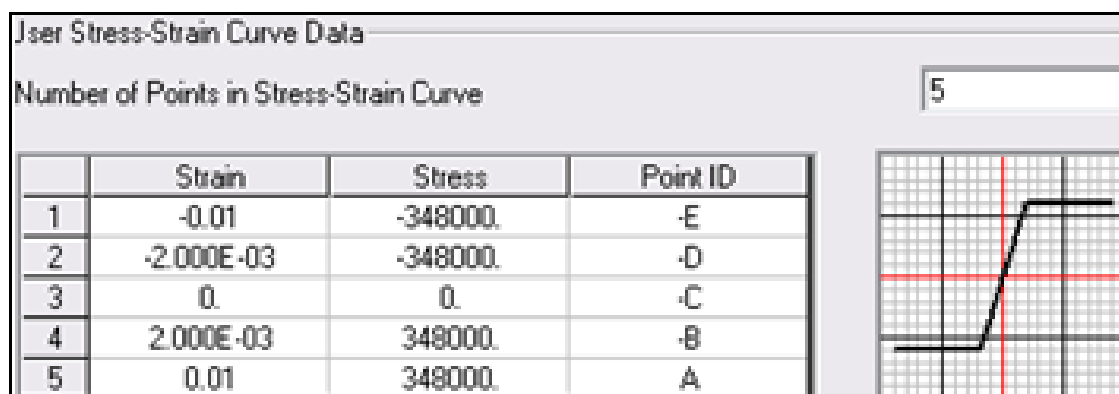


Fig.VII. B.6. Loi de comportement de l'acier.

3) Introduction des rotules plastiques dans les éléments de la structure :

Les poutres , poteaux, et voiles (pour crée des rotules plastique dans les voiles on les supposé sous forme de poteaux) sont modélisés en tenant compte de leur comportement non-linéaire en flexion et en cisaillement. Les poutres sont modélisées par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. Les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte de la loi de la variation du moment résistant de la section droite du poteau en fonction de l'effort normal sollicitant ce dernier.

Les propriétés des rotules plastiques pour les poutres et les poteaux sont déterminées en utilisant les codes FEMA 273,356 qui sont intégrés dans le Sap2000 V14. L'attribution des rotules plastique est effectuée aux extrémités des l'élément (poutres, poteaux, et les voiles conçu comme poteaux). Plusieurs relation force-déplacement pourraient être définies telles que : une rotule plastique de propriétés couplées (P-M2-M3), un moment découplé (M2, M3), torsion (T), force axial (P), et effort tranchant (V2 et V3).

Fig.VII. B.7. Attribution des rotules plastiques aux voiles et poteaux.

Fig.VII. B.8. Attribution des rotules plastiques aux poutres.

Les lois Force – Déplacement généralisé associée aux poutres et poteaux sont illustrés par une courbe non-linéaire typique idéalisée, utilisée pour définir leurs différents paramètres de modélisation ainsi que les critères d'acceptabilité liés aux niveaux de performance de la structure.

La courbe est composée d'un segment linéaire entre les points **A** et **B**. Le point **B** représente la limite élastique et le point du commencement du domaine inélastique. la pente entre les points **B** et **C** est, en général, prise comme étant un faible pourcentage de la pente élastique (pente du segment **AB**). Ce pourcentage prend une valeur varie entre 0 et 10%.

Le point **C** a une ordonnée qui présente la résistance limite ultime de l'élément structural et une abscisse égale à la déformation à partir de laquelle la résistance de l'élément commence à diminué (ligne **CD**). Au-delà du point **D**, l'élément structural répond avec une résistance réduite jusqu'au point **E**. Pour des déformations supérieures au point **E**, la résistance de l'élément est considérée nulle.

La figure (B.VII.9) montre également les déformations généralisées **a** et **b** en relation avec la courbe non-linéaire idéalisée, qui sont désignés par les paramètres **IO**, **LS** et **CP** qui sont définis dans le chapitre IV.

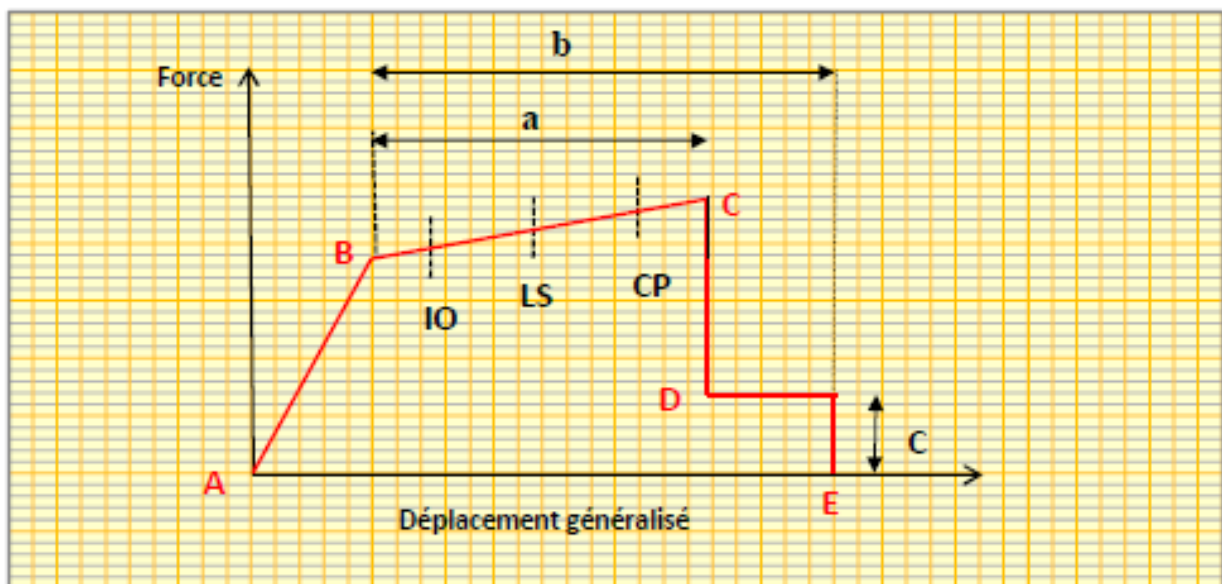


Fig.VII. B.9: Loi Force - Déplacement non linéaire idéalisée utilisée pour les poutres et poteaux.

4) Exécution de l'analyse Puschover :

La figure suivante représente la boîte de dialogue des possibilités de mener l'analyse pushover par le SAP2000 version 14 :

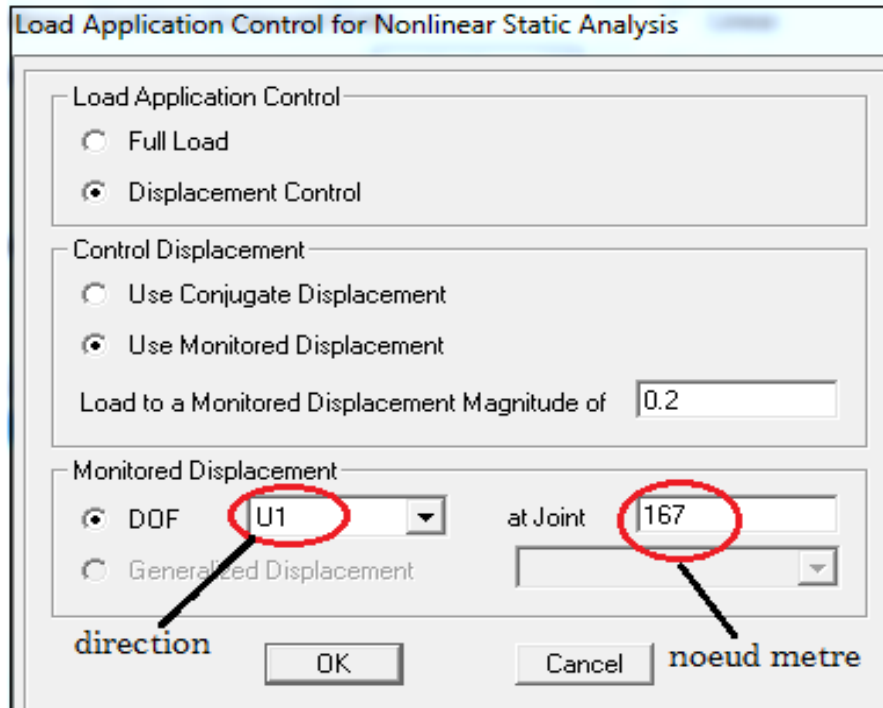


Fig.VII. B.10.Boîte de dialogue de l'analyse pushover du SAP2000 version 14.

❖ VII. B.6.1.2. Résultats de l'analyse :

⇒ VI. B.6.1.2.1. Courbes de capacités :

Afin d'obtenir les courbes de capacité de la structure étudiée, on applique une force unitaire au sommet du bâtiment (dans le nœud maître) dans les deux directions principales de la structure (suivant xx, puis suivant yy), suivant les trois types de chargements (chargement Uniforme, Triangulaire, et suivant le Premier Mode) qui sont déjà définis dans le chapitre VI. Les résultats sont donnés ci après.

➤ **VI. B.6.1.2.1.1. Courbes de capacité sous format ($V_{\text{bas}} - D_{\text{sommet}}$):**

Les courbes de capacité suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement Uniforme (rectangulaire) est comme suite :

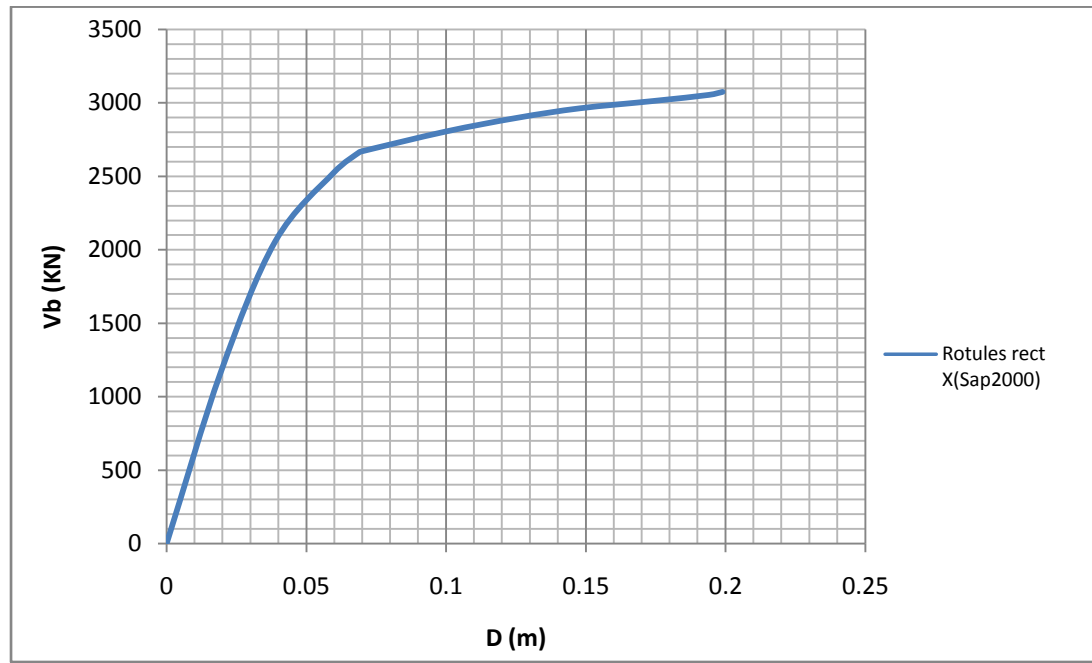


Fig.VII. B.15. *Courbe de capacité rect XX.*

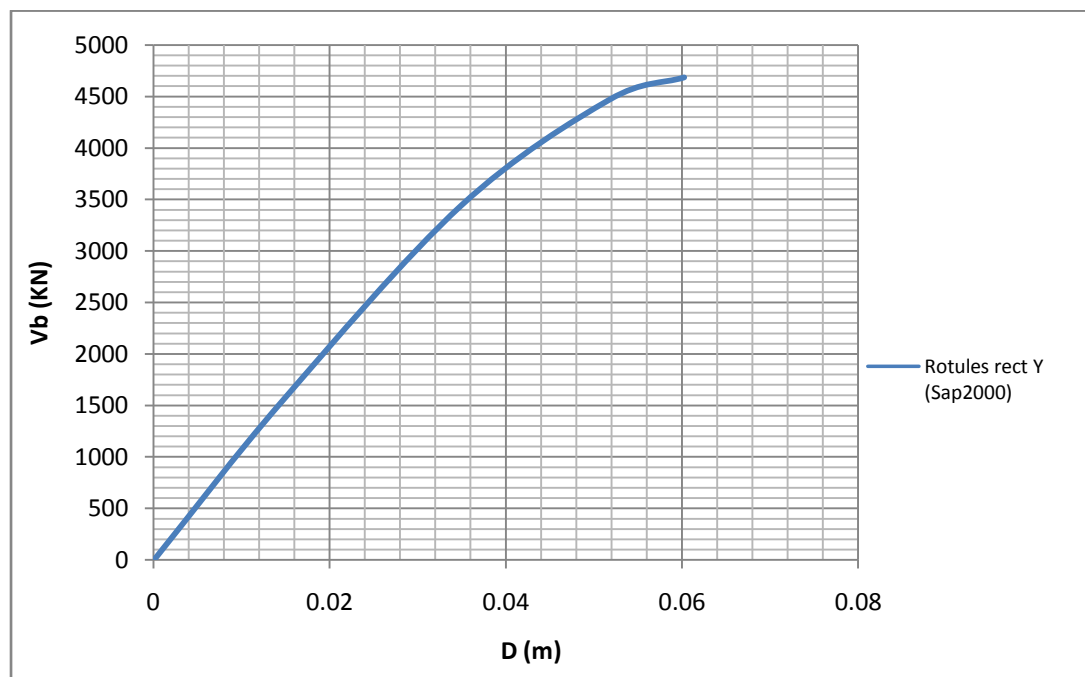


Fig.VII. B.16. *Courbe de capacité rect YY.*

Les courbes de capacité suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement Triangulaire est comme suite :

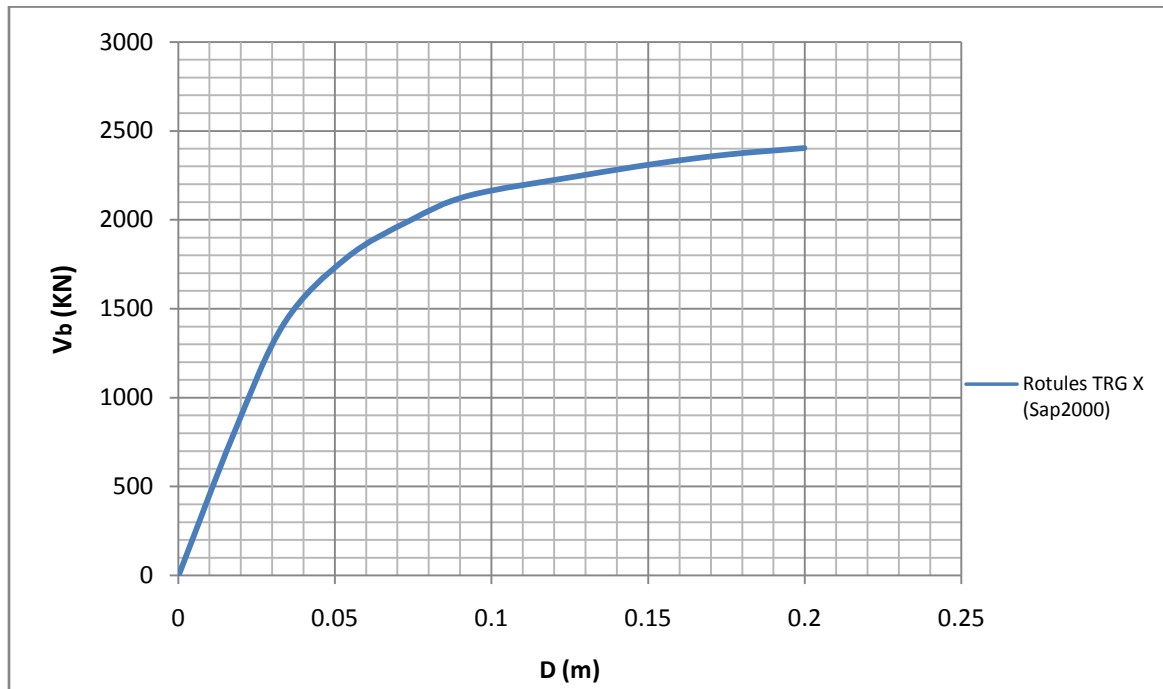


Fig.VII. B.17. Courbe de capacité TRG XX.

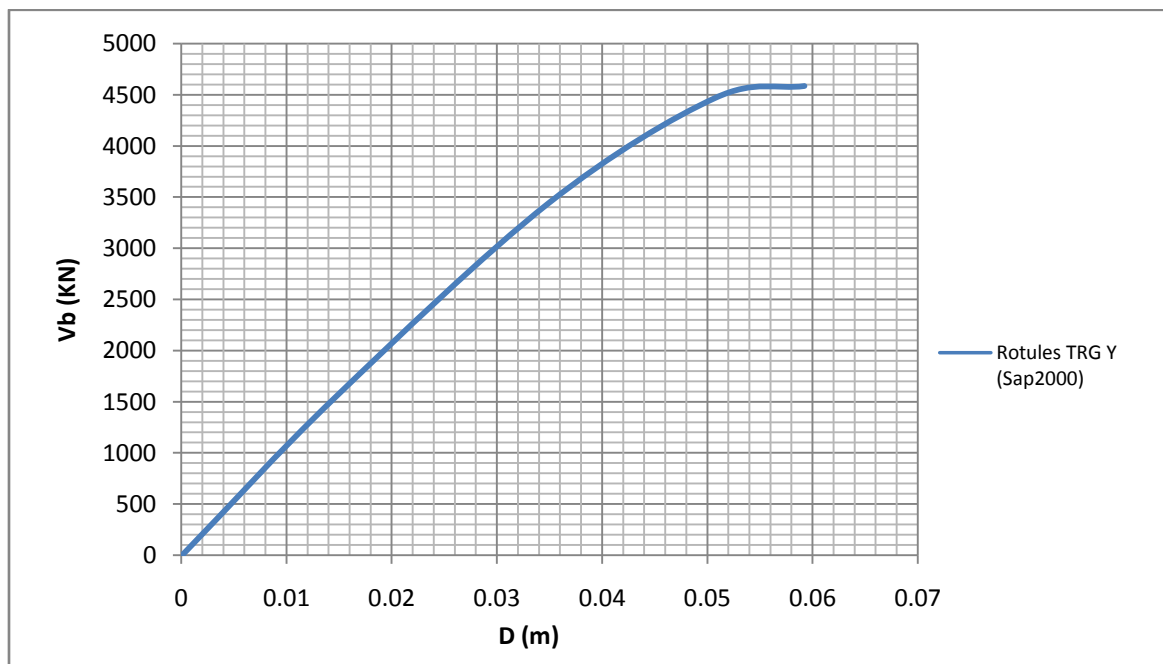


Fig.VII. B.18. Courbe de capacité TRG YY.

Les courbes de capacité suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement du Premier Mode (Mode1) est comme suite :

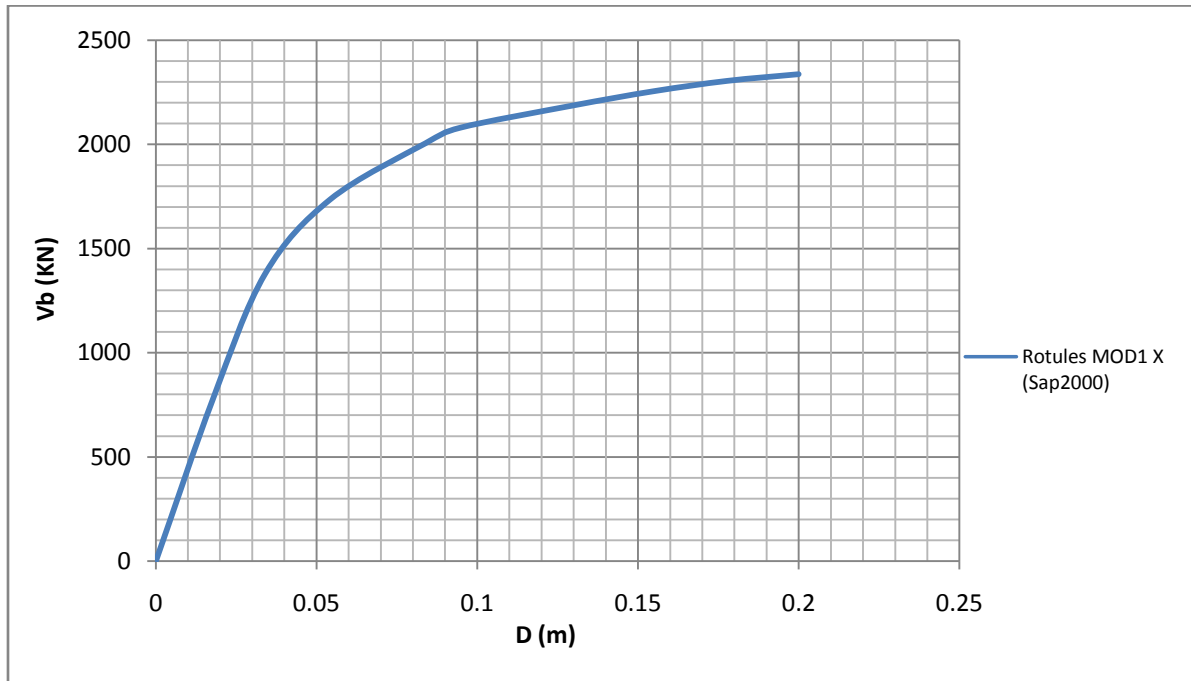


Fig.VII. B.19. Courbe de capacité MOD1 XX.

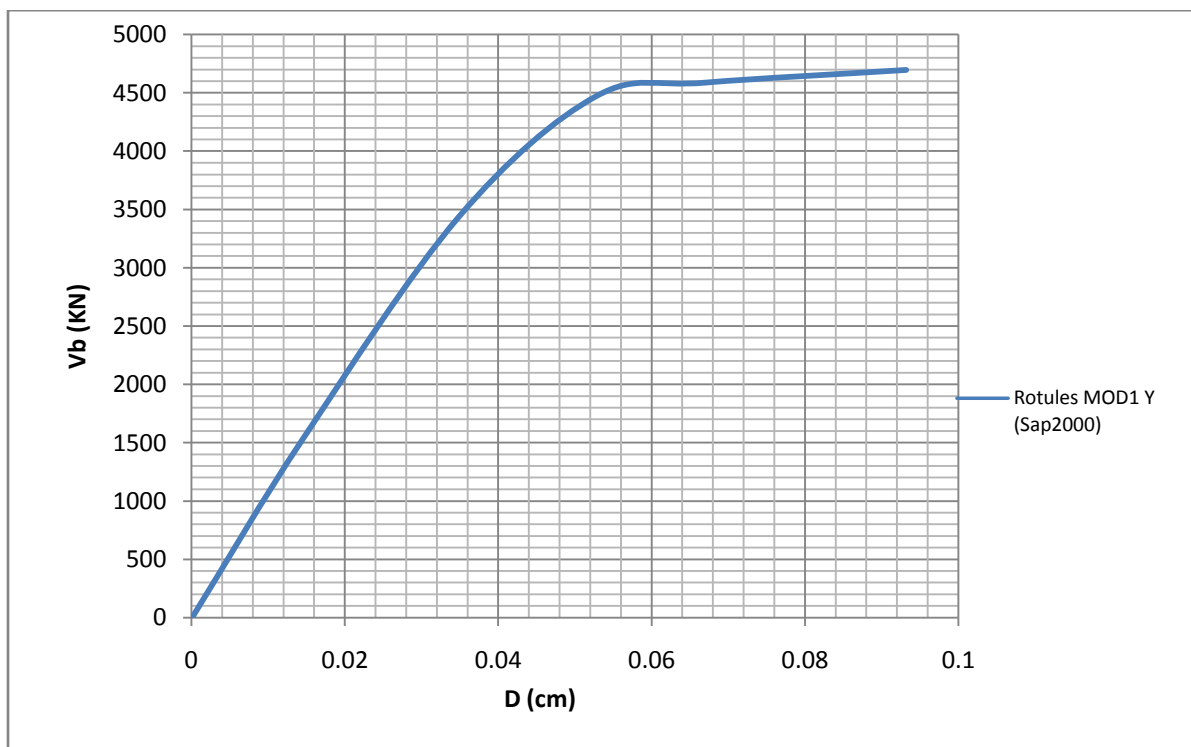


Fig.VII. B.20. Courbe de capacité MOD1 YY.

➤ VI. B.6.1.2.1.2. Calcul du point de performance selon ATC40:

Vue que le sol de construction du bâtiment étudié est un sol de catégorie S_3 (site meuble), et d'après le tableau (**Tableau.VI.2.**), les deux coefficients C_a et C_v , égales à:

$$\left\{ \begin{array}{l} C_a = 0.321 \\ C_v = 0.472 \end{array} \right.$$

Alors le spectre de réponse élastique (Accélération – Période) amorti à 5% est comme suite :

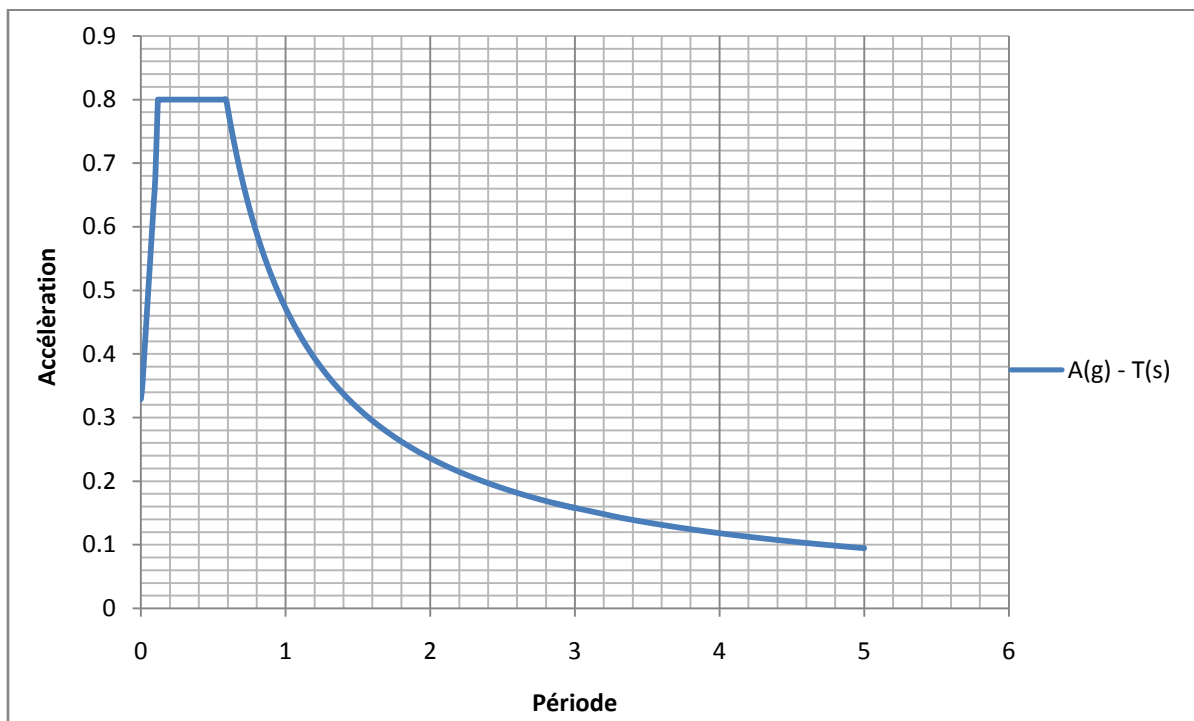


Fig.VII. B.21. *Spectre de réponse élastique amorti à 5%.*

Pour la détermination du point de performance par le programme Sap2000 on intègre directement les coefficients nécessaires qui ont été déjà définie dans le **chapitre VI**, et puits la convertissions du spectre de réponse et de la courbe de capacité sous forme **ADRS** se fera selon l'ATC40.

Les résultats de la détermination du point de performance sont comme suite :

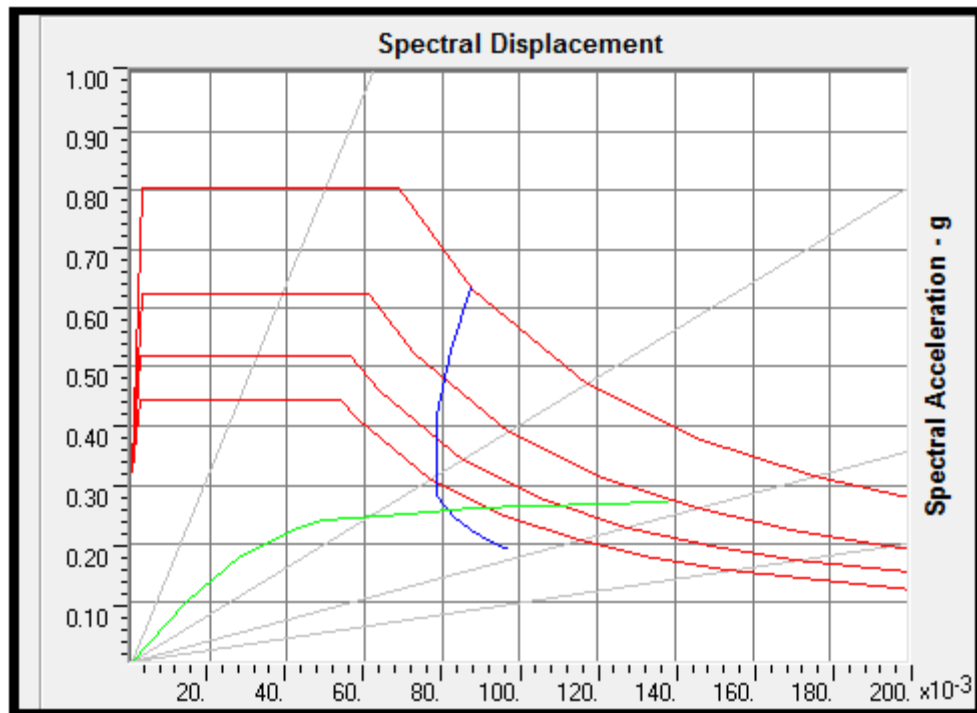


Fig.VII. B.22. Le point de performance suivant le chargement rect XX.

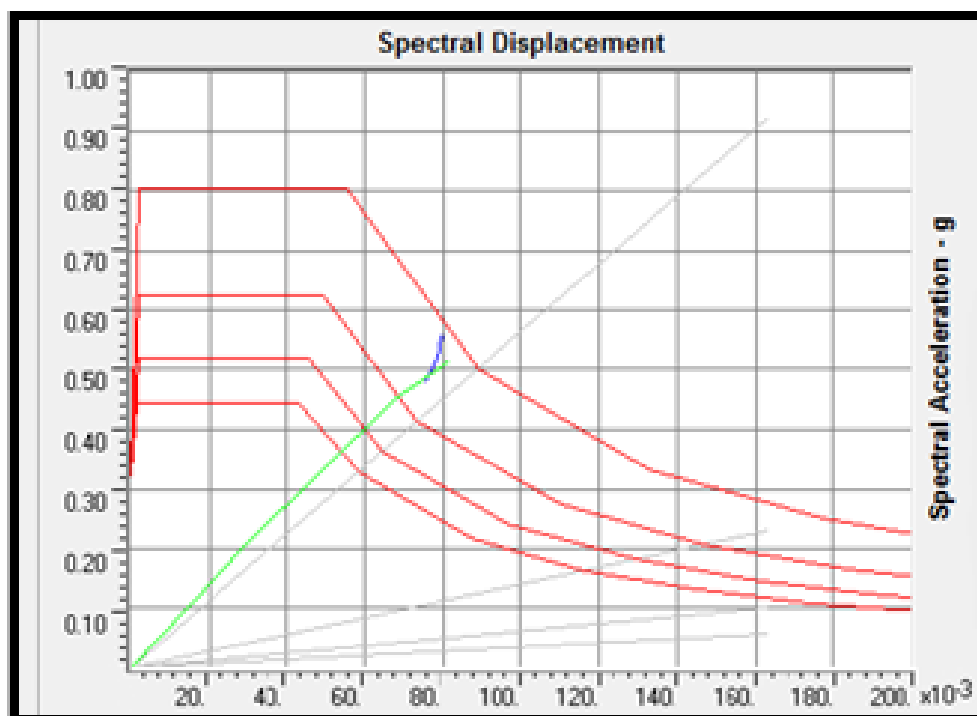


Fig.VII. B.23. Le point de performance suivant le chargement rect YY.

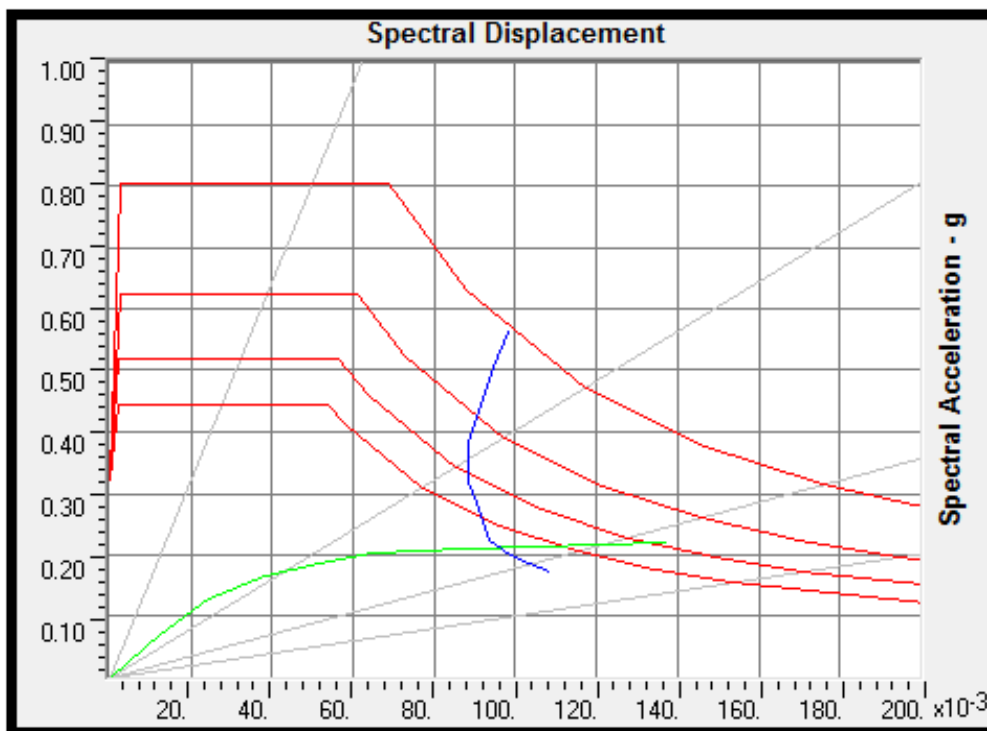


Fig.VII. B.24. Le point de performance suivant le chargement TRG XX.

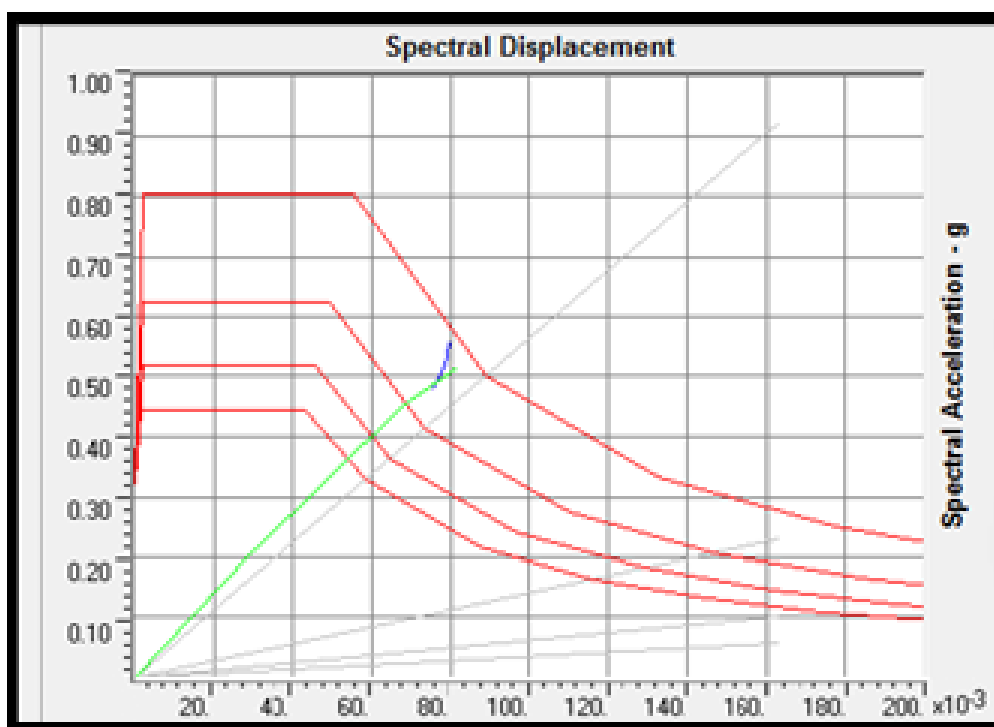


Fig.VII. B.25. Le point de performance suivant le chargement TRG YY.

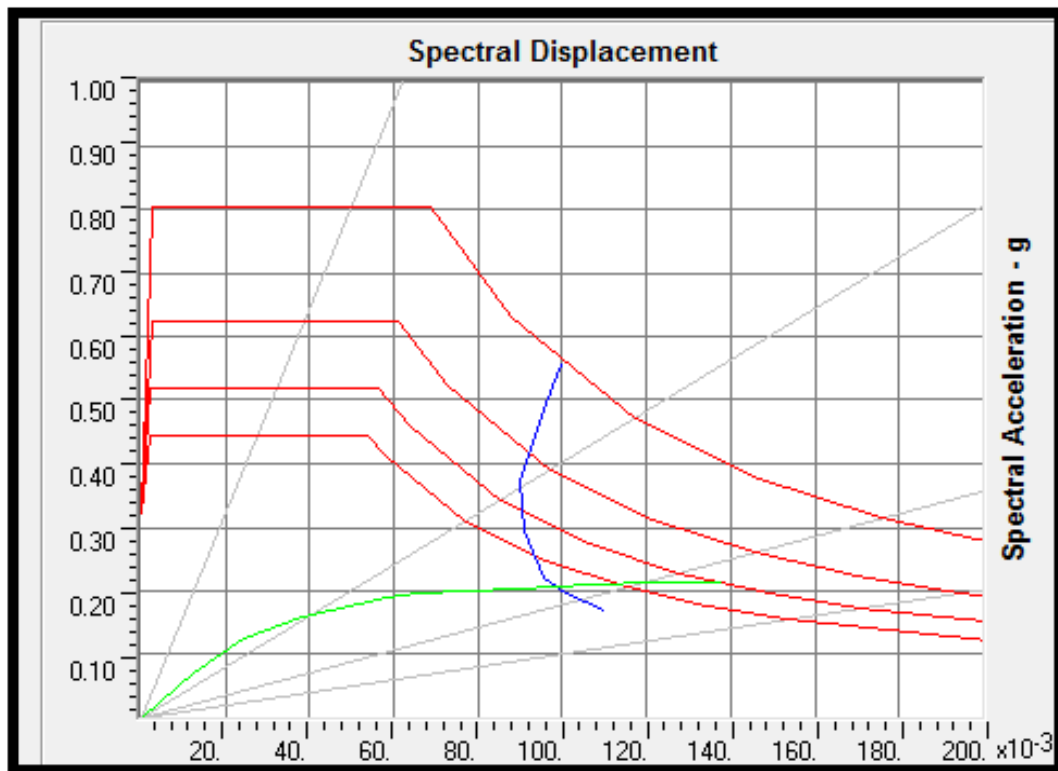


Fig.VII. B.26. Le point de performance suivant le chargement MOD1 XX.

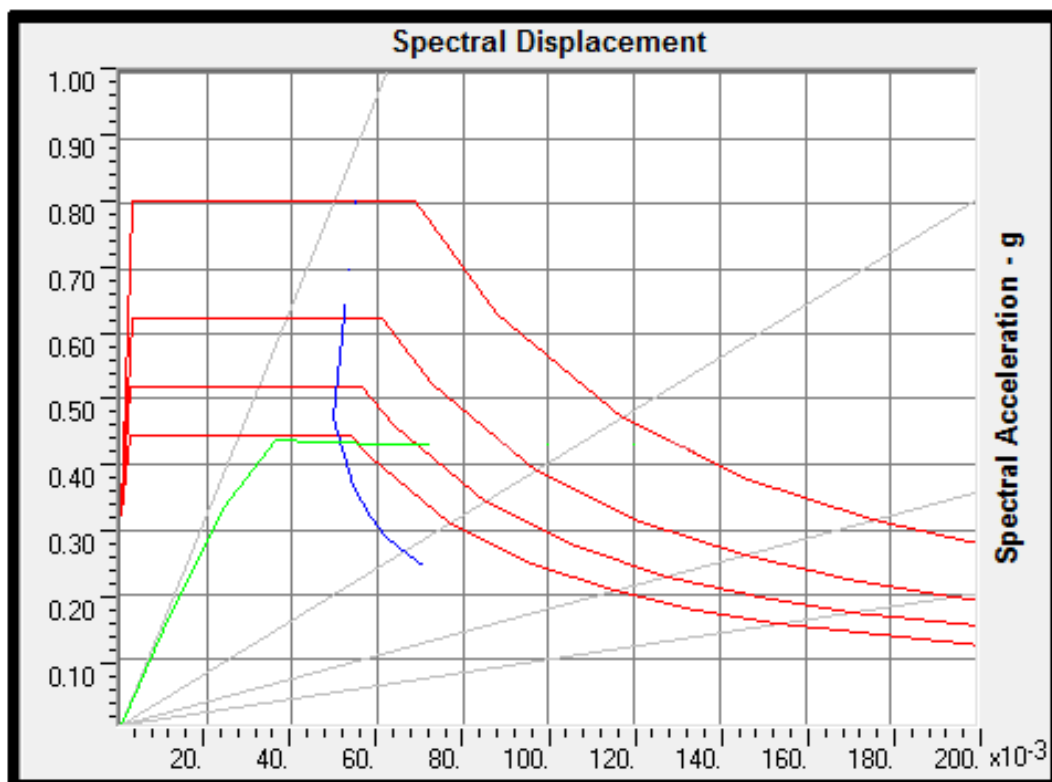


Fig.VII. B.27. Le point de performance suivant le chargement MOD1 YY.

Les valeurs du point de performance suivant les trois types de chargement obtenues par le Sap2000 sont récapitulées dans le tableau suivant :

Types de chargement	Sens XX		Sens YY	
	Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)
Chargement Uniforme	0.257	8.10	0.419	5.4
Chargement Triangulaire	0.212	9.615	0.40	5.6
Chargement suivant le premier MOD	0.207	9.80	0.434	5.1

Tableau. VII .B.2. Les points de performance obtenue par Sap2000.

➤ **VII.B.6.1.2.1.3.Déplacement inter-étage :**

A partir des résultats trouver en choisi le point de performance de la structure, où le déplacement Max trouver selon les trois type de chargement suivant les deux sens XX et YY est pris en considération. Les points choisis et par conséquent leurs efforts tranchants sont récapitulées dans le tableau suivant :

Types de chargement	Sens XX			Sens YY		
	Sa (g)	Sd (cm)	V (KN)	Sa (g)	Sd (cm)	V (KN)
Chargement suivant le premier MOD	0.207	9.80	2220.989	/	/	/
Chargement Rectangulaire (TRG)	/	/	/	0.40	5.60	4242.726

Tableau. VII.3. Les points de performance choisie obtenue par Sap2000.

☞ **Déplacement inter-étage suivant le sens XX:**

Niveau d'étage	Déplacement inter-étage (cm)	Déplacement Relative (%)	Déplacement limite	Niveau de performance
Etage 6	1.27	0.41	< 1%	IO
Etage 5	1.62	0.52	< 1%	IO
Etage 4	2.47	0.80	< 1%	IO
Etage 3	2.78	0.90	< 1%	IO
Etage 2	2.73	0.89	< 1%	IO
Etage 1	1.58	0.51	< 1%	IO
RDC				

Tableau.VII.B.4.Niveau de performance de la structure obtenue par Sap2000 suivant XX.

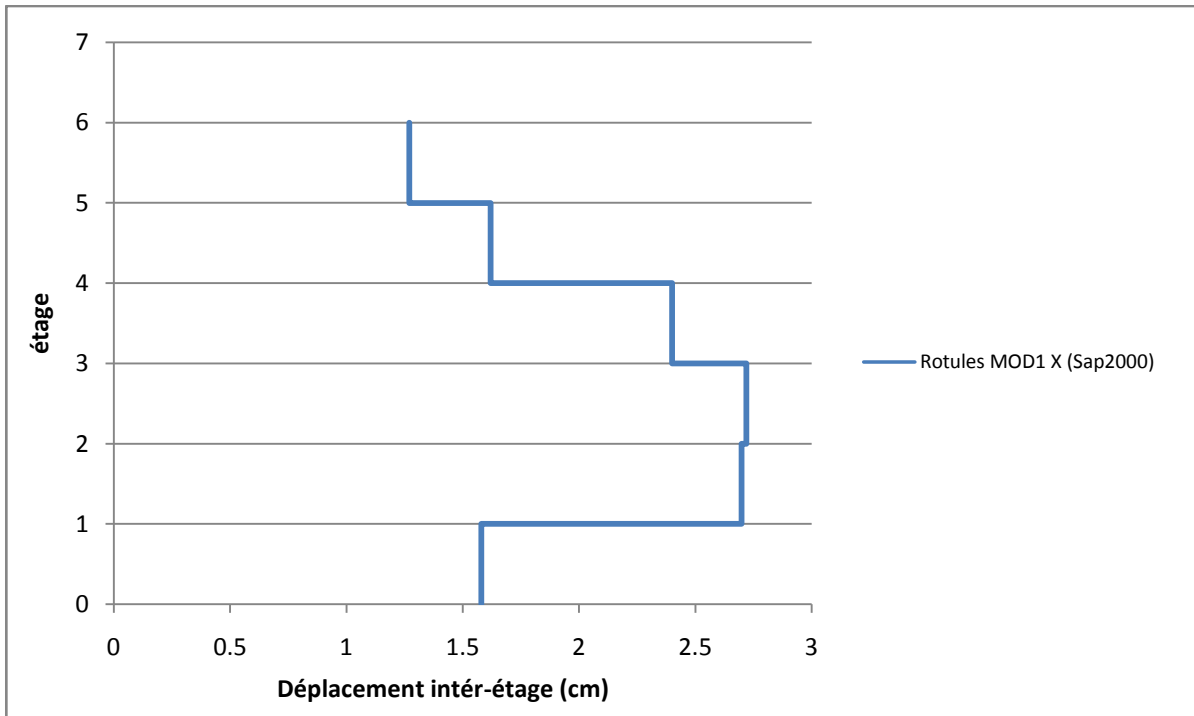


Fig .VII B.28. Déplacement inter-étage obtenue par Sap2000 suivant le chargement MOD1 XX.

• Commentaire :

Les résultats des Déplacements inter-étage montres que la structure suivant le sens XX, est au niveau de performance de l’occupation immédiate (IO).

☞ **Déplacement inter-étage suivant le sens YY:**

Niveau d’étage	Déplacement inter-étage (cm)	Déplacement Relative (%)	Déplacement limite	Niveau de performance
Etage 6	1.673	0.55	< 1%	IO
Etage 5	1.704	0.56	< 1%	IO
Etage 4	1.719	0.562	< 1%	IO
Etage 3	1.703	0.556	< 1%	IO
Etage 2	1.632	0.53	< 1%	IO
Etage 1	1.483	0.48	< 1%	IO
RDC				

Tableau.VII.B.5.Niveau de performance de la structure obtenue par Sap2000 suivant YY.

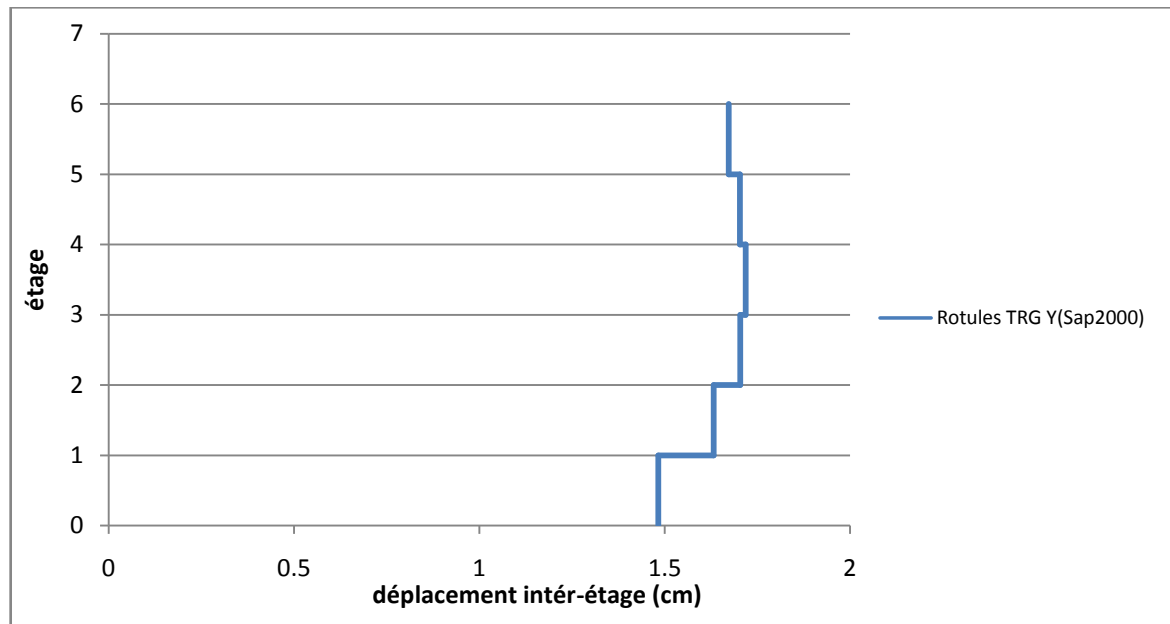


Fig .VII.B.29. Déplacement inter-étage obtenue par Sap2000 suivant le chargement TRG YY.

- Commentaire :

Les résultats du Déplacement inter-étage calculer par la méthode de Rotules plastiques montres que la structure dans le sens YY reste dans le niveau de performance de l'occupation immédiate (IO).

➤ **VII.B.6.1.2.1.4.Schémas de développement des rotules plastique suivant le sens XX:**

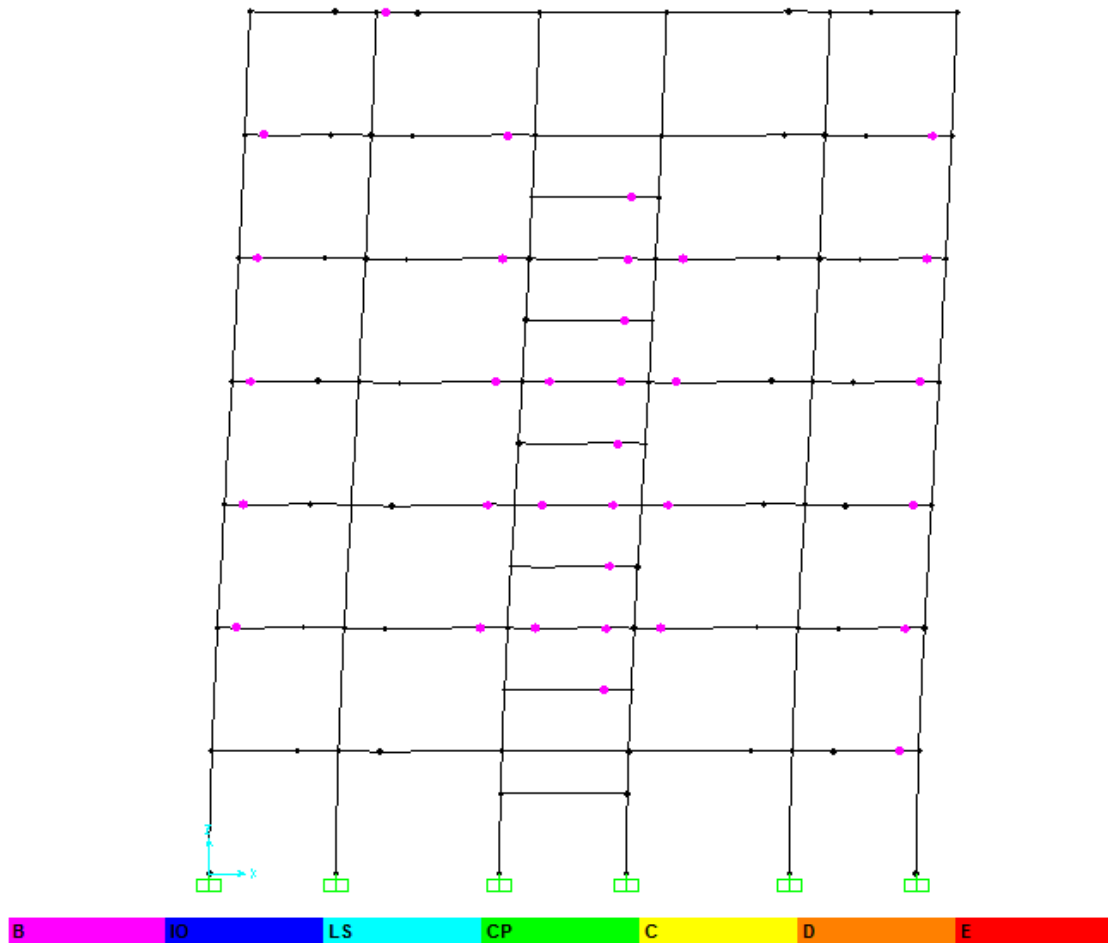


Fig.VII. B.30. *Premières apparitions des rotules plastiques (XX).*

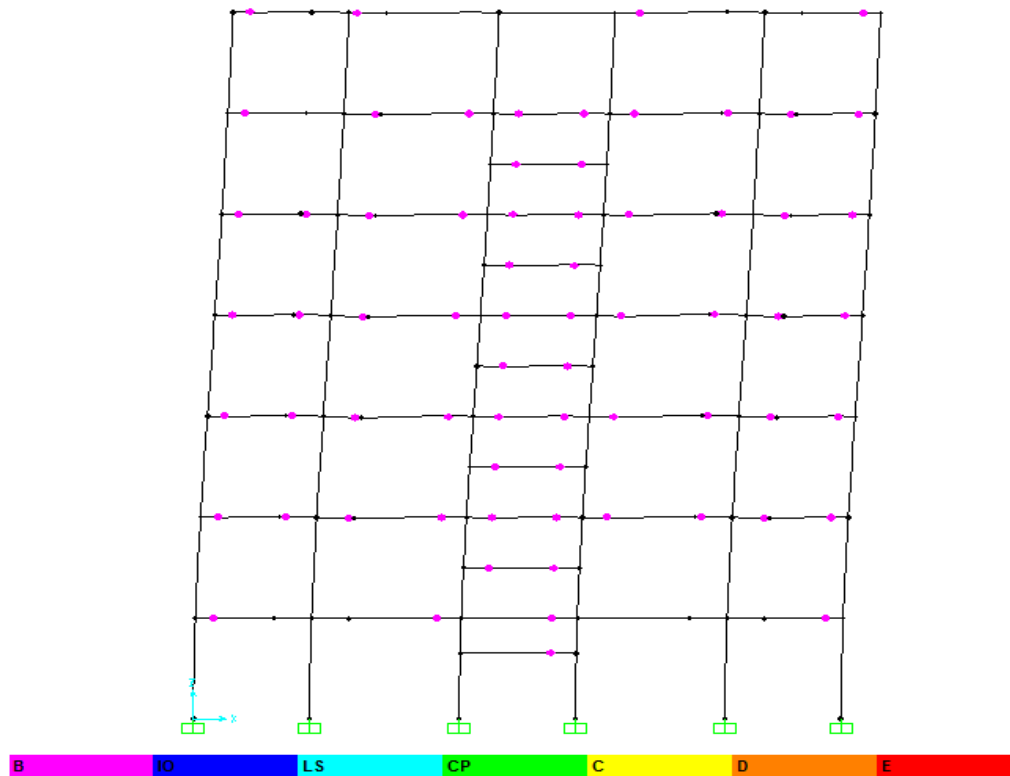


Fig.VII.B.31. Deuxième étape de formulation des rotules plastiques (XX).

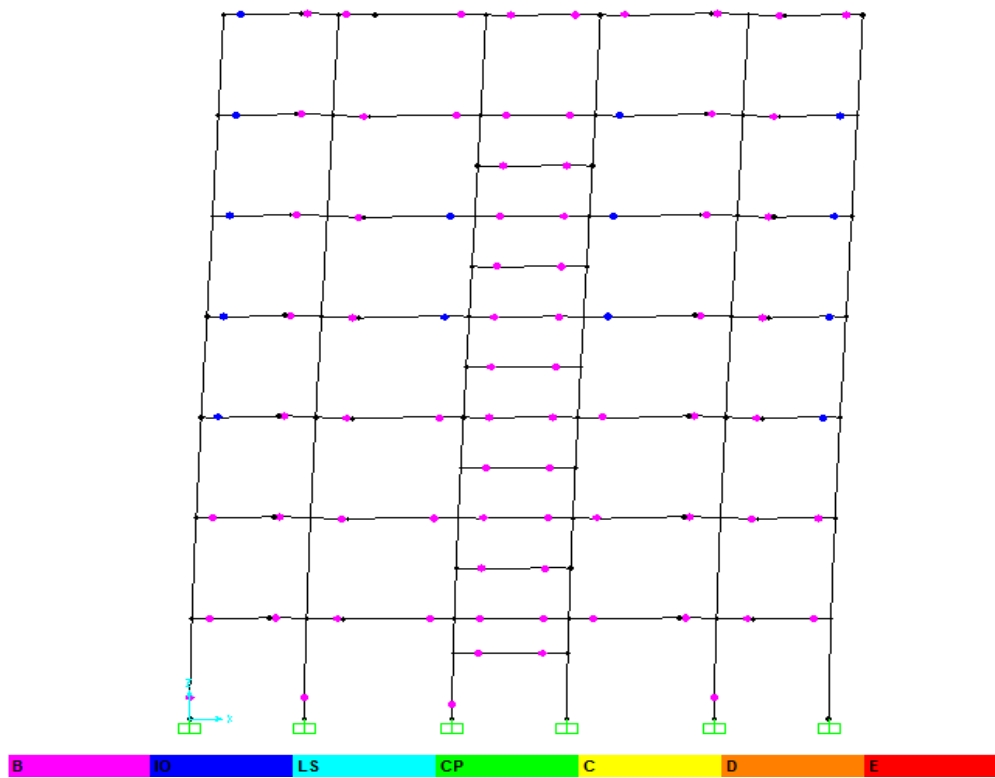


Fig.VII.B.32. Troisième étape de formulation des rotules plastiques (XX).

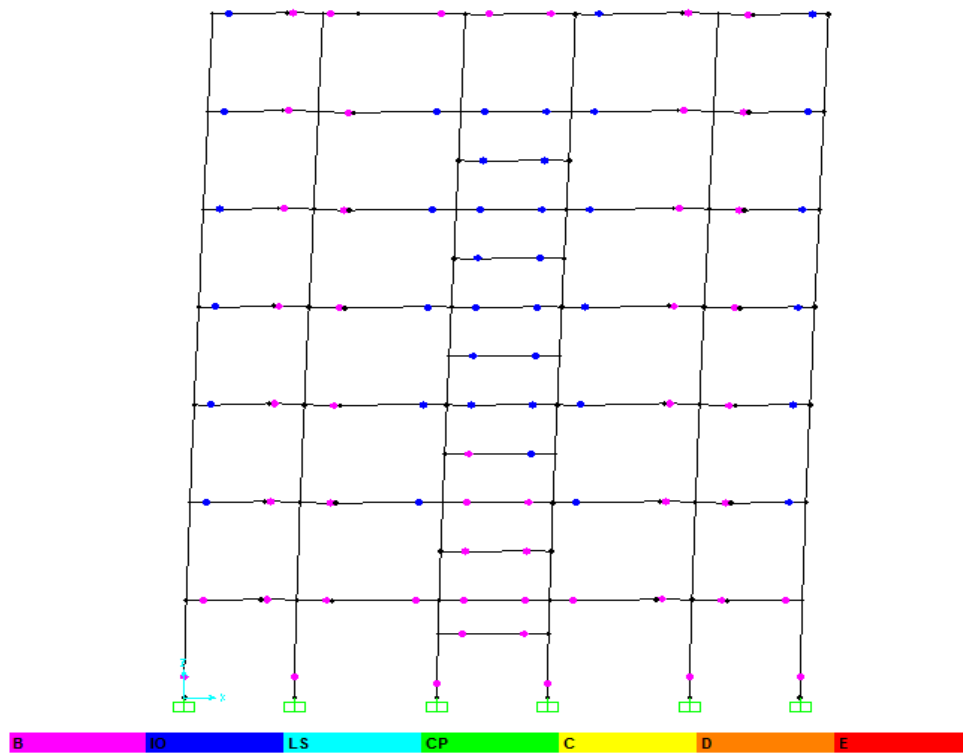


Fig.VII.B.33. Etape finale de formulation des rotules plastiques(XX).

➤ VII.B.6.1.2.1.5. Schémas de développement des rotules plastique suivant le sens YY:

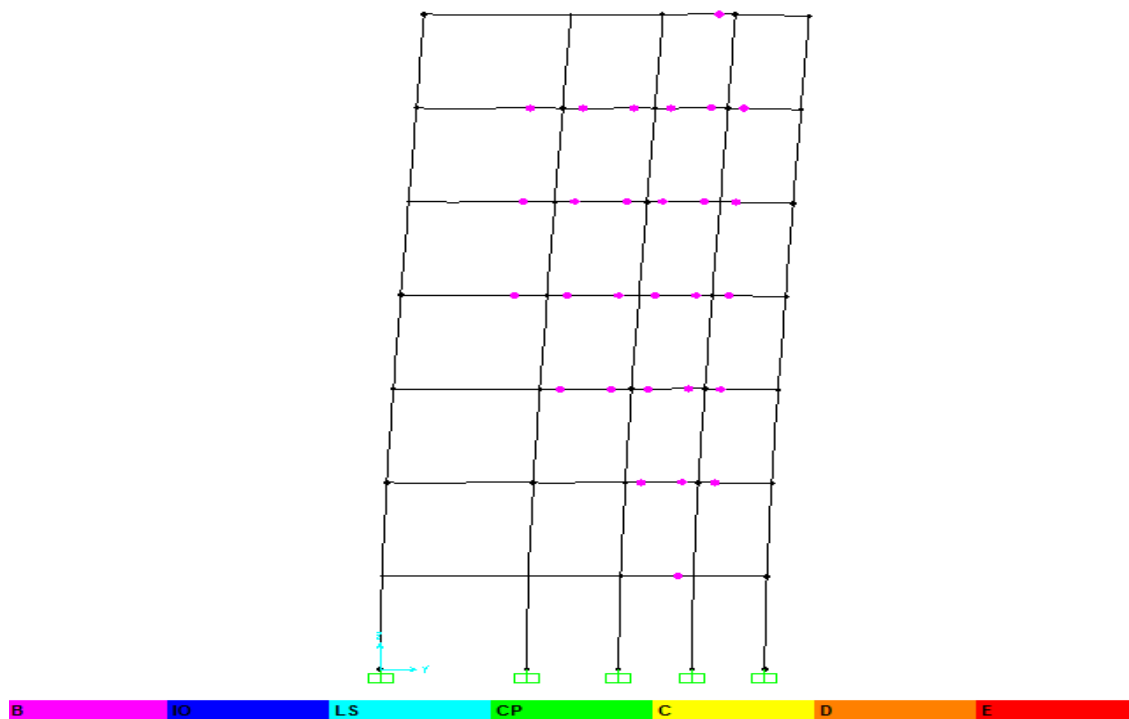


Fig.VII.B.34. Premières apparitions des rotules plastiques(YY).

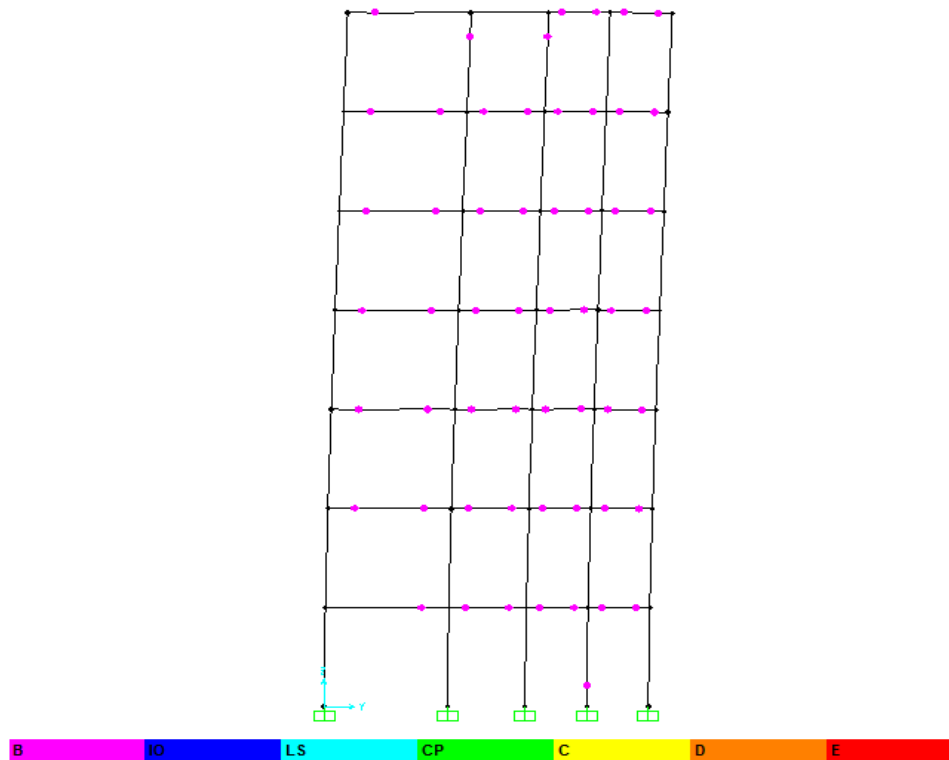


Fig.VII.B.35. Deuxième étape de formulation des rotules plastiques (YY).

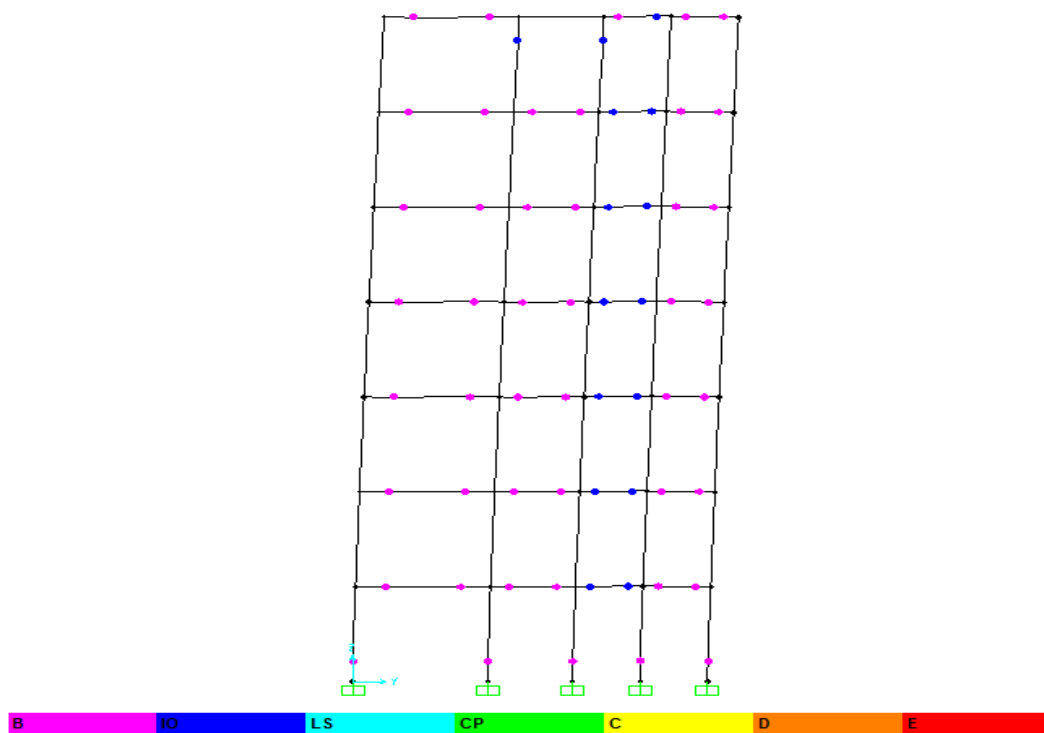


Fig.VII.B.36. Troisième étape de formulation des rotules plastiques (YY).

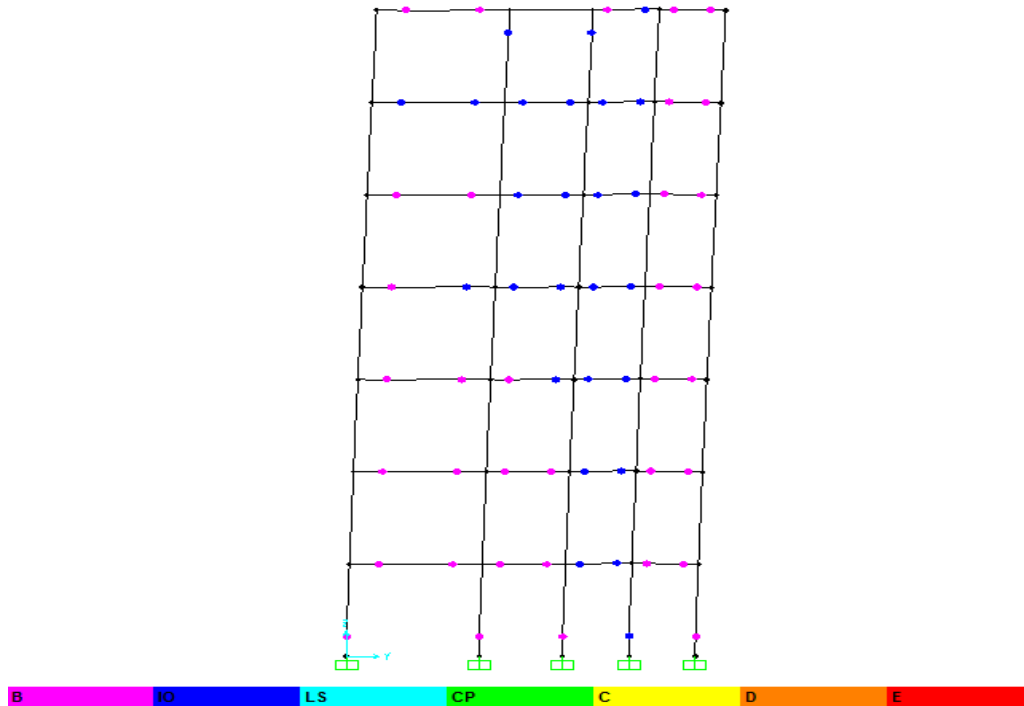


Fig.VII.B.37. *Etape finale de formulation des rotules plastiques(YY).*

- Commentaire :

A partir des précédents schémas qui représente les différents étapes de formulation des rotules plastiques, on voit bien que le principe des poteaux forts et poutres faibles est vérifié suite à la formulation de ces rotules plastiques dans les poutres avant les poteaux.

VII.B.6.2.ANALYSE PUSHOVER PAR UN MODELE EN FIBRES (PLASTICITE DISTRIBUEE):

VII.B.6.2.1.ANALYSE PUSHOVER PAR MDELE FIBRES AU MOYEN DE SAP2000 :

❖ VII.B.6.2.1.1.Etapes d'exécution de l'analyse:

- 1) Modélisation de la structure sur Sap2000.
- 2) Introduction des Lois de comportement des matériaux.
- 3) Division des éléments de la structure (poteaux, poutres, et voiles) en plusieurs parties.

La division des élément de la structure est montrer dans la figure suivante :

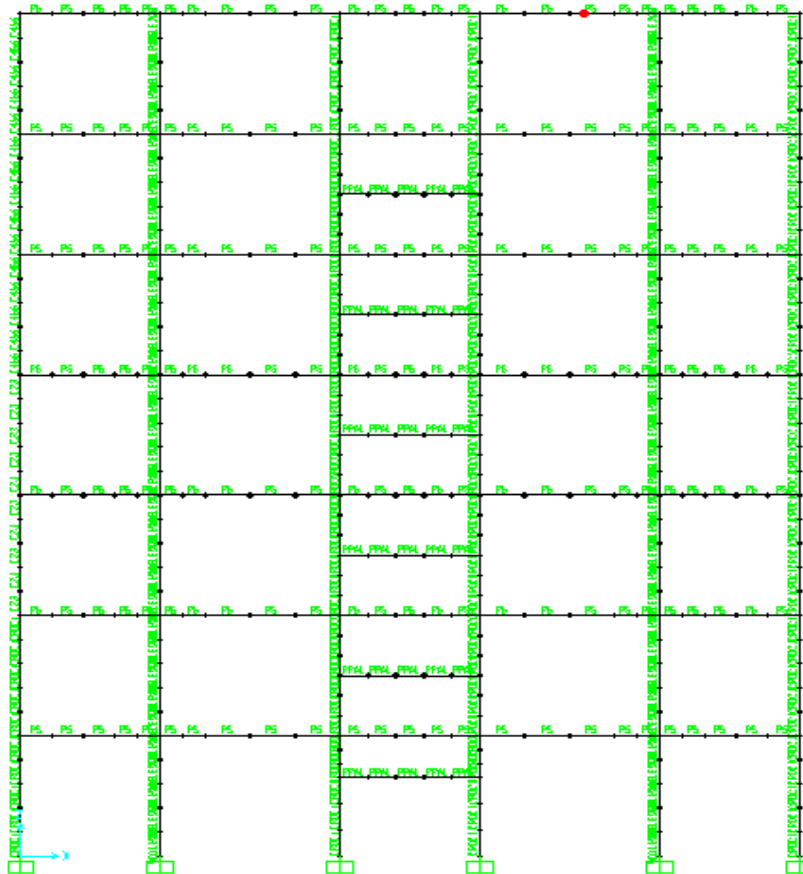


Fig.VII.B.36. *Division des éléments de la structure.*

4) Attribution des fibres aux éléments de la structure:

Dans cette étape on adopte le modèle fibre de **caltrance**. Les deux figure suivante montre un exemple d'attribution des fibres aux élément de la structure:

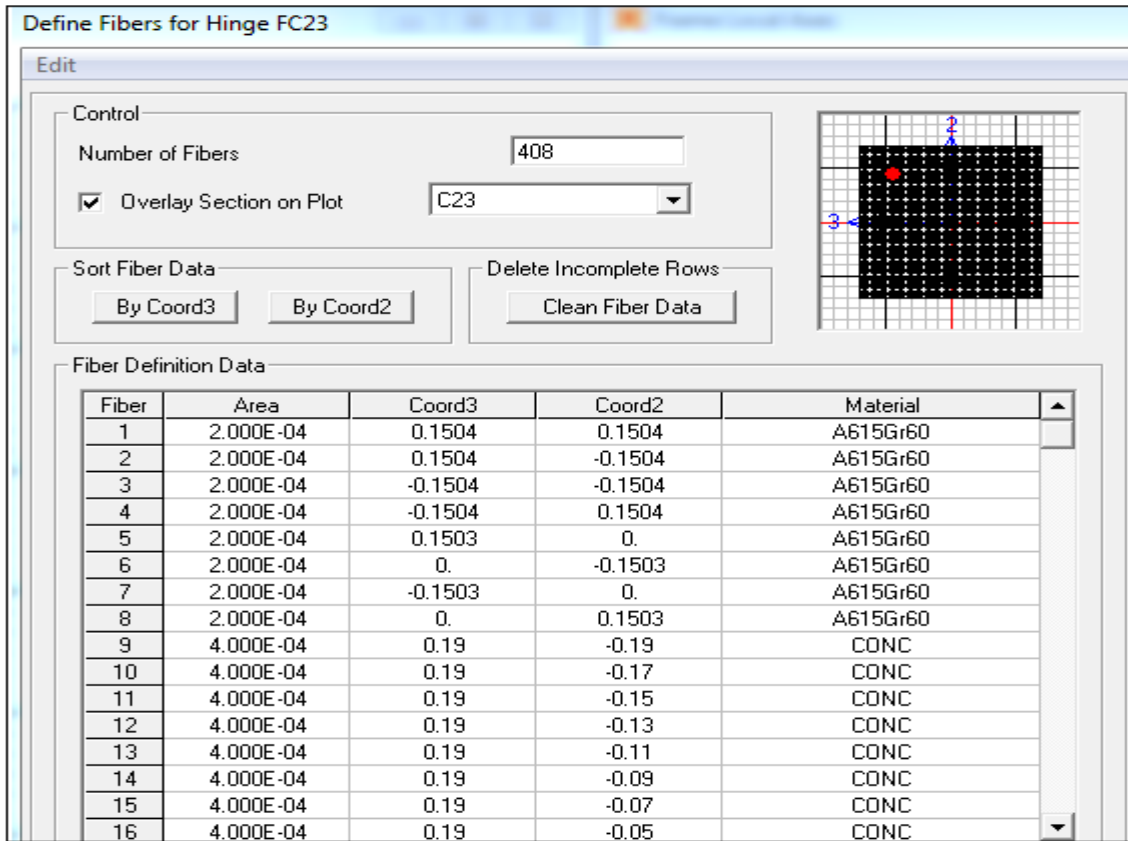


Fig.VII.B.37. Attribution des fibres (attribution de nombres de petites unités nécessaires).

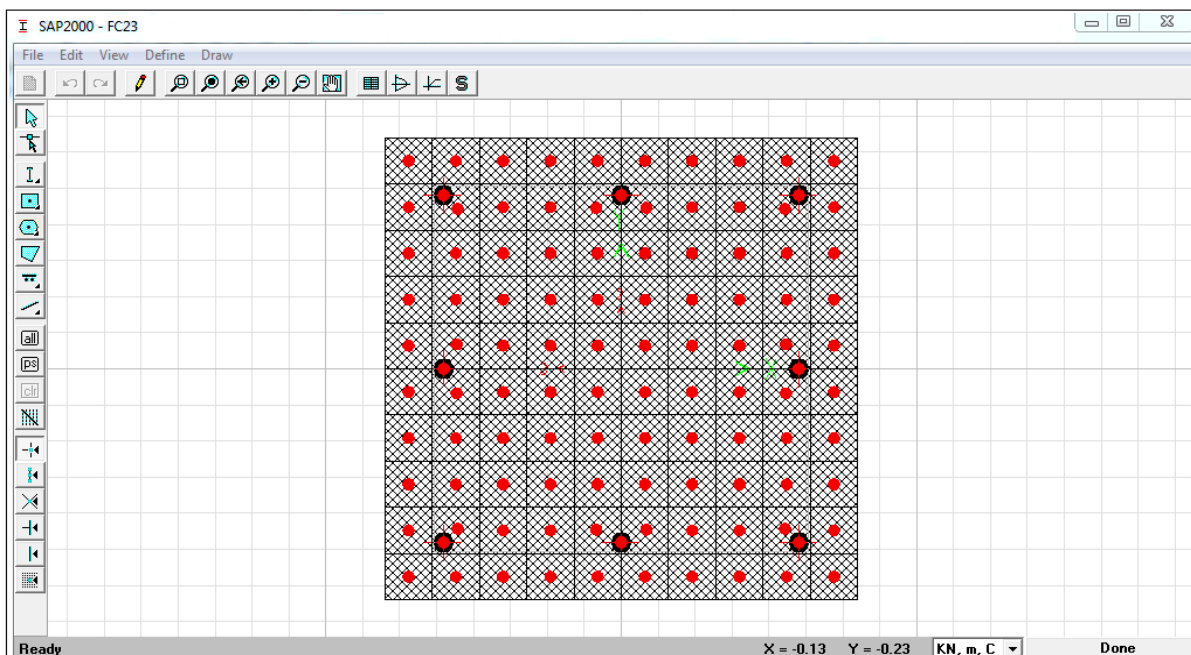


Fig.VII.B.38. La section fibre du Sap2000.

5) Introduction des rotules plastiques aux éléments (éléments en fibres) de la structure :

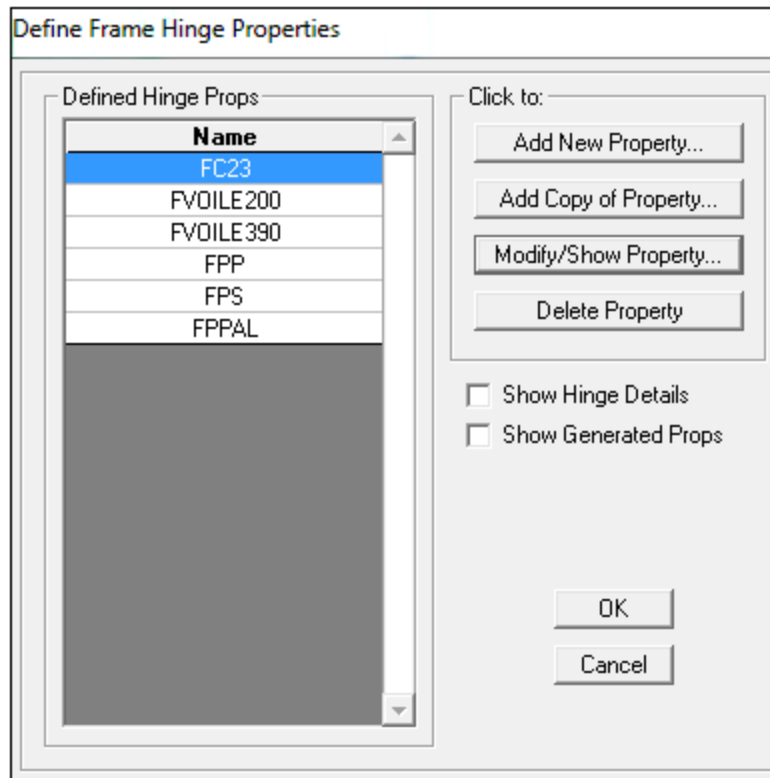


Fig.VII.B.39. Attribution des rotules plastiques aux éléments de la structure.

❖ VII.B.6.2.1.2: Résultats de l'analyse :**➤ VII.B.6.2.1.2.1: Courbes de capacités sous format ($V_{\text{bas}} - D_{\text{sommet}}$):**

Les courbes de capacité suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement Uniforme (rectangulaire) est comme suite :

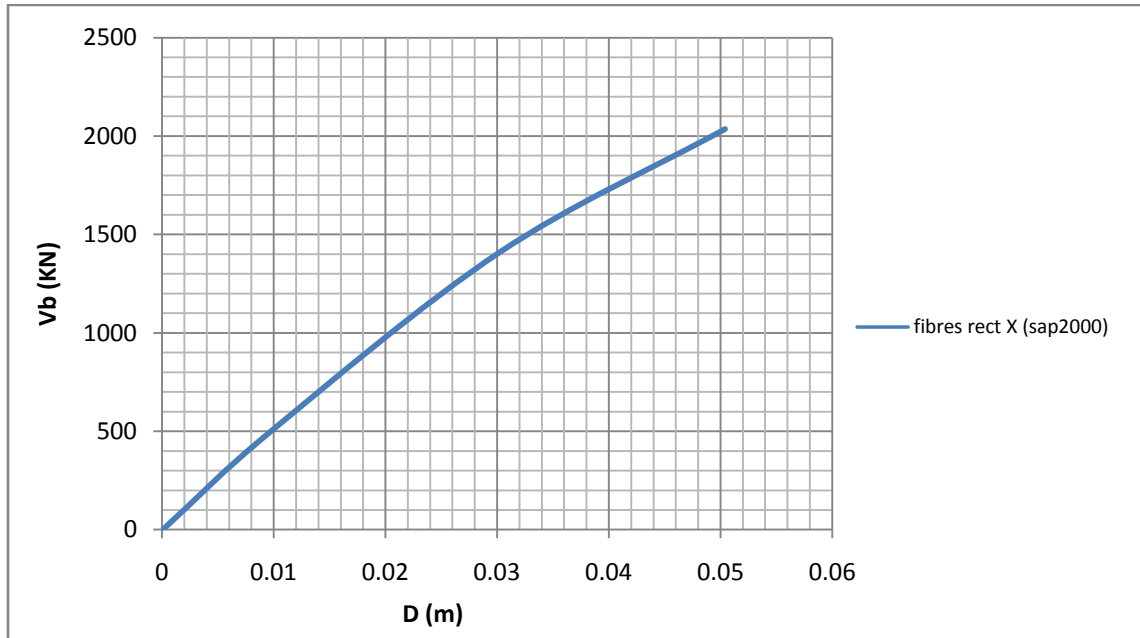


Fig.VII.B.40. Courbe de capacité rect XX.

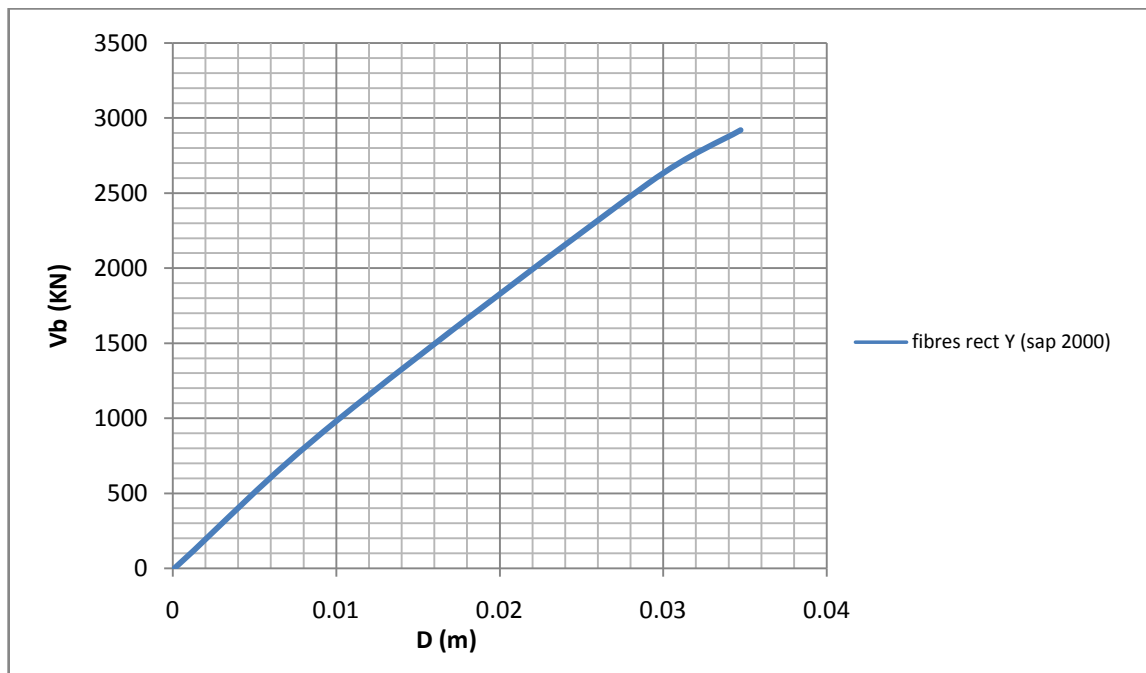


Fig.VII.B.41. Courbe de capacité rect YY.

Les courbes de capacité suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement Triangulaire est comme suite :

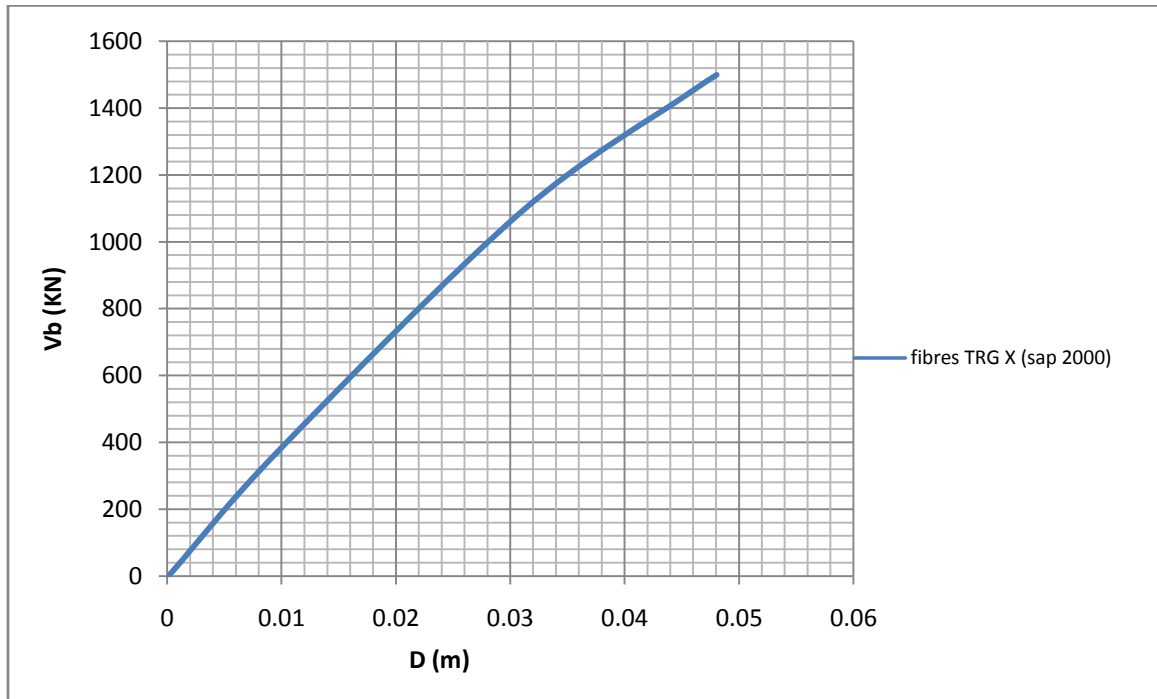


Fig.VII.B.42. Courbe de capacité TRG XX.

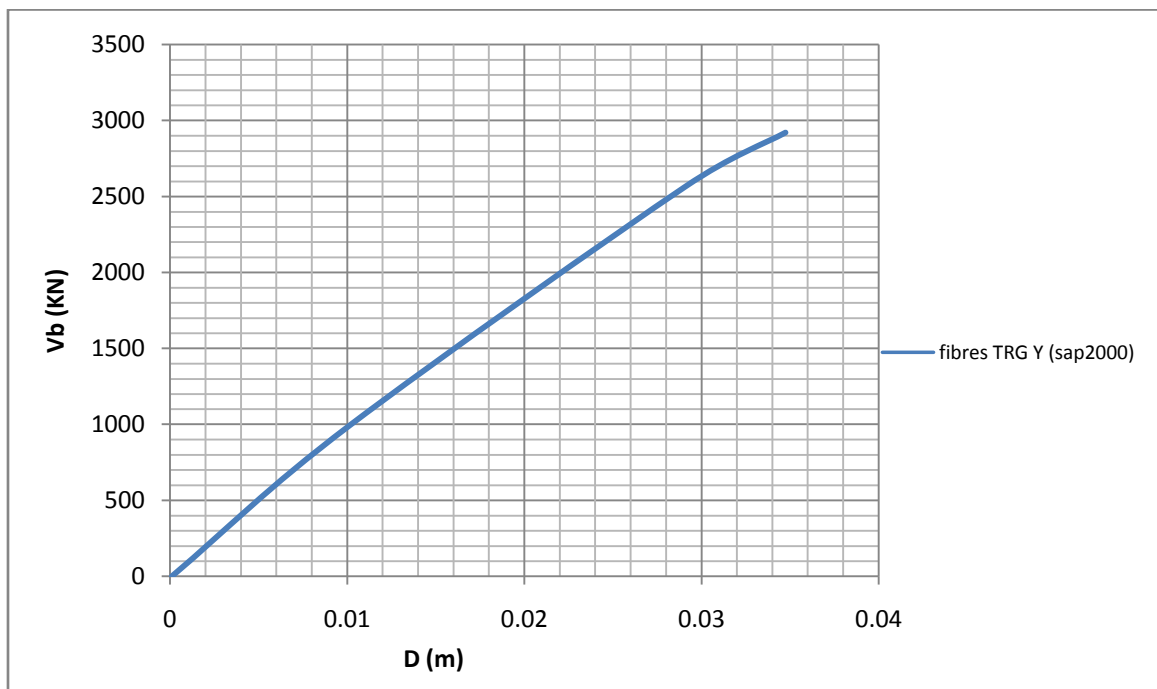


Fig .VII.B.43. Courbe de capacité TRG YY.

Les courbes de capacité suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement du Premier Mode (Mode1) est comme suite :

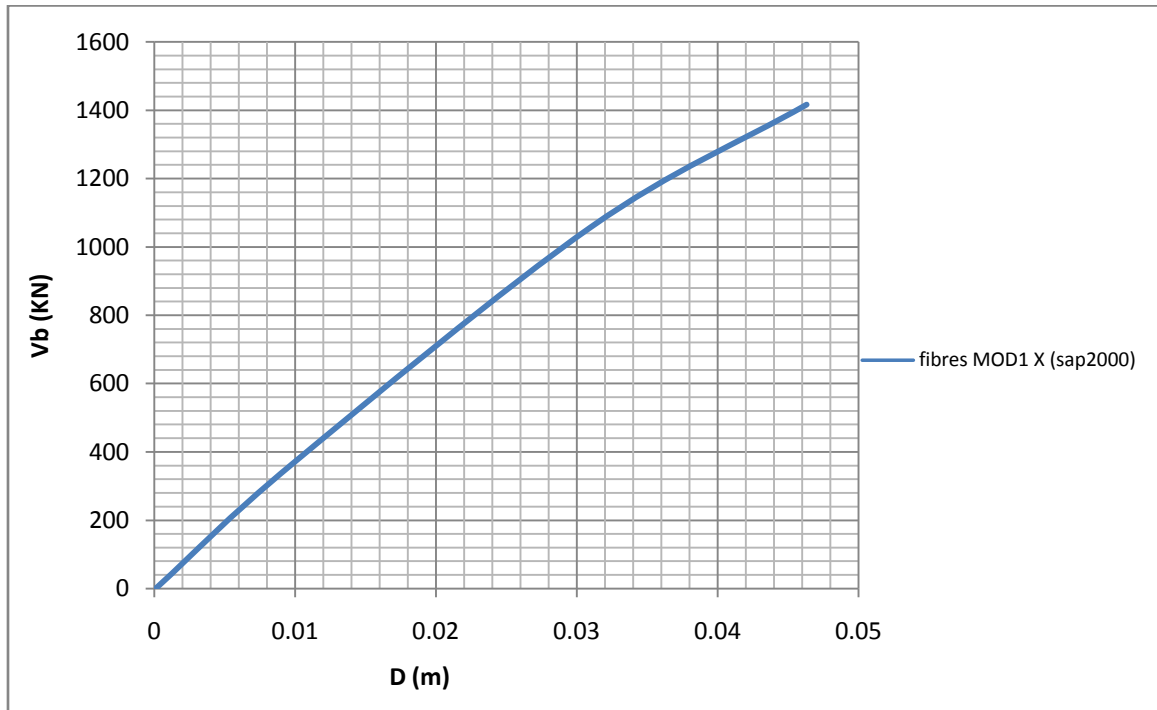


Fig .VII.B.44. Courbe de capacité MOD1 XX.

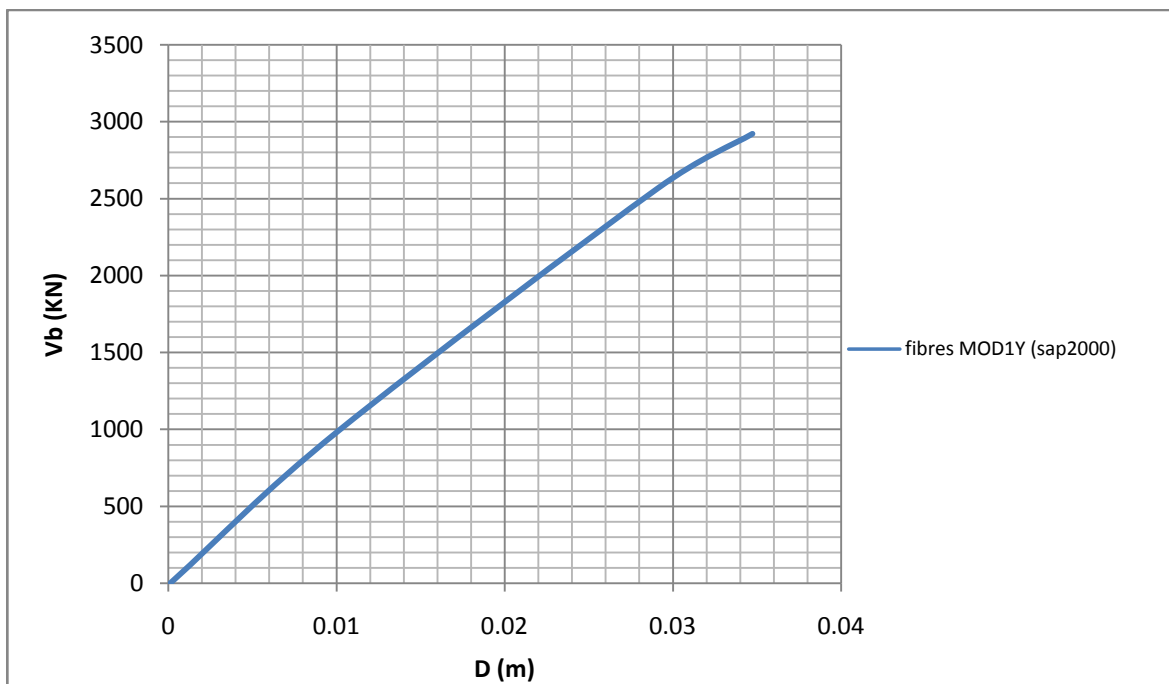


Fig .VII.B.45. Courbe de capacité MOD1 YY.

VII.B.6.2.2. ANALYSE PUSHOVER PAR MDELE FIBRES (PLASTICITE DISTRIBUEE) AU MOYEN DE Seismostruct:

Seismostruct est un nouveau logiciel de calcul bâtiment et spécialement conçu pour le calcul dans le domaine non linéaire basé sur la méthode des éléments finis, capable de prédire le comportement le plus proche de la réalité d'une structure sous chargement statique ou dynamique. La version non linéaire du Seismostruct offre un outil pour l'exécution de l'analyse pushover, avec un modèle en 2D ou 3D. Le Seismostruct offre également la possibilité de mener l'analyse pushover selon deux manières :

- ✓ Contrôle par forces (force controlled).
- ✓ Contrôle par déplacements (displacement controlled).

❖ VII.B.6.2.2.1. Etapes d'exécution de l'analyse:

1) Modélisation de la structure sur Seismostruct :

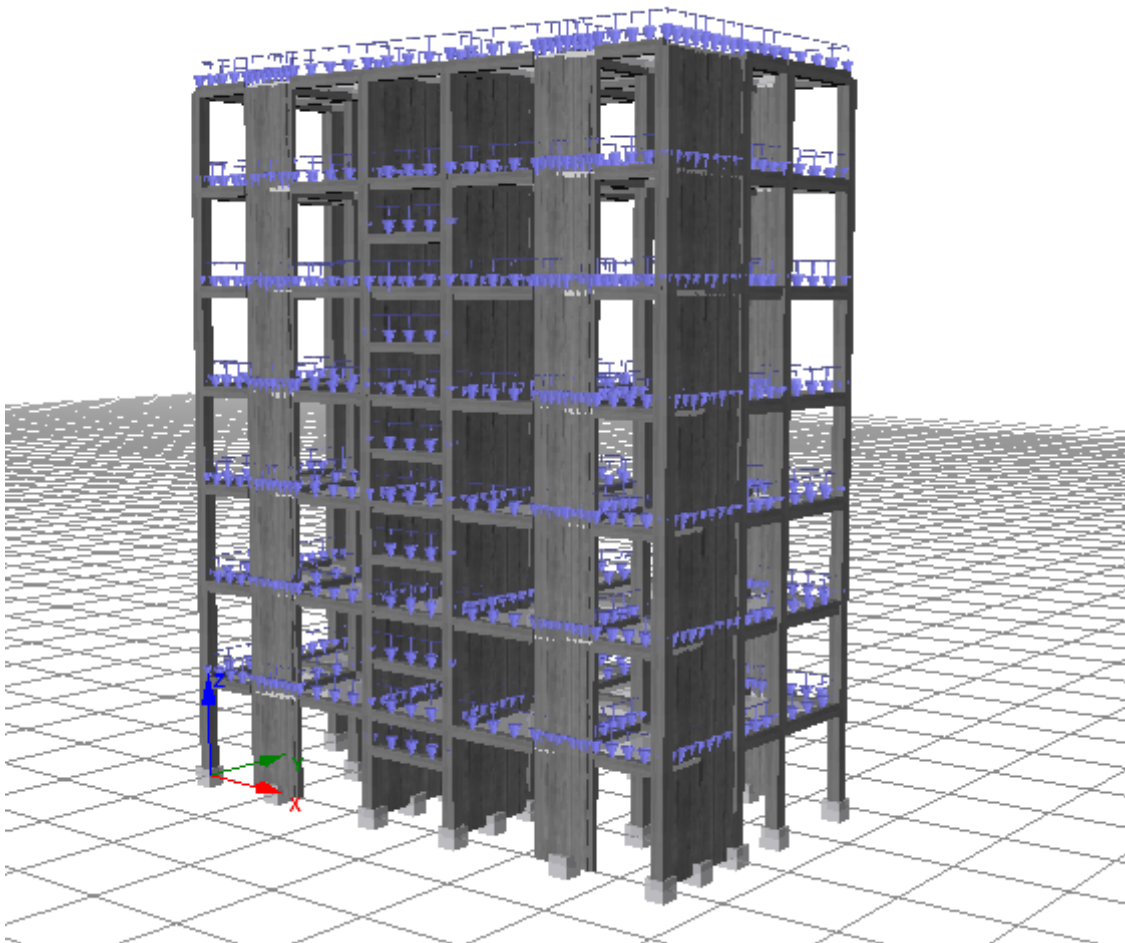


Fig .VII.B.46. Vu en élévation de la structure sur seismostruct.

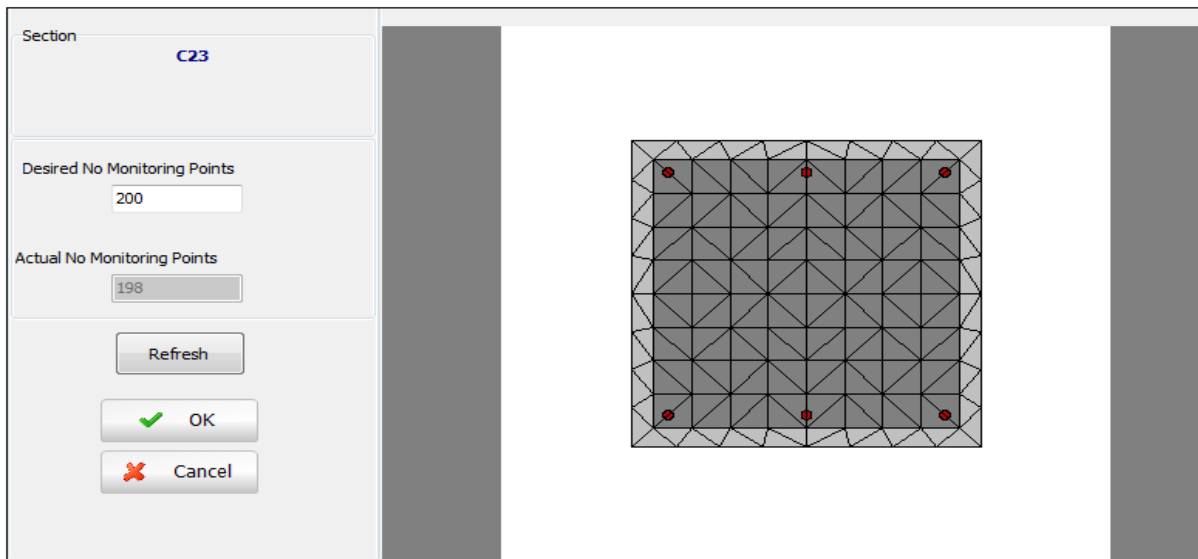


Fig.VII.B.47. La section fibre du seismostruct.

2) Etapes d'introduction des lois de comportement des matériaux :

L'introduction des Lois de comportement des matériaux s'effectue par la fenêtre **Pre-Processor** où la modélisation de la structure a été effectué, la figure suivante montre les différents tâches qui peuvent être exécuté dans cette fenêtre :

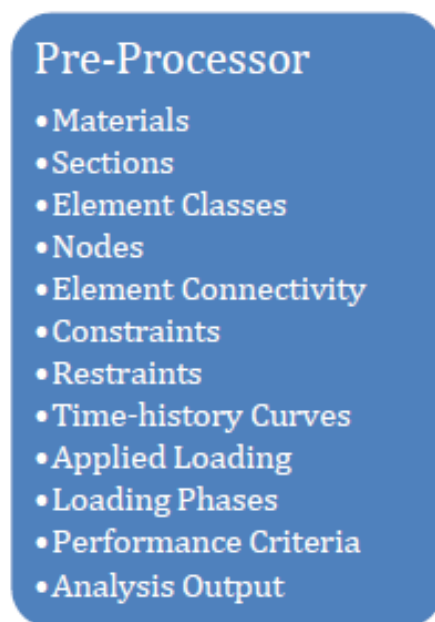


Fig .VII.B.48. La fenêtre Pre-Processor.

a) **Loi de comportement du béton (modèle non linéaire de Mander et al) :**

Le modèle de **Mander et al (con-ma)** est un modèle de confinement non linéaire uniaxial, initialement programmé par **Madas (1993)**, qui suit la relation constitutive proposée par **Mander (1988)** et les réglés cyclique proposées par **Martinez – Rueda et Elnashi (1997)**. Les effets de confinements prévus par l'armature transversale latérale sont incorporée dans les règles proposée par **Mander et al (1988)**.

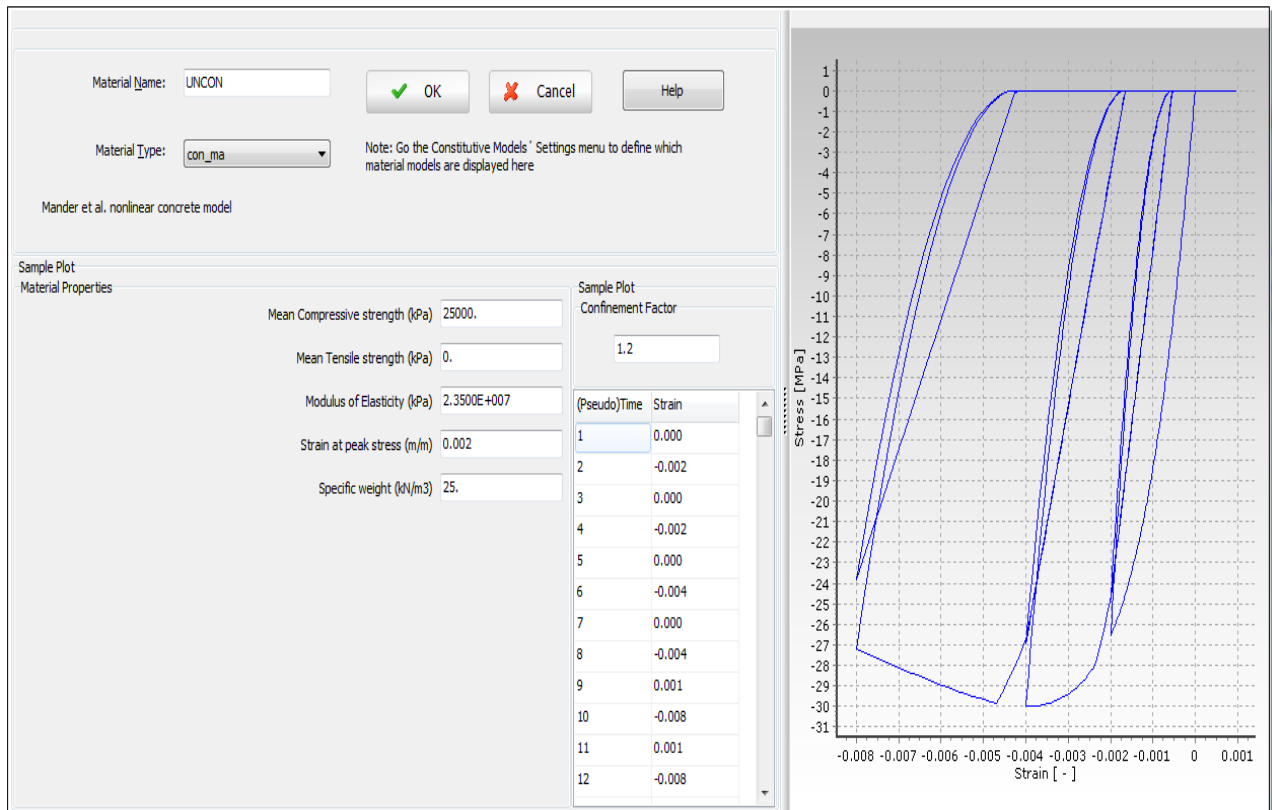


Fig.VII.B.49. *Modèle du béton de Mander et al.*

b) **Loi de comportement de l'Acier (modèle non linéaire de Menegotto et Pinto stl-mp) :**

Le modèle de **Menegotto et Pinto (1973)** est un modèle en acier uniaxial basé sur la relation contrainte – déformation.

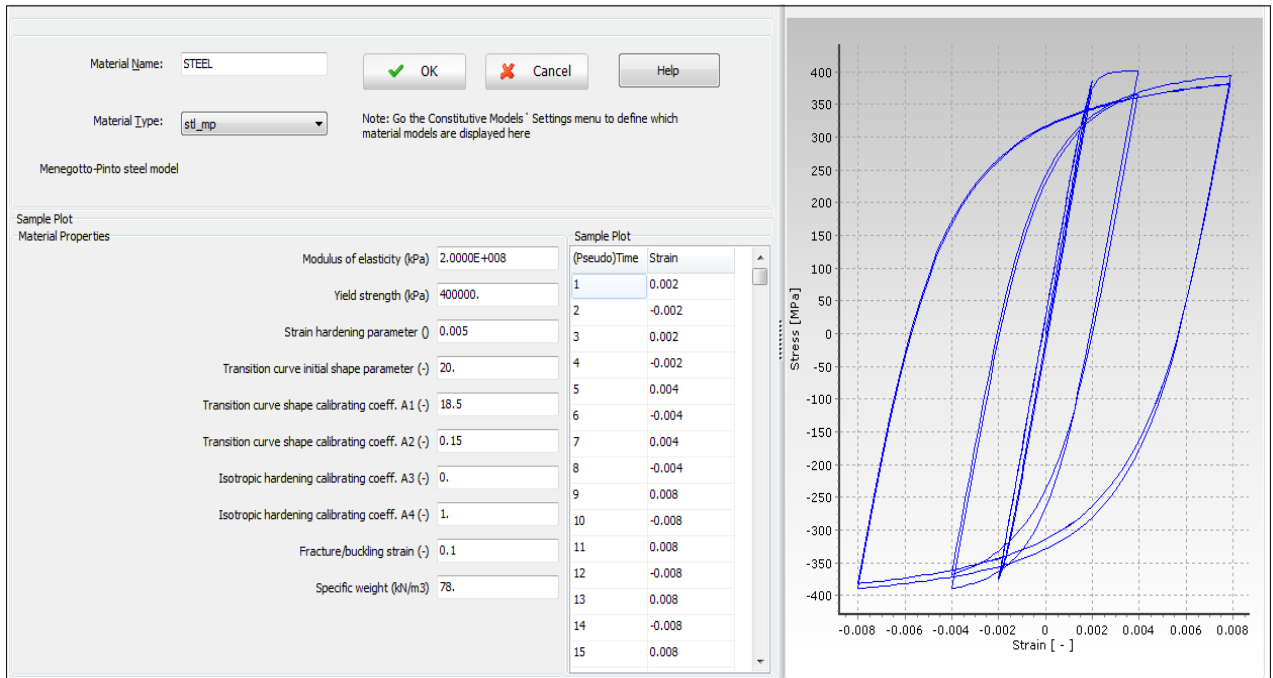


Fig.VII.B.50. Modèle d'acier de Menegotto et Pinto.

c) Element classes :

Dans cette étape on introduit le type de contrôle de l'analyse pushover.

d) Nodes :

Cette étape permet d'introduire les différents nœuds de la structure.

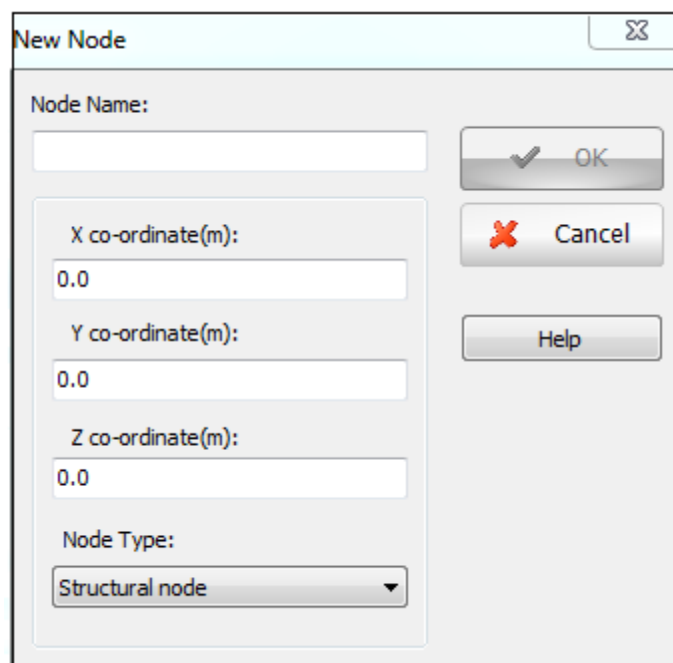


Fig.VII.B.51. Définition des nœuds.

e) **Element connectivity:**

Cette étape permet de dessiner les éléments qu'on a crée auparavant.

f) **Constraints:**

Cette étape permet d'assigner le diaphragme rigide à un étage donnée. Pour cela, on choisit le type, le plans, le nœud maitre et les différents nœuds appartenant à ce diaphragme.

g) **Restraints:**

Cette étape permet d'assigner les conditions aux limites aux nœuds à la base. Généralement on opte à des encastremements. Pour cela on sélectionne tous les nœuds de la base, on clique sur **edit** et puis **restraint all**.

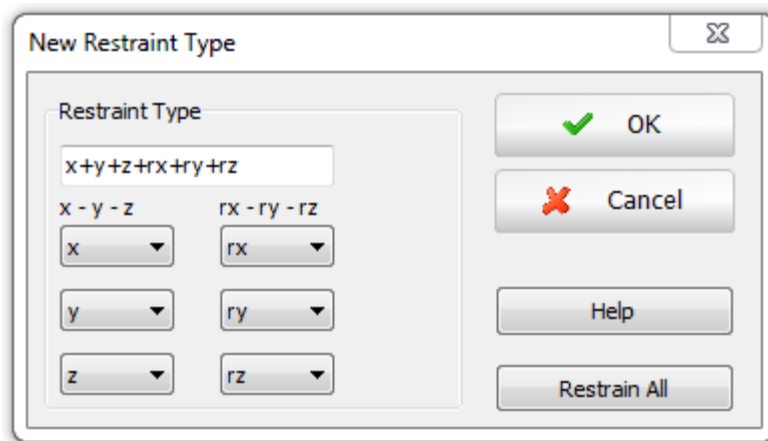


Fig .VII. B.52. Définition des conditions aux limites.

h) **Applied loads:**

Dans cette étape on introduit la charge incrémentale de l'analyse pushover. Pour cela, on clique sur **Add**, on choisit **Incremental load**, les nœuds considéré, la direction, le type (généralement force) et la valeur de la force comme le montre la figure suivante :

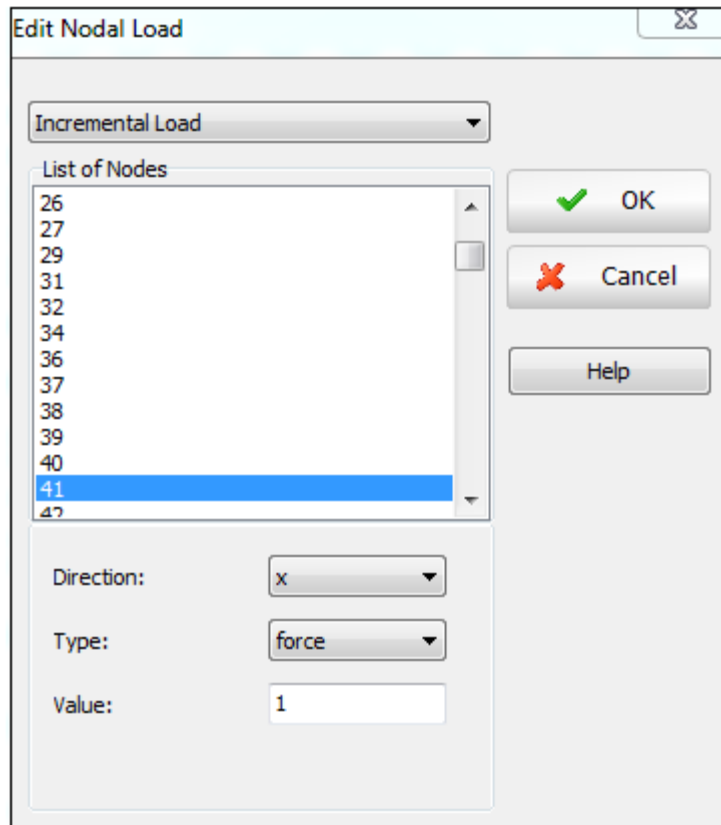


Fig.VII.B.53. Introduction du chargement Puschover.

i) Loading phases:

Dans cette étape on introduit la valeur du déplacement ciblé ainsi que le nœud qu'on va contrôler (nœud mètre). Pour cela, on clique sur **Add** et on choisit **reponse control**, on introduit le déplacement ciblé, le nœud maître et la direction, toute on soulignons que le déplacement ciblé est déterminé par la formule suivante :

$$D_{\text{ciblé}} = \frac{H_{\text{total du bâtiment}}}{25}$$

j) Performance criteria:

Dans cette étape on introduit les critères de performance qui sont cité ci-après :

☞ Rendement des aciers (yielding of steel) :

Il peut être identifier par la vérification des traction d'acier (positif) plus grand que le rapport entre la limite d'élasticité et le module d'élasticité du matériau d'acier, sa valeur typique égale à +0.002.

☞ Rupture des aciers (fracture of steel) :

Il peut être établi en vérifiant les contraintes d'acier (positif), plus grand que la déformation à la rupture, sa valeur typique égale à +0.010.

☞ Désagrégation du béton d'enrobage (Spalling of cover concrete) :

Il peut être reconnu en vérifiant les contraintes du béton d'enrobage (négative) les plus grand que la contrainte final du matériau du béton non confiné, sa valeur typique égale à -0.0035.

☞ Ecrasement du béton (Crushing of core concrete) :

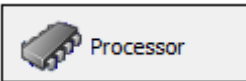
Il peut être vérifié en contrôlant les contraintes de béton (négative) les plus grand que la contrainte d'écrasement final du béton confiné, sa valeur typique égale à -0.008.

Pour cela on clique sur **Add** bouton, en suite, on introduit les différent types de critères :

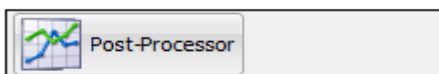
Criterion Name	Description	Type	Value	Material	Elements	Strength Degra...
bet3p5	(Concrete Strain [RC/Composite sec...	Concrete...	-0.0035	CONF	170 178 179...	Keep Strength
acier2	(Reinforcement Strain [RC/Composit...	Reinforc...	0.002	STEEL	170 178 179...	Keep Strength
ACIER10	(Reinforcement Strain [RC/Composit...	Reinforc...	0.010	STEEL	170 178 179...	Keep Strength
bet8p5	(Concrete Strain [RC/Composite sec...	Concrete...	-0.008	CONF	170 178 179...	Keep Strength

Fig.VII. B.54. Introduction des critères de performance.

3) Lancement de l'analyse (Processor) :

Par un cliquant sur 

4) Post-Processor : pour voir les différents résultats de calcul on cliquant sur



❖ **VII.B.6.2.2. Résultats de l'analyse :**

➤ **VII.B.6.2.2.1: Courbes de capacités sous format ($V_{\text{bas}} - D_{\text{sommet}}$):**

Les courbes de capacité suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement Uniforme (rectangulaire) est comme suite :

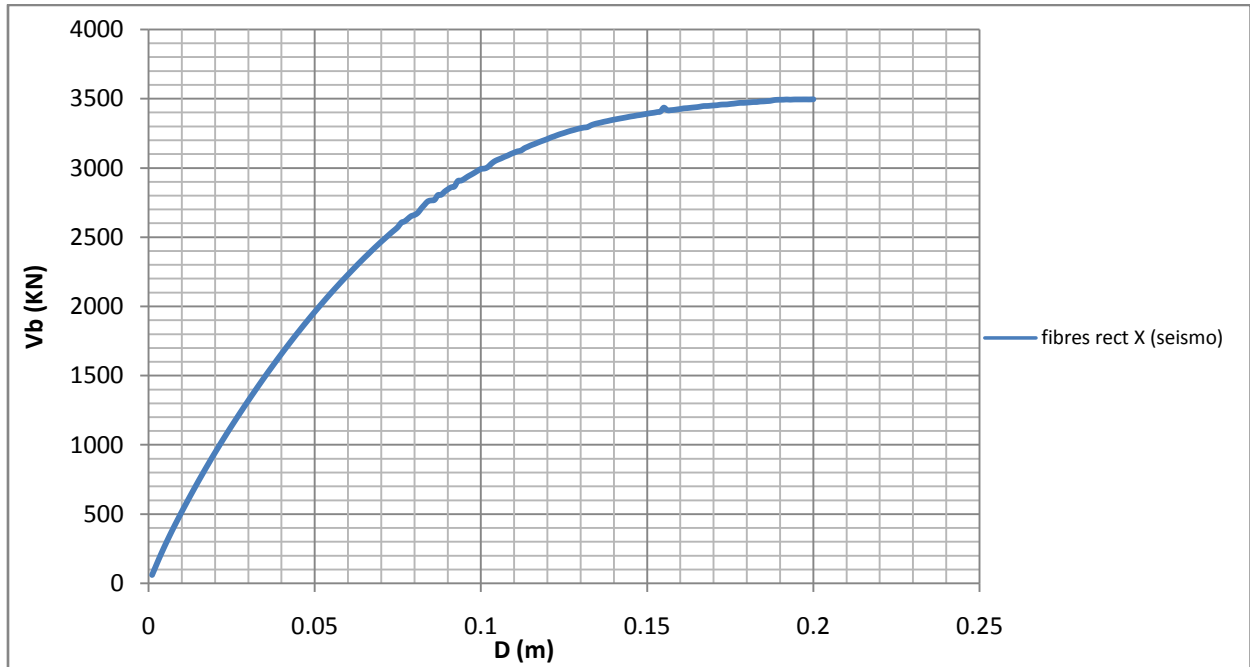


Fig.VII. B.55. Courbe de capacité rect XX.

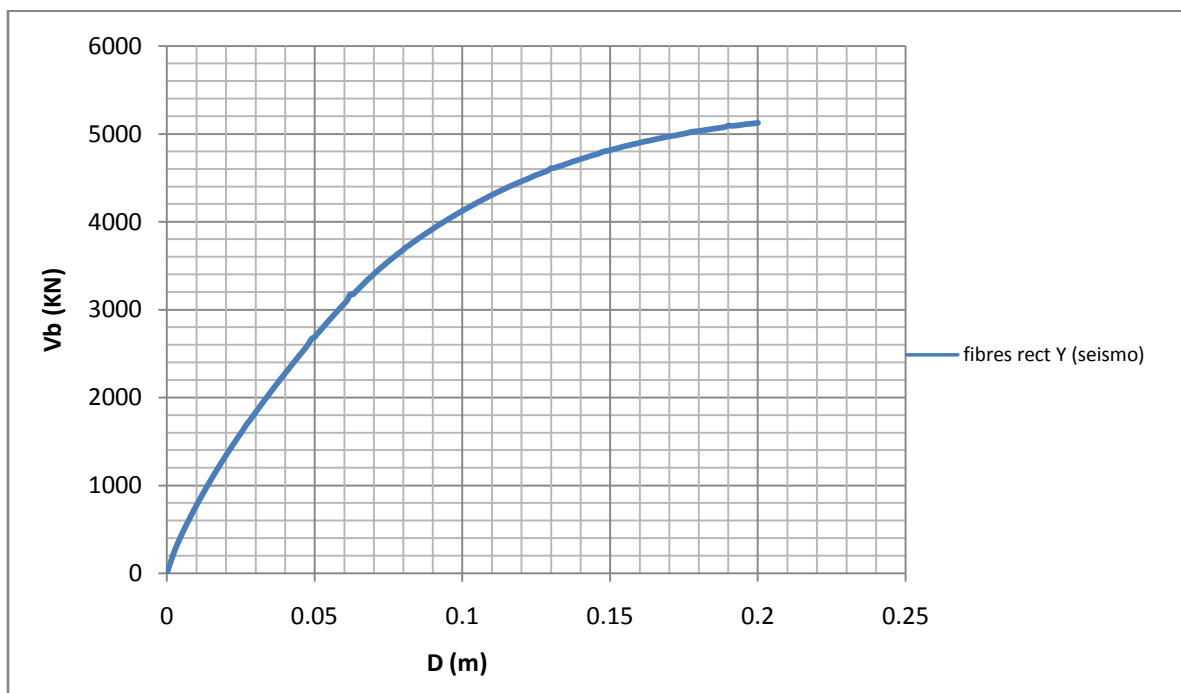


Fig.VII. B.56. Courbe de capacité rect YY.

Les courbes de capacité suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement Triangulaire est comme suite :

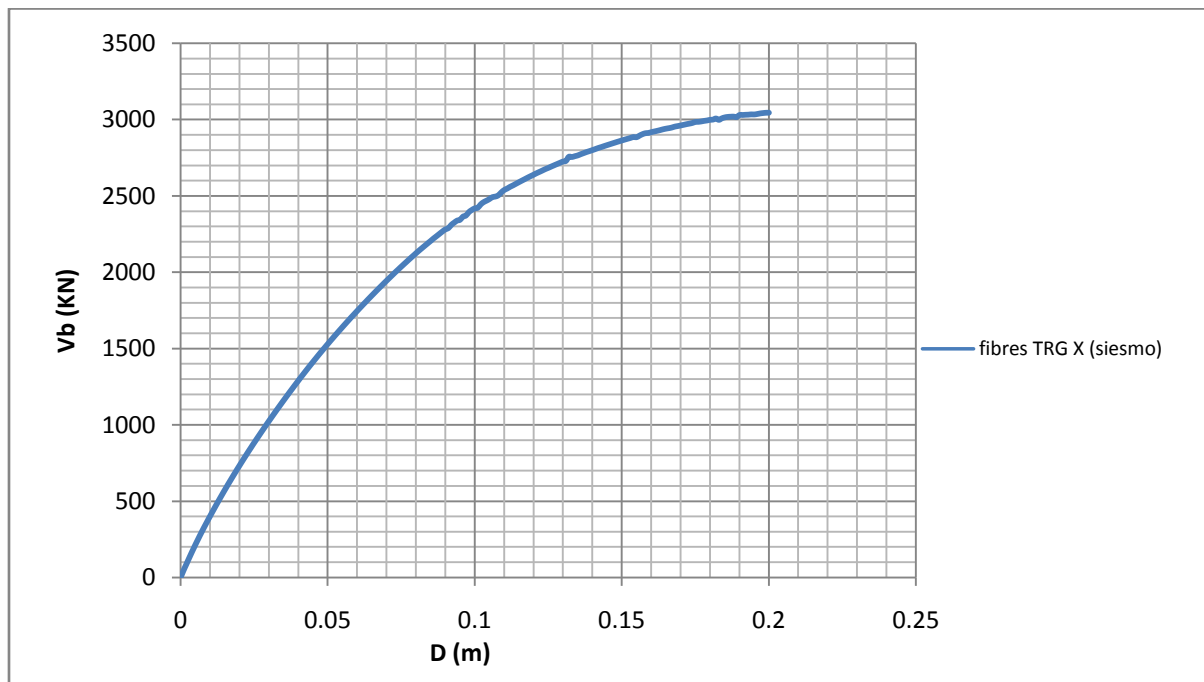


Fig.VII. B.57. Courbe de capacité TRG XX.

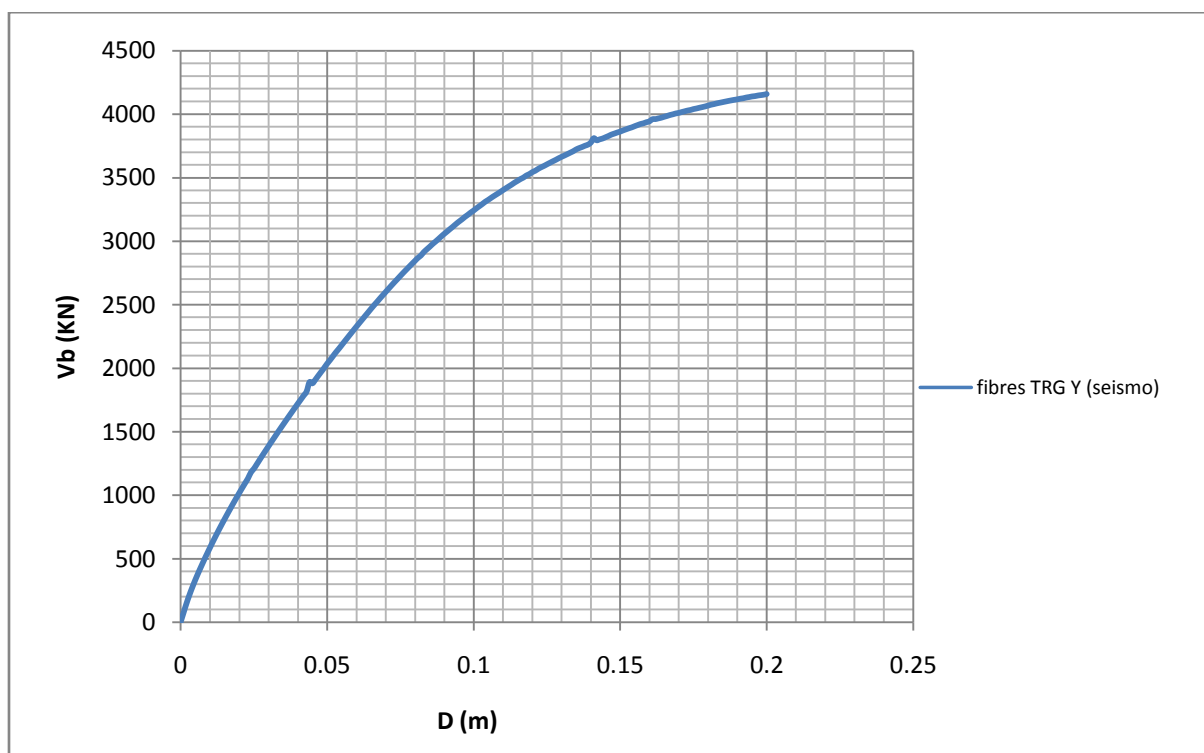


Fig.VII. B.58. Courbe de capacité TRG YY.

Les courbes de capacité suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement du Premier Mode (Model1) est comme suite :

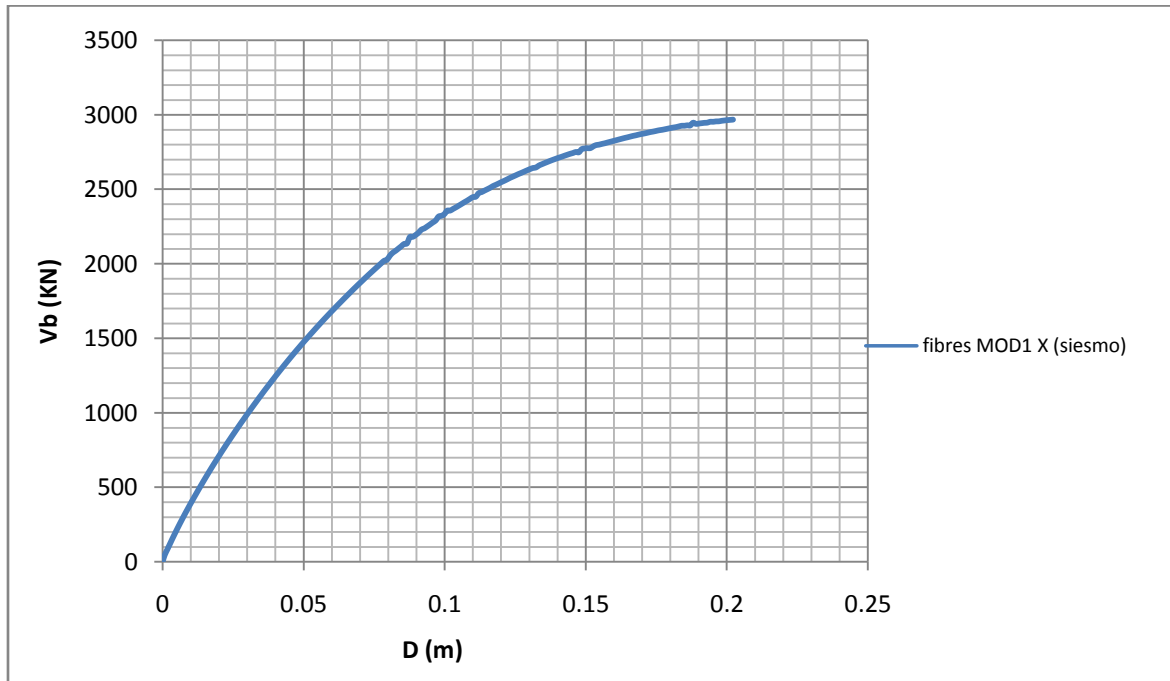


Fig.VII. B.59. Courbe de capacité MOD1 XX.

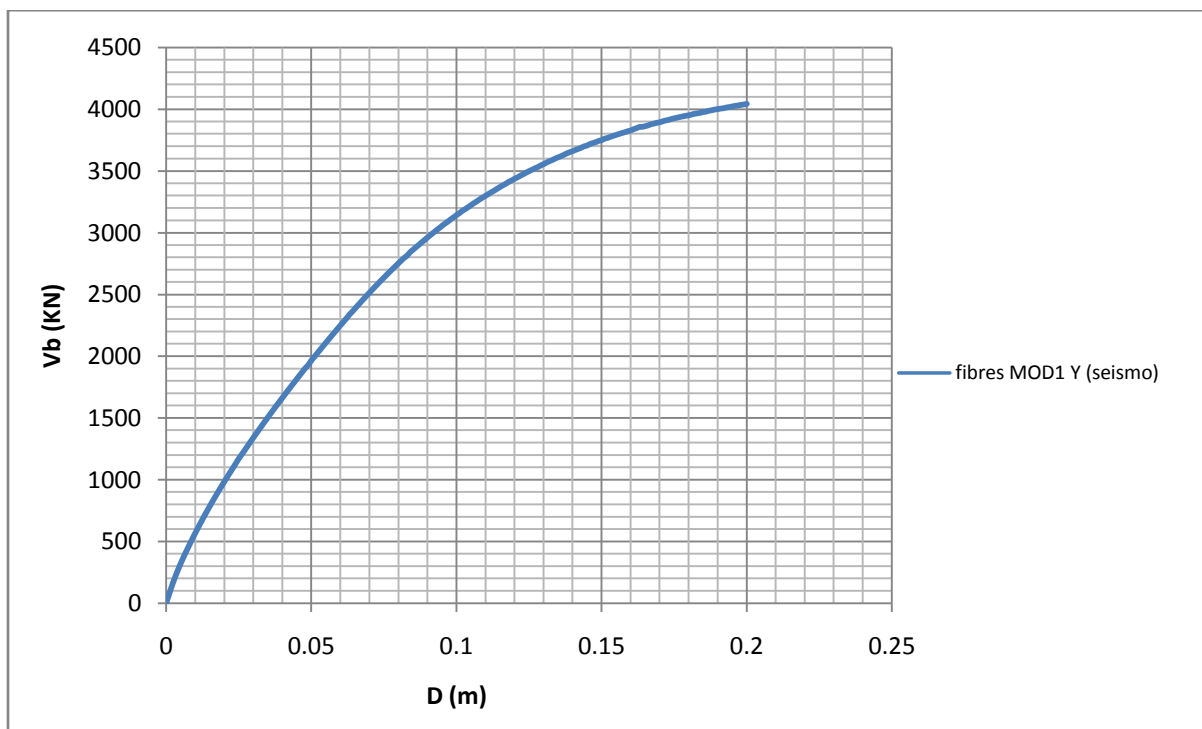


Fig.VII. B.60. Courbe de capacité MOD1 YY.

- Commentaire :

Vu que les courbes de capacité du modèle en fibres obtenue par le Sap2000 ne converge pas au-delà de **0.05 (m)**, on prend les courbes de capacité obtenus par le modèle en fibres de Seismostruct pour la détermination du point de performance de la structure.

➤ **VII.B.6.2.2.2. Calcul du point de performance selon ATC40:**

On a
$$\left\{ \begin{array}{l} C_a = 0.321 \\ C_v = 0.472 \end{array} \right.$$

Alors le spectre de réponse élastique (Accélération – Période) amorti à 5% est le même que celui utiliser pour le calcul du point de performance dans le modèle en Rotules plastiques (plasticité concentré) mentré sur la figure (**Figure .B.VII.15.**).

Et pour la détermination du point de performance par le programme Seismostruct on suit les étapes définie dans ce chapitre (**VI**) (**Analyse Pushover par modèle fibres (PLASTICITE DISSIPE) au moyen de Seismostruct**) puis les Procédures de l'approche par la méthode de spectre de capacité selon (ATC40) définie dans le même chapitre. Les résultats de la détermination du point de performance sont comme suite :

D'abord on fait une transformation de les courbes de capacité « courbes Puschover » (démontré ci-avant) de format (**V_{bas} – D_{sommet}**), en une format (**Sa – Sd**), par les équations (**eq VI.1**) et (**eq VI.1**):

$$S_{a_i} = \frac{V_i}{W * \alpha_1}$$

$$S_{d_i} = \frac{\delta_i}{pf1 * \varphi_{1,roof}}$$

D'après l'analyse linéaire on a :

Résultats suivant XX		MODE 1		
		T1 = 0.66629 s		
		Sa =0.179g		
étage	Masse (t)	φ	Masse* φ	Masse* φ^2
ET1	161.9136	0.0401	6.49273536	0.26035869
ET2	193.5933	0.0357	6.91128081	0.24673272
ET3	193.5933	0.0303	5.86587699	0.17773607
ET4	193.5933	0.0237	4.58816121	0.10873942
ET5	193.5933	0.0164	3.17493012	0.05206885
ET6	193.5933	0.009	1.7423397	0.01568106
RDC	/	0	0	0
Σ	1129.8801	/	28.7753242	0.86131682
Pf ₁	equa 1	1.33968184		
α_1	equa 1	0.85083464		
a _r	equa 1	0.239 g		
V _m [KN]	equa 1	2015.642		
V _m / W	/	0.152		
Avec W = 13234.734 [KN]		/		

Tableau. VII. B.6. Résultats de l'analyse linéaire selon le 1^{er}MOD (sens XX).

Résultats suivant YY		MODE 1		
		T1 = 0.66629 s		
		Sa =0.179g		
étage	Masse (t)	φ	Masse* φ	Masse * φ^2
ET1	161.9136	0.0442	7.15658112	0.31632089
ET2	193.5933	0.0367	7.10487411	0.26074888
ET3	193.5933	0.0289	5.59484637	0.16169106
ET4	193.5933	0.021	4.0654593	0.08537465
ET5	193.5933	0.0135	2.61350955	0.03528238
ET6	193.5933	0.007	1.3551531	0.00948607
RDC	/	0	0	0
Σ	1129.8801	/	27.8904236	0.86890392
Pf ₁	equa 1	1.41874917		
α_1	equa 1	0.79233		
a _r	equa 1	0.253g		
V _m [KN]	equa 1	1877.044		
V _m / W	/	0.142		
Avec W = 13234.734 [KN]		/		

Tableau. VII. B.7. Résultats de l'analyse linéaire selon le 1^{er}MOD (sens YY).

Avec :

$\mathbf{P}f_1$ est le facteur de participation modale du premier mode (eq VI.3).

$\varphi_{1,roof} = 0.0401$ (Amplitude du mode fondamental).

α_1 est le coefficient de masse modale du premier mode (%) (eq VI.4).

$\mathbf{a}_r = \mathbf{P}f_1 * \mathbf{S}a$ (accélération modale d'étage).

$\mathbf{V}m = \alpha_1 * \mathbf{S}a * \mathbf{W}$ (effort tranchant modale).

\mathbf{W} : représente le poids des charges permanentes appliquées à la structure.

\mathbf{g} : charge gravitaire.

Les résultats de la détermination du point de performance sont comme suite (le résultat finale est obtenue après plusieurs interactions pour chaque point de performance) :

☞ **Les points de performances suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement Uniforme (rectangulaire) est comme suite :**

Les paramètres et les coefficients nécessaire pour le calcul de point de performance (démontré dans le chapitre VI) sont présenté ci-après :

Paramètres et coefficients	équations	Résulta XX	Résulta YY
a_{p1}	Par projection	0.290 (g)	0.3861 (g)
d_{p1}	Par projection	9.43 (cm)	8.3326 (cm)
a_y	Par projection	0.174 (g)	0.2118 (g)
d_y	Par projection	3.00 (cm)	2.591 (cm)
β_0	$\left[\frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right]$	17.95%	15.13%
λ	Tableau.VI.3	0.67	0.67
β_{eff}	$\lambda \beta_0 + 0.05$	17.02%	15.141%
SR_a	$\left(\frac{3.21 - 0.681 \ln \beta_{eff}}{2.12} \right)$	0.775	0.641
SR_v	$\left(\frac{2.31 - 0.41 \ln \beta_{eff}}{1.65} \right)$	0.695	0.724

Tableau.VII. B.8. Paramètres et coefficients du point performance sous chargement rectangulaire.

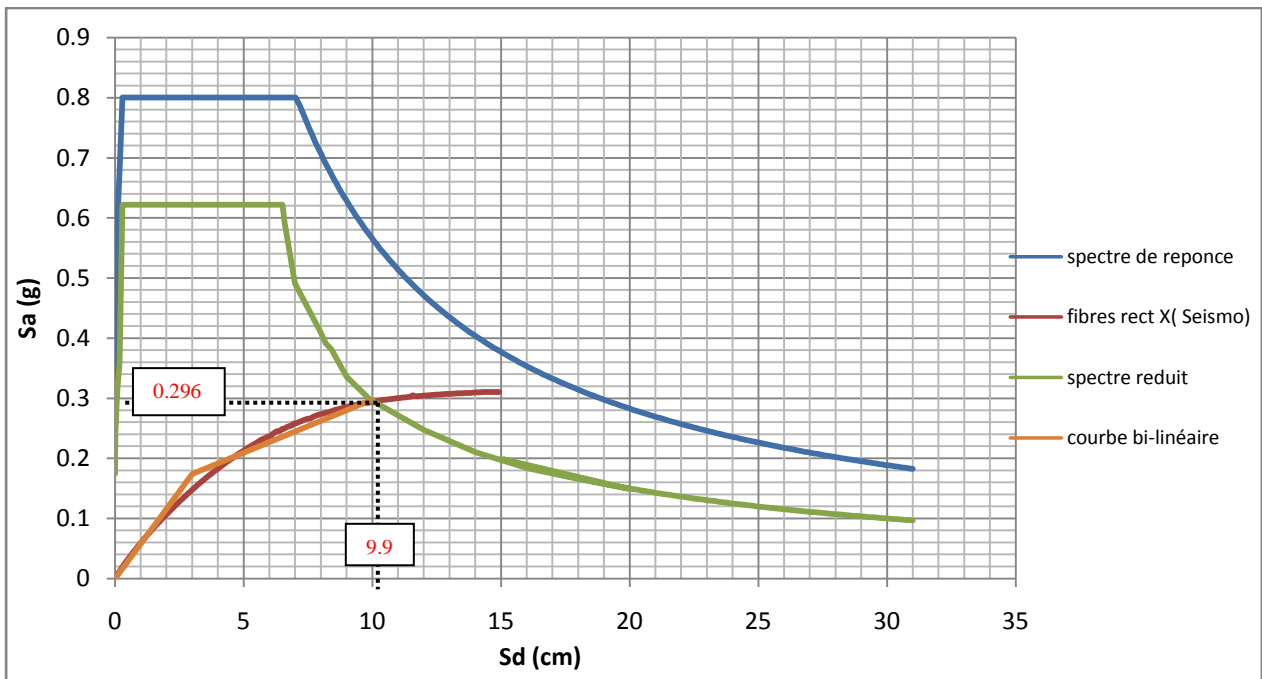


Fig.VII. B.61. Point de performance suivant le sens rect XX.

Alors le point de performance suivant XX : $\begin{cases} a_{p2} = 0.296 \text{ g.} \\ a_{p2} = 9.9 \text{ cm.} \end{cases}$

Avec : l'erreur $e = \left[\frac{100 \cdot (9.9 - 9.43)}{9.9} \right] = 4.74\% \Rightarrow$ la condition $e \leq 5\%$ est vérifiée.

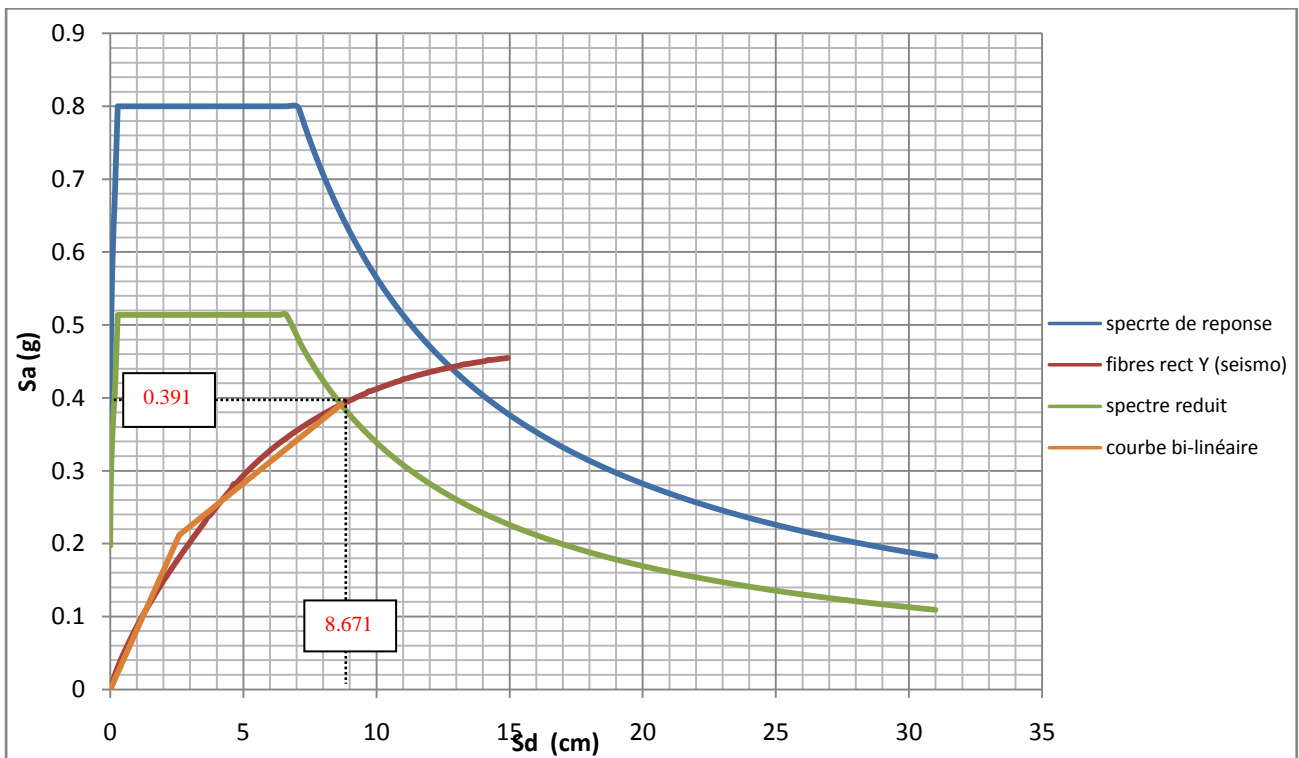


Fig.VII. B.62. Point de performance suivant le sens rect YY.

$$\text{Alors : } \begin{cases} a_{p2} = 0.3906 \text{ g.} \\ d_{p2} = 8.6712 \text{ cm.} \end{cases}$$

Avec : l'erreur $e = \left[\frac{100 * (9.9 - 9.43)}{9.9} \right] = 3.9 \% \Rightarrow$ la condition $e \leq 5\%$ est vérifiée.

☞ **Les points de performances suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement Triangulaire est comme suite :**

Les paramètres et les coefficients nécessaires pour le calcul du point de performance (démonstré dans le chapitre VI) sont présentés ci-après :

Paramètres et coefficients	équations	Résulta XX	Résulta YY
a_{p1}	Par projection	0.251 (g)	0.240 (g)
d_{p1}	Par projection	11.10 (cm)	9.523 (cm)
a_y	Par projection	0.14 (g)	0.114 (g)
d_y	Par projection	3.20 (cm)	2.211 (cm)
β_0	$\left[\frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right]$	17.16%	15.467%
λ	Tableau.VI.3	0.67	0.67
β_{eff}	$\lambda \beta_0 + 0.05$	16.49%	15.362%
SR_a	$\left(\frac{3.21 - 0.681 \ln \beta_{eff}}{2.12} \right)$	0.613	0.636
SR_v	$\left(\frac{2.31 - 0.41 \ln \beta_{eff}}{1.65} \right)$	0.703	0.721

Tableau. VII.B.9. Paramètres et coefficients du point performance sous chargement Triangulaire.

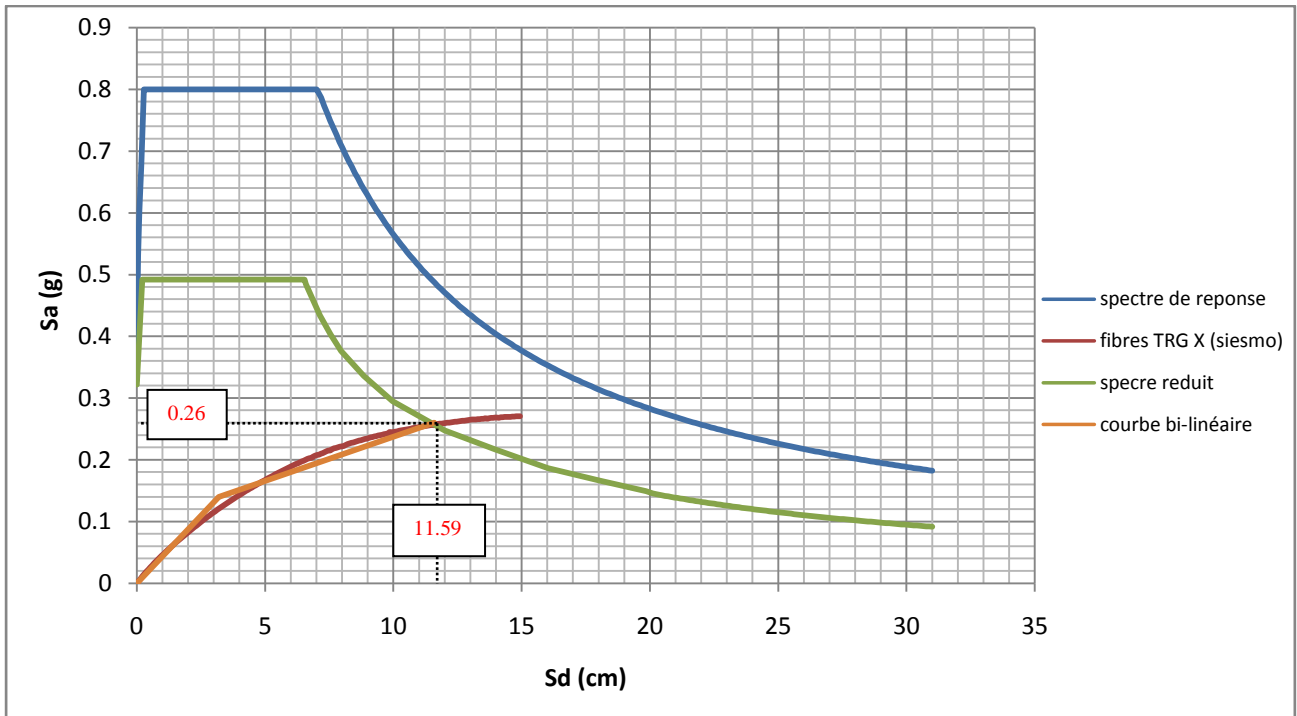


Fig.VII. B.63. Point de performance suivant le sens TRG XX.

Alors : $\left\{ \begin{array}{l} a_{p2} = 0.26 \text{ g.} \\ d_{p2} = 11.59 \text{ cm.} \end{array} \right.$

Avec : l'erreur $e = \left[\frac{100 * (9.9 - 9.43)}{9.9} \right] = 4.23\% \Rightarrow$ la condition $e \leq 5\%$ est vérifier.

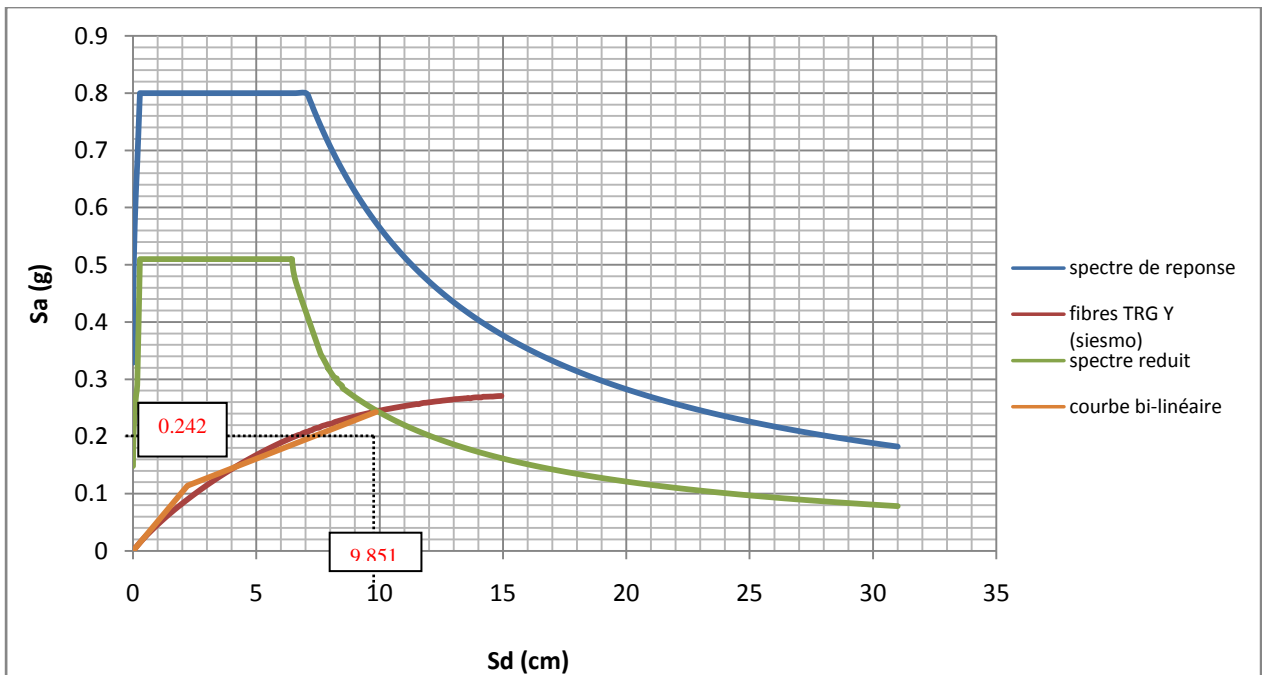


Fig.VII. B.64. Point de performance suivant le sens TRG YY.

$$\text{Alors : } \begin{cases} a_{p2} = 0.242 \text{ g.} \\ d_{p2} = 9.851 \text{ cm.} \end{cases}$$

Avec : l'erreur $e = \left[\frac{100 * (9.9 - 9.43)}{9.9} \right] = 3.32\% \Rightarrow$ la condition $e \leq 5\%$ est vérifiée.

☞ Les points de performances suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement du premier Mode est comme suite :

Paramètres et coefficients	équations	Résulta XX	Résulta YY
a_{p1}	Par projection	0.245 (g)	0.305 (g)
d_{p1}	Par projection	11.212 (cm)	8.831 (cm)
a_y	Par projection	0.138 (g)	0.148 (g)
d_y	Par projection	3.19 (cm)	2.361 (cm)
β_0	$\left[\frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right]$	17.75%	13.87%
λ	Tableau.VI.3	0.67	0.67
β_{eff}	$\lambda \beta_0 + 0.05$	16.89%	14.29%
SR_a	$\left(\frac{3.21 - 0.681 \ln \beta_{eff}}{2.12} \right)$	0.606	0.659
SR_v	$\left(\frac{2.31 - 0.41 \ln \beta_{eff}}{1.65} \right)$	0.697	0.738

Tableau. VII. B.10. Paramètres et coefficients du point performance sous chargement du MOD1.

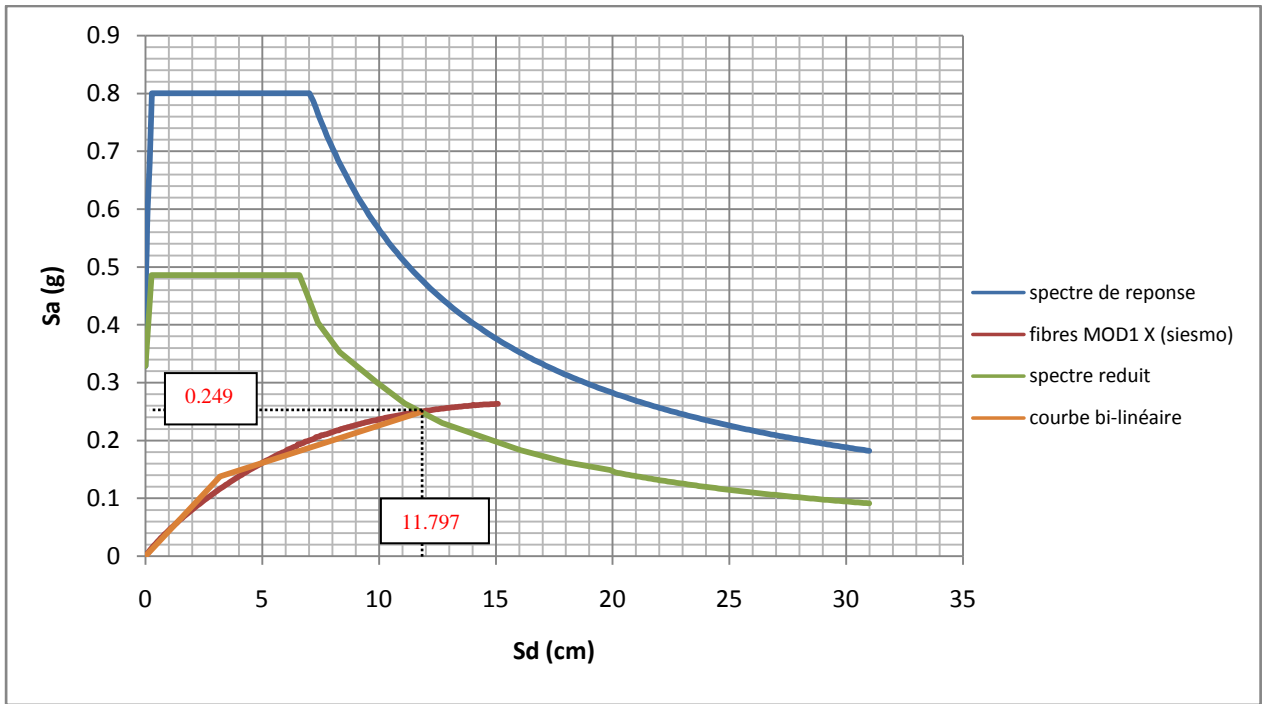


Fig.VII. B.65. Point de performance suivant le sens XX.

Alors : $\left\{ \begin{array}{l} a_{p2} = 0.249 \text{ g.} \\ d_{p2} = 11.797 \text{ cm.} \end{array} \right.$

Avec : l'erreur $e = \left[\frac{100 \cdot (9.9 - 9.43)}{9.9} \right] = 4.95\% \Rightarrow$ la condition $e \leq 5\%$ est vérifiée.

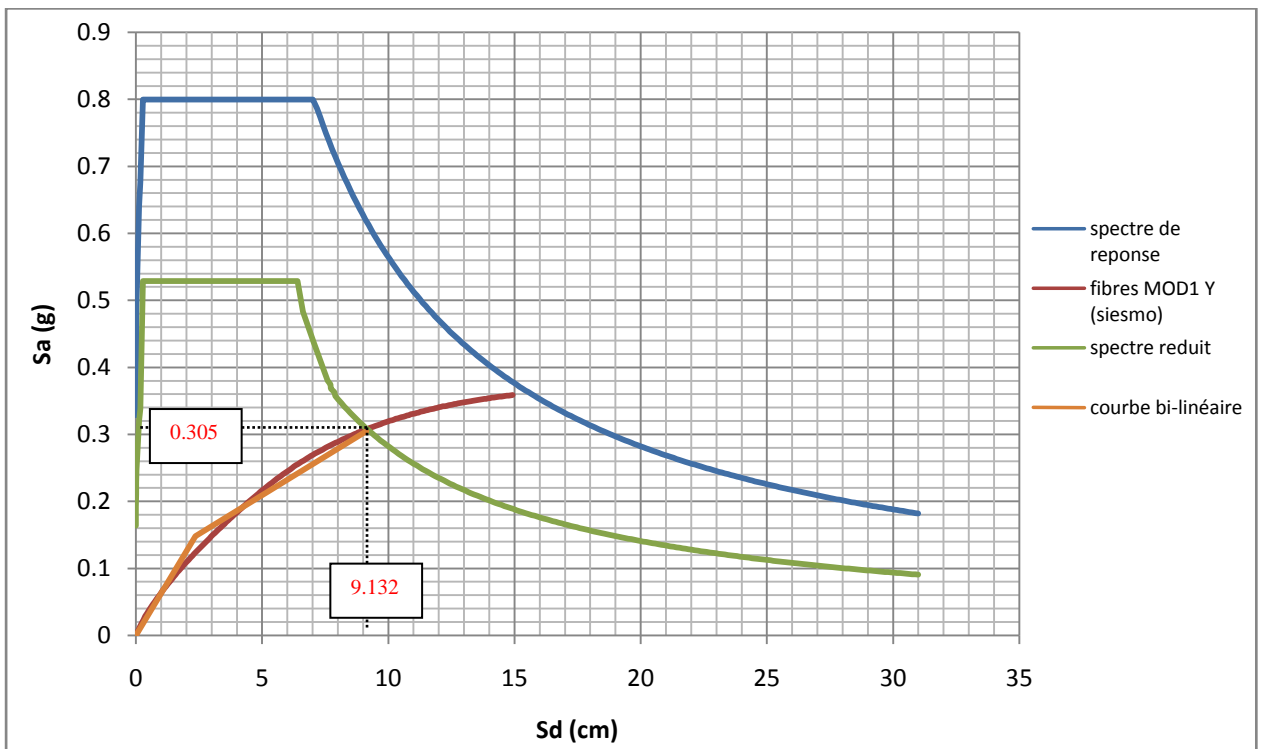


Fig.VII. B.66. Point de performance suivant le sens YY.

Alors : $\left\{ \begin{array}{l} a_{p2} = 0.305 \text{ g.} \\ d_{p2} = 9.132 \text{ cm.} \end{array} \right.$

Avec : l'erreur $e = \left[\frac{100 * (9.9 - 9.43)}{9.9} \right] = 3.29 \%$ \Rightarrow la condition $e \leq 5\%$ est vérifiée.

Les valeurs du point de performance suivant les trois types de chargement obtenues par le Seismostruct sont récapitulées dans le tableau suivant :

Types de chargement	Sens XX		Sens YY	
	Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)
Chargement Uniforme	0.296	9.9	0.390	8.671
Chargement Triangulaire	0.260	11.59	0.242	9.851
Chargement suivant le premier MOD	0.249	11.797	0.305	9.132

Tableau.VII. B.11. Les points de performance obtenue par Seismostruct.

➤ **VII.B.6.2.2.3. Déplacement inter-étage :**

A partir des résultats trouver en choisissant le point de performance de la structure, où le déplacement Max trouvé selon les trois types de chargement suivant les deux sens XX et YY est pris en considération. Les points choisis et par conséquent leurs efforts tranchants sont récapitulés dans le tableau suivant :

Types de chargement	Sens XX			Sens YY		
	Sa (g)	Sd (cm)	V (KN)	Sa (g)	Sd (cm)	V (KN)
Chargement suivant le premier MOD	0.249	11.797	2825.109	/	/	/
Chargement Rectangulaire (TRG)	/	/	/	0.242	9.851	3675.733

Tableau.VII. B.12. Les points de performance choisie obtenue par Seismostruct.

☞ **Déplacement inter-étage suivant le sens XX:**

Niveau d'étage	Déplacement inter-étage (cm)	Déplacement Relative (%)	Déplacement limite	Niveau de performance
Etage 6	1.151	0.38	< 1%	IO
Etage 5				
Etage 4	1.976	0.65	< 1%	IO
Etage 3	2.501	0.82	< 1%	IO
Etage 2	2.849	0.93	< 1%	IO
Etage 1	2.888	0.94	< 1%	IO
RDC	2.551	0.83	< 1%	IO

Tableau.VII. B.13. Niveau de performance de la structure obtenue par Seismostruct suivant XX.

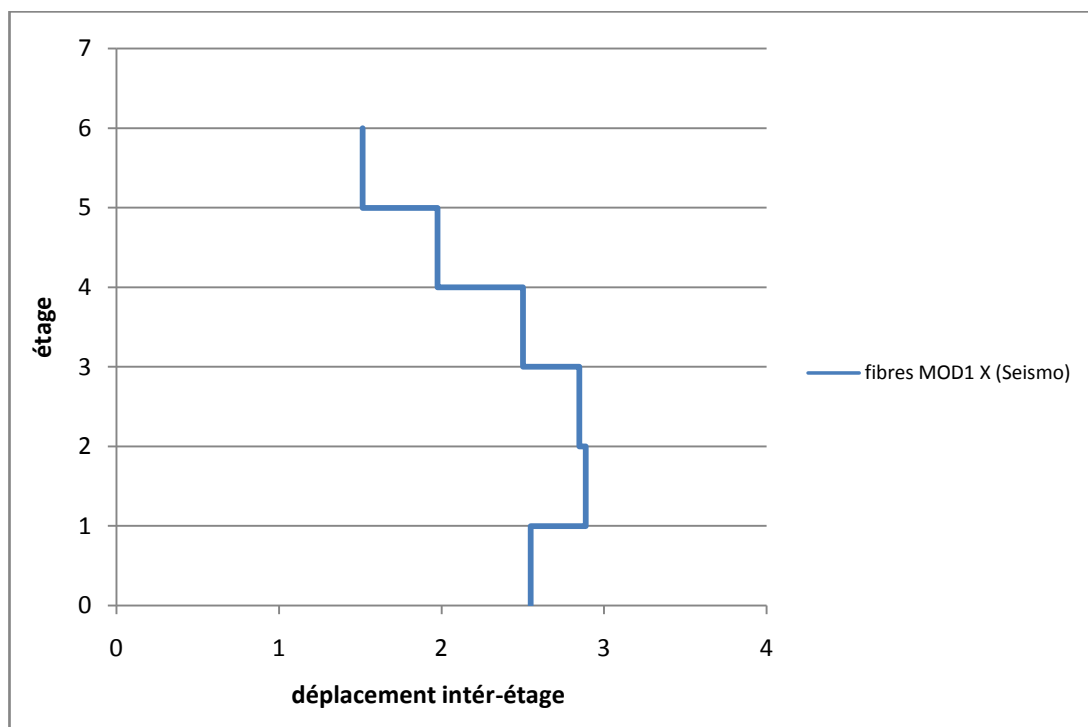


Fig .VII. B.67. Déplacement inter-étage obtenue par Seismostruct suivant le chargement MOD1 XX.

- Commentaire :

Les résultats du Déplacement inter-étage montrent que la structure reste dans le niveau de performance de l'occupation immédiate (IO).

☞ **Déplacement inter-étage suivant le sens YY:**

Niveau d'étage	Déplacement inter-étage (cm)	Déplacement Relative (%)	Déplacement limite	Niveau de performance
Etage 6	1.285	0.42	< 1%	IO
Etage 5				
Etage 4	1.99	0.65	< 1%	IO
Etage 3	2.130	0.69	< 1%	IO
Etage 2	2.173	0.71	< 1%	IO
Etage 1	2.09	0.68	< 1%	IO
RDC	1.833	0.59	< 1%	IO

Tableau.VII. B.14. Niveau de performance de la structure obtenue par Seismostruct suivant YY.

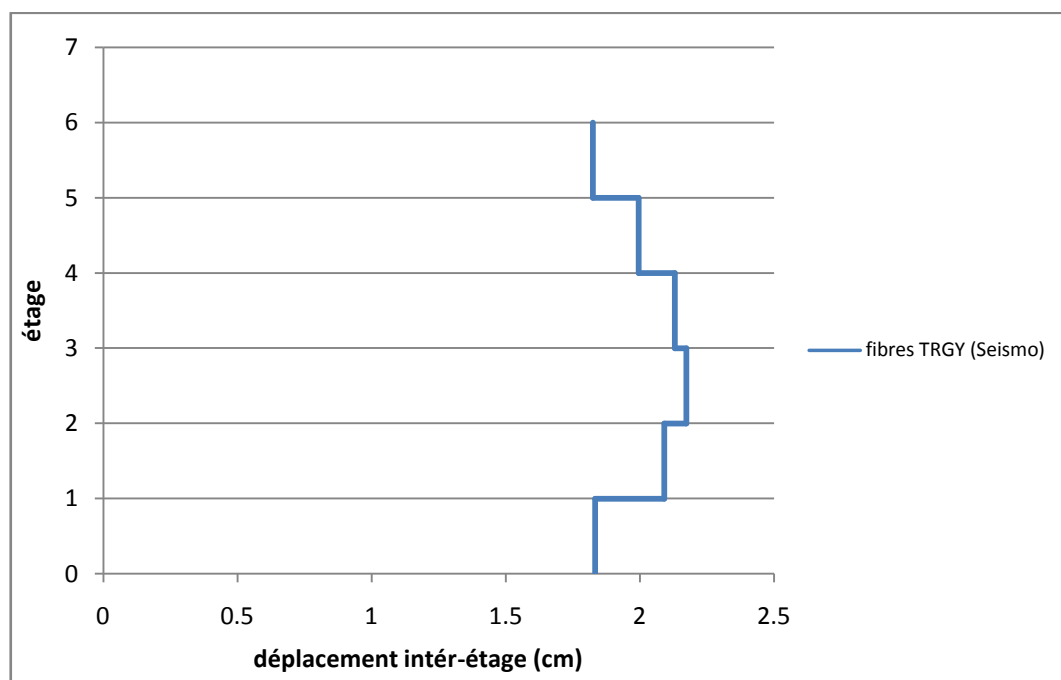


Fig .VII. B.68. Déplacement inter-étage obtenue par Seismostruct suivant le chargement TRG YY.

- Commentaire :

Les résultats du Déplacement inter-étage calculer par la méthode des fibres montre que la structure reste dans le niveau de performance de l'occupation immédiate (IO).

- ❖ **VII.B.6.2.2.4.Critères de performance :**

Les critères de performance permettent de vérifier les différents éléments de la structure qui ont été plastifiés.

☞ Les critères adoptés sont :

Rendement des aciers



Désagrégation du béton non confiné



La rupture des aciers



Ecrasement du béton confiné (début de la rupture)



Sens XX :

1

$V = 1804.193 \text{ KN}$

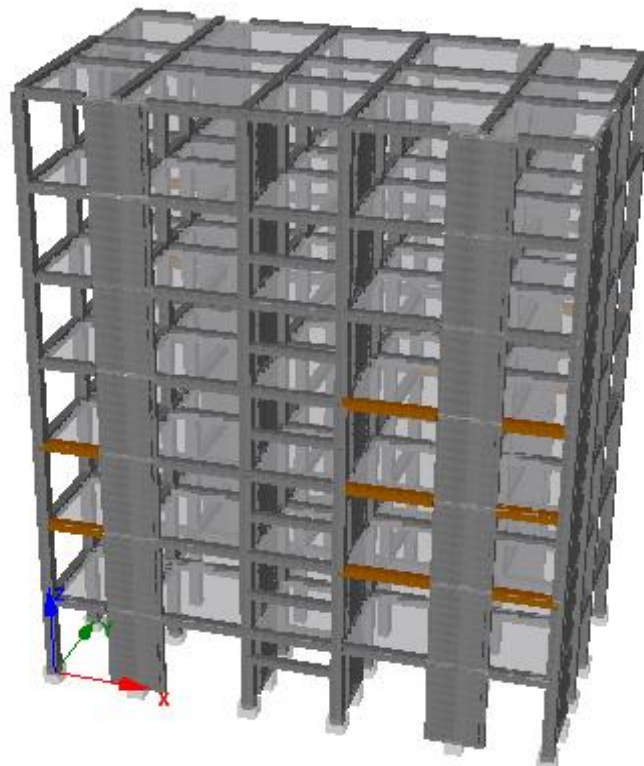


Fig .VII. B.69. Premier critère de performance.

2

$$V = 2148.862 \text{ KN}$$

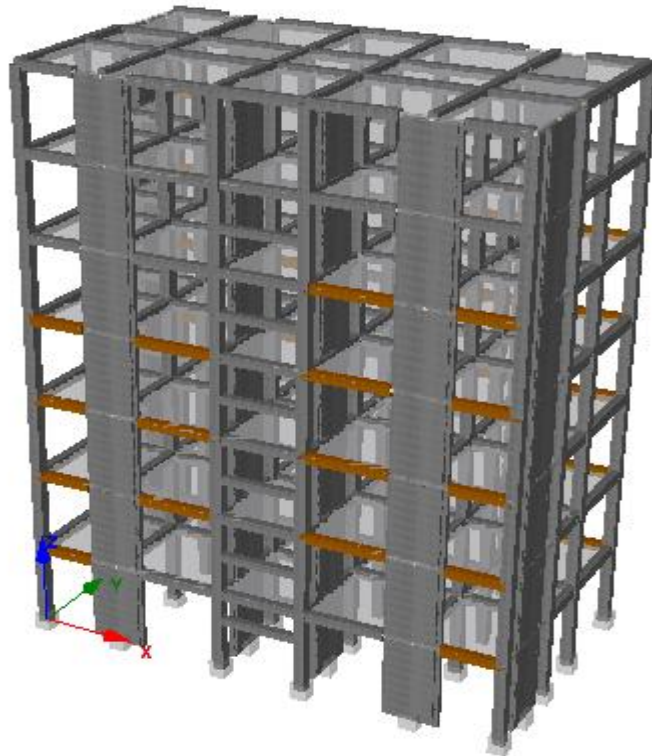


Fig .VII. B.70. *Deuxième critère de performance.*

3

$$V = 2542.173 \text{ KN}$$

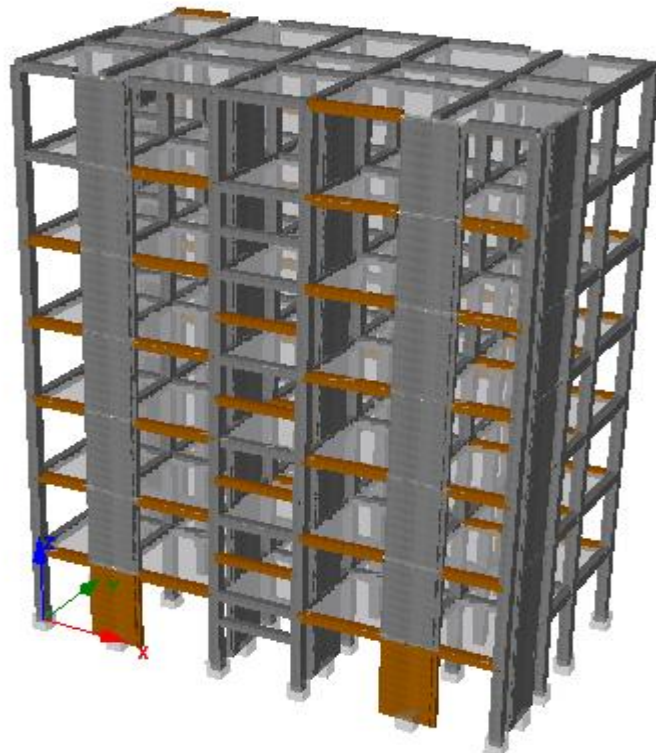


Fig .VII. B.71. *Troisième critère de performance.*

4

$$V = 2825.109 \text{ KN}$$

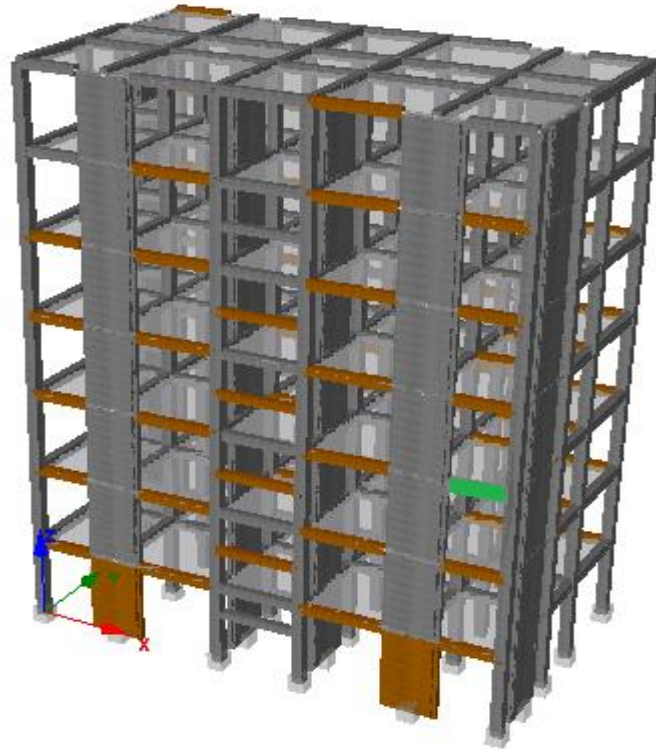


Fig .VII. B.72. Critère de performance limite.

Sens YY :

1

$$V = 2064.960 \text{ KN}$$

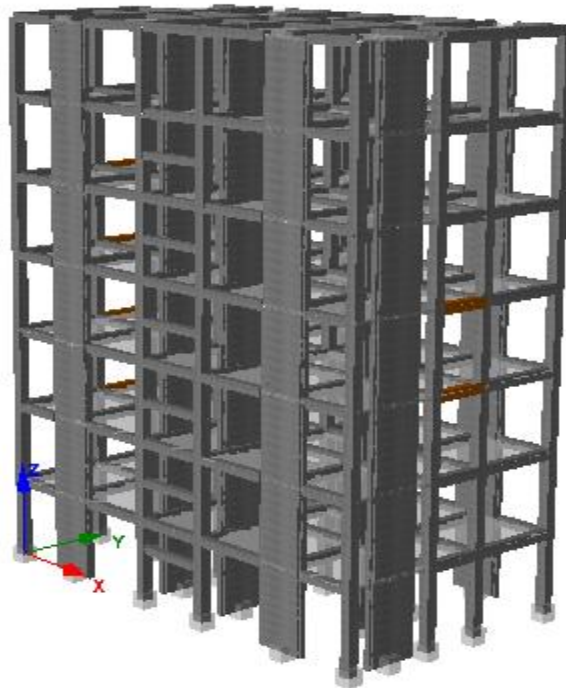


Fig .VII. B.73. Premier critère de performance.

2

$$V = 3277.253 \text{ KN}$$

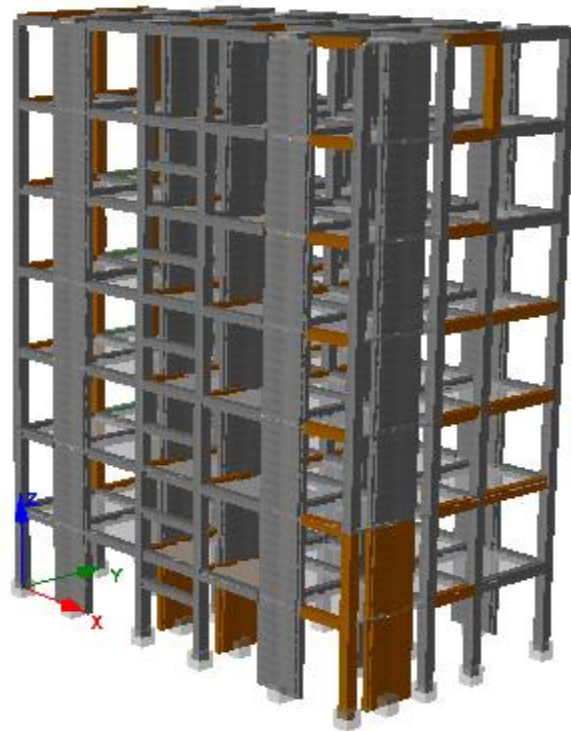


Fig .VII. B.74. Deuxième critère de performance.

3

$$V = 3387.055 \text{ KN}$$

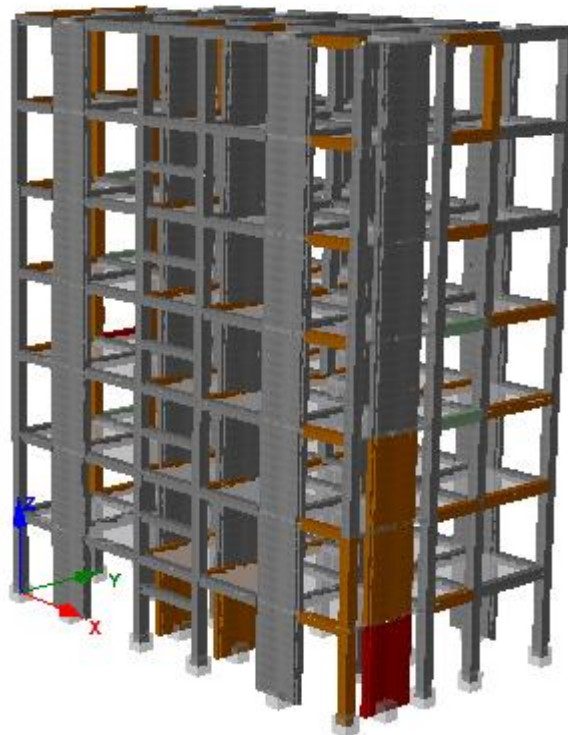


Fig .VII. B.75. Troisième critère de performance.

4

$$V = 3675.733 \text{ KN}$$

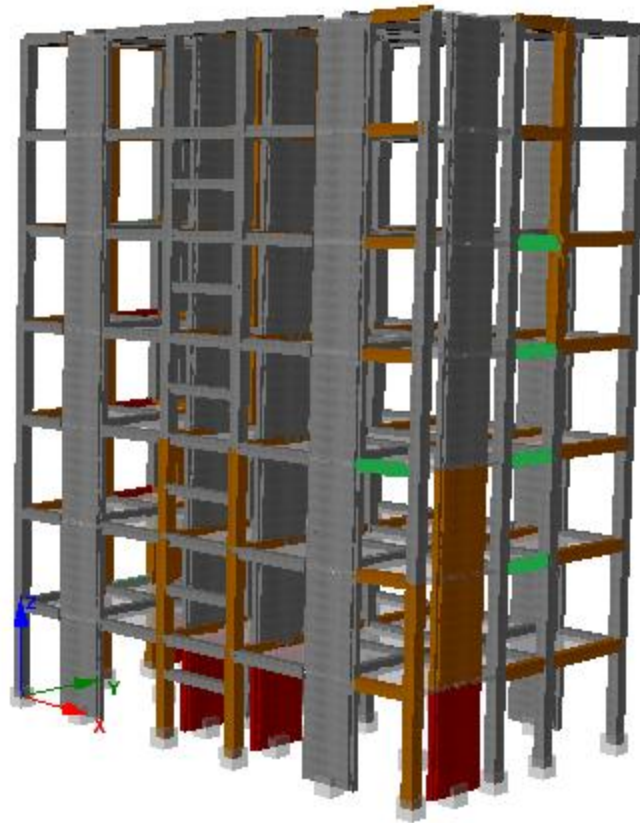


Fig .VII. B.76. Critère de performance limite.

- Commentaire :

A partir des critères de performance illustrés sur les figures précédents confirment bien que le principe des poteaux forts et poutres faibles est vérifié suite au rendement des aciers et désagrégation du béton non confiné dans les poutres avant les poteaux et les voiles.

VII. B.6.3.COMPARAISON DES RESULTATS :

❖ VII. B.6.3.1.Comparaison entre courbes de capacité sous format

($V_{bas} - D_{sommets}$):

Les courbes de capacité suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement Uniforme (rectangulaire) est comme suite :

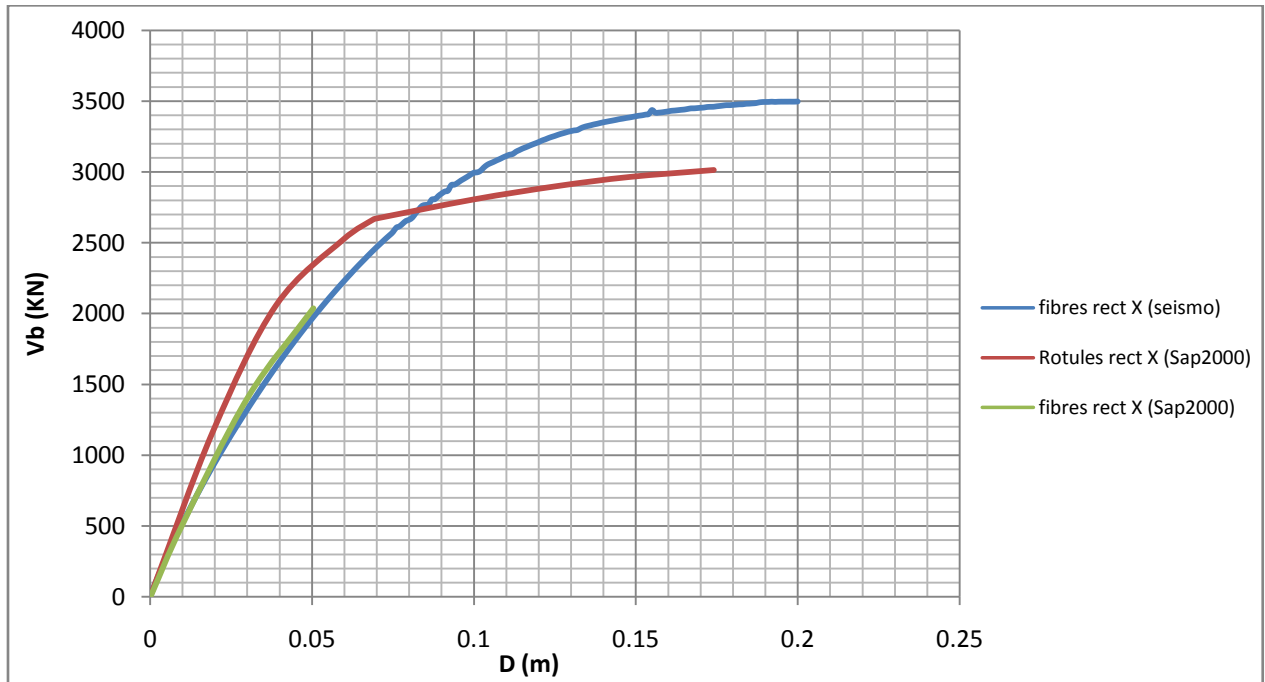


Fig.VII.78. Courbe de capacité rect XX.

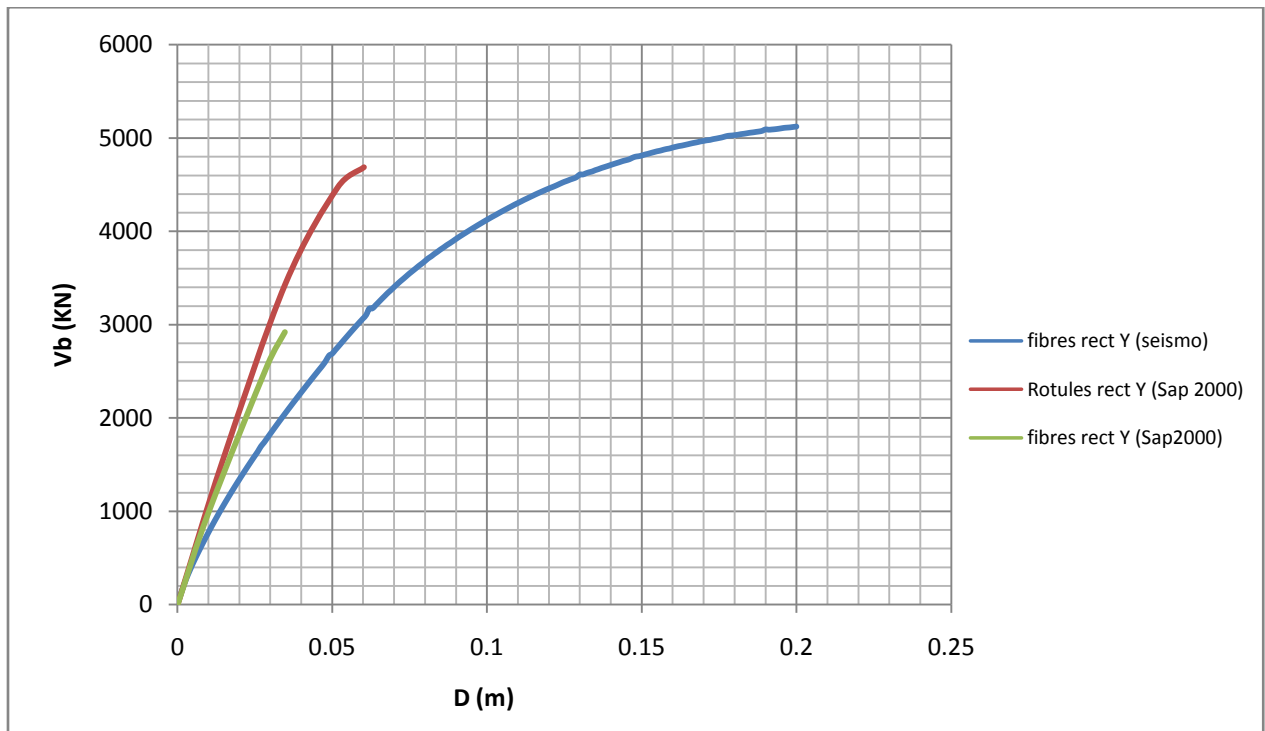


Fig.VII.79. Courbe de capacité rect YY.

Les courbes de capacité suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement Triangulaire est comme suite :

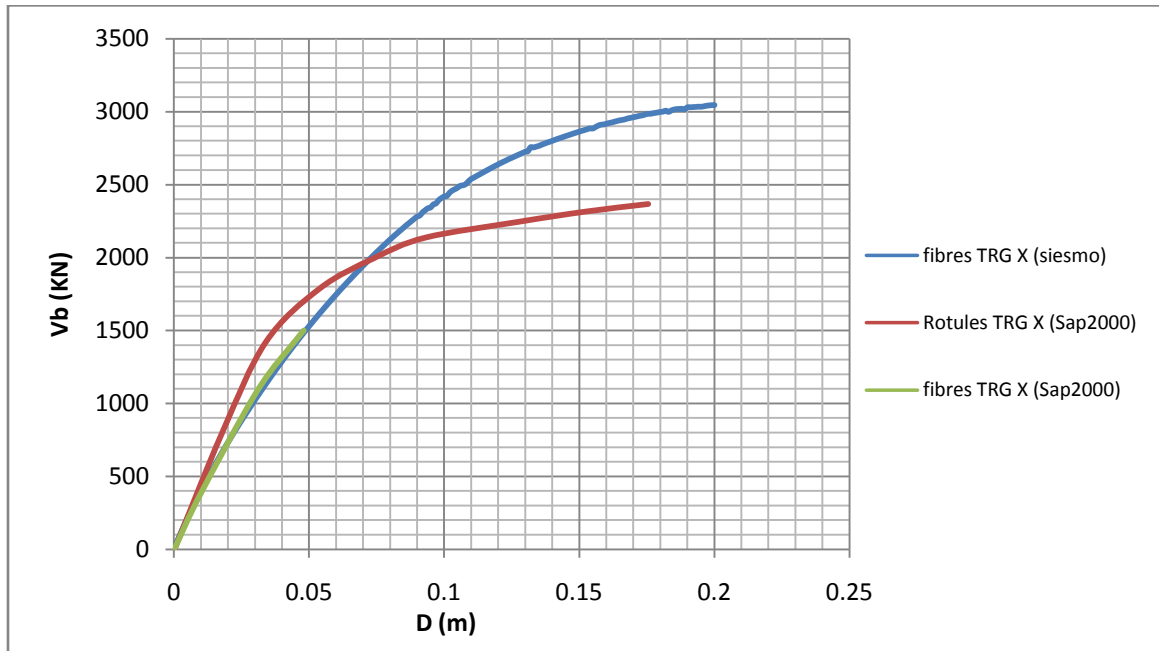


Fig.VII.80. Courbe de capacité TRG XX.

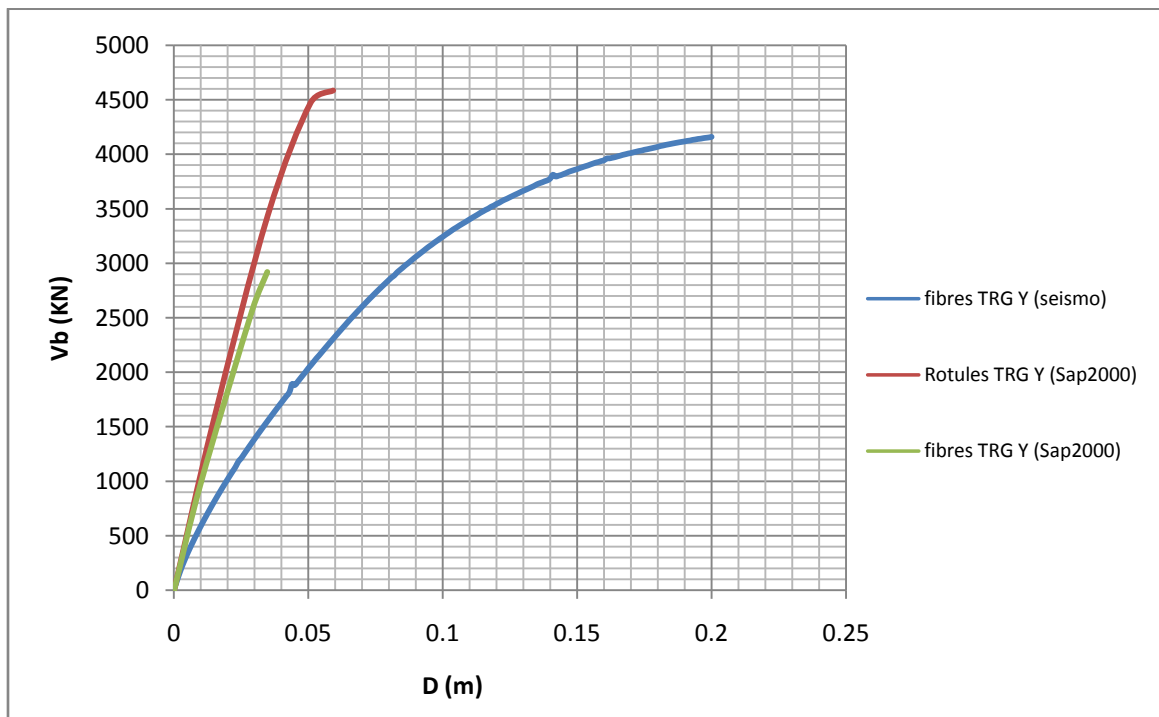


Fig.VII.81. Courbe de capacité TRG YY.

Les courbes de capacité suivant le sens (XX) et (YY) sous le chargement du Premier Mode (Mode1) est comme suite :

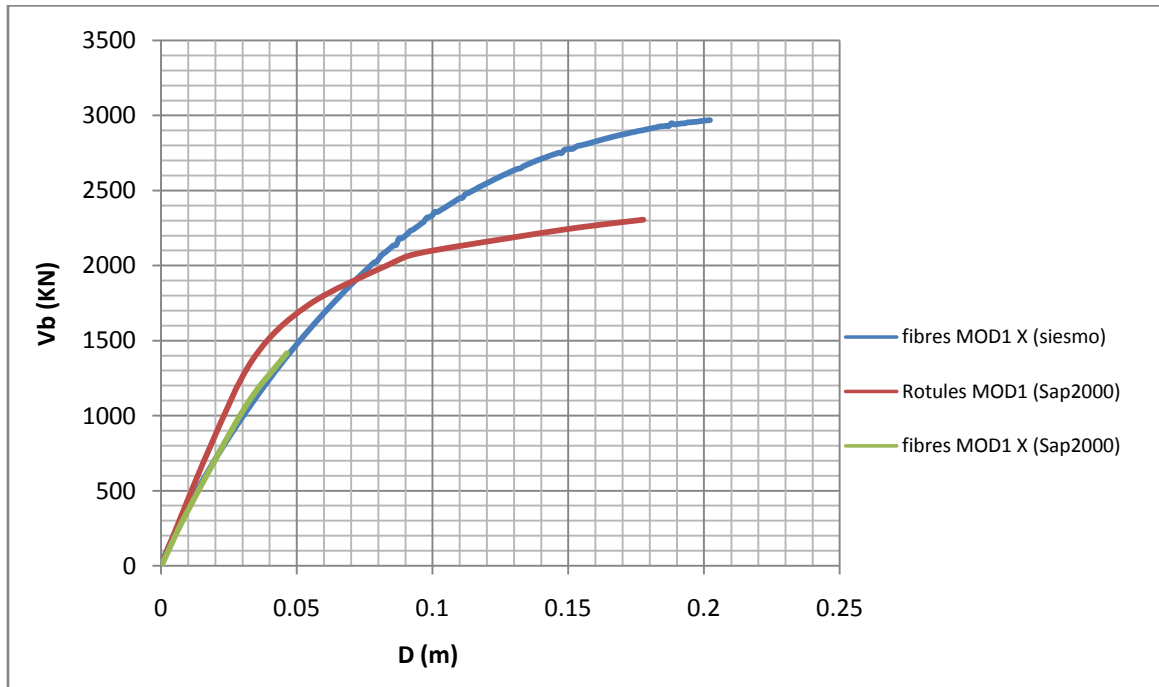


Fig.VII. B.82. Courbe de capacité MOD1 XX.

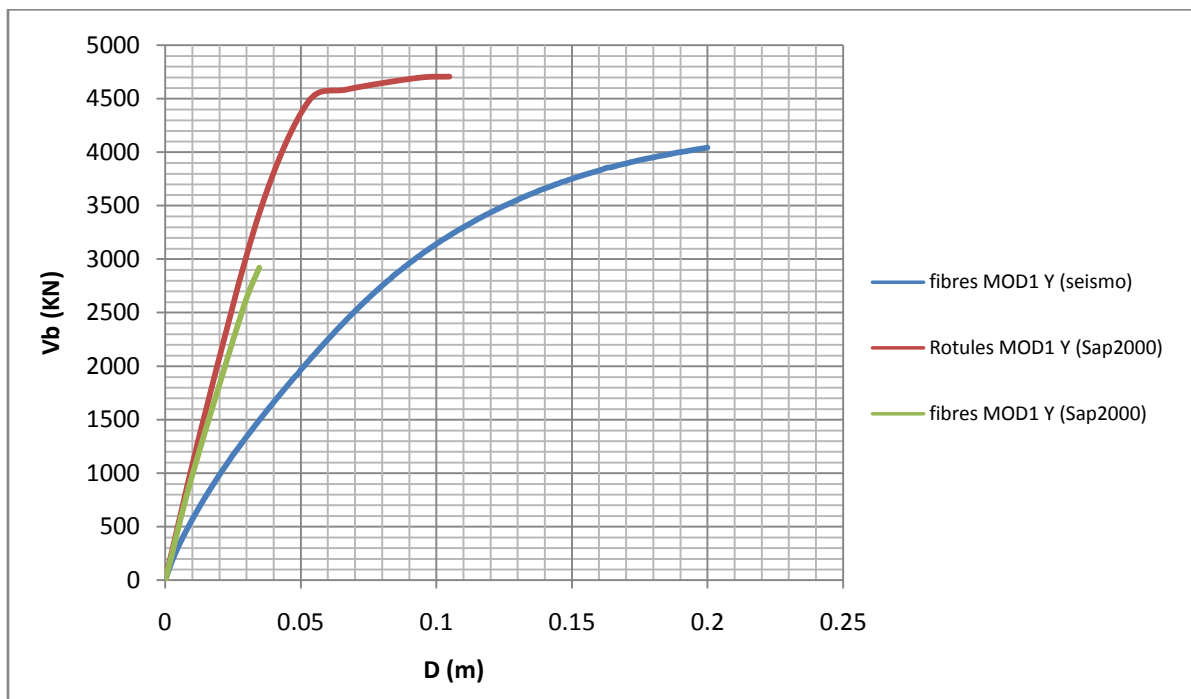


Fig.VII. B.83. Courbe de capacité MOD1 YY.

❖ **VII. B.6.3.2. Comparaison entre les déplacements inter-étages:**

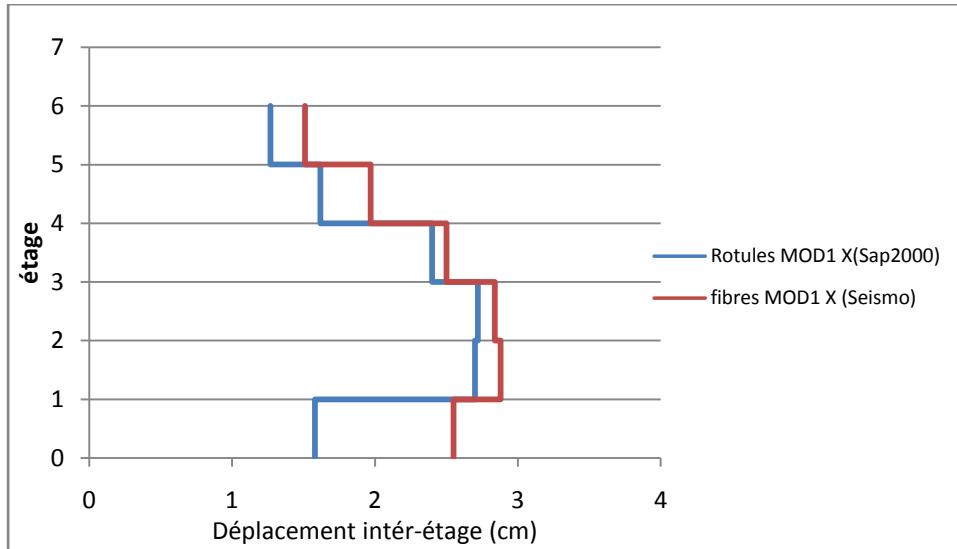


Fig.VII. B.84. Déplacement inter-étage sens XX.

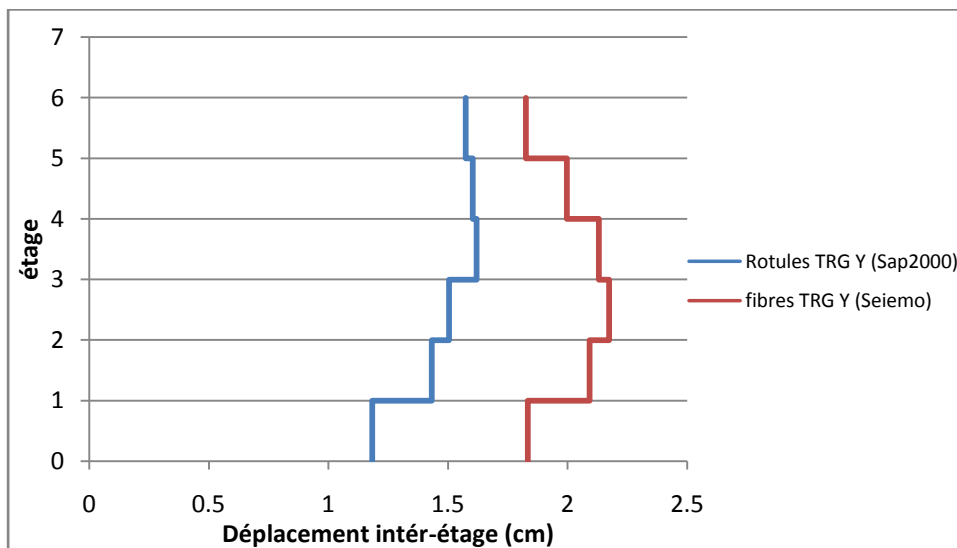


Fig.VII. B.85. Déplacement inter-étage sens YY.

• Commentaire :

On constate que le déplacement inter-étage au niveau du 2^{ème} et 3^{ème} étage sont plus important que les autres étages.

❖ VII. B.6.3.3. Commentaires et résultats :

- ✓ A partir des courbes de capacité obtenue par le Sap2000 suite à l'analyse non-linéaire par la méthode pushover selon la FEMA 356, on peut observer quelles sont significativement différentes et moins complètes que celle obtenue par le Seismostruct qui donne des résultats plus complètes et plus proche de la réalité.
- ✓ Si on compare les courbes de capacité obtenue par plasticité concentrée du Sap2000 (modèle en rotules plastiques), et les courbes de capacité obtenue par plasticité distribuée du Seismostruct (modèle en fibres), on voit que:
 - Les courbes de la plasticité concentrée s'arrêtent avant celle de la plasticité distribuée suivant le sens (XX), et suivant le sens (YY) elle s'arrête clairement au début de l'analyse.
- ✓ Si on compare les courbes de capacité obtenue par la plasticité distribuée du Sap2000 (modèle en fibres), et les courbes de capacité obtenue par plasticité distribuée du Seismostruct (modèle en fibres), on voit que :
 - Au début des courbes du Sap2000 ont presque la même allure que celles du Seismostruct suivant le sens (XX), et elles se déforment légèrement suivant le sens (YY).
 - Les courbes du Sap2000 s'achèvent aussitôt que celles de Seismostruct.
- ✓ Les résultats obtenus par les deux méthodes (méthode des rotules plastiques et méthodes des fibres) montrent que la structure est plus rigide suivant le sens (YY) que suivant le sens (XX).
- ✓ A partir des déplacements inter-étage :
 - On constate que la structure est au niveau de performance de l'occupation immédiate (IO) selon les deux méthodes d'analyse.
 - On peut voir aussi à partir des figures (VII.B.65, VII.B.66) que le déplacement obtenu par la méthode des fibres est plus important que celui de la méthode des rotules plastiques.
 - On constate aussi que le déplacement suivant (XX) est plus grand par rapport au sens (YY) pour les deux méthodes.

❖ VII. B.6.3.4. Interprétation des résultats :

- ✓ Le sens (YY) apparaît plus rigide que le sens (XX) suite à la disposition des voiles.
- ✓ Les résultats obtenus par le modèle en fibres au moyen du **Sap2000** ont presque la même allure que celles obtenues par le **Seismostruct** dans le domaine élastique, surtout suivant le sens (XX), mais ils ne peuvent continuer plus que ça suite au faible maillage des éléments de la structure dans le Sap2000.
- ✓ Les résultats du modèle en fibres obtenus par le **Seismostruct** sont plus compréhensives, plus complètes, et plus proches de la réalité par rapport aux résultats obtenus par le **Sap2000** soit pour le modèle en fibres ou soit pour le modèle en rotules plastiques ; et cela est confirmé par les résultats obtenus dans cette étude, et aussi par l'étude dynamique non-linéaire qui a été réalisée au laboratoire **ELSA (European Laboratory for Structural Assessment)** sur un bâtiment réel et un autre idéalisé conforme à ce dernier en utilisant le **Seismostruct**, comme le montre la figure suivante :

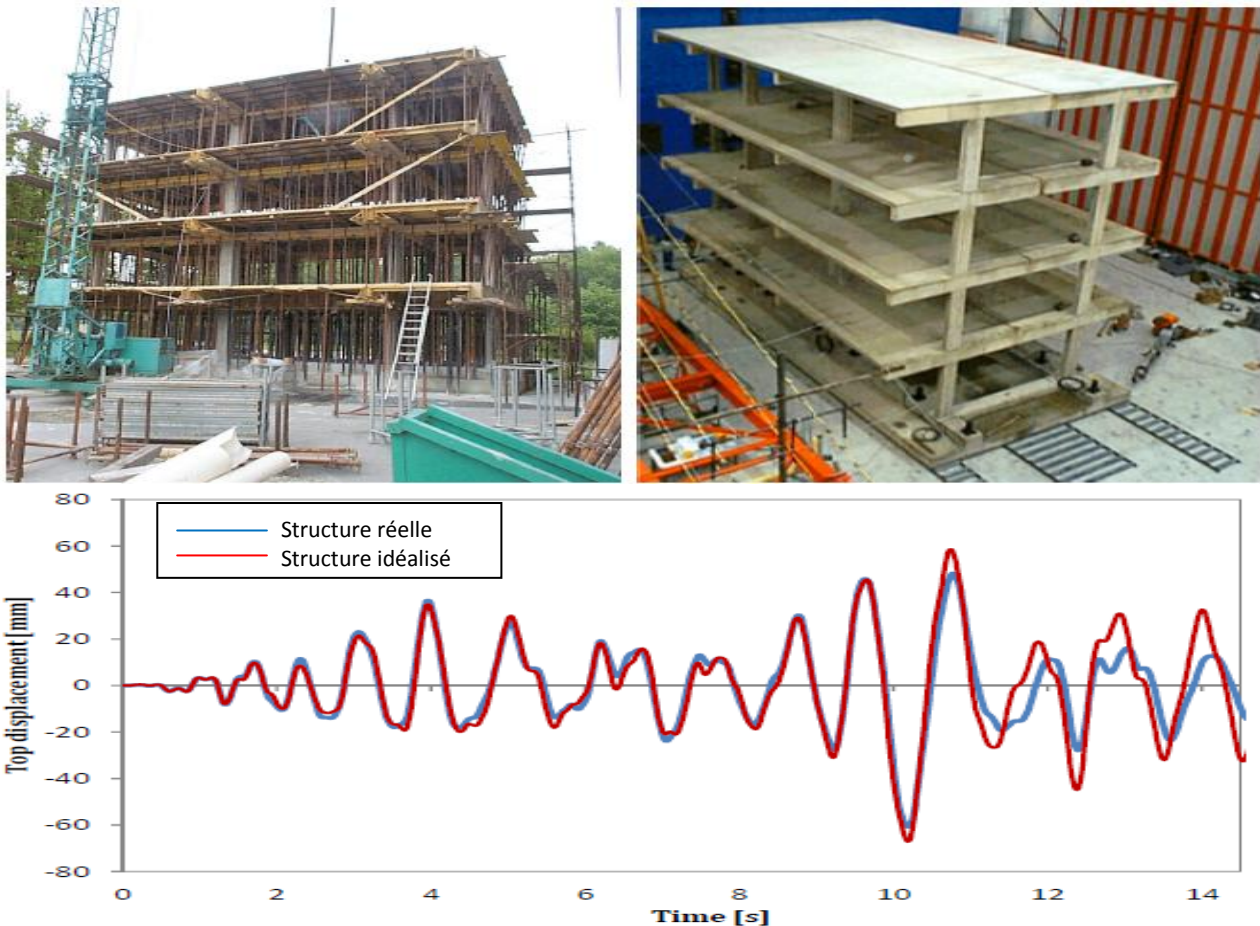


Fig.VII. B.86. Résultat de laboratoire ELSA.

 **RECOMMANDATION :**

Il est recommandé :

- ✓ D'effectuer une analyse non-linéaire pour les futures constructions après chaque analyse élastique.
- ✓ L'exécution de l'analyse non-linéaire par la méthode des fibres est nécessaire pour mieux comprendre le comportement sismique des bâtiments.
- ✓ L'exécution de l'analyse non-linéaire par le programme informatique Seismostruct, car il est mieux adapté à cela et donne des résultats plus proches de la réalité.
- ✓ L'adoption des nouvelles méthodes de conception parasismique utilisée par les pays développés.
- ✓ Prendre en charge les recommandations des règlements parasismique Américaine (ATC40, FEMA 273-36), européenne (ER8), afin d'améliorer notre règlement Algérien (RPA) pour avoir des constructions plus sûres à l'avenir.

CONCLUSION GENERALE :

Au cours de ce travail, nous constatant que la méthode de calcul élastique utilisé dans les bureaux d'étude pour le dimensionnement des constructions en béton armé, est insuffisante et ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réelle du bâtiment.

L'analyse statique non-linéaire par la méthode **PUSHOVER** donne beaucoup plus d'information qu'une simple analyse linéaire, aussi elle nous préviendra des éventuelles défaillances que l'on ne pourra pas apercevoir avec l'analyse élastique.

La nouvelle méthode de dimensionnement basée sur la performance sismique (**PBSD**) consiste à déterminer l'état d'endommagement des structures sous excitation sismique, afin de produire des constructions capables de résister à ces actions sismiques et de préserver la protection des occupants.

Les résultats obtenus à partir de l'application des deux méthodes de calcul sur la structure sont semblables à celle de l'application sur la console avec un petit pourcentage de différence qui revient probablement à l'influence des auteurs, l'influence des sections, la présence ou non présence des voiles..., et tout cela confirme que les calculs sont plus justes.

La méthode d'analyse non-linéaire par l'attribution des rotules plastiques donne des résultats acceptables, mais ils sont loin d'être complets et proches de la réalité, ce qui laisse l'ingénieur dans le flou et l'oblige à chercher d'autres méthodes plus réalistes et plus convaincantes.

La méthode d'analyse non-linéaire par l'attribution des fibres aux éléments de la structure est plus précise, plus complète, et donne des résultats plus proches de la réalité, alors l'ingénieur pourra mieux comprendre le comportement sismique de sa structure étudiée et trouver la meilleure solution afin de réaliser une bonne conception parasismique.

Le **Seismostuct** est un nouveau logiciel qui prouve sa place dans le calcul non-linéaire de plus en plus, par ces résultats sûrs, détaillés, et plus proches de la réalité.

ANNEXE A

ANNEXE (A)

PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Le projet étudié, est un bâtiment (**R+6**) en béton armé qui comprend un seul bloc à usage d'habitation d'importance moyenne (**groupe 2**). Cet ouvrage est implanté à BIR KADEME wilaya d'ALGER, classée comme étant une zone sismique (**zone III**) selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 VER 2003**).

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE :

Langueur totale	17.7
Largeur totale	9.6
Hauteur totale sans l'acrotère	21.42
Hauteur totale avec l'acrotère	21.52
Hauteur d'étage courant	3.06
Hauteur de RDC	3.06

Tableau. A.1. Les caractéristiques géométrique de la structure.

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux sont conformes aux règles technique de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL 91**) et tous les règles applicables du (**RPA 99 VER 2003**).

BETON :

➤ La résistance caractéristique du béton :

✓ **En compression** : « f_{cj} » C.B.A.93 : $f_{cj} = 25$ [MPA].

Avec :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83 j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPA].}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95 j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ [MPA].}$$

✓ **En traction** : « f_{tj} » C.B.A.93 : $f_{tj} = 2.1$ [MPA].

$$\text{Avec : } f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ [MPA].}$$

ANNEXE (A)

☞ Module de déformation longitudinale du béton :

- ✓ Module d'élasticité instantanées : « E_{ij} » C.B.A.93 :

$$E_{ij} = 32164.2 [MPa]$$

Déduite de la formule : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$, pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

- ✓ Module d'élasticité différées : « E_{vj} » C.B.A.93 : $E_{vj} = 1.08 \times 10^4 [MPa]$

Déduite de la formule $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$, pour le calcul sous charges de longue durée.

- ✓ Module de déformation transversale du béton :

$$G = (1 + \nu) * E / 2$$

- ✓ Coefficient de poisson C.B.A :

- ☉ ELS $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations (béton fissuré).
- ☉ ELU $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (béton non fissuré).

☞ Les contraintes limites :

- Etat limite ultime ELU :

La contrainte limite du béton en compression à ELU est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \text{ Dans notre cas : } f_{bu} = 14.17 [MPa]$$

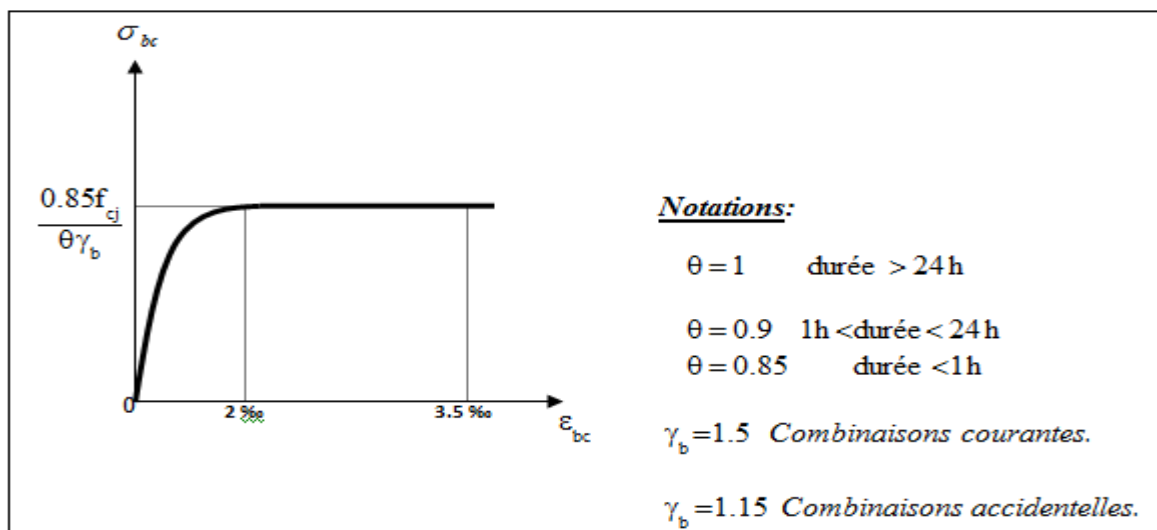


Fig. A.1. Diagramme contraintes –déformation à (ELU).

ANNEXE (A)

- **Etat limite de service ELS :**

La contrainte de compression du béton à **ELS** est limitée à $0.6 f_{cj}$, dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ [MPa].

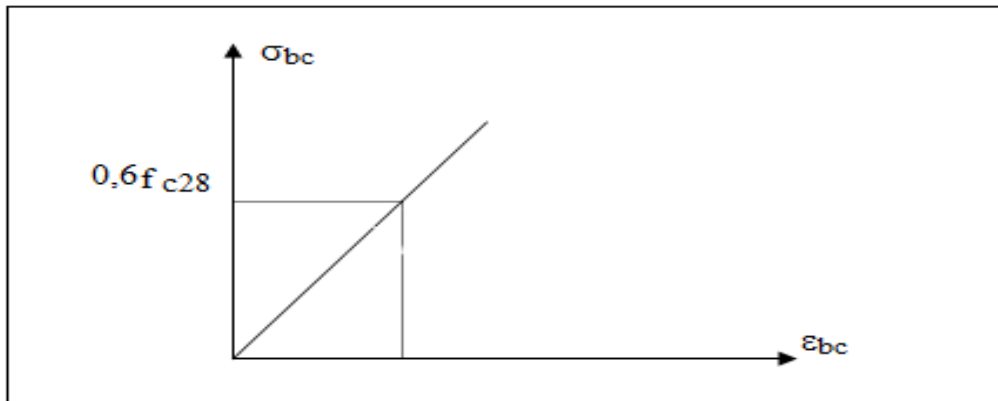


Fig. A.2. Diagramme contraintes –déformation à (ELS).

- **Contrainte limite de cisaillement :**

$\bar{\tau}_u = 3.33$ [MPa] Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5$ [MPa] Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

☞ **L'Acier :**

- **La résistance caractéristique de L'Acier :**

Acier haute adhérence de nuance $F_{eE} = 400$ [MPa].

- **Module d'élasticité longitudinale :**

Est égale : $E_s = 2 \times 10^5$ [MPa].

☞ **Les contraintes limites :**

➤ **Etat limite ultime ELU :**

Déduite de la formule :

Avec : $\gamma_s = 1.15$ Combinaisons courantes.

$\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles.

ANNEXE (A)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

☉ Diagramme contraintes - déformations :

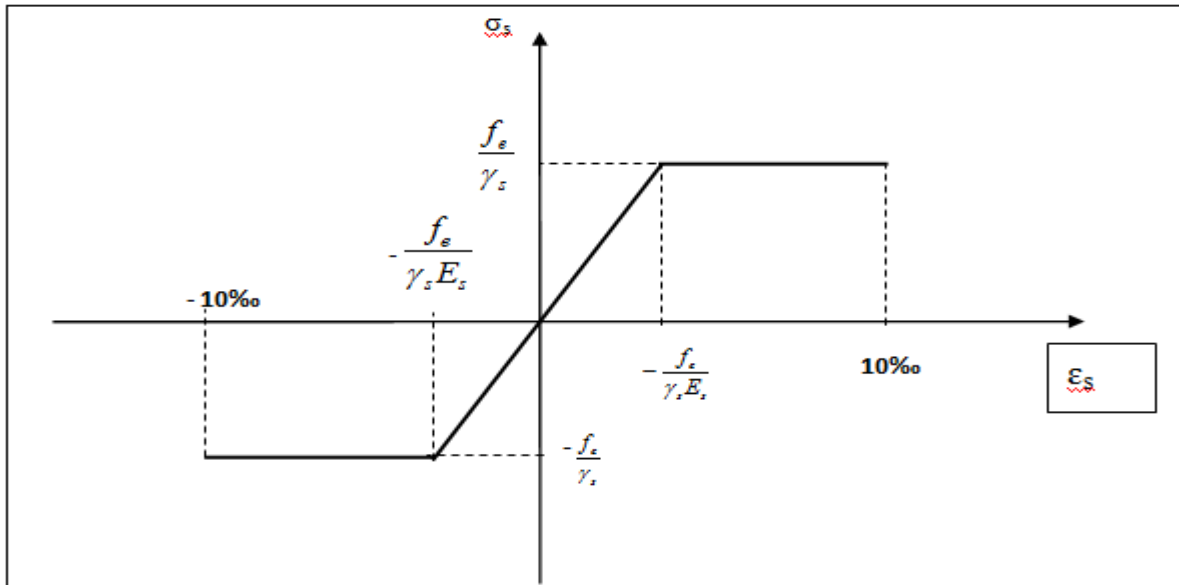


Fig. A.3. Diagramme contraintes –déformation.

• Etat limite de service ELS :

- Cas de fissuration peut préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$,

Alors $\bar{\sigma}_s = 266.67 [MPa]$.

- Cas de fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$,

Alors $\bar{\sigma}_s = 201.63 [MPa]$.

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour rondes lisses.

$\eta=1.6$ pour acier HA.

❖ Le coefficient d'équivalence (η) :

Le coefficient d'équivalence : $\eta = \frac{E_s}{E_b}$, est fixé forfaitairement à $\eta=15$.

Avec :

Es : Module de déformation de l'acier

Eb : Module de déformation du béton

ANNEXE B

ANNEX (B)

✚ B.1.PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES :

➤ DALLES EN CORPS CREUX :

- Condition acoustique :

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm**

- Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les deux conditions suivant :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

$$h_t \geq \frac{L M_t}{15M_0}$$

Avec :

L= min (Lxmax, Lymax).

Et dans notre cas : (Lxmax = 4.00 m, Lymax= 3.50 m).

M₀: moment de la travée considérée libre.

M_t : moment de la travée de la portée considérée $M_t \geq 0.75M_0$.

ht = e: hauteur totale de plancher.

Alors : e = (350/22.5)=15.55cm.

Et

$$h_t \geq \frac{350}{15} (0.75) = 17.5cm$$

L'épaisseur à retenir est : e = (16+4) = 20 cm

ANNEX (B)

B.2.DESCENTE DE CHARGES :

1. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE :

Elément constituants	Epaisseurs (m)	Masse volumique (kN/ m ³)	Masse surfacique (kN/ m ²)
Gravillon de Protection	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à corps-creux	0.2	14	2.8
Enduit de plâtre	0.02	12	0.24
		/	Σ 6.37

Tableau .B.1.décante de charges du plancher terrasse.

Charge permanente : $G = 6.37$ (kN/ m²).

Charge d'exploitation : $Q = 1$ (kN/ m²).

2. PLANCHER ETAGE COURANT :

Elément constituants	Epaisseurs (m)	Masse volumique (kN/ m ³)	Masse surfacique (kN/ m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
dalle à Corps-creux	0.2	14	2.8
Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
Cloisons de séparation	0.1	10	1
			Σ 5.24

Tableau .B.2.décante de charges du plancher d'étage courant.

Charge permanente : $G = 5.24$ (kN/ m²).

Charge d'exploitation : $Q = 1.5$ (kN/ m²).

ANNEX (B)

➤ **BALCON :**

Charge permanente : $G = 6.80 \text{ (kN/ m}^2\text{)}$.

Charge d'exploitation : $Q = 3.50 \text{ (kN/ m}^2\text{)}$.

➤ **MACONNERIE EXTERIEUR :** $G = 2.81 \text{ (kN/ m}^2\text{)}$.

➤ **MACONNERIE INTERIEUR :** $G = 1.3 \text{ (kN/ m}^2\text{)}$.

✚ **B.3.PRE-DIMENSIONNEMENT :**

➤ **PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :**

• **POUTRES PRINCIPALES :**

Selon BAEL91 :

$$L/15 < h < L/10$$

L : travée de la poutre (L=4.00 m).

$$0.3h < b < 0.7h$$

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Alors :

$$0.40 \geq h \geq 0.26 \dots\dots\dots h = 40 \text{ cm.}$$

$$28 \geq b \geq 18.2 \dots\dots\dots b = 30 \text{ cm.}$$

⇒ **Vérification des conditions de résistance (RPA99/V2003) :**

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm} \quad \text{vérifie}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \quad \text{vérifie}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow 1.6 \leq 4 \quad \text{vérifie}$$

$$\text{Condition de rigidité : } (h/L) > (1/6) \dots\dots\dots (40/400)=0.1 > (1/6)$$

• **POUTRES SECONDAIRES :**

Selon BAEL91 :

$$L/15 < h < L/10$$

L : travée de la poutre (L=3.5 m).

$$0.3h < b < 0.7h$$

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Alors :

$$0.35 \geq h \geq 23.3 \dots\dots\dots h = 35 \text{ cm.}$$

$$24.5 \geq b \geq 10.5 \dots\dots\dots b = 30 \text{ cm.}$$

⇒ **Vérification des conditions de résistance (RPA99/V2003) :**

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow 1.4 \leq 4 \quad \text{vérifie.}$$

$$\text{Condition de rigidité : } (h/L) > (1/6) \dots\dots\dots (35/350)=0.1 > (1/6).$$

ANNEX (B)

- **POUTRES PALIERES :**

$$h = 30 \text{ cm.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

Alors les sections de Poutres adoptés sont :

Niveau d'étage	RDC	Etage courant
Poutres principales	(40 X 30)	(40 X 30)
Poutres secondaires	(35 X 30)	(35 X 30)
Poutres palières	(30 X 30)	(30 X 30)

Tableau .B.3.sections de poutres adoptés.

➤ **PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES :**

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **RPA99/V2003**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales: effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après **L' RPA99/V2003** « l'épaisseur minimale égale a **15 cm** ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et des conditions de rigidité au extrémités.

Alors on prend l'épaisseur des voiles (**e**) : **e = 20 cm.**

➤ **PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :**

On considère le poteau le plus sollicité, avec une section de plancher $S_p=11.129 \text{ m}^2$ (majoré de 10).

- **SELON LE BAEL 91 (art 5-3-2) :**

⇒ **A ELU :**

On utilise la réglementation suivante :

ANNEX (B)

$$Br \succ \frac{K * \beta * Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0,9} + 0.85 \frac{f_{ed}}{100}}$$

$$\text{Avec : } f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Situation durable.}$$

☞ **K = 1**, Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1.10 \quad \text{si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.} \\ K = 1.20 \quad \text{si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.} \\ K = 1 \quad \quad \text{pour les autres cas.} \end{array} \right.$$

☞ **θ = 1**, Tel que :

θ : est en fonction de la durée (**t**) d'application des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 : T > 24h \\ \theta = 0.9 : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 : T < 1h \end{array} \right.$$

☞ **β = 1.2**, Tel que :

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0,2 (\lambda / 35)^2. \\ \text{si } 50 < \lambda < 70 : \beta = 0,60 (50 / \lambda)^2. \end{array} \right.$$

$$\lambda = \frac{Lf * \sqrt{12}}{a} \quad (\mathbf{a} : \text{le plus petite coté})$$

ANNEX (B)

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance).

$$\text{D'où : } \beta = 1 + 0,2 \cdot 1 = 1,2.$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a \geq \frac{Lf}{10} \\ b \geq \frac{Br}{a - 0,02} \end{cases}$$

$$\Rightarrow N_u = 1,10 (1,35 N_G) + 1,5 N_Q$$

$$N_u : \text{effort normal à ELU} \quad \Rightarrow N_u = 147,039 \text{ [KN].}$$

$$N_G : \text{charges permanentes} \quad \Rightarrow N_G = 87,775 \text{ [KN].}$$

$$N_Q : \text{charges d'exploitations} \quad \Rightarrow N_Q = 11,129 \text{ [KN].}$$

A partir des calculs on trouve que : $a = b = 30$.

• Vérification selon RPA 99 version 2003 :

1. A ELU :

$$\checkmark \text{ Min } (a, b) \geq 30 \text{ [cm].}$$

$$\checkmark \text{ Min } (a, b) > \frac{he}{20}.$$

$$\checkmark \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4.$$

\Rightarrow Conditions vérifiées.

1. A ELS :

$$\sigma_s = \frac{N_s}{B + \eta * A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Avec :

$$N_s : \text{effort normal à l'ELS } (N_s = N_G + N_Q).$$

B : section de béton du poteau.

A_s : section d'armatures (A_s = 1% B).

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}.$$

ANNEX (B)

D'où :

$$\sigma_s = \frac{N_s}{1.15B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiés.}$$

Alors les sections de poteaux adoptés sont :

Niveau d'étage	RDC	Etage courant
Section du poteau	(40 X 40)	(40 X 40)

Tableau .B.4.sections de poteaux adoptés.

✚ B.4.FERRAILLAGE :

D'après les conditions exigées par **L' RPA99/V2003** en zone de sismicité (ZONE III) on a adopté le ferrailage suivant :

➤ FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Etage	Section	Ferrailage
RDC	(40 X 40)	4T20 +4T16
ET1	(40 X 40)	4T20 +4T16
ET2	(40 X 40)	8T16
ET3	(40 X 40)	8T16
ET4	(40 X 40)	8T14
ET5	(40 X 40)	8T14
ET6	(40 X 40)	8T14

Tableau .B.5. Ferrailage des poteaux.

➤ FERRAILLAGE DES VOILES :

Niveau d'étage	RDC	Etage courant
Section du voile (V1)	(200 X 20)	(200 X 20)
Section du voile (V2)	(350 X 20)	(350 X 20)
Ferrailage du voile	T16 esp : 20 cm	T16 esp : 20 cm

Tableau .B.6. Ferrailage des voiles.

ANNEX (B)

➤ FERRAILLAGE DES POUTRES :

Etage	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres palières
RDC	6T16	6T14	6T12
ET1	6T16	6T14	6T12
ET2	6T16	6T14	6T12
ET3	6T14	6T14	6T12
ET4	6T14	6T14	6T12
ET5	6T14	6T14	6T12
ET6	6T14	6T14	/

Tableau .B.7. Ferrailage des poutr.

✚ B.5.RESULTAES DE L'ANALYSE LINEAIRE :

La modélisation et le calcul dans le domaine linéaire en cette étude est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS** (version 9.7.1). Ce logiciel est particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Dans ce qui suit une présentation des résultats obtenus à la suite de cette analyse linéaire en utilisant la méthode statique équivalente, ainsi que les différentes vérifications selon le règlement Parasismique Algérien RPA99V2003.

➤ B.5.1. Vérification 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 :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

-Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

ANNEX (B)

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.626294	73.9978	0.00036	0	73.9978	0.00036	0	0.0004 3	99.504	0.00021
2	0.495583	0.00075	68.4407	0	74.0453	68.4743	0	98.392 4	0.0008	0.0014
3	0.366663	0.0004	0.0015	0	74.0457	68.4758	0	0.0021	0.0001	69.9199
4	0.187864	13.062	0.0087	0	87.1077	68.4845	0	0.0062	0.0589	0.0001
5	0.089717	0.3273	18.2605	0	87.4351	86.745	0	1.2171	0.0156	0.021
6	0.088703	4.9371	1.0153	0	92.3721	87.7603	0	0.0651	0.2715	1.5017
7	0.088014	0.4637	0.0229	0	92.8358	87.7833	0	0.0015	0.0254	16.7071
8	0.052081	3.1627	0.0001	0	95.9986	87.7833	0	0	0.0364	0.0034
9	0.040091	0.001	0.0896	0	95.9995	87.8729	0	0.003	0	6.3153
10	0.040077	0	6.568	0	95.9995	94.4409	0	0.2199	0	0.0863
11	0.035482	1.7622	0	0	97.7617	94.4409	0	0	0.0258	0.0049
12	0.028903	0.1826	0	0	97.9443	94.4409	0	0	0.0014	0.0015

Tableau .B.8.périodes et facteurs de participation massique.

D'après le tableau (B.8.) on voit que les mode (1) et (2) sont des translation pures suivant les deux directions principales de la structure. Et le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation sont :

Direction XX : 6 modes (92.372 % de la masse totale de la structure).

Direction YY : 10 modes (94.440 % de la masse totale de la structure).

☞ Vérification de la période :

La valeur de la période T, calculées à partir de la méthode analytique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques de plus de 30%.

$$T = C_T h_N^{3/4} \longrightarrow T = 0.5279s$$

$$T_{\text{calcul}} = 0.6262 < 1.3 \text{ de } T \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

☞ Centre de masse et de rigidité :

Les résultats déterminés concernant le Centre de masse et de rigidité sont mentionnés dans le tableau suivant :

ANNEX (B)

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
6	D1	161.9136	161.9136	8.65	4.594	161.9136	161.9136	8.65	4.594	8.645	4.476
5	D1	193.5933	193.5933	8.65	4.7	355.5069	355.5069	8.65	4.652	8.646	4.466
4	D1	193.5933	193.5933	8.65	4.7	549.1002	549.1002	8.65	4.669	8.646	4.467
3	D1	193.5933	193.5933	8.65	4.7	742.6935	742.6935	8.65	4.677	8.647	4.475
2	D1	193.5933	193.5933	8.65	4.7	936.2868	936.2868	8.65	4.682	8.648	4.49
1	D1	193.5933	193.5933	8.65	4.7	1129.8801	1129.8801	8.65	4.685	8.649	4.51
RDC	D1	193.5933	193.5933	8.65	4.7	1323.4734	1323.4734	8.65	4.687	8.65	4.535

Tableau .B.9. Centre de masse et de rigidité.

D'après les résultats obtenus, nous constatons que l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité est inférieur à 5% L, dont L est la dimension du plancher qui est perpendiculaire à la direction de l'action sismique. Alors l'effet de torsion sera négligé.

➤ **B.5.2. Vérification 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 .

Sens XX		Sens YY	
$V_{(statique)}$ (KN)	V_t (KN)	$V_{(statique)}$ (KN)	V_t (KN)
2144.64	2011.6	2144.64	2011.6

Tableau .B.10. Force sismique à la base.

On a 80% de $V_{(statique)} < V_t$**condition vérifiée.**

• **Stabilité au renversement :**

Il faut vérifier que : $\frac{\text{moment stabilisateur}}{\text{moment renversant}} \geq 1.5.$

ANNEX (B)

$$\frac{M_{res}}{M_{stab}} = 6.33 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{sens (XX) condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_{res}}{M_{stab}} = 3.42 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{sens (YY) condition vérifiée.}$$

➤ **B.5.3. Vérification du déplacement intr-étages (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.

Story	Item	Load	DriftX	DriftY	Δx	Δy
6	Diaph D1 X	EX1	0.000977		0.003908	
6	Diaph D1 Y	EX1		0.000063		0.000252
5	Diaph D1 X	EX1	0.001211		0.004844	
5	Diaph D1 Y	EX1		0.000066		0.000264
4	Diaph D1 X	EX1	0.001458		0.005832	
4	Diaph D1 Y	EX1		0.000066		0.000264
3	Diaph D1 X	EX1	0.001628		0.006512	
3	Diaph D1 Y	EX1		0.000062		0.000248
2	Diaph D1 X	EX1	0.001637		0.006548	
2	Diaph D1 Y	EX1		0.000053		0.000212
1	Diaph D1 X	EX1	0.001375		0.0055	
1	Diaph D1 Y	EX1		0.000037		0.000148
RDC	Diaph D1 X	EX1	0.000656		0.002624	
RDC	Diaph D1 Y	EX1		0.000016		0.000064

Tableau .B.11. Déplacement inter-étages suivant XX.

Le déplacement Max suivant (XX) = 0.006548 ≤ 0.01%.....Vérifier.

Story	Item	Load	DriftX	DriftY	Δx	Δy
6	Max Drift X	EY1	0.000066		0.000264	
6	Max Drift Y	EY1		0.000639		0.002556
5	Max Drift X	EY1	0.000068		0.000272	
5	Max Drift Y	EY1		0.000668		0.002672
4	Max Drift X	EY1	0.000069		0.000276	
4	Max Drift Y	EY1		0.000676		0.002704
3	Max Drift X	EY1	0.000066		0.000264	
3	Max Drift Y	EY1		0.00065		0.0026
2	Max Drift X	EY1	0.000057		0.000228	
2	Max Drift Y	EY1		0.000572		0.002288
1	Max Drift X	EY1	0.000042		0.000168	
1	Max Drift Y	EY1		0.000428		0.001712
RDC	Max Drift X	EY1	0.000018		0.000072	
RDC	Max Drift Y	EY1		0.000205		0.00082

Tableau .B.12. Déplacement inter-étages suivant YY.

ANNEX (B)

Le déplacement Max suivant (YY) = 0.002704 ≤ 0.01%.....Vérifier.

➤ **B.5.4. Vérification d'effet (p-Δ) Art 5.9. (RPA 2003) :**

L'effet (p-Δ) est pris en compte par ETABS. Néanmoins la présentation ci-dessous montre les vérifications de cette effet est présenté si après. Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux avec :

$$\theta = \frac{P_k \delta_k}{V_k h_k}$$

Et : p_k est le poids sismique du niveau K.

δ_k est le déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

V_k est l'effort tranchant d'étage au niveau K.

h_k est la hauteur du niveau K.

Story	p_k	V_k	δ_k	θ
6	2056.58	458.66	0.0029	0.00060706
5	4326.64	939.52	0.0037	0.00092806
4	6596.7	1340.24	0.0044	0.00141549
3	8866.75	1660.81	0.0049	0.00213727
2	11136.81	1901.24	0.0049	0.00312664
1	13406.87	2061.53	0.0042	0.00446309
RDC	15761.26	2144.64	0.0022	0.0052837

Tableau .B.13.Vérification vis-à-vis de L'effet (p-Δ) sens XX.

Story	p_k	V_k	δ_k	θ
6	2056.58	458.66	0.0017	0.00035586
5	4326.64	939.52	0.0019	0.00047657
4	6596.7	1340.24	0.0018	0.00057906
3	8866.75	1660.81	0.0017	0.0007415
2	11136.81	1901.24	0.0016	0.00102094
1	13406.87	2061.53	0.0011	0.0011689
RDC	15761.26	2144.64	0.006	0.01441008

Tableau .B.14.Vérification vis-à-vis de L'effet (p-Δ) sens YY.

On constate que $\theta < 0.1$, pour chaque niveau K et pour les deux directions principales, donc l'effet (p-Δ) est négligeable dans l'analyse linéaire.

ANNEX (B)

➤ **B.5.5. Vérification de l'effort normal réduit Art 7.4.3.1 (RPA 2003) :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$N_{rd} = \frac{N_d}{B_c f_{c28}}$$

Où N_d : L'effort normal maximal.

B_c : La section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

$$N_{rd} = \frac{977.03 \cdot 10^{-3}}{0.4 \cdot 0.4 \cdot 25} = 0.244 < 0.3 \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$