

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique Université

Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master Académique

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Thème

**Analyse non linéaire (Méthode Push Over) d'un portique
auto-stable à section rectangulaire**

Présenté par : AZZOUZ Tassadit

Devant le jury composé de :

M^r BENYAHY Karim

Président

M^{me} ALI AHMED Chafika

Examinatrice

M^{me} SMAHI Rebiha

Promotrice

Promotion 2019/2020

Remerciements

Avant tout, je tiens à remercier le Dieu tout puissant qui m'a donné la santé, le courage, la détermination, la volonté, et la patience à mener ce modeste travail à terme.

Je tiens à remercier mon encadreur M^{me}. SMAHI Rebiha, Mes profonds remerciements lui sont adressés pour l'aide qu'elle m'aura apporté, pour ses conseils avisés, ses orientations pertinentes, sa disponibilité sans faille et son soutien précieux lors de l'élaboration de ce travail.

Je tiens aussi à remercier les membres du jury Mr BEN YAHI Karim, et M^{me} ALI AHMED Chafika qui me font l'honneur et le privilège d'évaluer ce modeste travail.

Mes remerciements vont aussi à l'ensemble des enseignants du département génie civil pour les efforts qu'ils ont fourni lors de ma formation.

Enfin, je remercie énormément toute ma famille, mes proches, toutes mes amies, et toutes les personnes ayant contribué à l'élaboration de ce travail.

Résumé :

L'analyse non linéaire est devenue nécessaire pour la structure sujette au séisme. La méthode "push over" est une nouvelle méthode simple et pratique permettant de tracer la courbe de capacité. La plupart des travaux concernant cette méthode ont été menés sur des structures en portiques.

Dans un premier temps une analyse linéaire sera effectuée pour trouver la position optimale des poteaux rectangulaire (30x60) cm², ensuite une analyse non linéaire sera effectuée à travers l'analyse "Push over" puis une étude comparative d'après les résultats obtenues en utilisant le logiciel ETABS, sera faite entre le portique auto stable (avec poteaux rectangulaires) et la structure contreventée par des voiles.

L'objectif de notre travail est d'étudier la disposition des sections rectangulaire, afin de trouver la position optimale cela est fait en cherchant le comportement non linéaire (au-delà du domaine élastique).

Mots clés : L'analyse non linéaire, Portiques auto stables, Poteaux rectangulaire, Voiles, Analyse linéaire, Disposition.

Abstract

Nonlinear analysis has become necessary for the earthquake-prone structure. The "push over" method is a new, simple and practical method for plotting the capacity curve. Most of the work concerning this method has been carried out on portal structures.

Initially, a linear analysis will be carried out to find the optimal position of the rectangular columns (30x60) cm², then a non-linear analysis will be carried out through the "Push over" analysis then a comparative study according to the results obtained using the Etabs software, will be made between the self-stable gantry (with rectangular posts) and the structure braced by sails.

The objective of our work is to study the arrangement of rectangular sections, in order to find the optimal position this is done by looking for the nonlinear behavior (beyond the elastic domain).

Keywords: Nonlinear analysis, self-stabilizing gantries, rectangular posts, sails, Linear analysis, Disposition

Tables des Matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I: Introduction et historique	
1. Introduction :.....	3
2. Le Séisme et les bâtiments :	3
3. Règlements parasismiques algérien (RPA 2003) :	5
3.1. L'analyse par la méthode statique équivalente :.....	5
3.2. Méthode spectrale modale :.....	6
3.3. La méthode d'analyse statique non linéaire :	6
4. Classifications des structures :	7
4.1. Structures en portique :.....	7
4.2. Structures à murs porteurs :	7
4.3. Structures (en portiques et à murs porteurs) :.....	7
5. Conséquences de séisme sur les structures en béton armé :.....	7
5.1. Dommages subis par les portiques :	7
5.1.1. Rotules plastique aux nœuds poteau-poutre.	8
5.2. Dommages subis par les structure mixte :(portique + voile).....	9
6. Principes de construction des structures parasismiques.....	10
6.1. Diviser les formes complexes en formes simples :.....	10
7. Les Typologies des structures en béton armé selon leurs systèmes de contreventement : ..	11
7.1. Les portiques auto-stables :	11
7.1. Les contreventements par voiles :	12
7.2. Les structures uniquement à murs porteurs :	12
7.3. Structures mixtes (voiles associés à des portiques) :.....	13
7.4. Structure contreventées par noyau central :.....	14
8. Le comportement sismique des structures en béton armé :.....	15
8.1 Mode de fonctionnement des structures en portiques :	16
9. Présentation de la méthode Push-over :	16
9.1. Analyse dans la base nodale :.....	16
9.2. Analyse dans la base Modale :	17
9.3. Analyse non linéaire de la structure la méthode 'Push-over' :.....	17
10. Explication de la courbe de capacité :.....	19
11.Ductilité :.....	20
11.1. Définition de la ductilité :.....	20

11.2. Différents types de ductilité :	21
11.3. Relation entre le coefficient de comportement R et la ductilité :	23
11.4. Les facteurs influençant la ductilité :	24
12. Classes de ductilité selon l'Eurocode8 :	25
13. Le But de l'analyse Pushover :	25
14. La méthodologie de l'analyse Pushover :	26
15. Historique des travaux consacrés à la recherche de la position des voiles.....	27
16. Conclusion :	30

Chapitre II: Etude et modélisation des portiques auto stable

1. Introduction :	31
1.1 Présentation de l'ouvrage :	31
1.1.1 Situation géographique.....	31
1.1.2 Caractéristiques de la structure	32
1.1.3 Les Charges appliquées :.....	35
1.1.4 Caractéristique des matériaux	35
1.2 Pré dimensionnement des éléments :	36
1.2.1 Les poutres principales.....	36
1.2.2 Les poutres secondaires.....	37
1.2.3 Les poteaux :	37
1.3 Vérification des dimensions des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant :.....	38
1.3.1 Vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres :	40
1.4 Les états limites (BAEL91)	40
1.4.1 Définition	40
1.4.2 Règlements et normes utilisés	41
1.5 Calcul de la rigidité des poteaux :	41
1.5.1 Inerties des poteaux :.....	41
1.5.2 Rigidités des poteaux :	41
1.5.3 Rigidités totale d'étage :.....	42
1.6 Pré-dimensionnement des voiles :	42
1.6.1 Choix de la méthode de calcul :	43
1.7 Méthode statique équivalente du RPA99/2003 :	43
1.7.1 Principe de la méthode :	43
1.7.2 Modélisation :.....	44
1.7.3 Calcul de la période fondamentale T :	44

1.7.4	La méthode dynamique modale spectrale :	48
1.8	Présentation du logiciel de calcul « ETABS »	49
1.8.1	Caractéristiques principales du logiciel.....	49
1.8.2	Rappel : (terminologie)	49
1.9	Modélisation de la structure :	50
1.9.1	Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure	50
1.9.2	Etapas de modélisation.....	50
1.9.3	Modification de la géométrie de base	51
1.9.4	Combinaisons aux états limites selon le BAEL 91 ELU :	56
1.9.5	Combinaisons accidentelles du RPA :	56
1.10	Etude de la première variante : Les poteaux 30x60 sont placer aux angles exérieur 60	
1.10.1	période de participation modale	60
1.10.2	Vérification de la période (Art 4.2.4 du RPA99 version 2003):	61
1.10.3	Vérification du pourcentage de participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA 2003):	62
1.10.4	Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6 RPA 2003):	62
1.10.5	Vérification au reversement :	62
1.10.6	Vérification d'effort normal réduit :	63
1.10.7	Vérification des déplacements relatifs (Vérification Art 5.10 RPA 2003):	63
1.10.8	Vérification de l'effet P-Delta (Vérification Art 5.9 RPA 2003):	65
1.10.9	Efforts internes dans les poteaux :	66
1.11	Etude de la deuxième variante :	67
1.10.10	période de participation modale :	67
1.10.11	Vérification de la période (Art 4.2.4 du RPA99 version 2003):	68
1.10.12	Vérification du pourcentage de participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA 2003):	69
1.10.13	Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6 RPA 2003):	69
1.10.14	Vérification des déplacements relatifs (Vérification Art 5.10 RPA 2003): ...	70
1.10.15	Vérification de l'effet P-Delta (Vérification Art 5.9 RPA 2003):	71
1.10.16	Efforts internes dans les poteaux :	71
1.11	Etude de la 3 ^{ème} variante :	72
1.11.1	période de participation modale :	72
1.11.2	Vérification de la période (Art 4.2.4 du RPA99 version 2003):	73

1.11.3	Vérification du pourcentage de participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA 2003):	73
1.11.4	Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6 RPA 2003):	74
1.11.5	Vérification des déplacements relatifs (Vérification Art 5.10 RPA 2003):	74
1.11.6	Vérification de l'effet P-Delta (Vérification Art 5.9 RPA 2003):	75
1.11.7	Efforts internes dans les poteaux :	75
1.11.8	Conclusion :	75
1.12	Comparaison des périodes :	76
1.13	- Comparaison des déplacements de chaque étage :	76
1.14	Efforts tranchants:	77
1.15	Conclusion :	78
Chapitre III: Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non linéaire		
1.	Introduction :	79
2.	Définition de comportement non linéaire des éléments :	79
2.1.	Définition des rotules plastiques :	80
2.2.	Niveaux de dommages :	80
2.3.	Selon FEMA-273 [28]:	82
3.	Introduction des rotules plastiques dans le logiciel :	83
4.	Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER :	86
4.1.	Définition du chargement de l'analyse sous charges gravitaires:	86
4.2.	Définition de l'analyse push over sous charges horizontales:	87
5.	Présentation de la méthode de capacité spectrale (ATC 40) :	89
5.1.	La capacité :	90
5.2.	La demande (déplacement) :	91
5.3.	Définition de la ductilité :	91
6.	Mise en place de la méthode :	92
6.1.	Détermination de la courbe de capacité :	92
6.2.	Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité :	92
6.3.	Résultats de l'analyse push over :	93
7.	Résultats de la 1 ^{er} variante :	93
7.1-	Courbe de capacité de la structure :	94
7.2.	Analyse de la courbe de capacité :	94
7.3.	Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments :	95
7.4.	Demande en ductilité (μ_a) :	99

8. Résultats de la 2ème variante :	100
8.1. Courbe de capacité de la structure :	101
8.2. Analyse de la courbe de capacité :	101
8.3. Etat de dégradation des éléments constitutifs du portique auto stable:	102
8.4. Courbe de capacité spectrale (ATC 40) :	104
9.1. Courbe de capacité de la structure :	107
9.2. Analyse de la courbe de capacité :	107
9.3. Etat de dégradation des éléments constitutifs de la structure de référence :	107
9.4. Courbe de capacité spectrale (ATC 40) :	109
9.5. Demande en ductilité (μ_d) :	110
10. Comparaison des courbes de capacités :	111
11. Conclusion :	111
Chapitre IV: Etude linéaire et non linéaire d'une structure mixte	
1. Introduction :	112
2. Etude de la structure mixte :	112
2.1. Calcul des rigidités du voile :	114
3. Vérification des conditions :	114
3.1. Vérification du comportement dynamique :	114
3.2. Vérification 4.3.4 RPA 2003 :	114
3.3. Vérification des déplacements inter-étages :	115
4. Etude non linéaire (Push over) :	116
4.1. Loi de comportement non linéaire des voiles :	116
4.2. Résultats de l'analyse push over :	116
4.3. Détermination du point de performance de la structure (Sa-Sd) :	117
4.4. Demande en ductilité (μ_d) :	118
global de la structure (Id) :	118
4.5. Rotules plastiques :	119
4.6. Mécanismes de ruine et état de dégradation des éléments :	122
5. Etude comparative des résultats :	122
5.1. Comparaison des déplacements :	122
5.2. Courbes de capacités :	124
6. Conclusion :	125

Figure II.7 : Coupe de voile en plan.....	42
FigureII.8: Spectre de réponse élastique du code parasismique algérien (RPA99/2003	48
FigureII.9 : La déformation de la structure apres l'analyse	59
Figure II.10 : figure montrant la position des poteau 30x60 première variante.....	60
FigureII.11 : figure montrant les trois premiers modes de vibration	61
Figure II.13 : Figure montrant les 3 premiers modes de vibration.....	68
Figure II.14 : La vue en plan 3 ^{ème} variante	72
Figure II.15 : Figures montrant les 3 premiers modes de vibration	73
Figure II.16: Les Périodes fondamentale obtenues dans chaque variantes.	76
Figure II.17 :Déplacements d'étages selon y-y obtenus par les différentes variantes.	77
Figure II.18 : les efforts tranchants de base des variantes.....	77
Figure III.1: Endommagement d'un portique à 2 étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) 2001 [27].....	80
Figure III.2: Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages [27].	81
Figure III.3 : Création des rotules plastiques	83
Figure III.4 : Choix du type de rotule.....	84
Figure III.5: Introduction des rotules plastiques des poutres.	84
Figure III.6 : Introduction des rotules plastiques des poteaux	85
Figure III.7 : Définition des paramètres des chargements de l'analyse push-over	87
Figure III.8 : Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER (Sens x-x)	88
Figure III.9 : Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER (sens y-y).....	88
Figure III.10: Vérification des rotules plastiques introduites.....	89
Figure III.11 : Ductilité en déformations	91
Figure III.12: Signification phisique de la courbe de capacité.....	92
Figure III.13 : Spectre de capacité donnée par le pushover (V-Sd)	93
Figure III.14 : Courbe de capacité (V-D) sens Y-Y variante 1	94
Figure 14.a : Formation des rotules plastiques etape 1	95
Figure 14.b : Formation des rotules plastiques etape 2	96
Figure14.c: Formation des rotules plastiques étape 4	96
Figure 14.d: Formation des rotules plastiques etape 5	97
Figure III.15 : Courbe de capacité extraite du logiciel (variante1)	98
Figure III.16 : Spectre de capacité donnée par le pushover (V-Sd)	100
FigureIII.17 : Courbe de capacité (Vbase-Dsomet) sens Y-Y variante 2	101
Figure17.a : Formation des rotules plastiques etape 1	102
Figure 17.b : Formation des rotules plastique etape 2.....	103

Figure17.c : Les rotules plastique étape 4 et 5	103
Figure III.18: Courbe de capacité extraite du logiciel.....	104
Figure III.19: Spectre de capacité donnée par le pushover (V-Sd)	106
FigureIII.20 : Courbe de capacité (Vbase-Dsommet) sens Y-Y variante 3	107
Figure20.a : rotule plastique étape 1	108
Figure20.b : les rotule plastique étape 5.....	108
Figure III.21 : Courbe de capacité extraite du logiciel (variante3)	109
FigureIII.22 : les courbes de capacité des 3 variantes dans le sens Y-Y.....	111
Figure IV.2: Vue en plan de la structure avec voiles de la variante 3.....	113
Figure IV.3 : Coupe de voile en élévation.	113
Figure IV.6: Courbe de capacité obtenue par le logiciel.....	117
Figure IV. 7: Courbe de capacité (Vbase-Dsommet) sens Y-Y.....	117
Figure IV. 8: détermination du point de performance sens Y-Y.....	118
Figure IV.9 : Formation de rotules plastiques sens yy étape 1.	120
Figure IV.10 : Formation de rotules plastiques sens yy étape 2.	121
Figure IV.11 : Formation de rotules plastiques sens yy étape 3.	121
Figure IV.12 : comparaison des déplacements inter-étages.....	122
Figure IV.13: Principe de l'interaction voile-portique [32].	123
Figure IV.14 : courbes de capacités	124
Figure IV.15: le plan de la 3 ème variante	126

Liste des tableaux

Tableau I.1: Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites Supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement [10].	25
Tableau II.1 : Les combinaisons de charges	35
Tableau II.2 : Vérification du principe poteau fort – poutre faible	39
Tableau II.3 : Vérification des sections des poteaux et poutres.	40
Tableau II.4 : Valeurs de facteur de qualité de la structure (RPA, 2003)	46
Tableau II.5 : la période choisie pour le calcul du facteur D.	47
Tableau II.6: Résultats de l'analyse modale 1 ^{ère} variante	60
Tableau II.7: Résultats des efforts tranchants à la base variante 1	62
Tableau II.8 : Vérification de l'effort normal réduit	63
Tableau II.9: vérification effet p-delta variante 1	66
Tableau II.10 : Efforts internes dans les poteaux.	66
Tableau II.11: Résultats de l'analyse modale variante 2	67
Tableau II.12 : Résultats des efforts tranchant à la base 2 ^{ème} variante	69
Tableau II.13: Déplacements inter-étages variante 2	70
Tableau II.14: vérification effet p-delta variante 2	71
Tableau II.15: Efforts internes dans les poteaux.	71
Tableau II.16 : Résultats analyse modale 3 ^{ème} variante	72
Tableau II.17 : Résultats des efforts tranchant à la base cas 3	74
Tableau II.18 : Déplacements inter-étages 3 ^{ème} variante	75
Tableau II.19: vérification effet p-delta variante	75
Tableau II.20 : Efforts internes dans les poteaux.	75
Tableau II.21: Déplacements d'étages selon y-y obtenus par les différentes cas.	76
Tableau III.1: niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif [28]	83
Tableau III.2 : résultats de la courbe de capacité var 1	94
Tableau III.3: Les étapes de formation des rotules plastiques	98
Tableau III.4 : Résultats de capacité spectrale de la structure	99
Tableau III.5: résultats de la courbe de capacité Variante 2	101
Tableau III.6 : Les étapes de formation des rotules plastiques var 2 dans sens yy.	104
Tableau III.7 : résultats de la courbe de capacité	105
Tableau III.8 : résultats de la courbe de capacité var 3	106

Tableau III.9 : Les étapes de formation des rotules plastiques variante 3 sens yy.....	109
Tableau III.10 : La capacité spectrale de la structure.....	110
Tableau IV.1 : vérification de la participation de masses modales	114
Tableau IV.2 :Déplacements inter-étages	115

Introduction générale

Durant les dernières décennies, le monde a connu plusieurs séismes de moyenne à grande magnitude, qui ont touchés plusieurs pays dont l'Algérie, causant de très grandes pertes tant humaines que matérielles, le niveau de performance de certaines constructions au cours de ces séismes était faible, et delà le niveau des dommages structurels très grand. Ce qui a eu pour conséquence, le besoin de détermination et l'évaluation des dommages dans les structures plus que jamais, pas uniquement le niveau de dommage, la recherche de la bonne rigidification de la structure (structure à voile d'où l'apparition du règlement RPA 2003. Le but de ce travail c'est la recherche d'une bonne position des poteaux rectangulaire et des voiles ainsi que la comparaison de leurs comportement dans le besoin de rigidifier la structure et de limiter ainsi le dommage. Les méthodes linéaires élastiques classiques insuffisantes, ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelles générations de méthodes de conception sismique, parmi lesquelles, l'analyse push over.

Cette étude, concerne la définition et la formulation de la méthode **push over**, comme elle concerne aussi l'application des techniques des méthodes **push over**, proposées dans les codes internationaux, pour la détermination des réponses non élastiques des structures en béton armé, résultants d'un mouvement sismique.

Ce qui nous permet de conclure, de nouveaux concepts qui aident à l'enrichissement de la culture parasismique en Algérie, les objectifs principaux de cette étude sont les suivants :

- Détermination du comportement non linéaire d'une structure en béton armé.
- Détermination et évaluation de la performance de la construction par l'utilisation des principales méthodes **push over**, ce afin de maîtriser la technique de cette méthode et l'estimation du degré de faiblesse de la construction.
- Analyse d'une structure avec la méthode push over pour la détermination de la charge réelle de ruine et les mécanismes correspondants

La recherche de méthodes simples et efficaces qui prennent en compte le comportement non linéaire des structures a conduit notamment à la méthode d'analyse non-linéaire statique développée et connue sous le nom de " **méthode Push-over**". Cette nouvelle méthode doit se simplicité aussi bien que ses limites à deux hypothèses essentielles sur lesquelles elle repose :

1) la modélisation du séisme comme une action unidirectionnelle et la deuxième est que par une et qui est à la base de la conception en performance.

2) La réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode qui reste constant durant le séisme.

A l'issue de ce premier travail, des zones d'ombre persistent. Nous sommes en droit de se poser les questions suivantes :

- C'est quoi l'analyse non linéaire et les méthodes utilisées ?
- Quel est le but et le choix de la méthode push over ?
- Quel est la position optimale des poteaux rectangulaire ?

Toutes ces questions ne peuvent trouver de réponse qu'après une analyse non linéaire ; c'est ce que nous tacherons de faire à travers les quatre chapitres qui suivent.

Le travail effectué dans ce mémoire consiste à étudier l'influence de la position des voiles et des poteaux rectangulaires sur le comportement d'une structure dans le domaine linéaire dans un premier temps en choisissant des dispositions des poteaux puis à étudier la disposition optimale selon deux méthodes. La première méthode est un système de notation qui donnera la variante ayant le meilleur comportement dynamique ainsi que les efforts les plus réduits, cette dernière sera considérée comme la variante la plus optimale.

Dans la deuxième partie du travail l'étude se fera dans le domaine non-linéaire en utilisant la méthode par poussée progressive (push-over) pour chacune des variantes choisies ensuite une comparaison sera faite selon plusieurs critères (Effort tranchant à la base, les courbes de capacités, demande en ductilité, raideur de la structure au point de performance, ...) puis un choix sera fait concernant la disposition optimale. Et enfin une comparaison entre les différentes dispositions optimales choisies dans les deux domaines (linéaire et non-linéaire).

Enfin notre travail s'achèvera par une conclusion générale répondant aux questions posées au début de ce travail, en souhaitant qu'il puisse apporter un plus pour large domaine d'expertise.

Chapitre I

Introduction et historique

1. Introduction :

Le génie parasismique est un secteur du génie civil qui œuvre pour la réduction des dommages des structures résultant des séismes et la minimisation en pertes matérielles et humaines. Au cours des 40 années écoulées, ce type de génie a avancé d'une façon considérable grâce notamment aux moyens expérimentaux améliorés, à l'avancée rapide dans le domaine informatique et au développement de nouvelles méthodes pour l'évaluation et la conception sismique des structures, parmi ces méthodes des méthodes de conception basées sur la performance, elles se base sur la méthodologie essentiellement de la méthode d'analyse statique non linéaire, plus connue sous le nom de méthode **push over**.

Dans ce chapitre, nous procédons à une description de la méthode de conception basée sur la performance, additivement aux méthodes de conception et d'évaluation citée dans les codes internationaux.

L'objectif du présent travail est de réaliser une étude non linéaire d'un portique auto stable à section rectangulaire par la méthode statique non linéaire, en effet ce chapitre est consacré à la description de cette méthode, et en portant une attention sur les autres méthodes utilisées, ainsi d'appuyer sur le choix apporté à la méthode 'Push-over'.

2. Le Séisme et les bâtiments :

Les séismes ou tremblements de terre constituent un phénomène géologique qui de tout temps a terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones du globe. Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que l'épicentre désigne le point à la surface terrestre à la verticale du foyer.

Les scientifiques nous expliquent comment un bâtiment se déforme, se dégrade, puis se casse sous l'effet des secousses. Les architectes et ingénieurs se forment pour en tenir compte dans leurs projets en zone sismique. Sur le chantier, nous avons l'ultime responsabilité, celle de réaliser correctement les travaux. Mais d'abord, essayons de comprendre que les phénomènes internes au bâtiment qui peuvent amener sa ruine sont multiples. (Voir figures I.1 et I.2).



Figure I.1 : Le séisme de Boumerdès 2003.



Figure I.2 : Centrale de Fukushima (Séisme de Fukishima 2011)

Les pays exposés à ce genre de catastrophes se sont dotés de règles parasismiques qui permettent de :

1. Protéger la vie et la sécurité des occupants du bâtiment et du public lorsque le bâtiment est soumis à des secousses de forte intensité.
2. Limiter les dommages du bâtiment pendant des secousses d'intensité faible et modérée, dissiper l'énergie par l'apparition des rotules plastiques.
3. Garantir que les bâtiments névralgiques continuent d'être occupés et fonctionnels après de fortes secousses, même si ces bâtiments subissent des dommages minimes.

3. Règlements parasismiques algérien (RPA 2003) :

3.1. L'analyse par la méthode statique équivalente :

Ces règles de calculs sont adossées à des méthodes qui diffèrent selon le domaine dans lequel nous souhaitons faire le calcul (comportement linéaire ou non linéaire) et du degré de protection souhaité. Les méthodes de calcul les plus récurrentes demandent la détermination d'un certain nombre de caractéristiques et de paramètres dynamiques.

Dans le cas de bâtiments réguliers et de faibles hauteurs, les actions sismiques d'ensemble sont en général déterminées par le calcul statique équivalent. **La méthode statique équivalente (MSE)** donne des résultats cohérents pour les structures régulières dont le comportement dynamique est régi par un mode fondamental.

Cette méthode consiste à déterminer des forces statiques fictives, présumées équivalentes aux actions dynamiques réelles. Les forces statiques sont obtenues en appliquant au poids des constructions considérées un coefficient sismique qui comprend plusieurs facteurs.

Dans le règlement parasismique Algérien, ce coefficient dépend de quatre paramètres :

- Le facteur d'amplification dynamique **D**.
- Le facteur de comportement **R**.
- Le facteur de qualité **Q**.

3.2. Méthode spectrale modale :

La deuxième méthode, la plus utilisée dans le calcul de dynamique des structures, est la Méthode spectrale modale (MSM). Cette méthode comme son nom l'indique fait intervenir un spectre de réponse et prend en considération les différents modes propres de vibrations de la structure.

Dans le Règlement Parasismique Algérien, cette méthode est très bien exposée. Elle permet dans un premier lieu de déterminer les accélérations attendues (S_a/g) en fonction d'un certain nombre de paramètres dynamiques de la structure :

- Le coefficient d'accélération de zone **A**.
- Les périodes **T1** et **T2** qui dépendent du sol d'assise.
- La période fondamentale de la structure **T**.
- Du facteur de comportement **R**.
- Facteur de qualité **Q**.
- Du facteur d'amortissement ξ .

3.3. La méthode d'analyse statique non linéaire :

Dans un second lieu, les efforts déterminés pour chaque degré de liberté sont superposés en utilisant une combinaison modale.

Dans le domaine non linéaire, des méthodes d'intégration pas à pas sont de plus en plus utilisées grâce à la généralisation de l'outil informatique qui les rend plus attractives chaque fois qu'une incursion dans le domaine non linéaire est souhaitée.

La méthode la plus répandue est la méthode Push Over qui consiste à appliquer des forces statiques incrémentées de façon progressive jusqu'à l'atteinte d'un déplacement cible. Cette méthode utilisée en calcul non linéaire représente une alternative très intéressante car les données matérielles sont similaires à celles de l'analyse temporelle non linéaire et les difficultés du calcul temporel pas à pas sont évitées, ce qui la rend très attractive.

4. Classifications des structures :

Suivant le type du système structurel utilisé, une classification des structures peut être effectuée comme suit :

4.1. Structures en portique :

Ce sont des structures à ossature constituée uniquement de poutres et poteaux capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Ils existent des structures auto-stables en béton armé et d'autres en charpente métalliques, et aussi des structures mixtes.

4.2. Structures à murs porteurs :

Pour ce type de structures, la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

4.3. Structures (en portiques et à murs porteurs) :

Pour ce type de structures plusieurs cas peuvent être envisagés :

- Les sollicitations horizontales sont reprises par les voiles, les charges verticales sont reprises par les portiques et en partie par les voiles.
- Les sollicitations horizontales sont reprises par les portiques et les voiles.
- Les sollicitations horizontales sont reprises dans une direction par des portiques et dans la direction orthogonale par des voiles.

5. Conséquences de séisme sur les structures en béton armé :

5.1. Dommages subis par les portiques :

Les structures contreventées par portiques auto-stables sont les plus touchées par le séisme et du fait que le moment et le cisaillement soient essentiellement les efforts principaux que le portique doit supporter lors d'un chargement horizontal, on s'intéresse en premier lieu aux portiques, plus précisément à la zone nodale qui est l'essence même du portique [1].

5.1.1. Rotules plastique aux nœuds poteau-poutre.



Figure I.3 : Rupture en zone nodale [1]. **Figure I.4 :** Dislocation de la section [1].

a. cisaillement des poteaux :



Figure I.5 : Poteaux courts dus au vide sanitaire [1].

b. ruptures par écrasement :



Figure I.6 : Ecrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers [1]

c. flambement des poteaux et décollement du béton d'enrobage :**Figure I.7 :** Décollement de l'enrobage [1].**d. rupture par flexion****Figure I.8 :** Rupture par flexion des poutres [1].**5.2. Dommages subis par les structure mixte :(portique + voile)****Figure I.9 :** Rupture de section
à la base des voiles [1].**Figure I.10 :** Fissures ouvertes dans le
voile [1].

6. Principes de construction des structures parasismiques

Ces normes posent les bases de la construction parasismique :

- Il faut privilégier les formes compactes et équilibrées par rapport à la longueur et à la largeur du bâtiment.
- Les charges sont homogènes d'un étage à un autre.
- La position du centre de gravité devrait être la plus basse possible avec une distribution uniforme des masses.
- Il faut éviter que le bâtiment ne rentre en résonance.

6.1. Divisé des formes complexes en formes simples :

Les bâtiments possédant une architecture régulière et symétrique se comportent mieux et sont plus résistants que les bâtiments aux formes géométriques complexes. En effet, les bâtiments aux formes complexes (L, T, etc.) sont moins résistants par rapport aux bâtiments symétriques car la jonction de deux parties formant une pièce complexe est soumise à des contraintes importantes. Chaque forme géométrique possède sa propre réaction.

Ainsi, si l'on assemble un bâtiment avec des formes dissymétriques, chaque partie aura une réponse sismique différente, fragilisant alors l'ensemble de la structure et rendant presque impossible la prévision de la réaction du bâtiment lors d'un séisme. Il faut donc diviser la structure complexe en volumes élémentaires reliés par des joints parasismiques. Par exemple, les bâtiments en L entraînent des concentrations de contraintes locales au niveau des angles qui peuvent être très néfastes [2]. (Voir figure I.11).

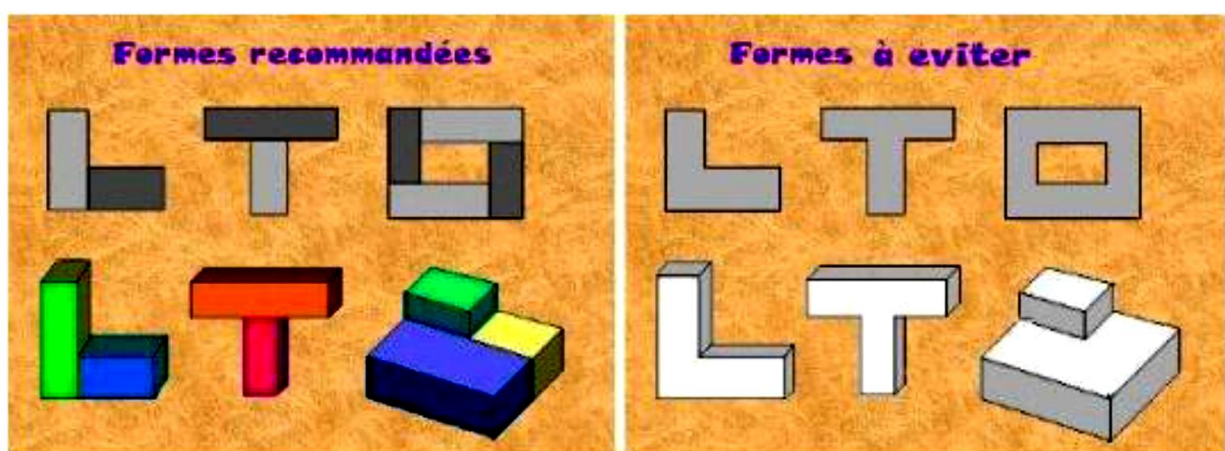


Figure I.11 : Des formes complexes aux formes simples [2].

7. Les Typologies des structures en béton armé selon leurs systèmes de contreventement :

Les structures en béton peuvent être contreventées de plusieurs manières. Ces systèmes de contreventement dépendent de la hauteur de la structure, du sol d'assise, des caractéristiques dynamiques de la structure et des systèmes constructifs. Parmi tous ces systèmes de contreventements nous avons :

7.1. Les portiques auto-stables :

Les portiques sont des ossatures constituées d'un assemblage de poteaux et de poutres conçus pour résister aux forces de pesanteur (le poids du bâtiment et les surcharges d'exploitations) mais aussi aux forces horizontales y compris le Séisme (figure I-12). Cette résistance implique surtout la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments [3].



Figure I-12: ossature en portique [3]

On distingue deux types de portiques auto stables :

- Les portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide.
- Les portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide.

7.1. Les contreventements par voiles :

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance.

Cette solution est actuellement très répandue dans les pays à sismicité modérée ou à forte sismicité. Souvent ces voiles sont disposés longitudinalement et transversalement dans les bâtiments et constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux pour ce genre de charges. Ils assurent ainsi la transmission des charges verticales (poids de la structure et les surcharges) ainsi que le contreventement dans la direction longitudinale et transversale du bâtiment en question.

L'utilisation des voiles en béton armé dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le RPA2003 en raison de leur efficacité en ce qui concerne la résistance aux forces horizontales, en reprenant la plus grande partie de l'effort sismique. Ces contreventements sont adoptés lorsque le contreventement par portiques auto-stables ne peut pas être utilisé pour une raison ou une autre [3].

Nous classerons alors ces différentes structures selon 3 catégories essentielles

1. Structures uniquement à murs porteurs :
2. Structures mixtes composées de voiles associés à des portiques (figure dans le RPA99 vs 2003 comme étant le système de contreventement 4-a et 4b)
3. Structures à noyau central (le système de contreventement 3 dans le RPA99 vs 03).

7.2. Les structures uniquement à murs porteurs :

Dans le RPA 99 vs 2003, on retrouve le système de contreventement à voiles comme étant un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé. Le système est constitué de voiles uniquement (figure I.13). Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles [3].

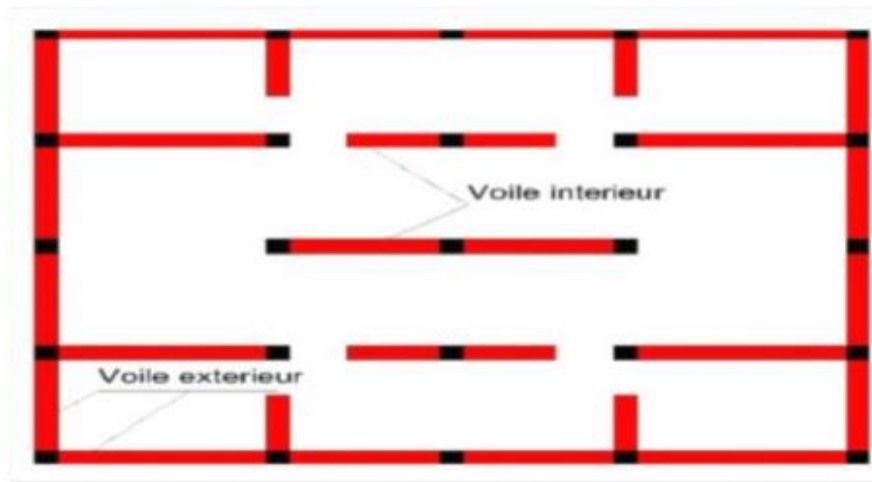


Figure I-13 : Structure constitué de voiles porteurs uniquement [3].

7.3. Structures mixtes (voiles associés à des portiques) :

Ce type de structure se fait par un couplage entre des voiles de contreventement en béton armé à des portiques comme le montre la (Figure I.14)

Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales (de pesanteur) est assuré par les portiques (poteaux et poutres), en ce qui concerne la résistance aux forces horizontales dues au vent et au séisme, elle est assurée par les voiles. Comme aussi les voiles reprennent une petite partie des charges verticales (20% selon le RPA 99 vs 03) [3].

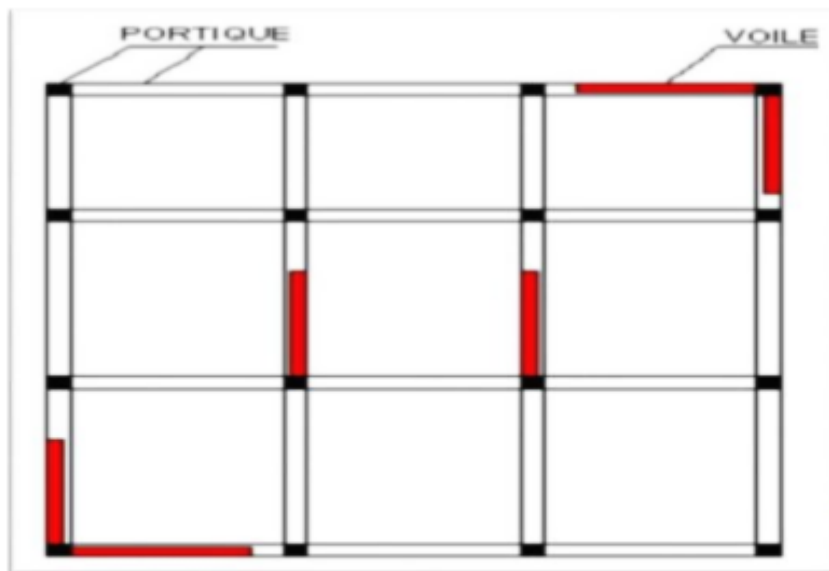


Figure I.14 : La structure mixte (voiles+portiques)[3].

Les codes parasismiques se basent sur le fait qu'une structure construite en zone sismique doit assurer deux fonctions :

1. Sous des séismes faibles mais plus fréquents, la structure doit être capable de contrôler l'endommagement des éléments non-structuraux (le coût des éléments non structuraux peut dépasser les 50% du coût total du bâtiment).

2. Pour les séismes forts ou modérés, la structure doit avoir une bonne ductilité pour pouvoir subir de grandes déformations sans, ou avec peu de perte de capacité [4]. Lors d'un séisme, les constructions en structures mixtes possèdent deux lignes de défense.

Dans un premier temps les voiles reprennent la quasi-totalité des charges latérales grâce à leur rigidité. Après la formation de grandes fissures, leurs rigidités diminuent et une grande part des charges sont reportée sur les portiques dont la ductilité devait prévenir la rupture [3].

7.4. Structure contreventées par noyau central :

Le noyau central est une partie de structure située généralement dans la partie centrale de la structure. Il est constitué de parois verticales en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux (figure I.15). Cet ensemble trouve sa place le plus souvent dans la zone où sont rassemblés les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, vestiaires, archives, etc.) [3].

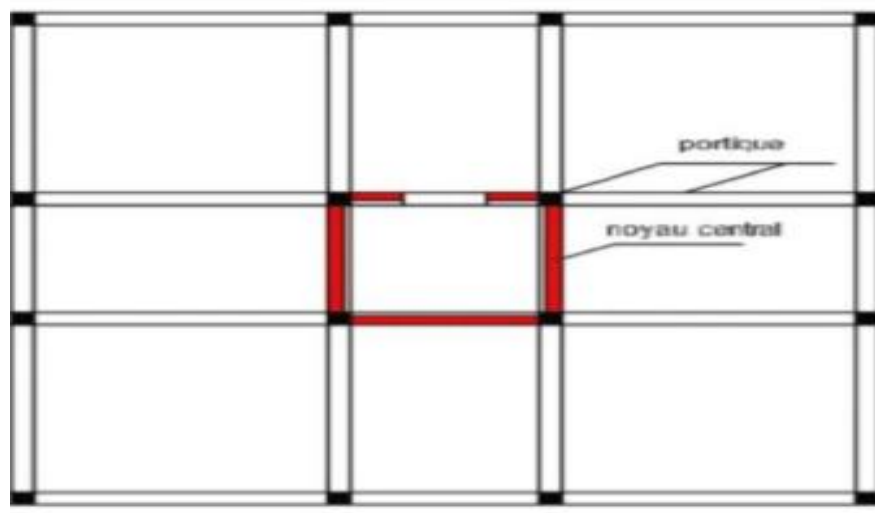


Figure I-15 : structure contreventée entièrement par noyau central [3].

Le noyau central est l'élément assurant la rigidité de l'édifice, il parcourt le bâtiment sur toute sa hauteur et contient généralement les ascenseurs ainsi que les cages d'escaliers. Les efforts exercés par le vent sont retransmis au noyau par l'intermédiaire d'éléments horizontaux positionnés aux différents étages.



Figure I-16 : structure contreventée par noyau centrale en béton armé
(La tour centrale de l'université de Jussieu en France) [5].

8. Le comportement sismique des structures en béton armé :

La conception parasismique des structures en béton armé vise à assurer la stabilité et la résistance vis-à-vis aux séismes. Le comportement de ces structures, lorsque le séisme survient, dépend des critères suivants :

- ❖ De la forme de la structure
- ❖ De la rigidité de la structure
- ❖ De la capacité de dissipation de l'énergie de la structure
- ❖ De la régularité en plan et en élévation de la structure
- ❖ Du choix des méthodes de calcul à utiliser et des éléments de contreventement.

8.1 Mode de fonctionnement des structures en portiques :

Le choix de la forme et le dimensionnement des portiques devraient être faits de sorte que les zones plastifiées (rotules plastiques) ne puissent se former qu'entre les appuis des poutres, c'est à dire la résistance des poteaux et des nœuds soit supérieure, le cas inverse pourrait avoir pour conséquence l'instabilité de la structure.

Le dimensionnement doit conférer aux poutres une déformabilité suffisante pour que leur rupture potentielle soit due à la flexion et non pas au cisaillement.

Les poteaux doivent pouvoir fléchir sous les charges latérales sur toute la hauteur d'étage et les poutres doivent respecter le principe « poteaux forts, poutres faibles ». Pour ces structures la dissipation d'énergie se fait par des déformations importantes au droit des zones d'extrémités dans lesquelles sont susceptibles d'apparaître des rotules plastiques. Aussi la conception des structures en portiques ne peut pas être dissociée de celle des éléments de remplissage, la présence de remplissage latéralement plus rigide que les portiques modifie considérablement le comportement de l'ossature, parfois très défavorablement. [6]

9. Présentation de la méthode Push-over :

9.1. Analyse dans la base nodale :

La distinction de l'analyse base nodale par rapport aux autres méthodes concerne le choix de l'inconnue pour la résolution du problème. Dans l'approche nodale (la plus évidente, la plus directe, mais aussi la plus rudimentaire), Dans les deux autres approches, des changements de variables adéquats permettent de prendre en compte plus finement les propriétés dynamiques de la structure. En plus de cette distinction sur l'inconnue conservée pour résoudre le problème, on peut également différencier les méthodes selon la variable conservée, temps ou fréquence, ce qui mène aux analyses dans le domaine temporel ou dans le domaine fréquentiel. Lorsque les sollicitations prennent des formes analytiques simples, la résolution de l'équation du mouvement peut être réalisée analytiquement (méthode de Duhamel dans le domaine temporel et multiplication par la fonction de transfert dans le domaine fréquentiel). Lorsque les méthodes de résolution de l'équation du mouvement deviennent trop lourdes à supporter, une approche numérique est alors nécessaire. Ces méthodes opèrent dans le domaine temporel (méthodes Pas à pas).

9.2. Analyse dans la base Modale :

Lors de l'étude de l'oscillateur à 1-DDL, nous avons constaté qu'une structure à un seul degré de liberté, lorsqu'il est libre de force appliquée, oscille à une fréquence propre, une fréquence naturelle, celle dans laquelle la structure "se sent bien" et vibre naturellement et prend une déformée propre (qui évolue au cours du temps de façon harmonique), dont tous les points vibrent en phase. Les choses se corsent dans le cursus lorsqu'on apprend que tous les corps, pour autant qu'ils possèdent une masse, vibrent à leurs propres fréquences, et leurs propres déformés. On peut comprendre en effet qu'une structure complexe, par exemple un bâtiment, possède plusieurs fréquences propres et déformées propres.

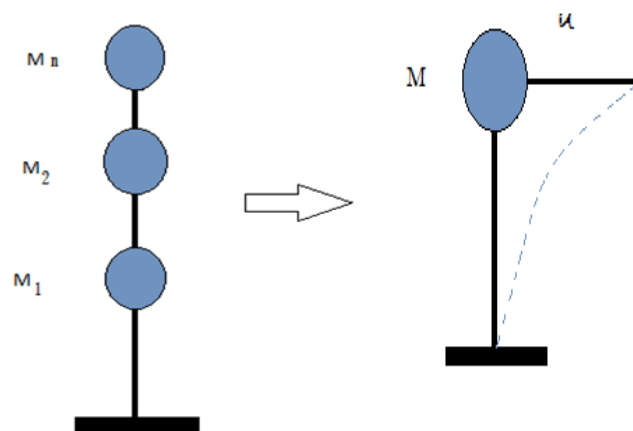


Figure I-17 : Transformation du système à plusieurs DDL en un seul DDL

La plupart des méthodes utilisées dans les codes de calcul en génie civil, sont des méthodes nodale ou modale. Néanmoins, nous pouvons utiliser d'autres analyses qui prennent un compte autre base de données. La méthode utilisée dans ce cas d'analyse est la méthode des éléments finis, où il est possible de calculer la sensibilité des composantes qui rentrent dans l'analyse dynamique recherchées, soit en termes d'énergie dissipée ou de déplacements ultimes.

9.3. Analyse non linéaire de la structure la méthode 'Push-over' :

La méthode "Push over" est basée sur le principe que la capacité d'atteindre un niveau de performance évaluée en termes de déplacements, la structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur, la courbe de capacité est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure (voir figure I.18). La distribution de charges et le déplacement cible sont basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant le séisme.

Cette méthode permet d'approcher le comportement réel de la structure en se basant uniquement sur le mode fondamental de la structure.

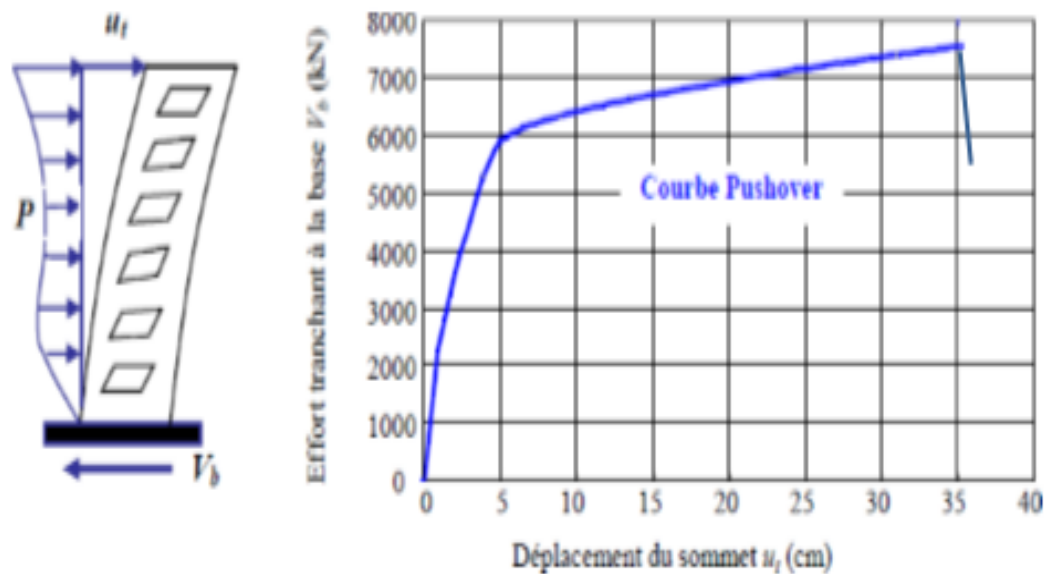


Figure I.18 : Courbe de capacité d'une structure ($V-\Delta(t)$) [7].

Pour effectuer une analyse non linéaire. Il faut tout d'abord disposer d'un modèle de comportement qui traduit la relation force –déplacement de l'élément de structure considéré en fonction de l'histoire de chargement. Un tel modèle est nommé modèle hystérétique. (Figure I.18).

L'analyse Push over est effectuée en appliquant une série d'analyses statiques inélastiques sur le bâtiment en utilisant un mode de chargement latéral présélectionné basé sur le premier mode de vibration de la structure ou les modes de chargement latéral statiques équivalents dans les règlements sismiques.

L'analyse Push over est utilisée généralement pour se référer aux procédures statiques non linéaires appliquées pour évaluer la performance sismique des structures existantes, aussi bien que la conception des nouveaux bâtiments. C'est un outil puissant pour la méthodologie de conception basée sur la performance, qui est présentée dans plusieurs règlement et directives sismiques récentes.

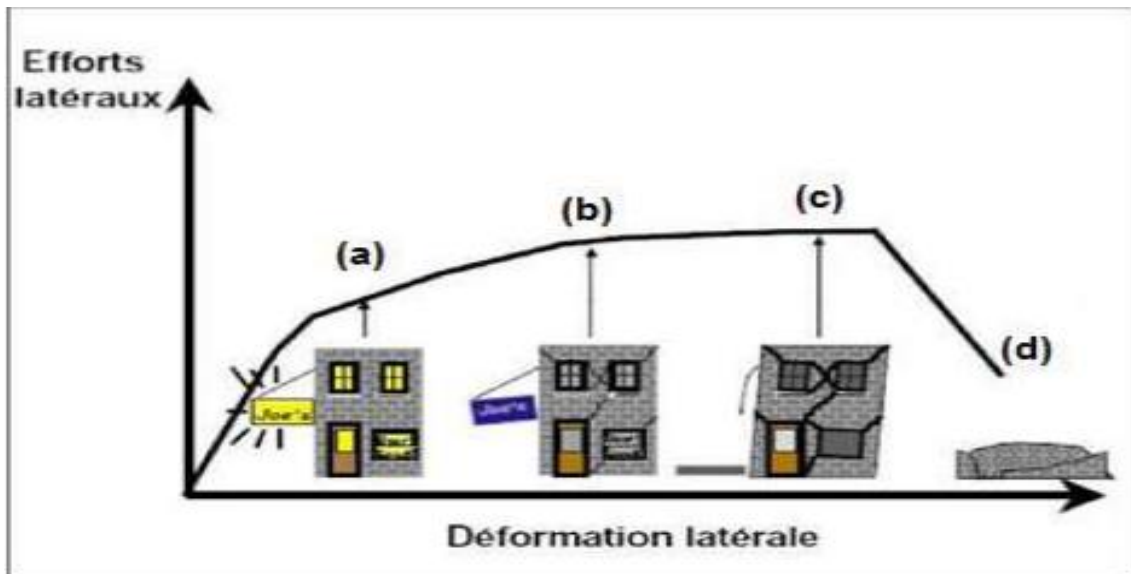


Figure I.19 : endommagement corespondant [8]

- (a) Premier niveau : comportement élastique (non endommagement).
- (b) Deuxième niveau : un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- (c) Troisième niveau : endommagement avancé (aucune capacité de résistance).
- (d) Quatrième niveau : effondrement de la structure.

10. Explication de la courbe de capacité :

Push over est une méthode d'analyse de structures qui permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumise à un chargement statique croissant. 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 appelée force statique équivalente. A partir de cette charge appliquée par étape, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. Le non linéarité est en effet introduit dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques. Le but essentiel de l'analyse Push over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure à savoir :

- L'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles tels que la zone nodale.

11. Ductilité :

Quand une structure est soumise à un tremblement de terre sévère, les éléments constituant la structure sont soumis à de grandes déformations. Si les éléments n'ont pas assez de ductilité, ils subiront des dommages et la structure pourrait s'effondrer. La ductilité ou «la capacité de déformation» est souvent utilisée dans le concept d'ingénierie sismique est considérée comme l'un des paramètres les plus critiques dans l'évaluation de la performance sismique des structures.

11.1. Définition de la ductilité :

Sous charge sismique, les structures en béton armé présentent un comportement non linéaire qui est du à l'apparition de non linéarités tels que la fissuration et l'écrasement du béton, la plastification des aciers et le glissement d'interface entre l'acier et le béton.

La ductilité caractérise l'aptitude d'une structure, d'un élément de structure ou des matériaux constitutifs, à se déformer dans le domaine non linéaire, au-delà de la limite élastique, jusqu'à la ruine.

Elle est définie par le facteur de ductilité qui est le rapport entre la déformation ultime et la déformation élastique, cette définition s'applique aux déformations, aux rotations, aux courbures et aux déplacements (figure I.20) [9].

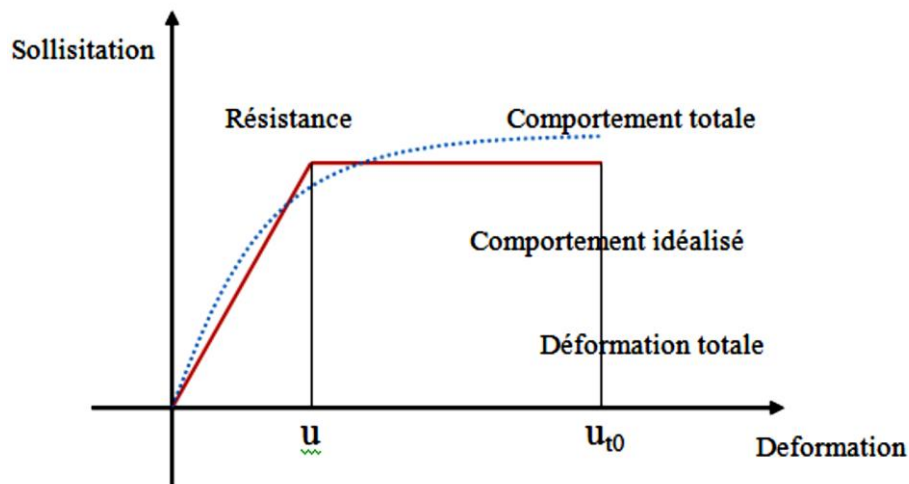


Figure I.20: définition de ductilité [9].

En conception parasismique, l'ingénieur vise à obtenir un comportement ductile. Ceci confère à la structure une bonne capacité de dissipation de l'énergie transmise par le séisme et évite une rupture fragile et soudaine, de la construction, qui peut être catastrophique.

11.2. Différents types de ductilité :

En analyse sismique, on s'intéresse aux comportements ductiles du matériau d'un élément de la structure ou de la structure elle-même, on distingue donc trois types de ductilité.

a- Ductilité du Matériau :

Cette ductilité est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, peut être définie comme le rapport maximal ε_u (correspondant à la contrainte maximale), sur la déformation ε_y (correspondant à la limite élastique). Le facteur de ductilité du matériau désigne par μ_a pour expression (figure I.21):

$$\mu_a = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad .1$$

La définition de ce facteur dans le cas de chargement monotone est sans ambiguïté, ce qui n'est pas le cas lorsqu'il s'agit d'un chargement cyclique. Dans ce cas ε_u peut être défini, soit comme la déformation maximale depuis l'état initial, soit comme la déformation depuis le comportement d'un cycle, jusqu'à leurs niveaux maximums, la deuxième définition semble être davantage représentative de la ductilité d'un matériau sous chargement cyclique [9].

Le facteur de ductilité du matériau μ_ε élevé indique un matériau ductile par contre un facteur de ductilité du matériau μ_ε faible indique un matériau fragile [10].

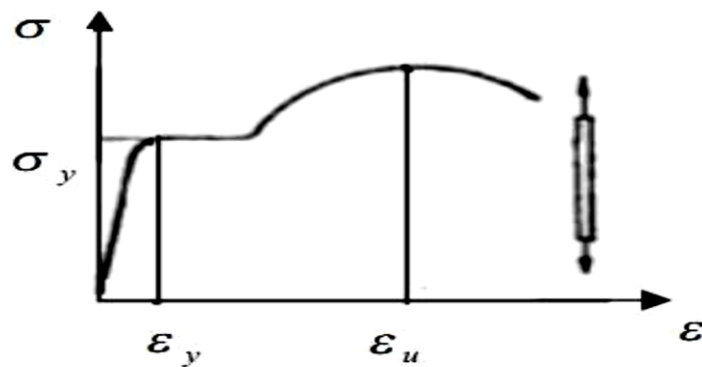


Figure I.21: ductilité de déformation [10].

b. Ductilité de rotation :

La ductilité de rotation ne peut s'obtenir que si les déformations plastiques ont une possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément appelé longueur de la rotule plastique. On définit le facteur de ductilité de rotation comme le rapport de la rotation maximale d'un élément, ϕ_u sur la rotation ϕ_y correspondant à la limite élastique des matériaux le composant, voir (figure I.22)

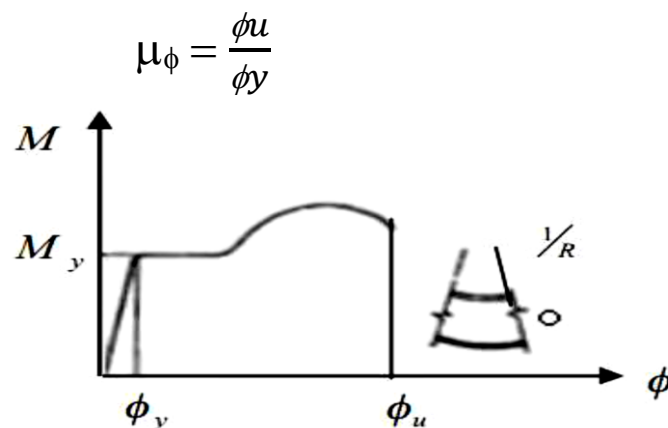


Figure I.22 : ductilité de courbure [29].

c. Ductilité de déplacement :

La ductilité en déplacement est, généralement, une mesure de la ductilité globale de la structure. Elle est souvent employée en calcul sismique, elle est liée au déplacement d'un

point de la structure. Le facteur de ductilité en déplacement μ_δ est également défini comme le rapport du déplacement maximal δ_u d'un niveau défini de la structure, sur le déplacement δ_y correspondant à la limite élastique, voir (figureI.23) [10].

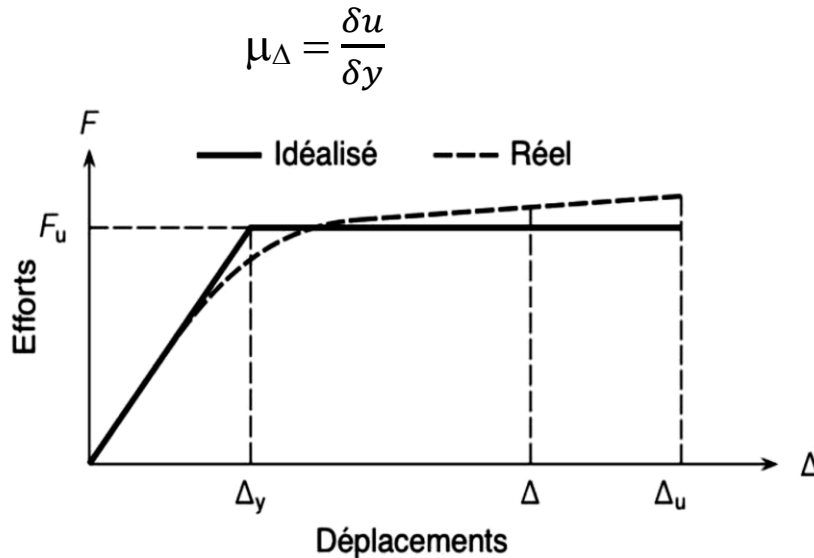


Figure I.23: ductilité de déplacement [10].

Cependant, il faut bien distinguer entre ductilité globale et ductilité locale. La ductilité globale correspond au rapport des déformations horizontales au sommet et considère les déformations au niveau de la structure. La ductilité locale considère les déformations au niveau des zones (rotules) plastiques. Elle correspond aux sollicitations effectives des matériaux et ses valeurs sont nettement plus élevées que la ductilité globale.

Il reste des différences considérables entre les trois facteurs de ductilité précédemment définis, et on ne doit pas les confondre, chacun d'eux à son importance et sa signification. La relation entre ces trois facteurs peut être sous la forme [9].

$$\mu_\varepsilon < \mu_\phi < \mu_\Delta$$

11.3. Relation entre le coefficient de comportement R et la ductilité :

Dans le cas d'une structure prise dans son ensemble, il est difficile, il est impossible de déterminer la part de la ductilité dans sa capacité à dissiper de l'énergie.

Dans ce cas le rapport μ_{Δ} est nommé «coefficient de comportement» (R selon le RPA); celui-ci dépend naturellement des ductilités locales. Ainsi la dissipation d'énergie dans une structure soumise à une action sismique a pour effet de réduire les charges sismiques:

-Selon **Newmark** et **Hall** :

- **Cas (a)** concept basé sur l'égalité des déplacements:
 $\mu_{\delta} = R$ pour $T > 0.5s$ (structures souples)
- **Cas (b)** concept basé sur l'égalité des énergies:
 $\mu_{\delta} = 1/2(R^2+1)$ $0.2s < T < 0.5s$ (structures rigides).

Le cas (a) concerne beaucoup plus les systèmes de structures dont la période naturelle est relativement grande, cependant le cas (b) semble plus réaliste pour les structures dont la période naturelle est modérée [10].

11.4. Les facteurs influençant la ductilité :

La ductilité de la structure permet d'apprécier le niveau de la résistance de la construction en phase élastique et les dégradations dues aux déformations dans le domaine élasto-plastique qu'elle peut subir sous l'effet des charges sismiques où accidentelles qui entraînent le plus souvent des rotules plastiques dans certains points de la structure.

Un grand nombre de recherches expérimentales et analytiques, a été conduit pour l'amélioration de la capacité des rotules plastiques de l'absorption et la dissipation de l'énergie sismique. Or, cette amélioration dépend de plusieurs facteurs intrinsèques qui influent sur la ductilité et la portance des rotules plastiques. Parmi ces facteurs, on cite:

- la résistance à la compression du béton.
- le confinement transversal des éléments.
- les pourcentages des armatures tendues et comprimées.
- la résistance élevée des armatures tendues.

12. Classes de ductilité selon l'Eurocode8 :

L'Eurocode8 introduit 3 classes de ductilité des structures distinguées par les symboles DCL, DCM et DCH et par les valeurs du coefficient de comportement q associé à ces classes

(Voir Tableau .1). Des exigences de dimensionnement associées au niveau visé de ductilité locale et globale.

Tableau I.1: Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites Supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement [10].

Principe de dimensionnement	Classes de ductilité de la structure	Intervalle des valeurs de référence du coefficient de comportement «q»
Comportement de structure faiblement dissipatif	DCL (ductilité limitée)	$q \leq 1.5-2$
Comportement de structure dissipatif	DCM (ductilité moyenne)	$q \leq 4$ également limité par type d'ossature
	DCH (ductilité haute)	Uniquement limité par type d'ossature

Remarque : R est noté q selon l'EUROCODE 8.

13. Le But de l'analyse Push over :

Le but de l'analyse push over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse push over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [11], à savoir :

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

les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.

- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.

14. La méthodologie de l'analyse Push over :

Dans une analyse push over, un modèle inélastique non linéaire est soumis à une charge latérale jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit atteint ou le modèle est détruit. Le déplacement cible représente le déplacement maximal pouvant avoir lieu durant le séisme de calcul. Le nœud de contrôle où le déplacement cible est défini est pris au centre de masse du niveau terrasse. Plusieurs formes de chargement latéral peuvent être considérées, une charge uniforme, une charge modale ou n'importe quelle autre forme définie par l'analyse. Le modèle de la structure doit être développé à partir des lois moments-courbures des éléments.

Les propriétés de ce modèle doivent être bien représentatives de son comportement actuel aussi bien dans le domaine élastique avec une rigidité flexionnelle non fissurée que dans le domaine plastique jusqu'à la rupture. Si les caractéristiques moment-courbure d'un élément ne peuvent être déterminées avec précision alors des essais expérimentaux sont requis. Les résultats principaux d'une analyse push over sont en termes de courbes de capacité et de demande. Si la courbe de demande intrinsèque celle de capacité près du domaine élastique, alors la conception est sécurisante, autrement la conception n'est pas adéquate.

15. Historique des travaux consacrés à la recherche de la position des voiles

Plusieurs études portant sur l'effet de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures ont été menées, à titre d'exemple on peut citer les études suivantes :

Belkheir M. A. [7] a traité l'étude de l'influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures par une analyse statique non-linéaire (Push-Over) en ayant recouru à divers règlements (RPA 99/2003, BAEL 91/99, ATC 40,..) et en utilisant le logiciel de calcul ETABS Version 9.2. L'étude portait sur 9 structures idéalisées à travées constantes et parfaitement symétrique et régulières en plan et en élévation.

Nassima Souadji[12] aborde l'analyse statique non-linéaire des portiques auto-stables et mixtes en béton armé réalisée avec la méthode Push-Over, d'un bâtiment (R+8) doublement symétrique régulier en plan et en élévation, en ayant étudié 6 variantes différentes de dispositions de voiles en ayant fixé la quantité de béton. L'étude a pu démontrer notamment qu'un bon comportement élastique, ne signifiait pas forcément un bon comportement post élastique de la structure. L'étude s'est faite avec le logiciel « SAP 2000 V14 », la modélisation des poteaux et des poutres a été réalisée avec des éléments « frame » avec introduction de rotules plastiques dans les zones critiques. Les voiles quant à eux ont été modélisés avec des éléments « Shell » sans attribution de rotule particulière, mais en tenant compte du comportement non linéaire des matériaux béton – acier.

Ait RamdaneIdir[13] étudie l'influence des murs de remplissage sur la performance sismique des structures, chose négligée par les ingénieurs lors de leurs calculs. En faisant varier la résistance du mur de remplissage et leur épaisseur sur une structure en portique auto-stable (R+6) avec trois travées de même longueur, dans une zone de forte sismicité (Zone III selon le RPA 99/2003).

Belazouz Lynda[14] aborde une analyse statique non linéaire en poussée progressive, sur l'influence de la disposition optimale des voiles sur la performance sismique des structures. Où a été étudiée une structure idéalisée (R+6) régulière en plan et en élévation, dans une zone de haute sismicité (Zone III), son choix de la disposition optimale des voiles s'est orienté sur le comportement global de la structure, entre autre le mécanisme de ruine et le déplacement inter-étage, ainsi que le développement des contraintes dans les voiles.

AashishDaga et al. [15] abordent une étude statique non-linaire (Push-Over) sur la performance sismique d'une structure (R+15) régulière en plan et en élévation, dans le but de trouver la position optimale des voiles en adaptant 5 variantes de disposition de voiles en plus d'une variante auto stable. Cette étude a été faite en utilisant le logiciel ETABS version 15.0.0. Dans cette étude, il a été noté que les déplacements étaient beaucoup plus élevés avant injection des voiles, de plus les dispositions optimales trouvées étaient celle où les voiles se trouvaient à la proximité du centre de gravité de la structure.

MD. Rokanuzzaman et al. [16] ont mené une étude sur l'influence de la disposition des murs de contreventement sur la performance des structures assujetties à des charges latérales (séisme, vent...). L'étude concernait une structure (R+15) régulière en plan et en élévation en utilisant le logiciel ETABS 9.6.0. Dans cette étude trois modèles ont été étudiés, un modèle sans voile un deuxième avec des voiles à la périphérie de la structure mais éloignés des poteaux d'angles et un dernier avec des voiles à la périphérie au niveau des poteaux d'angles. Les paramètres de comparaison sont les déplacements inter-étages et l'effort tranchant à la base, et ce en utilisant uniquement la méthode statique équivalente. Les résultats ont montré que la structure avec voiles au niveau de la périphérie, mais éloigné des angles avait un comportement dynamique meilleur que le modèle où les voiles ont été placés au niveau des poteaux d'angle.

Dhiraj.V. Narkhede et al.[17] a effectué une étude statique non-linéaire (Push-Over) sur la position optimale des voiles d'une structure (R+9), régulière en plan et en élévation en utilisant le logiciel SAP2000. Dans cette étude six variantes de dispositions ont été étudiées sur la base de l'effort tranchant à la base, déplacements inter-étages suivant les deux directions horizontales au point de performance de la structure. L'étude a conclu que l'analyse statique non-linéaire permettait de mieux appréhender le comportement réel d'une structure, la disposition où les voiles sont proches du centre de gravité de la structure était la plus optimale en terme de déplacements inter-étages et d'effort tranchant à la base.

SaurabhMishara et al.[18] abordent une étude sur la disposition optimale des voiles pour une structure (R+20) irrégulière ayant une forme en H, étude réalisée avec la méthode d'analyse temporelle élastique avec le logiciel ETABS 2016. Cinq modèles différents ont été utilisés pour l'étude et la comparaison s'est faite sur la base des déplacements d'étages, les déplacements inter-étages suivant les 2 directions horizontales ainsi que les efforts de torsion qui se développent. Le règlement utilisé pour l'étude est l'IS 1893 :2002, suite aux résultats obtenus et après comparaison entre les variantes, une disposition optimale a été trouvée, cette variante possédait les déformations relatifs et absolus les moins importants suivant les 2 directions.

Archana J Satheeshet al.[19] ont effectué une analyse temporelle non-linéaire pour évaluer l'effet de torsion des structures ayant une excentricité suivant le règlement IS 1893 : 2002, ASCE 7-10 et FEMA 450. Pour cette étude une structure idéalisée en 3D (20 m x 20 m) avec des travées constantes de 4 m dans les deux directions X et Y, 18 modèles (dont un modèle en portique auto-stable) ont été utilisés, en variant les positions des voiles afin d'obtenir une certaine excentricité suivant X ou Y. De ces modèles 10 ont été choisis sur le critère de l'excentricité puis modélisés suivant 3 structures de 5, 10 et 15 étages. La comparaison du comportement de ces structures a été faite sur la base de l'effort tranchant à la base, la période fondamentale, le déplacement inter-étages.

ShaikAbdulla et al.[20] ont mené une étude sur l'influence de la position et la forme des voiles sur une structure (R+20) de forme irrégulière en « L » avec 3 méthodes différentes (analyse temporelle, méthode statique équivalente, méthode spectrale modale), cette étude a été réalisée avec le logiciel ETABS. Dans l'étude huit modèles sont étudiés dont deux structures auto-stables ; l'une sans remplissage en maçonnerie et une avec remplissage en maçonnerie, et 6 autres avec différentes dispositions de voiles ayant des formes diverses et variées.

M.Hamizi et al.[21] Ont mené une étude dans le but d'évaluer la performance sismique des structures existantes à travers une méthode statique non linéaire (itérative et non itérative). L'analyse a été réalisée avec le logiciel ETABS en deux temps, avant et après confortement de la structure et ce par injection de voiles de contreventement. L'analyse a été appliquée à un bâtiment (R+5) à ossature en portique auto-stable en béton armé implantée dans une zone de moyenne sismicité. Il ressort de cette analyse une amélioration du comportement du bâtiment après confortement et une augmentation appréciable de la capacité portante du bâtiment soumis à des accélérations modérées.

MESSAS Amar [22] : à effectuer une analyse linéaire, et propose 2 démarches ; une étude technico-économique et un système de notation, pour trouver la position optimale des voiles, ensuite une analyse non-linéaire a été effectuée à travers l'analyse push-over. A travers une étude comparative, des propositions sont faites pour le domaine d'utilisation des différentes analyses ; ainsi que des méthodes énoncées (étude technico-économique, système de notation).

Des propositions sont faites à la fin sur la nécessité d'actualisation de la réglementation actuelle afin de s'aligner sur d'autres réglementations tel que l'Eurocode 8, ACI318-2014.

Djeddou et Bouraoui [33] : Pour atteindre l'objectif qui lui est assigné, ce travail d'analyse de l'influence de la hauteur totale sur le comportement structural, sous effet sismique, devait être basé sur deux types d'analyses :

- Une analyse linéaire (RPA, Logiciel Robot) de la structure en portiques contreventé par voile avec différentes variantes (en changeant le nombre d'étages).

- Une analyse non linéaire (Push Over, Logiciel SAP), en utilisant les variantes précédentes, sans changement des dispositions des voiles en plan. Une interprétation des résultats de l'étude comparative menée sur trois variantes, sans changement de zone sismique, nous permettra finalement de mettre en valeur l'influence de la hauteur totale d'un bâtiment à contreventement mixte sur la nature de son comportement sismique.

16. Conclusion :

Le séisme est parmi les phénomènes naturels imprévisibles est qui représente un véritable danger en provoquant des énormes dégâts et de dommages dans les structures ainsi que des pertes des vies humaines.

Dans le présent chapitre nous avons exposé la méthode d'analyse non linéaire (Push over). Cette analyse est un outil puissant et très utile. Elle permet aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

Chapitre II

**Etude et modélisation des
portiques auto stable**

1. Introduction :

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

L'objectif de ce chapitre est de proposer trois variantes de disposition des poteaux rectangulaire de section (30x60), pour le choix de la position optimale de ces section , suivant une étude comparative qui sera effectuée entre les différentes variantes sur la base d'un système de notation (qui sera détaillé plus tard) en s'appuyant sur les résultats obtenus lors de l'analyse avec le logiciel ETABS ,on choisissons une structure régulière de forme rectangulaire.

Les méthodes de calcul des sollicitations et leurs vérifications seront conformes au règlement parasismique algérien modifié en 2003 –RPA 99 VERSION 2003 ainsi qu'aux différents règlements technique réglementaire –D.T. R-algérien.

Le dimensionnement de la structure prendra en compte les spécifications prévues dans le RPA 2003 relatives aux conditions de flambement et d'effort réduit de compression pour les éléments verticaux et conditions de flèche pour les éléments horizontaux.

1.1 Présentation de l'ouvrage :

1.1.1 Situation géographique

Le présent projet est implanté dans la commune de Dar El Beida (Rue Mouhamed Khamissti). Cette zone est classée en zone (III) par le règlement parasismique Algérien (RPA99/V2003).

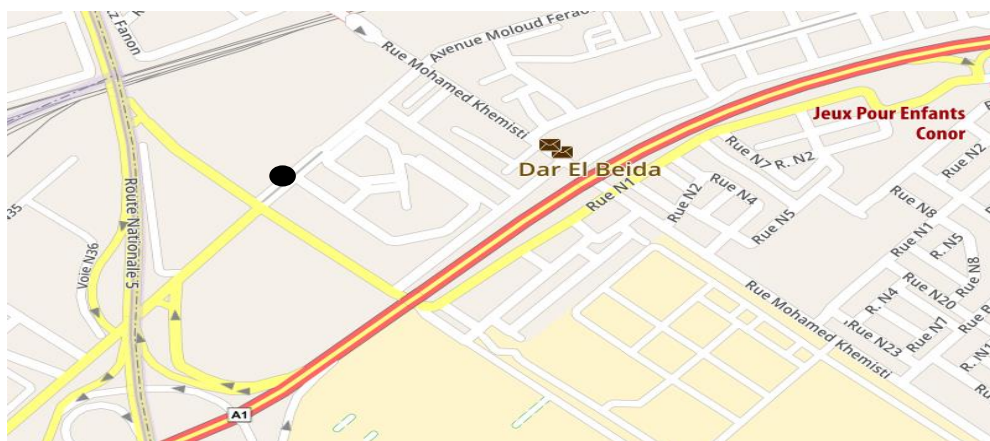


Figure II.1 : vue satellitaire de la situation du projet.

1.1.2 Caractéristiques de la structure

1.1.2.1 Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques de la structure sont :

- Largeur en plan16.25m
- Longueur en plan.....11.05m
- Hauteur d'étage courant.....3.06 m
- Hauteur totale.....24.48m

Le bâtiment comporte :

- Un rez-de-chaussée.
- Des étages à usage d'habitation

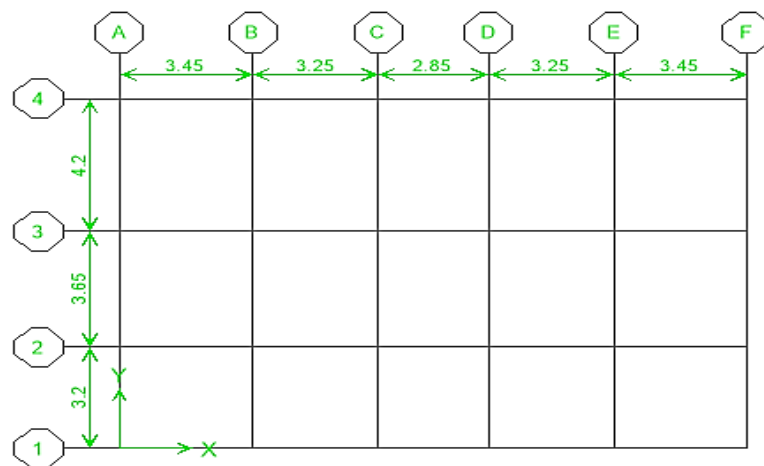


Figure II.2 : les dimensions en plan de la structure

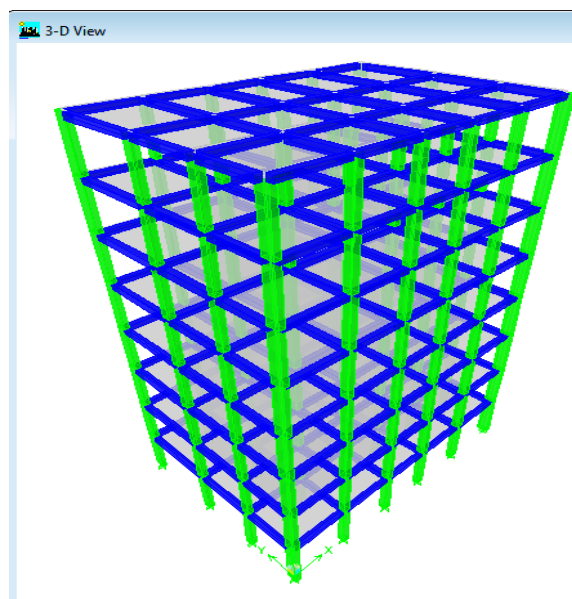


Figure II.3 : La vue en 3D de la structure

1.1.2.2 Données du site

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version 2003
- Le site est considéré comme site meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1$ bars
- L'ancrage minimal des fondations : $D=2.8$ m.

1.1.2.3 Les Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Masse volumique du béton : 2.5 Kg/m^3 ;

Poids volumiques du béton : 25 KN/m^3 ;

Module de Young : 32164200 KN/m^2

Contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 KN/m^2 ;

Contrainte max des aciers transversaux : 400000 KN/m^2 .

Contrainte max du béton à la compression : 25000 KN/m^2 ;

Les éléments de la structure

1.1.2.4 Les planchers :

Les planchers sont en corps creux de hauteur 16cm et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

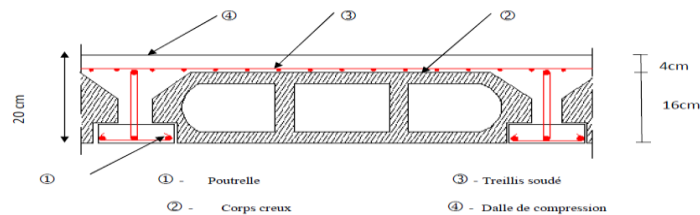


Figure II.4 : coupe verticale du plancher à corps creux

1.1.2.5 Ossature :

la structure est en ossature auto-stable constituée de portiques dont les dimensions des poutres et des poteaux obéissent à la règle du poteau fort- poutre faible qui tend à faire en sorte que les rotules apparaissent au niveau des poutres plutôt qu'au niveau des poteaux

$$|M_s| + |M_n| \geq 1.25 |M_w| + |M_e|$$

1.1.2.6 Actions et sollicitations

a. Les actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations
- Des actions accidentelles (F_A)

1.1.2.7 Valeurs caractéristiques des actions

+ **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

+ **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques

+ **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

1.1.2.8 Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

Type de combinaison	Equation	
Fondamentale	ELU	$1,35G+1,5Q$
	ELS	$G+Q$
Accidentelle	$0,8 G \pm E$ $G+Q\pm 1,2E$ $G+Q\pm E$	

Tableau II.1 : Les combinaisons de charges

1.1.3 Les Charges appliquées :

1.1.3.1 Charges permanentes (G) :

Planchers d'étage courant : $G1 = 6,63KN/m^2$

Plancher de l'étage terrasse : $G2 = 5,50 KN/m^2$

1.1.3.2 Surcharges d'exploitation (Q) :

Planchers d'étage courant : $Q1 = 1,5 KN/m^2$

Plancher de l'étage terrasse : $Q2 = 1 KN/m^2$

1.1.4 Caractéristique des matériaux

1.1.4.1 Le béton

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Elle varie en fonction du diamètre des granulats, du dosage en ciment et de la qualité de l'eau de gâchage.

Le béton est un mélange des matériaux (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), dosé à $350kg/m^3$, de l'eau et éventuellement des adjuvants Dosage : pour $1m^3$ du béton courant pour un rapport $E/C=0.5$ est :

- 350 Kg de ciment (CPA 32,5).
- 400 kg Sable ($0 < Dg < 5mm$).
- 800 kg de
 - Gravillons ($5 < Dg < 15mm$).
 - Gravier ($15 < Dg < 25mm$).
- 175 l d'eau de gâchage.

Le béton utilisé pour la confection du béton pour le béton armé, sera conforme aux règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé. Pour ce dernier, et afin d'obtenir une résistance à la compression à l'âge 28 jours de 25 MPa

Le module de déformation longitudinal du béton à 28 jours est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

1.1.4.2 Les aciers

L'acier est un alliage de fer et de carbone (en faible pourcentage), il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul.

Sa bonne adhérence au béton en constitue un matériau homogène. Les aciers sont distingués par leurs nuances et leurs états de surface. En général les types utilisés :

Les aciers haute adhérence (HA)

Les treillis soudés(TS)

Dans le cas de ce projet les types d'acier utilisés sont les suivants :

- Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.
- Treillis soudé TS 520 ($\varphi < 6$ mm), dont la limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa.

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments sont de haute adhérence (HA) de nuance Fe E 400 dont la limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa

1.2 Pré dimensionnement des éléments :

1.2.1 Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

Hauteur

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10 \quad (\text{condition de la flèche})$$

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L_{max} : portée principale entre nus d'appuis

$$L_{max} = 390\text{cm} \implies 26\text{cm} \leq h \leq 39\text{cm} \implies h = 35\text{cm}$$

Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \text{D'où: } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \implies b = 30 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$	vérifier	RPA (Article .7.5.1)
$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	vérifier	
$1/4 \leq h/b = 1.5 \leq 4$	vérifié	

1.2.2 Les poutres secondaires

Hauteur

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10 \quad (\text{condition de la flèche})$$

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L_{max} : portée principale entre nus d'appuis

$$L_{max} = 315 \text{ cm} \implies 21 \text{ cm} \leq h \leq 31.5 \text{ cm} \implies h = 30 \text{ cm}$$

Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$\text{D'où: } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \implies b = 30 \text{ cm}$$

On adopte pour une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	vérifier	RPA (Article .7.5.1)
$1/4 \leq h/b = 1 \leq 4$	vérifier	

1.2.3 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivants :

-Critère de résistance

-critère de stabilité de forme

-Règles du RPA99 (version 2003)

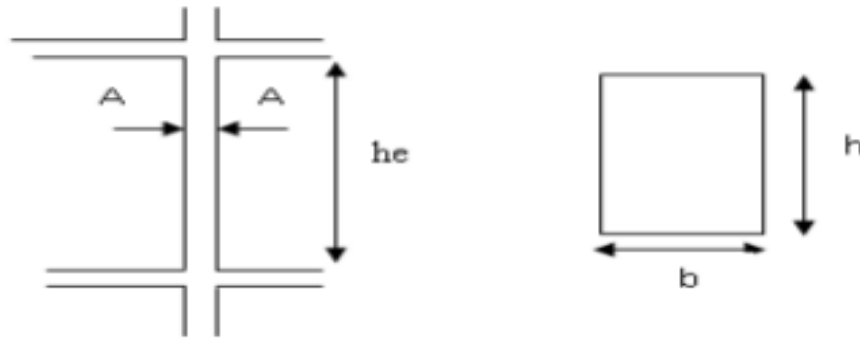


Figure II.5 : Hauteur libre d'étage

En tenant compte des spécifications du RPA / art .7.4.1 pour les poteaux :

- $\min (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ (Zone IIb) et (**Zone III**)
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20 \text{ cm}$ (h_e : hauteur libre du poteau)
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Dans notre projet on prend des poteaux : $(35 \times 40) \text{ cm}^2$ et $(30 \times 60) \text{ cm}^2$

1.3 Vérification des dimensions des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant :

Un des principes primordiaux qu'il faut respecter dans les ossatures en portique c'est le principe du « poteau fort – poutre faible », il faut avoir une plus grande rigidité des poteaux dans les deux directions en plan sans encombrement architectural [23].

Les rotules plastiques doivent se former dans les poutres et non pas dans les poteaux, sauf aux pieds des poteaux à la base de l'ossature et en partie supérieure des poteaux sous plancher supérieur (toiture en charpente) des bâtiments multi-étages et dans les bâtiments à un seul étage.

La condition de résistance exigée par le RPA 99 version 2003 (Art. 7.6.2) :

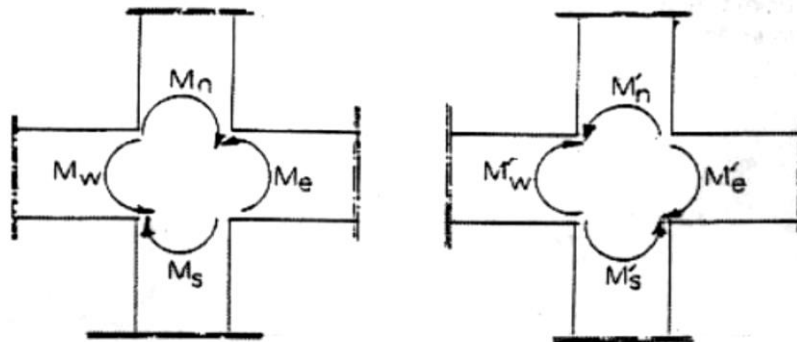


Figure II.6 : Dimensionnement d'un noeud poutre-poteau [24]

$$M_n + M_s \geq 1.25 (M_w +)$$

$$M'n + M's \geq 1.25 (M'w + M')$$

$$\text{On a : } \sigma = \frac{M}{I} x \frac{h}{2} \implies M = \frac{2 \sigma I}{h}$$

σ : Contrainte en flexion simple, contrainte à laquelle la poutre et le poteau sont soumis.

En remplaçant les valeurs des moments dans la condition précédente, on obtient alors :

$$|I_n| + |I_s| x \frac{2 \sigma}{h} \geq 1.25 (|I_w| + |I_e|) \frac{2 \sigma}{h}$$

Après simplification on aura :

$$|I_n| + |I_s| x \frac{1}{h_{poteau}} \geq 1.25 (|I_w| + |I_e|) \frac{1}{h_{poutre}}$$

NB : pour les nœuds intérieures, il y a 2 poutres et 2 poteaux pour chaque nœud du portique, pour les nœuds extérieures (1 poutre et 2 poteaux).

Portique intérieur // à X : (poutre principale)	Portique intérieur // à Y : (poutre secondaire)
$ I_n + I_s x \frac{1}{h_{poteau}} \geq 1.25 (I_w + I_e) \frac{1}{h_{poutre}}$ $\frac{bh^2}{12} + \frac{bh^2}{12} \geq 1.25 (2x \frac{bh^2}{12})$ <p>On suppose $b=h \implies h \geq (1.25 x b_{pp} x h_{pp}^2)^{1/3}$</p> $\implies h \geq (1.25 x 30 x 35^2)^{1/3}$ <p>$h \geq 35.81 \text{ cm}$</p>	$ I_n + I_s x \frac{1}{h_{poteau}} \geq 1.25 (I_w + I_e) \frac{1}{h_{poutre}}$ $\frac{bh^2}{12} + \frac{bh^2}{12} \geq 1.25 (2x \frac{bh^2}{12})$ <p>On suppose $b=h \implies h \geq (1.25 x b_{pp} x h_{pp}^2)^{1/3}$</p> $\implies h \geq (1.25 x 30 x 35^2)^{1/3}$ <p>$h \geq 32.31 \text{ cm}$</p>

Tableau II.2 : Vérification du principe poteau fort – poutre faible

1.3.1 Vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres :

	Moments d'inerties (cm ⁴)		
Poteaux	Section cm ²	35x40	30x60
	I _s (10 ³)	186.67	540
	I _n (10 ³)	142.916	135
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum IRC$ (10 ³)	8.24	11.25
Poutres Principales	Section cm ²	35x30	35x30
	I _w (10 ³)	107.19	107.19
	I _e (10 ³)	107.19	107.19
	$\frac{1.25}{h_{pout}} \times \sum IRC$ (10 ³)	7.66	7.66
Poutres secondaire	Section cm ²	30x30	30x30
	I _s (10 ³)	67.5	67.5
	I _n (10 ³)	67.5	67.5
	$\frac{1.25}{h_{pout}} \times \sum IRb$ (10 ³)	5.625	5.625

Tableau II.3 : Vérification des sections des poteaux et poutres.

La condition du RPA 99 version 2003 est vérifiée.

1.4 Les états limites (BAEL91)

1.4.1 Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

1.4.1.1 Etat limite ultime :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

1.4.1.2 Etat limite de service :

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les Phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations,

1.4.1.3 Coefficient du poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté ν

L'ELU : $\nu = 0$ calcul des sollicitations.

L'ELS : $\nu = 0.2$ calcul des déformations.

1.4.2 Règlements et normes utilisés

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.

DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93.

DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.

DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.

Béton aux états limites BAEL 91/Version99

1.5 Calcul de la rigidité des poteaux :

1.5.1 Inerties des poteaux :

$$\text{Poteaux } 35 \times 40 : \begin{cases} I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.4 \times 0.35^3}{12} = 1.42 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \\ I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0.35 \times 0.4^3}{12} = 1.86 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\text{Poteaux } 30 \times 60 : \begin{cases} I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.6^3}{12} = 1.35 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \\ I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0.6 \times 0.3^3}{12} = 5.4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \end{cases}$$

1.5.2 Rigidités des poteaux :

E : Module d'élasticité. $E = 3,2164200 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$.

$$\text{Poteaux } 35 \times 40 : \begin{cases} K1_{xx} = \frac{12EI}{h^3} = \frac{12 \times 32164200 \times 10^{10} \times 1.42 \times 10^{-3}}{3.06^3} = 1.9 \cdot 10^7 \text{ N/m} \\ K1_{yy} = \frac{12EI}{h^3} = \frac{12 \times 32164200 \times 10^{10} \times 1.86 \times 10^{-3}}{3.06^3} = 2.5 \cdot 10^7 \text{ N/m} \end{cases}$$

Poteaux 30x60 :

$$K_{2xx} = \frac{12EI}{h^3} = \frac{12 \times 32164200 \times 10^3 \times 1.35 \times 10^{-3}}{3.06^3} = 1.8 \times 10^7 \text{ N/m}$$

$$K_{2yy} = \frac{12EI}{h^3} = \frac{12 \times 32164200 \times 10^3 \times 5.4 \times 10^{-3}}{3.06^3} = 7.2 \times 10^7 \text{ N/m}$$

1.5.3 Rigidités totale d'étage :

Sens xx :

$$K_{Tot} = 20 \cdot K_{1xx} + 4 \cdot k_{2xx} = 45.2 \times 10^7 \text{ N/m}$$

Sens yy :

$$K_{Tot} = 4 \cdot k_{2yy} + 20 \cdot k_{1yy} = 78 \times 10^7 \text{ N/m}$$

1.6 Pré-dimensionnement des voiles :

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99/2003 [25], un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieure à sa largeur ($l \geq 4a$), d'après le même article l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

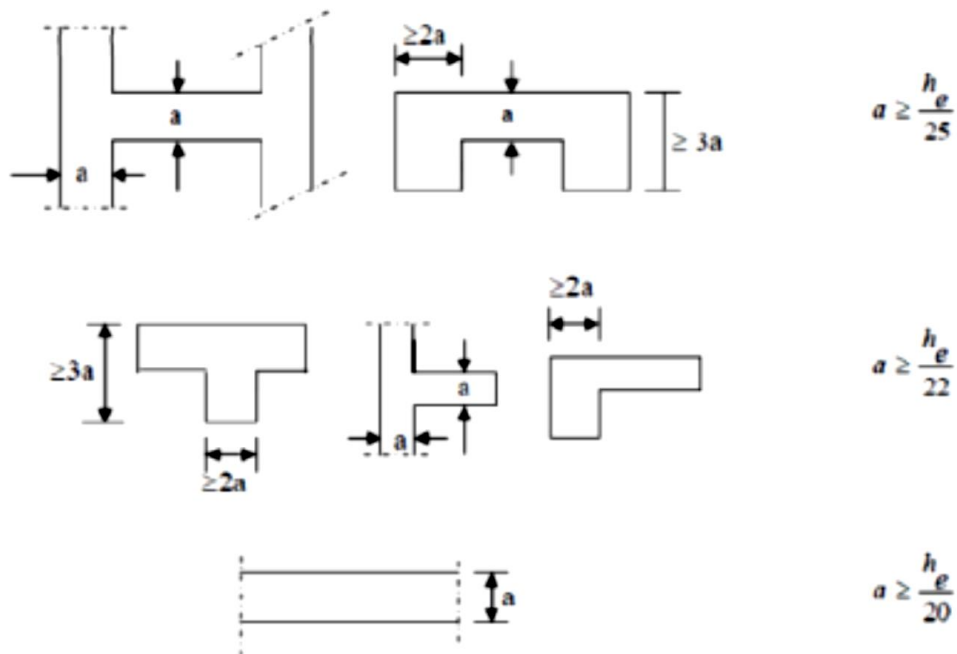


Figure II.7 : Coupe de voile en plan [25].

La hauteur d'étage est de 3,06m (constante sur tous les niveaux).

Donc: $h_e = 306 - 20 = 286$ cm.

D'où: $a \geq h_e/25 = 10.84$ cm

$$a \geq 12.32 \text{ cm}$$

Finalement, l'épaisseur adoptée pour les voiles est de : 20 cm.

1.6.1 Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode statique équivalente, peut être utilisée sous réserve de vérifier certaines conditions relatives à la hauteur et à la régularité de l'ouvrage.

La méthode d'analyse modale spectrale, peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes, peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Dans notre projet nous allons présenter les deux premières méthodes du règlement parasismique algérien (RPA99/ Version 2003), **la méthode statique équivalente (MSE)** et **la méthode spectrale modale (MSM)**, qui sont les plus utilisées dans le calcul dynamique d'une structure.

1.7 Méthode statique équivalente du RPA99/2003 :

1.7.1 Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. [25]

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes, seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales Caractéristiques choisies par le

projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

1.7.2 Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés. [25]

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

1.7.3 Calcul de la période fondamentale T :

La formule empirique qui est donnée dans le code parasismique algérien RPA 99 / version 2003 pour le calcul de la période propre de vibration est :

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

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

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Avec : $C_T = 0.075$

➤ Conditions d'application de la MSE :

- Condition sur la hauteur : $H \leq 30$ m en zone III condition vérifiée.
- Régularité en plan condition vérifiée.
- Régularité en élévation condition vérifiée.

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

➤ **Déduction des coefficients A, D, et R:**

A: coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

-groupe d'usage 2 -zone sismique III	}	A=0.25 (tableau 1.4 du RPA99)
---	---	-------------------------------

R: coefficient de comportement global de la structure fonction des systèmes de contreventement

R=5(contreventé par portiques sans remplissage en maçonnerie). (Tab 4.3 RPA)

➤ **Détermination du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

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

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non.

• **Redondance en plan P_1 :**

Chaque étage doit avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**

Suivant **x-x** : **Condition vérifiée. $P_x = 0.00$**

Suivant **y-y** : **Condition vérifiée. $P_y = 0.00$**

• **Régularité en plan p_2**

Condition de symétrie :

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**

Donc : La régularité en plan vérifiée $p_2= 0.00$

- **Condition de régularité en élévation p3 :**

La continuité du système de contreventement :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, la charge doit être transmise directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé uniquement par des portiques,..... **Condition vérifiée.**

La vérification des masses et rigidités :

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux ont **constantes** de la **base** au **sommet** du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

Contrôle de la qualité p4 des matériaux et suivi de chantier p5 :

Ces deux critères doivent être obligatoirement respectés depuis le **séisme de 2003**

<i>Pénalité Pq :</i>		
<i>Critère :</i>	<i>Observé:</i>	<i>Non observé :</i>
<i>Régularité en plan</i>	0	/
<i>Régularité en élévation</i>	0	/
<i>Conditions minimales sur les fils</i>	0	/
<i>Redondance en plan</i>	0	/
<i>Contrôle de la qualité des matériaux</i>	0	/

Tableau II.4 : Valeurs de facteur de qualité de la structure (RPA, 2003) .

Donc: **Q=1+Σ Pq=1+0.00 = 1**

D: facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) deRPA99, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T):

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } \mathbf{D \leq 2.5}$$

T1,T2: Périodes caractéristiques, associées du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site meuble ⇒ S3 T₁= 0.15s, T₂=0.5s.

η: Facteur de correction d’amortissement donné par la formule (4-3) comme suit

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

ξ(%): le pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages. ξ ⇒ 7%

D’où η=0.88 ≥ 0.70 Condition vérifiée.

•La valeur de la période fondamentale(T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{\text{empirique}} = \min C_T \times h_n^{3/4} ; 0.09xh_n / D \\ T_{\text{empirique}} = \min \quad 0.075x (24.48)^{3/4} = 0, 82 \text{ s}; 0.67\text{s}; 0.55\text{s} \\ T_{\text{empirique}} = 0.55\text{s} \end{array} \right.$$

L’article 4.24 du RPA99 version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
T _{analytique} < T _{empirique}	T=T _{empirique}
T _{empirique} < T _{analytique} < 1.3T _{empirique}	T=T _{analytique}
1.3T _{empirique} < T _{analytique}	T=1.3T _{empirique}

Tableau II.5 : la période choisie pour le calcul du facteur D.

La force sismique totale

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.25 \times 1.81 \times 1}{5} \times 13592.52 = 1230.12 \text{ KN}$$

Wt : poids totale de la structure (d’après le logiciel)

$$D = 2.5n(T_2/T)^{2/3} = 1.81$$

1.7.4 La méthode dynamique modale spectrale :

1.7.4.1 Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.[25]

1.7.4.2 Spectre de réponse de calcul du RPA :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

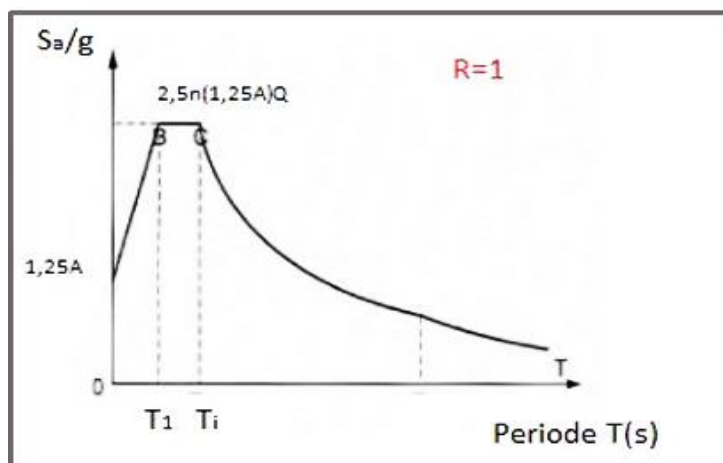
S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (3.7)

R : coefficient de comportement global de la structure.

T₁ ,T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7 du RPA 99 /2003). **Q** : facteur de qualité.



FigureII.8: Spectre de réponse élastique du code parasismique algérien (RPA99/2003

1.8 Présentation du logiciel de calcul « ETABS »



ETABS (Extended Three dimensional Analysis of building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures. Il est basé sur la méthode des éléments finis et permet de modéliser le comportement réel de la structure.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Son utilisation est facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme.

1.8.1 Caractéristiques principales du logiciel

Il offre la possibilité de :

- ✓ Définir la structure en mode graphique ;
- ✓ Visualiser la déformée, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration ;
- ✓ Effectuer plusieurs types d'analyse (statique, dynamique, linéaire, non linéaire) ;
- ✓ Copier des objets vers d'autre logiciel (Excel, SAP.....) ;
- ✓ Composer librement des impressions (notes de calcul, capture écran) ;

1.8.2 Rappel : (terminologie)

_ Grid line : ligne de grille	_ Define : définir	-column : poteau
_ joints : nœuds	_ Materials : matériaux	-Beam : Poutre
_Frame : portique	_Concrete : béton	-Loads : Charges

1.9 Modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié. L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "ETABS" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

La modélisation de la structure se fait, selon les étapes suivantes :

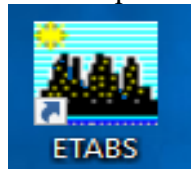
- Introduction de la géométrie de l'ouvrage
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres...).
- Définition des charges statique
- Introduction du spectre de réponse selon le RPA99/V2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

1.9.1 Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure

La structure est dimensionnée sur la base d'une analyse élastique linéaire qui est elle aussi, basée sur la méthode des forces, les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

Manuel d'utilisation de L'ETABS

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

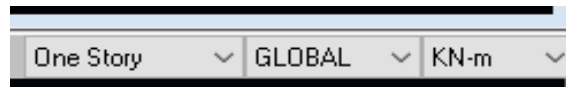


1.9.2 Etapes de modélisation

1.9.2.1 Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne (KN. m) comme unités de base pour les forces et déplacements :



Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de portique suivant x-x.
- ✓ Le nombre de portique suivant y-y.
- ✓ Le nombre d'étages.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

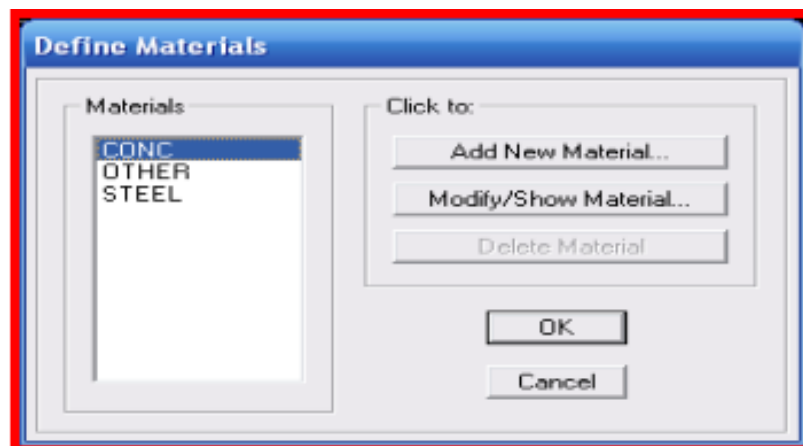
1.9.3 Modification de la géométrie de base

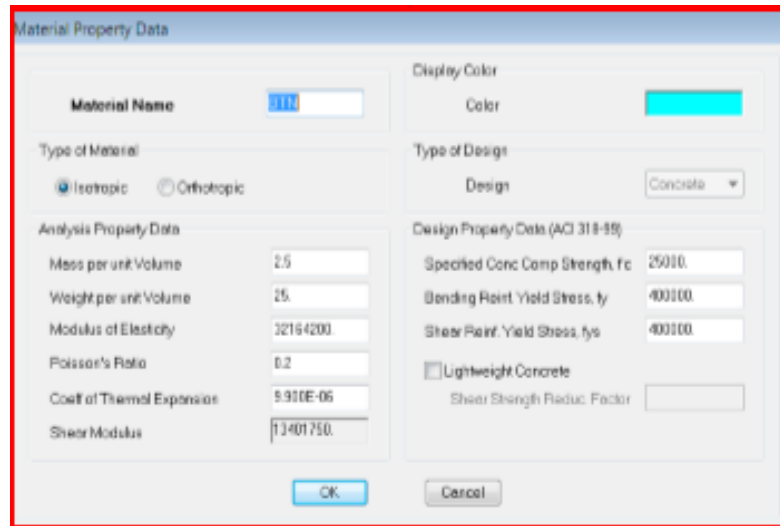
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étages. - On clique sur le bouton droit de la souris. On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok Pour modifier les hauteurs d'étages, on clique sur le bouton droit de la souris puis Edit Story Data.

1.9.3.1 Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur *Define* puis *Material proprietes* et on sélection le matériau *CONC* et on clique sur *Modify /Show Material*, et apport les modifications inscrites dans la figure suivante :



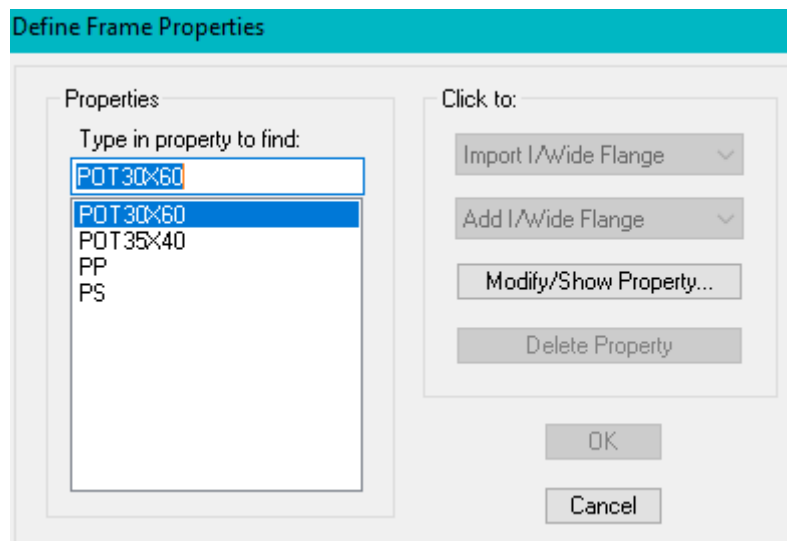


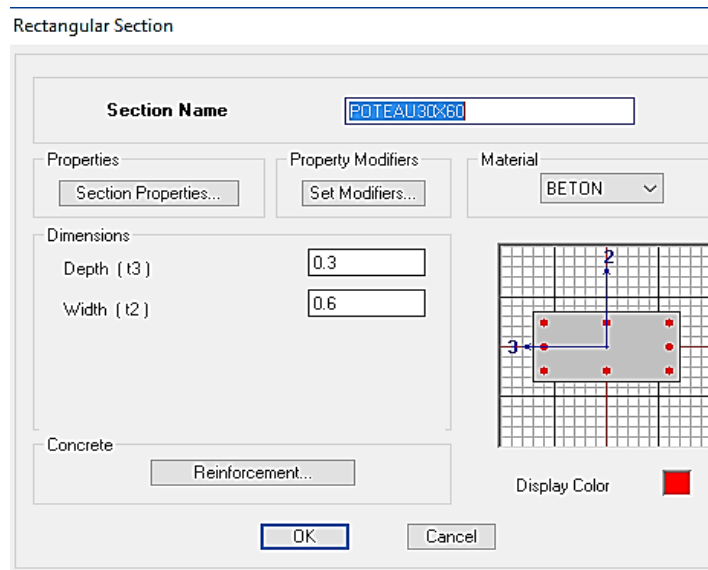
1.9.3.2 Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...).

Nous commençons d'abord par l'affectation des sections des poutres principales (PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu *Define* puis Frame sections. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne *Add Rectangular* pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).





Le bouton *renforcement* conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton *Section properties* on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS. Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

Remarque : les poteaux sont placés dans le sens contraire du panneau rectangulaire, cela pour remplir le manque de rigidités.

1.9.3.3 Quatrième étape : définition des charges

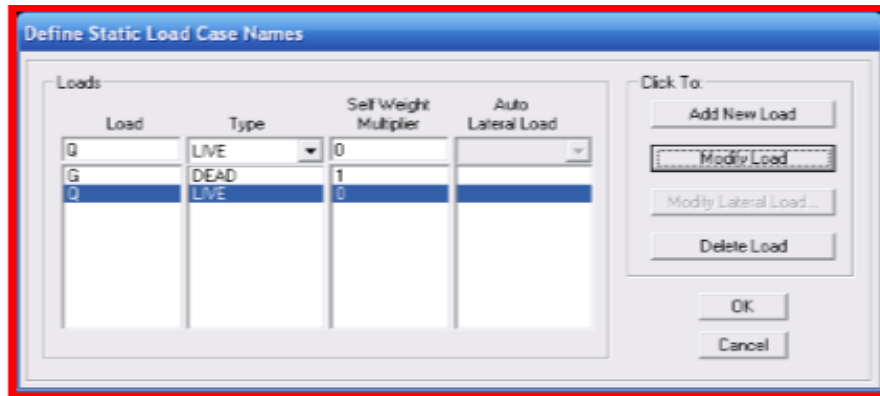
Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à modélisée.

1) Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : ***Define Load Cases.***

DEAD (charge permanente)

LIVE (Surcharge d'exploitation)



1) Charge dynamique (E)

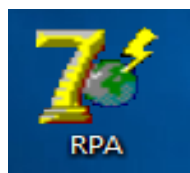
Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

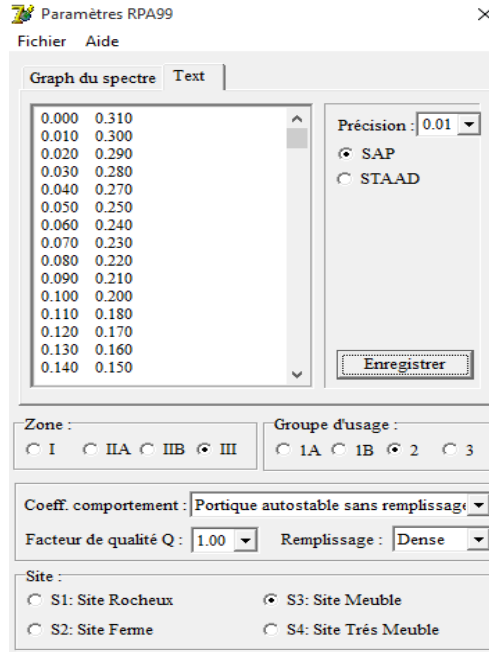
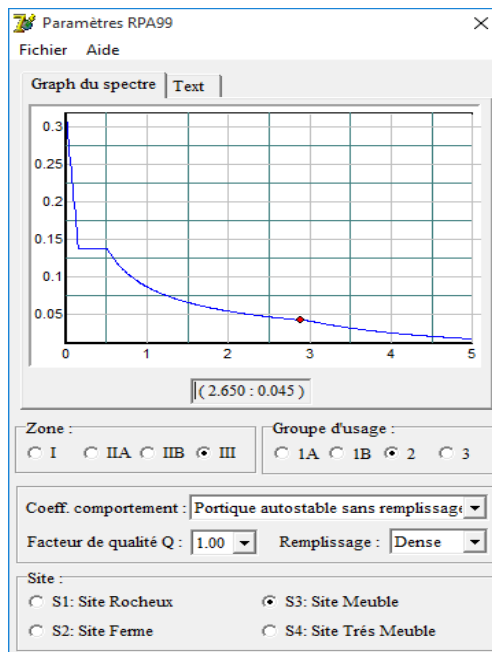
- Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : III (Zone a forte sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coefficient comportement : Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q) : 1.

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

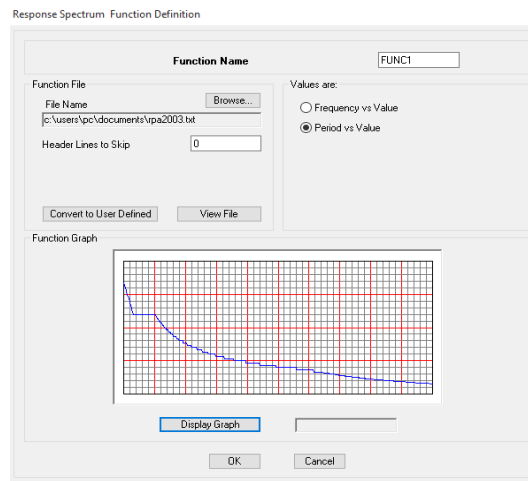


-Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Texte.



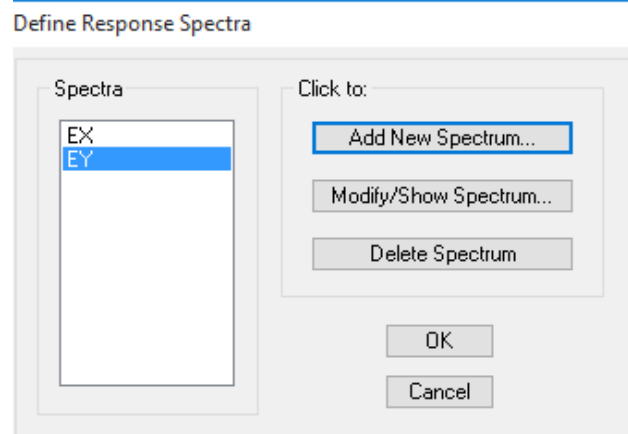
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → *Response Spectrum Functions* → *Spectrum from file.*



Fonction Name (nom du spectre): RPA. Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur:

Define Reponses spectrum cases Add New Spectrum Dans la partie Input *response spectra*, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



1.9.3.4 Cinquième étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign → ***Frame/line loads*** → ***Distributed***

Dans la case ***Load Case Name*** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case ***Load***.

1.9.3.5 Sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

1.9.4 Combinaisons aux états limites selon le BAEL 91 ELU :

1.35G+1.5Q ; ELS : G+Q.

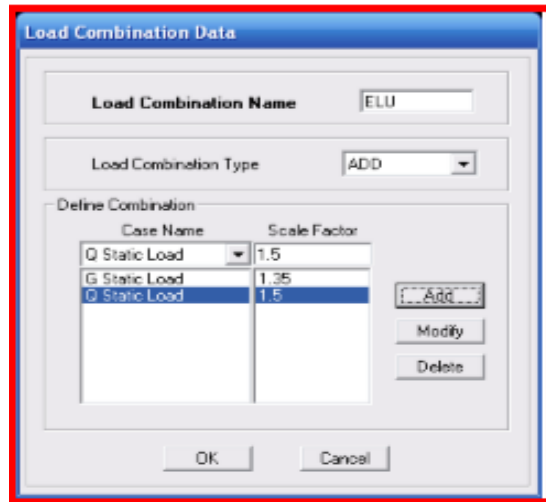
1.9.5 Combinaisons accidentelles du RPA :

G+Q±E : appelée dans le fichier de données

GQE. 0.8G±E : appelées dans le fichier de données

0.8GE. Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → ***Load Combinations Add*** → ***New Combo***



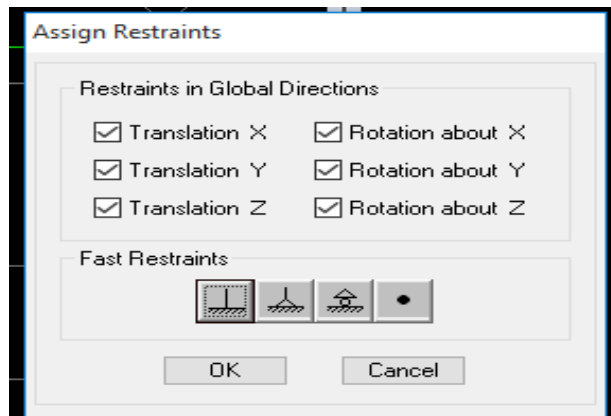
On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

1.9.5.1 Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrer dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assign → *Joint/point* → *Restreints*

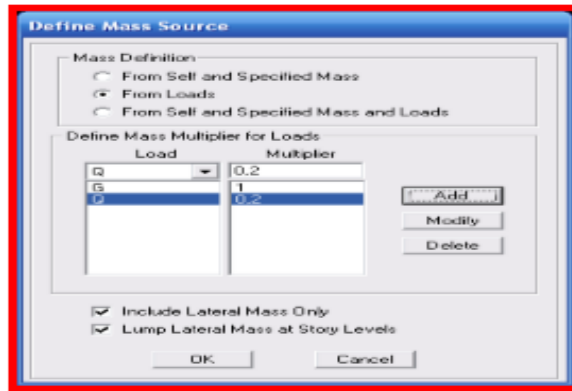


Mass- Source

Define Mass source

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

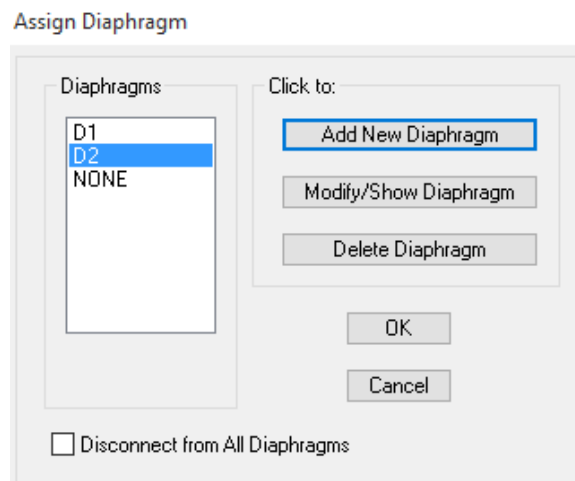


1.9.5.2 Diaphragme :

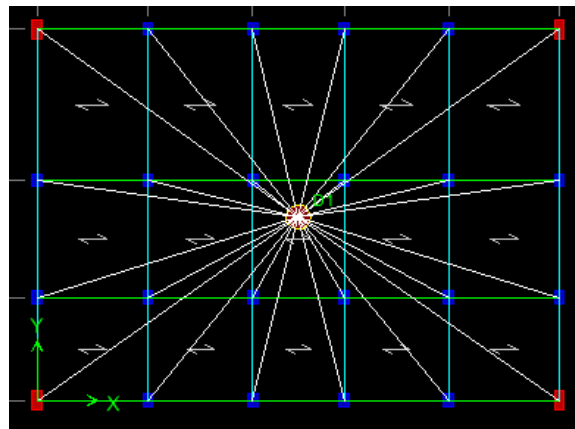
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme,

Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → *Joint/point Diaphragm* → *Add New Diaphragm*



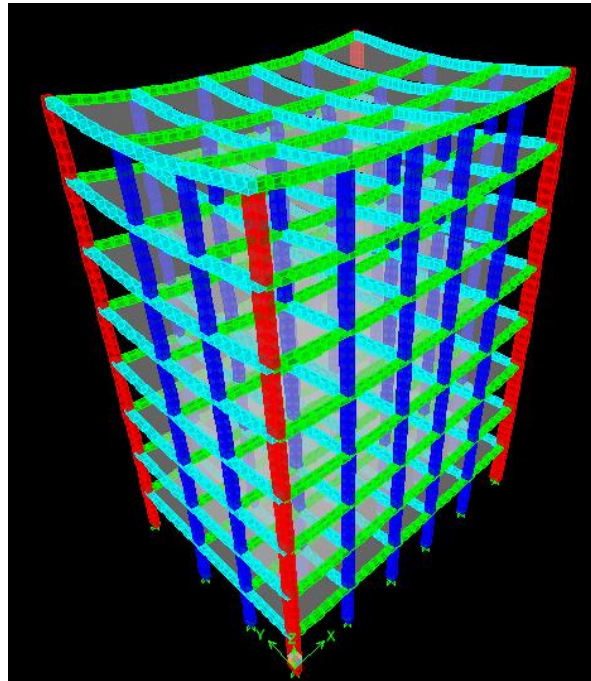
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragms on clique sur OK pour valider.



On refait la même opération pour tous les autres planchers.

1.9.5.3 Huitième étape :

Analyse et visualisation des résultats. Lancement de l'analyse Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet *Analyse* et on sélectionne *Run Analysis*.



FigureII.9 : La déformation de la structure apres l'analyse

Vérification de la structure (RPA99/2003)

- Le nombre de modes de vibration a retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus sont égale au moins à 90% de la masse totale de la structure (figure

Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Dans notre projet on fait trois variantes sur la superposition des poteaux (30x60). Ils sont représenté comme suit :

1.10 Etude de la première variante : Les poteaux 30x60 sont placer aux angles exrérieur

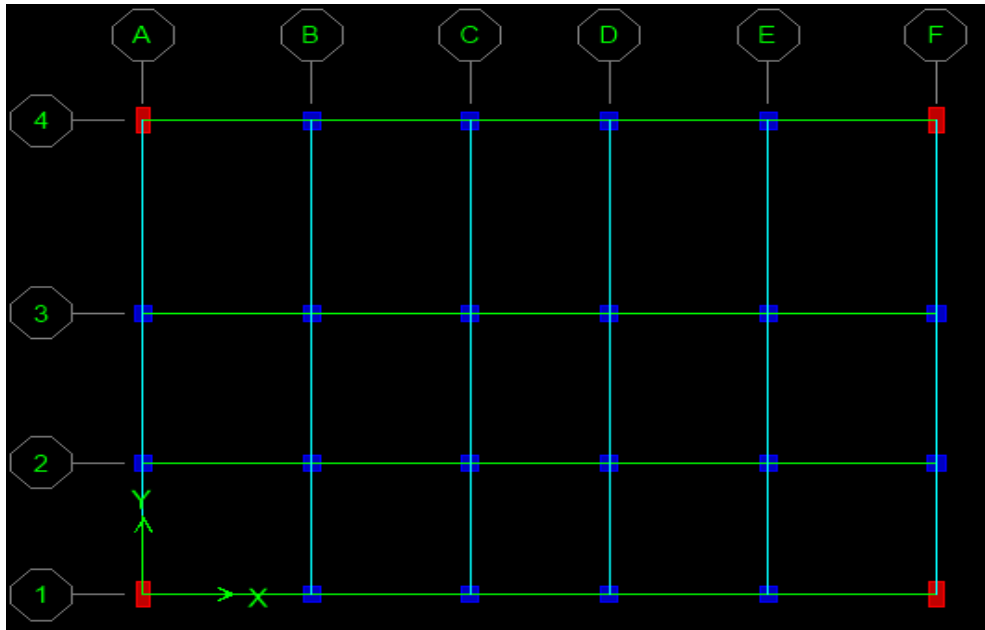


Figure II.10 : figure montrant la position des poteau 30x60 première variante

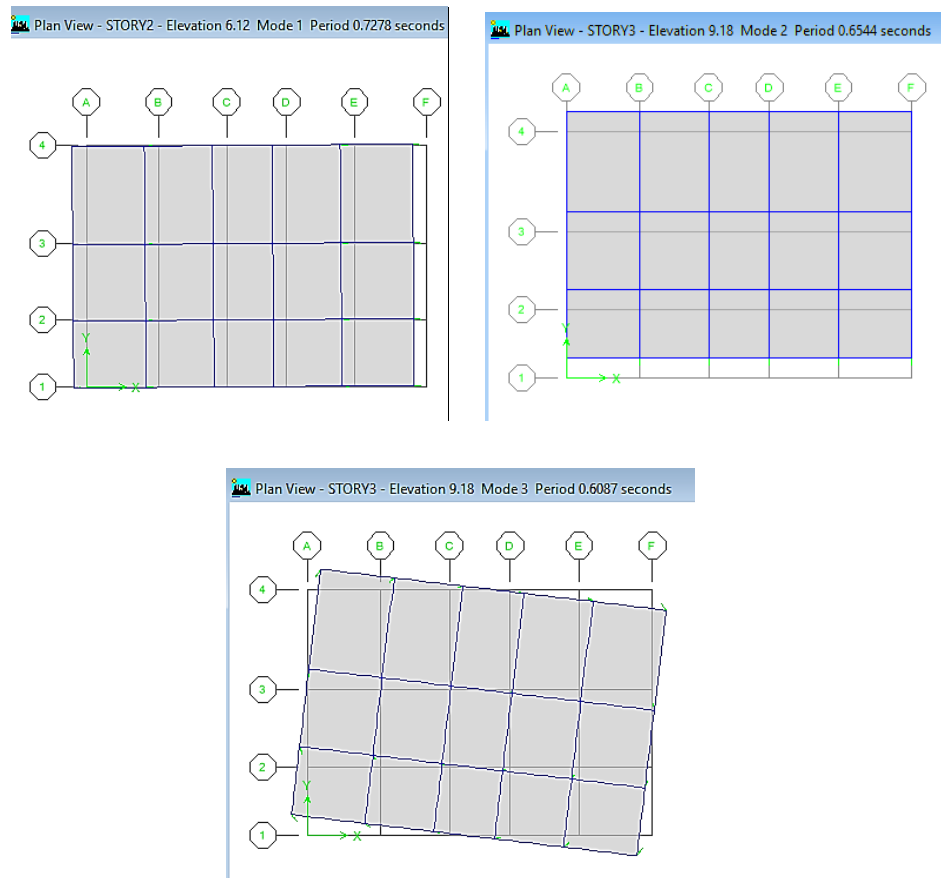
Du logiciel ETABS on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

1.10.1 période de participation modale

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.727774	84.0001	0	84.0001	0
2	0.654379	0	82.8649	84.0001	82.8649
3	0.608709	0.5136	0	84.5137	82.8649
4	0.240853	9.7807	0	94.2944	82.8649
5	0.213816	0	10.6208	94.2944	93.4856
6	0.199599	0.0605	0	94.3549	93.4856

Tableau II.6: Résultats de l’analyde modale 1^{ère} variante

On cliquant sur Show Mode Shape  pour voir les 3 premier mode de vibration .



FigureII.11 : figure montrant les trois premiers modes de vibration

La période propre est de 0.72s , Le nombre de modes à prendre en considération est 5 modes. Car les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes.

Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Les modes 1 et 2 sont des **translations** suivant les directions principales (xx') et (yy'), de la structure, qui mobilise plus de 80% de la masse

1.10.2 Vérification de la période (Art 4.2.4 du RPA99 version 2003):

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées a partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

T empirique= 0.64 sec.

$$T_{ETABS} = T1^{er} mode \leq 1,3 TRPA$$

D'où : $T = 1.3 \times 0.64 = 0.84 \text{sec} > T_{\text{ETABS}} = 0.72 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{CV.}$

1.10.3 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale (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 au moins **90%** de la masse totale de la structure.

-Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

1.10.4 Vérification de l'effort tranchant à la base (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 VMSE pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Effort tranchant sismique à la base dans le cas de la méthode modale spectrale :

Spec	Mode	Dir	F1	Spec	Mode	Dir	F1
EX	1	U1	1241.29	EY	1	U2	0
EX	2	U1	0	EY	2	U2	1287.09
EX	3	U1	8.28	EY	3	U2	0
EX	4	U1	183.95	EY	4	U2	0
EX	5	U1	0	EY	5	U2	199.75
EX	6	U1	1.14	EY	6	U2	0
EX	All	All	1262.13	EY	All	All	1305.96

Tableau II.7: Résultats des efforts tranchants à la base variante 1

$$V_{\text{etabs } X-X} = 1262.13 \text{ KN} > 0.8 V_{\text{RPA}} = 984.09 \text{ KN}$$

$$V_{\text{etabs } Y-Y} = 1305.96 \text{ KN} > 0.8 V_{\text{RPA}} = 984.09 \text{ KN}$$

La condition sur l'effort tranchant à la base est vérifiée.

1.10.5 Vérification au renversement :

Elles se traduit par la vérification dans les deux sens par la relation suivante :

$$M_s \geq 1,5 \cdot M_r$$

M_r :Moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par l'ogiciel (Etabs)

M_s : Moment stabilisant : $M_s = W.L/2$

W : Poids total du batiment

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sx}=110439.22\text{KN} > 1.5 * M_{rx}=32459.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ M_{sy}=78496.8\text{KN} > 1.5 * M_{ry}=31091.95 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

1.10.6 Vérification d'effort normal réduit :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme L'effort normal de compression de calcul est limiter par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc.f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99/Version 2003, Art.7.4.3})$$

Nd : Effort normal

Bc : la section du poteau

F_{c28} : Résistance caractéristique du béton , égale a 25 MPa

Nd est tiré du logiciel pour chaque section de poteau en prenant la valeur max

Section du poteau	Nd (KN)	V	V<0.3
35x40	923.47	0.026	C.V
30x60	975.92	0.022	C.V

Tableau II.8 : Vérification de l'effort normal réduit

1.10.7 Vérification des déplacements relatifs (Vérification Art 5.10 RPA 2003):

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser **1.0 %** de la hauteur de l'étage d'étage tableau (V.5).

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}(\text{formule 4-19 de RPA})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Niveaux	$\delta_{kx}(m)$	$\delta_{ky}(m)$	$\Delta_{kx}(m)$	Δ_{ky}	$1\%h(m)$	Vérification
07	0.113	0.10	0.005	0.005	0,0306	CV
06	0.108	0.095	0.008	0.008	0,0306	CV
05	0.10	0.087	0.011	0.011	0,0306	CV
04	0.089	0.076	0.014	0.013	0.0306	CV
03	0.075	0.063	0.017	0.015	0.0306	CV
02	0.058	0.047	0.019	0.016	0.0306	CV
01	0.039	0.031	0.02	0.017	0.0306	CV
RDC	0.019	0.014	0.019	0.014	0.0306	CV

Tableau II.9:Déplacements inter-étages variante 1

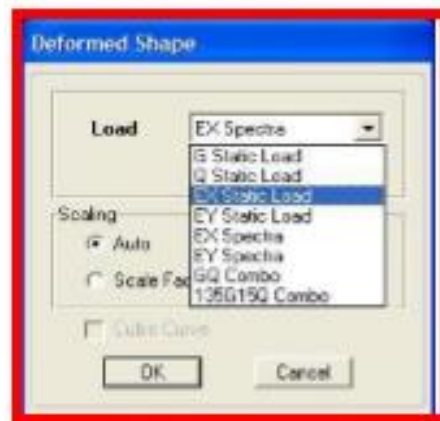
La première constatation est que les exigences du RPA 99/2003, en l'occurrence l'article 5.10, ne sont vérifiés pour le système de contreventement par portiques auto-stables.

La seconde constatation concerne les déplacements suivant les deux axes orthogonaux ; les déplacements suivant x sont un peu plus importants que ceux suivant l'axe y, ce qui indique que l'axe y-y est moins rigide que l'axe x-x.

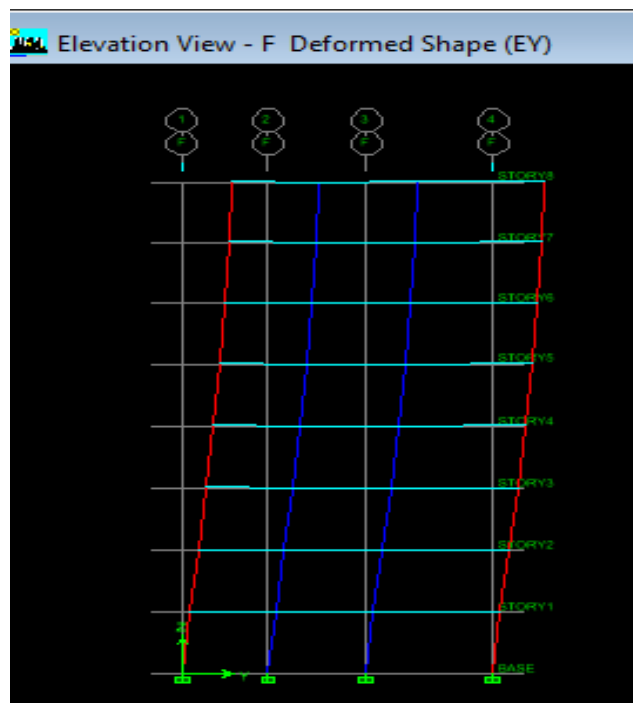
L'interface graphique d'ETABS permet de visualiser les différents résultats sous différentes formes.

-Déplacements

Avec le menu *Display*, il est possible de choisir *Show Déforme Shape* ou bien l'icône dans la barre d'outils flottante à l'interface. Pour visualiser les déplacements. La fenêtre suivante apparaît :



Il est possible d'animer les déplacements. Cliquez sur *Start Animation* au bas de l'écran pour voir la structure vibrer.



La déformé suivant le spectre Ey

1.10.8 Vérification de l'effet P-Delta (Vérification Art 5.9 RPA 2003):

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

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

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

V_K: effort tranchant d'étage au niveau «K».

Δ_K: déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau «K-1».

h_K: hauteur de l'étage «K».

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les deux sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau (V.6) ci-après :

	$P(KN)$	Δ_{kx}	Δ_{ky}	V_{kx}	V_{ky}	H_k	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
07	1695.77	0.005	0.005	235.15	251.1	3.06	0.011	0.011	CV
06	3391.53	0.008	0.008	471.35	499.9	3.06	0.018	0.017	CV
05	5087.3	0.011	0.011	678.39	715.76	3.06	0.026	0.025	CV
04	6788.34	0.014	0.013	855.18	898.53	3.06	0.036	0.03	CV
03	8489.39	0.017	0.015	1003.75	1051.04	3.06	0.046	0.03	CV
02	10190.43	0.019	0.016	1125.38	1263.18	3.06	0.056	0.03	CV
01	11891.18	0.02	0.017	1215.38	1263.18	3.06	0.06	0.05	CV
RDC	13592.52	0.019	0.014	1262.13	1305.96	3.06	0.07	0.05	CV

Tableau II.10: vérification effet p-delta variantel

On a $\theta_k < 0.1$ D'où les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.

1.10.9 Efforts internes dans les poteaux :

Convention de signe pour les efforts normaux :

(-) : Effort de compression

(+) : Effort de traction

Section	Effort de compression max (KN)	Effort de traction max (KN)	Moment M2max (KN.m)	Moment M3 max (KN.m)	Effort tranchant V2 max (KN)	Effort tranchant V3 max(KN)
30x60	-923.47	71.16	101.053	233.02	116.5	61.21
35x40	-975.92	-	114.49	127.55	82.46	73.51

Tableau II.11 : Efforts internes dans les poteaux.

1.11. Etude de la deuxième variante :

Etude du comportement dynamique : Les poteaux 30x60 sont placés dans les portiques de rive dans la sens y .

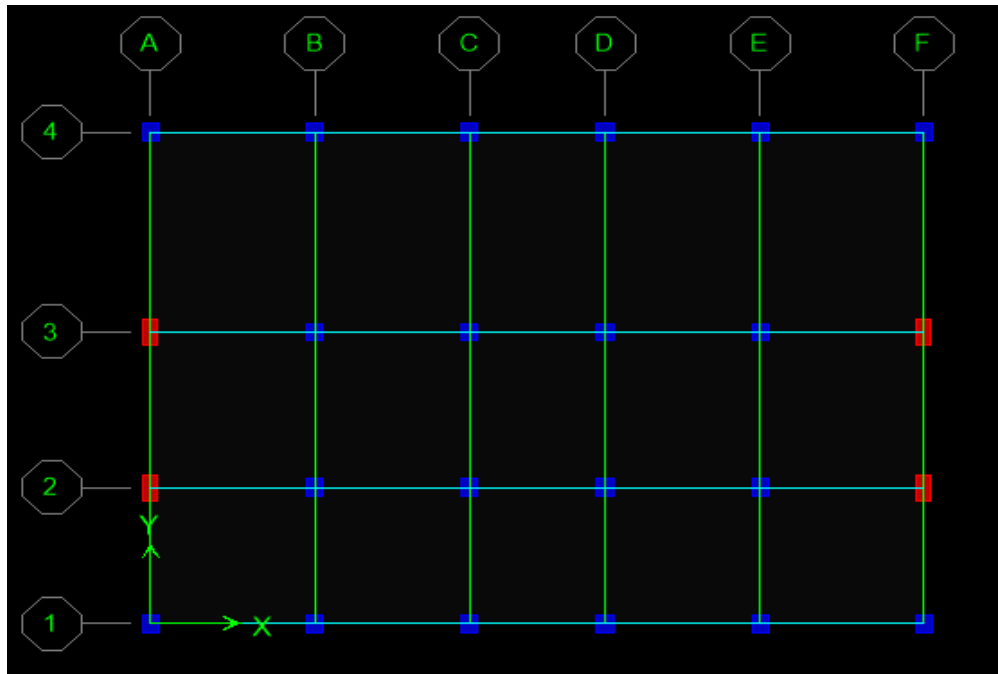


Figure II.12 : La vue en plan de la 2^{ème} variante

1.10.10 période de participation modale :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.725892	84.2451	0	84.2451	0
2	0.633715	0	82.9316	84.2451	82.9316
3	0.57233	0.2884	0	84.5335	82.9316
4	0.240273	9.7977	0	94.3312	82.9316
5	0.20726	0	10.7183	94.3312	93.6499
6	0.188198	0.0341	0	94.3653	93.6499

Tableau II.12: Résultats de l'analyse modale variante 2

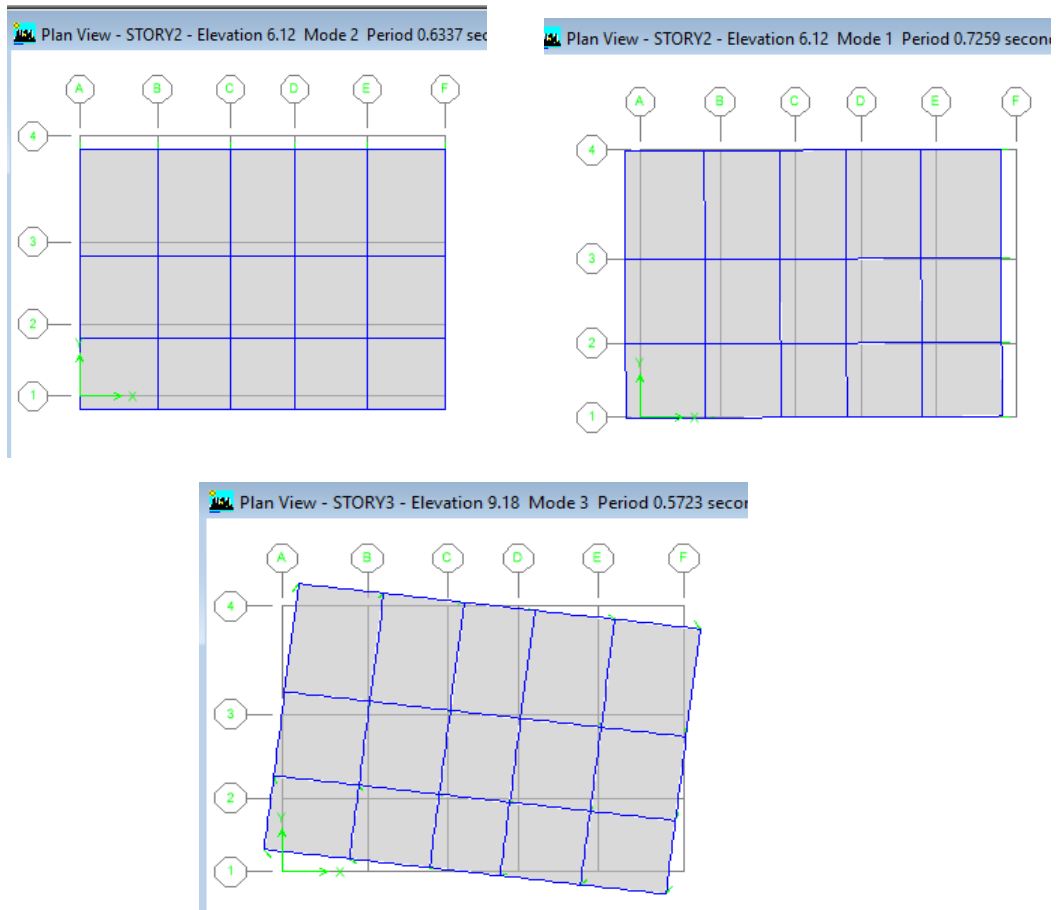


Figure II.13 : Figure montrant les 3 premiers modes de vibration

Le premier mode de vibration est une translation suivant xx', il mobilise plus de 80% de la masse. Le deuxième mode de vibration est une translation suivant yy', il mobilise plus de 80% de la masse. Le troisième mode est une torsion.

1.10.11 Vérification de la période (Art 4.2.4 du RPA99 version 2003):

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{empirique}} = T_{\text{RPA}} = 0.64 \text{ sec.}$$

$$T_{\text{ETABS}} = T_{1^{\text{er}} \text{ mode}} \leq 1,3 T_{\text{RPA}}$$

$$D'où : T = 1.3 \times 0.64 = 0.84 \text{ sec} \geq T_{\text{ETABS}} = 0.72 \text{ sec} \dots\dots\dots \textit{condition vérifiée.}$$

1.10.12 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale (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 au moins 90% de la masse totale de la structure.

-Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

1.10.13 Vérification de l'effort tranchant à la base (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 .

Spec	Mode	Dir	F1	Spec	Mode	Dir	F1
EX	1	U1	1243.21	EY	1	U2	0
EX	2	U1	0	EY	2	U2	1335.08
EX	3	U1	4.94	EY	3	U2	0
EX	4	U1	184.02	EY	4	U2	0
EX	5	U1	0	EY	5	U2	201.31
EX	6	U1	0.64	EY	6	U2	0
EX	All	All	1261.74	EY	All	All	1353.67

Tableau II.13 : Résultats des efforts tranchant à la base 2^{ème} variante

$$V_{etabs X-X} = 1261.74 > 0.8 V_{RPA} = 984.09 \text{KN}$$

$$V_{etabs Y-Y} = 1353.67 > 0.8 V_{RPA} = 984.09 \text{KN}$$

La condition sur l'effort tranchant à la base est vérifiée.

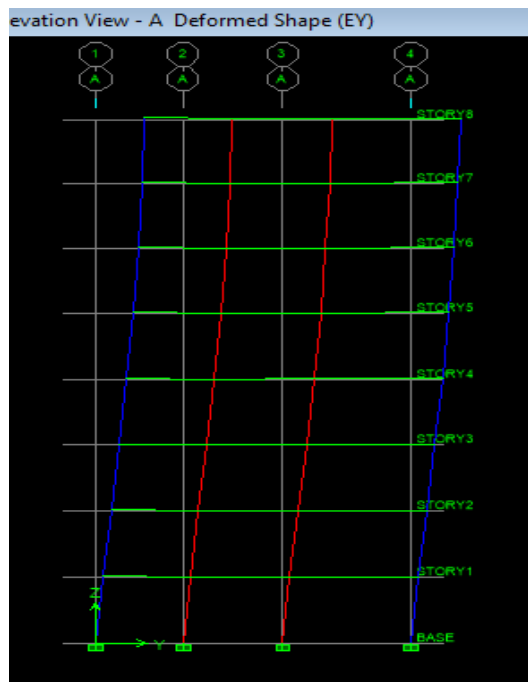
1.10.14 Vérification des déplacements relatifs (Vérification Art 5.10 RPA 2003):

Niveaux	$\delta_{kx}(m)$	$\delta_{ky}(m)$	$\Delta_{kx}(m)$	Δ_{ky}	$1\%h(m)$	Vérification
07	0.112	0.10	0.004	0.007	0,0306	CV
06	0.108	0.093	0.008	0.008	0,0306	CV
05	0.10	0.085	0.011	0.011	0,0306	CV
04	0.089	0.074	0.015	0.013	0.0306	CV
03	0.074	0.061	0.017	0.015	0.0306	CV
02	0.057	0.046	0.018	0.016	0.0306	CV
01	0.039	0.030	0.02	0.016	0.0306	CV
RDC	0.019	0.014	0.019	0.014	0.0306	CV

Tableau II.14: Déplacements inter-étages variante 2

La première constatation est que les exigences du RPA 99/2003, en l’occurrence l’article 5.10, sont vérifiés .

La seconde constatation concerne les déplacements suivant les deux axes orthogonaux ; les déplacements suivant x sont un peu plus importants que ceux suivant l’axe y, ce qui indique que l’axe y-y est moins rigide que l’axe x-x.



La déformé suivant yy'

1.10.15 Vérification de l'effet P-Delta (Vérification Art 5.9 RPA 2003):

	$P(KN)$ $P(KN)$	Δ_{kx}	Δ_{ky}	V_{kx}	V_{ky}	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
07	1695.77	0.004	0.007	234.96	259.2	0.01	0.014	CV
06	3391.53	0.008	0.008	471.05	516.73	0.018	0.017	CV
05	5087.3	0.011	0.011	678.01	740.79	0.026	0.024	CV
04	6788.34	0.015	0.013	854.76	930.94	0.038	0.038	CV
03	8489.39	0.017	0.015	1003.31	1089.47	0.047	0.043	CV
02	10190.43	0.018	0.016	1125.26	1217.51	0.05	0.043	CV
01	11891.18	0.02	0.016	1214.94	1308.96	0.06	0.046	CV
RDC	13592.53	0.019	0.014	1261.74	1353.68	0.07	0.047	CV

Tableau II.15: vérification effet p-delta variante 2

D'où $\theta_k < 0.1 \implies$ Les effets du 2^{ème} ordre sont négligés

1.10.16 Efforts internes dans les poteaux :

Section	Effort de compression max (KN)	Moment M2max (KN.m)	Moment M3 max (KN.m)	Effort tranchant V2 max	Effort tranchant V3 max
35x40	-683.15	94.75	95.13	53.93	56.57
30x60	-552.75	91.20	206.18	77.52	55.54

Tableau II.16: Efforts internes dans les poteaux.

1.11 Etude de la 3^{ème} variante :

Les poteaux 30x60 sont placés dans panneau noyau.

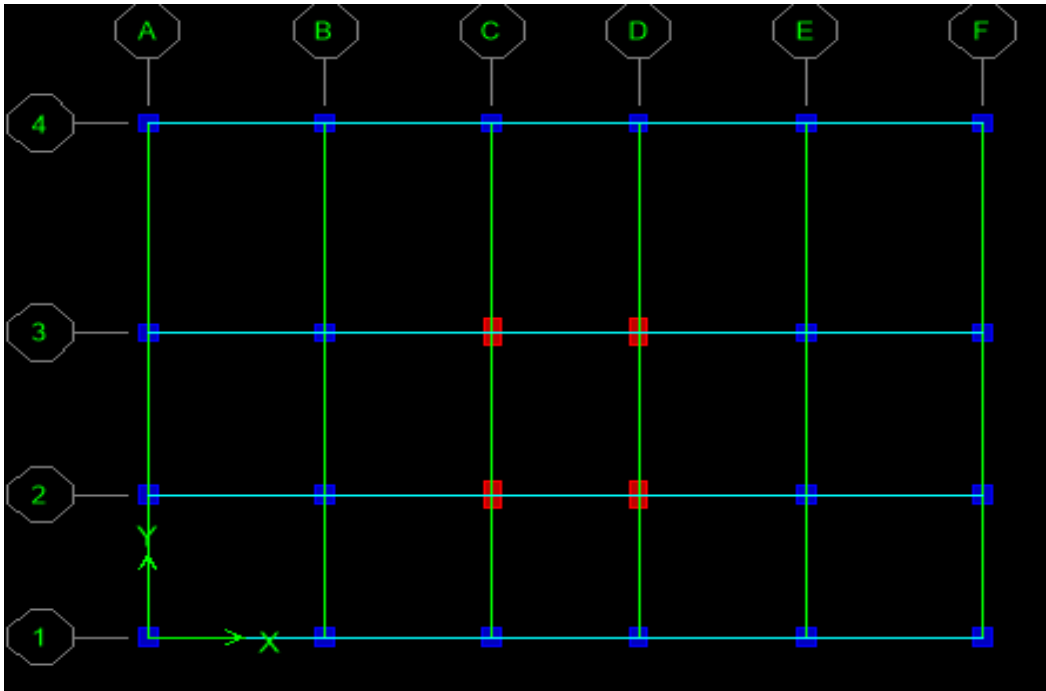


Figure II.17 : La vue en plan 3^{ème} variante .

1.11.1 période de participation modale :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.616955	82.3772	0	82.3772	0
2	0.615817	0	82.85	82.3772	82.85
3	0.55888	1.8407	0	84.2179	82.85
4	0.203902	9.782	0	93.9999	82.85
5	0.201251	0	10.6175	93.9999	93.4676
6	0.183446	0.2131	0	94.213	93.4676

Tableau II.18 : Résultats analyse modale 3^{ème} variante

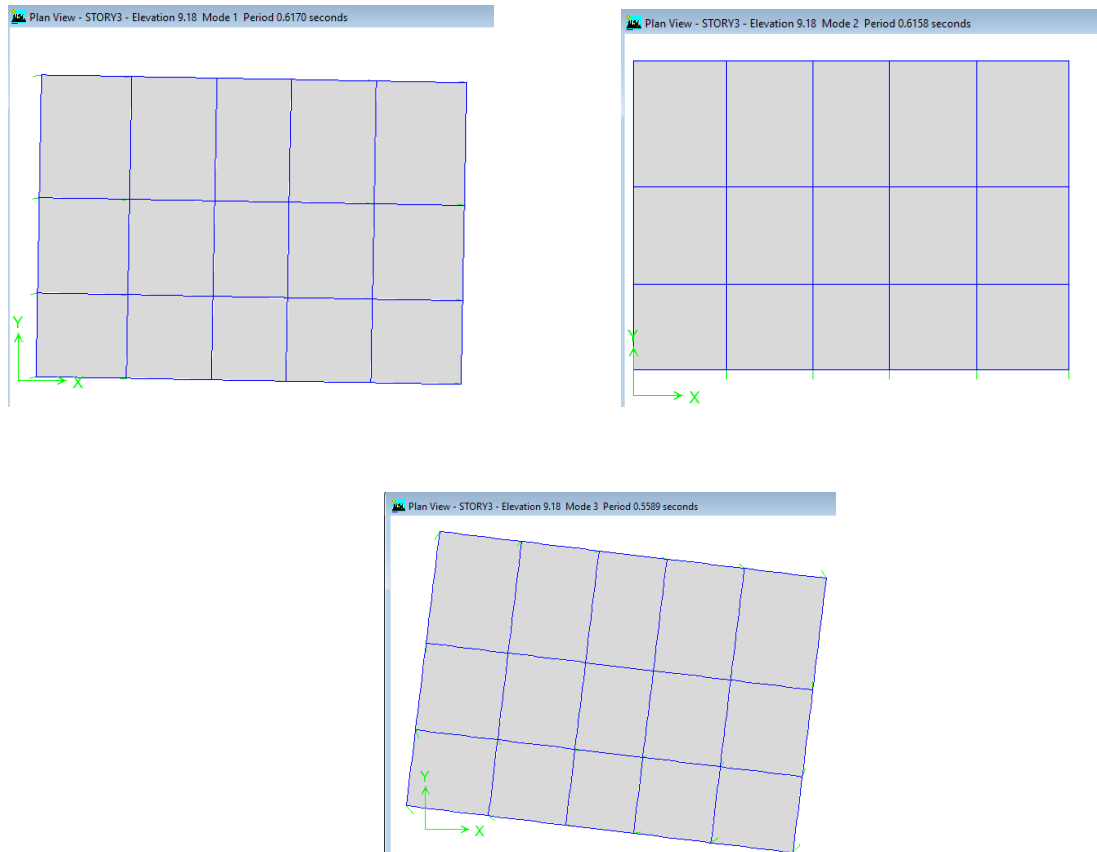


Figure II.15 : Figures montrant les 3 premiers modes de vibration

Remarque:

La période propre de la structure est de 0.61s .Le nombre de mode a prendre en considération est 6 modes car les 90%de mobilisation des masses modales effectives dans les 2 directions sont atteintes.

Le premier mode de vibration est une translation suivant yy' , il mobilise plus de 80% de la masse .Le deuxième mode de vibration est une torsion. Vu que les poteaux 30x60 sont placer dans le nayau du panneau .

1.11.2 Vérification de la période (Art 4.2.4 du RPA99 version 2003):

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées a partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

1.11.3 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale (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 au moins 90% de la masse totale de la structure.

-Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

1.11.4 Vérification de l’effort tranchant à la base (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 .

Spec	Mode	Dir	F1	Spec	Mode	Dir	F1
EX	1	U1	1233.1	EY	1	U2	0
EX	2	U1	13.96	EY	2	U2	0
EX	3	U1	0	EY	3	U2	1335.96
EX	4	U1	184.53	EY	4	U2	0
EX	5	U1	1.99	EY	5	U2	0
EX	6	U1	0	EY	6	U2	203.36
EX	All	All	1258.35	EY	All	All	1354.89

Tableau II.19 : Résultats des efforts tranchant à la base cas 3

La condition sur l’effort tranchant à la base est vérifiée.

1.11.5 Vérification des déplacements relatifs (Vérification Art 5.10 RPA 2003):

Niveaux	$\delta_{kx}(m)$	$\delta_{ky}(m)$	$\Delta_{kx}(m)$	Δ_{ky}	$1\%h(m)$	Vérification
07	0.114	0.094	0.005	0.005	0,0306	CV
06	0.109	0.089	0.008	0.008	0,0306	CV
05	0.101	0.081	0.012	0.01	0,0306	CV
04	0.089	0.071	0.014	0.013	0.0306	CV
03	0.075	0.058	0.017	0.014	0.0306	CV
02	0.058	0.044	0.019	0.015	0.0306	CV
01	0.039	0.029	0.02	0.015	0.0306	CV
RDC	0.019	0.0135	0.019	0.0135	0.0306	CV

Tableau II.20 :Déplacements inter-étages 3^{ème} variante

1.11.6 Vérification de l'effet P-Delta (Vérification Art 5.9 RPA 2003):

	$P(KN)$	Δ_{kx}	Δ_{ky}	V_{kx}	V_{ky}	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
07	1695.77	0.005	0.005	235.13	259.75	0.011	0.01	CV
06	3391.53	0.008	0.008	470.95	517.5	0.018	0.017	CV
05	5087.3	0.012	0.01	677.34	741.47	0.029	0.02	CV
04	6788.34	0.014	0.013	853.39	931.4	0.036	0.03	CV
03	8489.39	0.017	0.014	1001.25	1089.68	0.047	0.035	CV
02	10190.43	0.019	0.015	1122.61	1217.64	0.056	0.041	CV
01	13592.52	0.02	0.015	1211.83	1309.39	0.073	0.05	CV
RDC	13592.52	0.019	0.0135	1258.35	1354.9	0.062	0.044	CV

Tableau II.21: vérification effet p-delta variante

1.11.7 Efforts internes dans les poteaux :

Section	Effort de compression max (KN)	Effort de traction max (KN)	Moment $M2_{max}$ (KN.m)	Moment $M3_{max}$ (KN.m)	Effort tranchant $V2_{max}$	Effort tranchant $V3_{max}$
35x40	-1014.5	30.38	116.45	460.37	77.95	73.74
30x60	-1152.4	—	107.56	242.112	143.27	69.38

Tableau II.22 : Efforts internes dans les poteaux.

1.11.8 Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que les vérifications suivantes pour les trois cas précédent :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Vérification au reversement
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés .

- L'effet P-Delta est vérifié.

D'après les vérifications qui à été faites dans cette étude dynamique, on peut dire que notre structure peut résister aux différents chocs extérieures tel que le séisme..

1.12 Comparaison des périodes :

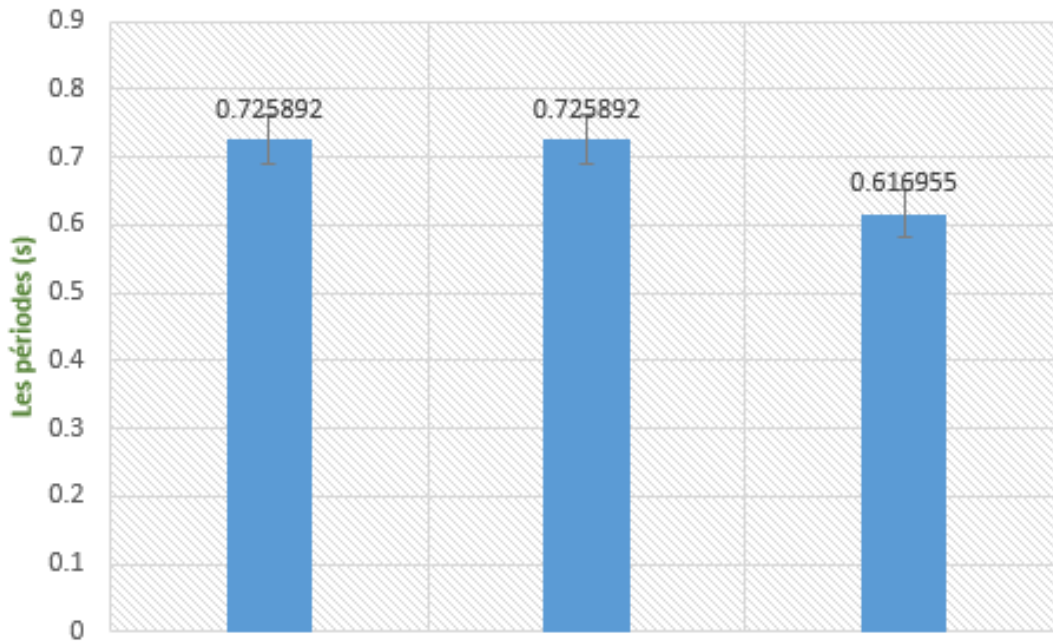


Figure II.16: Les Périodes fondamentale obtenues dans chaque variantes.

1.13 - Comparaison des déplacements de chaque étage :

Niveaux	$\delta_{y_k y}$ (cm) Variante 1	$\delta_{y_k y}$ (cm) Variante 2	$\delta_{y_k y}$ (cm) Variante 3
07	0.1	0.1	0.094
06	0.095	0.093	0.089
05	0.087	0.085	0.084
04	0.076	0.074	0.071
03	0.063	0.061	0.058
02	0.047	0.046	0.044
01	0.031	0.03	0.029
RDC	0.014	0.014	0.0135

Tableau II.23: Déplacements d'étages selon y-y obtenus par les différentes cas.

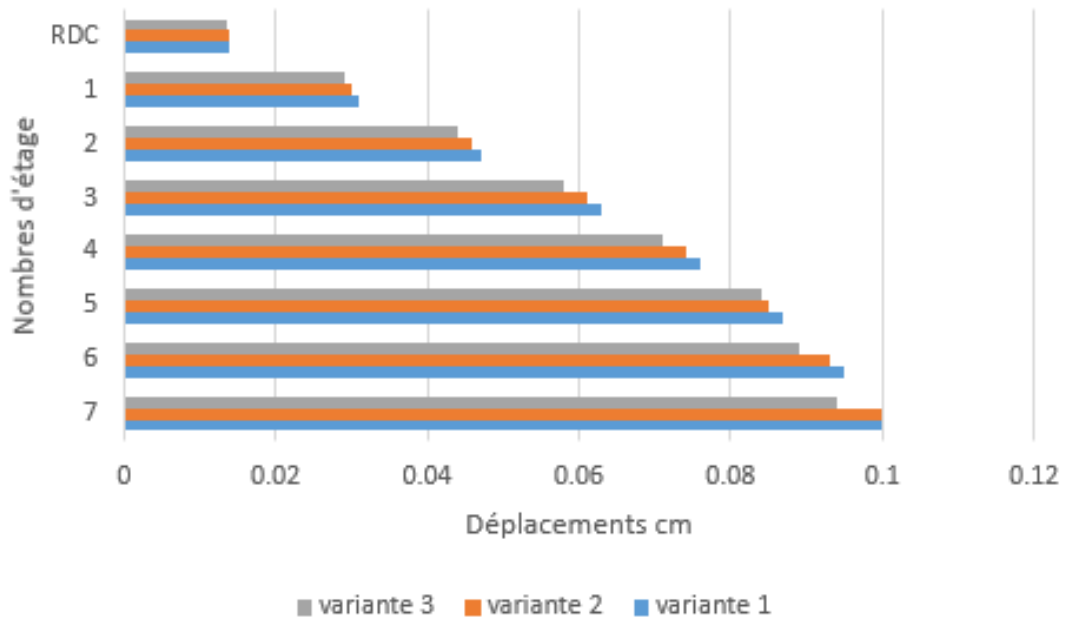


Figure II.17 :Déplacements d'étages selon y-y obtenus par les différentes variantes.

1.14 Efforts tranchants:

Les efforts tranchants d'étages obtenus par les différentes variantes sont présentés dans le tableaux suivant :

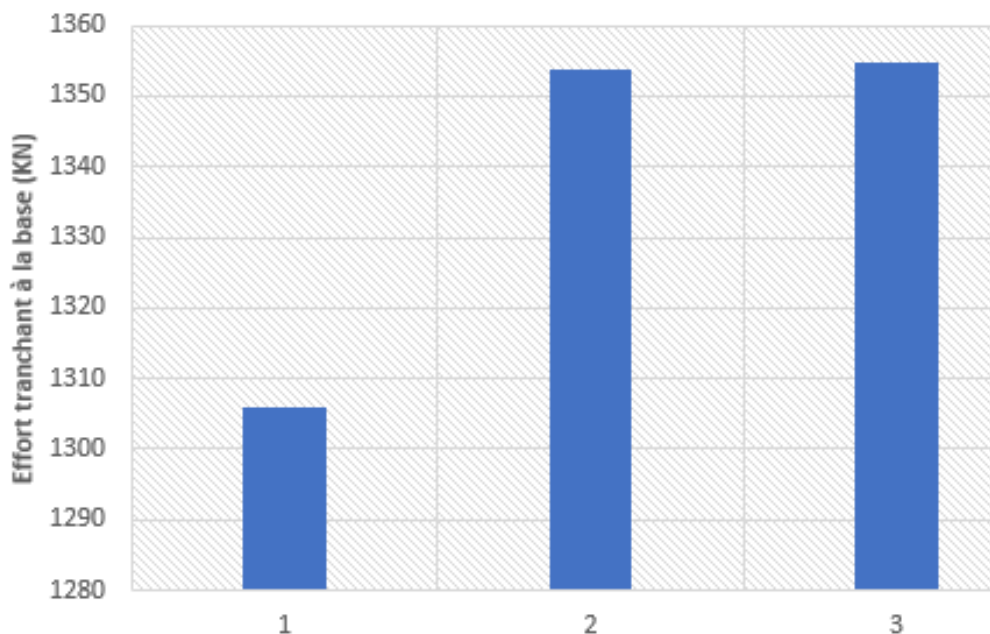


Figure II.18 : les efforts tranchants à la base des différentes variantes .

1.15 Conclusion :

D'après l'analyse des résultats relatives aux trois variantes on peut faire un choix sur la disposition des poteaux rectangulaire et les faire par la suite les remplir par des voiles de section équivalente .Pour une étude bien précise et pour valider notre choix une étude non linéaire est indispensable pour approcher au mieux le comportement réel de la structure , cela sera fait et bien préciser dans la chapitre qui suit.

Chapitre III

Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

1. Introduction :

Dans le code parasismique algérien (R.P.A 99 vs 2003), l'étude de la réponse des structures sous des chargements sismiques est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées (méthode statique équivalente ou méthode d'analyse modale spectrale) qui reposent sur le principe de détermination des efforts susceptibles d'être appliquées puis de procéder à une vérification des déplacements de la structure. Ce calcul est réalisé en posant comme hypothèse principale que le comportement de la structure est un comportement linéaire.

Par conséquent, le calcul non linéaire en poussée progressive (**Push Over**) est une méthode de calcul largement utilisé pour évaluer la performance sismique des structures. Et représente une alternative intéressante car les données matérielles sont similaires à celles de l'analyse temporelle non linéaire et les difficultés du calcul temporel pas à pas sont évitées.

Dans ce chapitre, on présente et on discute les résultats des analyses push over effectuées sur le bâtiment en portique en béton armé, présenté et dimensionné au chapitre précédent.

Pour bien approcher le comportement réel des structures, les méthodes linéaires deviennent insuffisantes, pour cela on fait retour à une analyse au-delà du domaine élastique qui est l'analyse statique non linéaire Push over.

Nous allons appliquer la méthode non linéaire « PUSHOVER » sur la structure avec le logiciel ETABS V9.1.4

Pour notre analyse, la courbe de capacité de la structure (V_{base} . D_{sommet}) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

Etape 1 : Définition du comportement non linéaire des éléments.

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

Etape 4 : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité

2. Définition de comportement non linéaire des éléments :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques «plastic Hinge» aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier [26].

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

2.1. Définition des rotules plastiques :

Les rotules plastiques sont des zones qui, sous sollicitation sismique perdent leurs capacité de résistance et deviennent une sorte d'articulation permettant la rotation de l'élément. la rotule plastique définit le comportement post-élastique de l'élément considéré, permettant la dissipation d'une quantité importante d'énergie avant la rupture de l'élément [27].(figure III.1).



Figure III.1: Endommagement d'un portique à 2 étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) 2001 [27].

2.2. Niveaux de dommages :

La courbe de déformation plastique est une courbe force-déplacement (moment-rotation) qui donne la valeur de plastification et déformation plastique après plastification. Cette courbe se compose de cinq points comme illustré dans la figure (III.2).

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

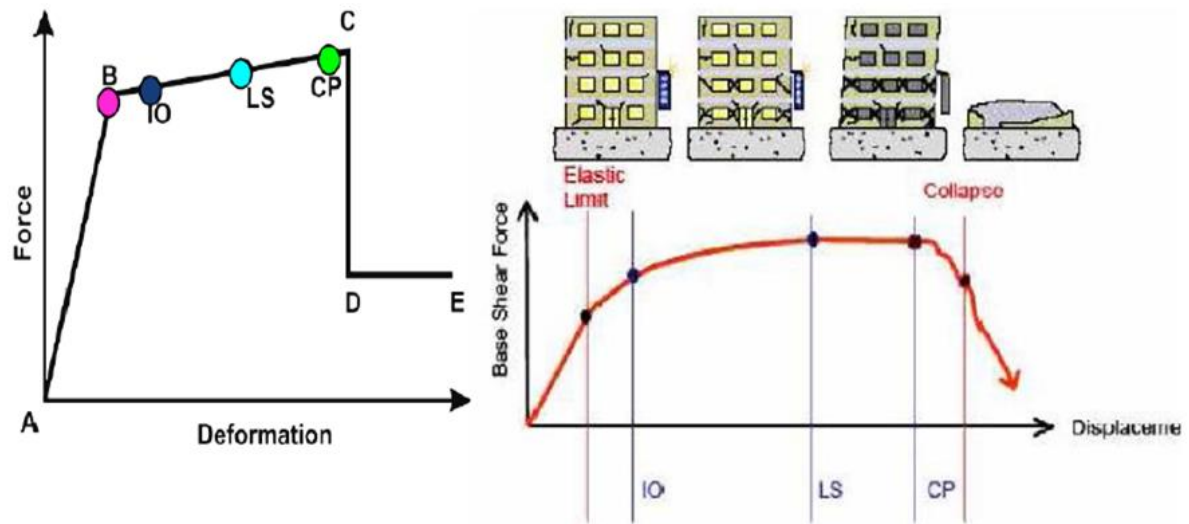


Figure III.2: Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages [27].

Le point (A) représente l'origine.

Le point (B) représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

Le point (C) représente la capacité ultime pour l'analyse push over.

Le point (D) représente la résistance résiduelle pour l'analyse push over.

Le point (E) représente la rupture totale des éléments.

Avant d'atteindre le point B, la déformation est linéaire et se produit dans l'élément d'ossature lui-même, et non dans la rotule.

La déformation plastique au-delà du point B se produit dans la rotule en plus de n'importe quelle déformation élastique pouvant se produire dans l'élément, la résistance résiduelle à partir de D à E permet aux éléments d'ossature de supporter des charges de gravité.

L'utilisateur peut spécifier des mesures additionnelles de déformation aux points IO, LS et CP, ceux-ci sont des mesures informationnelles qui sont rapporté dans les résultats d'analyse et utilisées pour la conception basé sur la performance, n'ayant aucun d'effet sur le comportement de la structure.

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

2.3. Selon FEMA-273 [28]:

- Le niveau IO (Immediate Occupancy) :

Indique que l'état des dommages suite au séisme est très limité, les systèmes de résistances des forces horizontales et verticales de la construction conservent à peu près leur résistance et rigidité antérieur au séisme. Le danger sur la vie présenté par les dommages structurels est très faible, malgré cela, certaines réparations structurelles simples doivent avoir lieu qui ne sont pas généralement exigibles avant la réutilisation de la construction.

- Le niveau LS (Life Safety) :

Indique que l'état des dommages après le séisme subit par la structure est importante, mais il existe une marge contre l'effondrement, certains éléments et composants structurels sont très endommagés, mais ceci n'entraîne pas la chute de débris importants à l'intérieur qu'à l'extérieur de la construction. Les dommages peuvent avoir lieu durant le séisme, mais le danger sur la vie résultant de ces dommages est faible, l'utilisation de la construction peut être interdit jusqu'à réparation.

- Le niveau CP (Collapse Prevention) :

Il indique que la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total, comme il indique que le grand dommage subit par les éléments structurels et non structurels avec la probabilité d'une très grande dégradation dans la rigidité des systèmes de résistance de chargement latéral avec la présence d'une marge infime contre l'effondrement, à ce niveau et en présence d'une grande dégradation des systèmes de résistances des chargement latéral, il est impératif pour les éléments principaux des systèmes de résistance aux forces de gravité doit continuer à résister. Il peut exister un grand danger à cause de la chute des débris structurels et il n'est pas pratique techniquement de réparer la structure, sécuritairement il est inutilisable, par l'existence de répliques. Qui peut entraîner l'effondrement de la construction.

Il consiste à éviter les pertes de vie et des biens, la structure peut engendrer un sérieux dommage durant un séisme majeur mais, elle doit rester debout après le mouvement de terre. Alors, la conception de plus qu'un niveau d'intensité d'attaque sismique doit être adopté comme une philosophie de base de la conception sismique en terme de déplacement, la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour supposé être lié à un certain niveau d'endommagement Tableau (III.1).

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

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

Tableau III.1: niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif [28]

3. Introduction des rotules plastiques dans le logiciel :

Le comportement non linéaire des éléments structuraux poutres poteaux, est représenté par l'attribution des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités, car le type de rupture possible dans une structure en portique auto-stable se fait généralement par la formation des rotules plastiques au droit des nœuds poteaux poutres.

Define ---> Frame nonlinear hinge ---> add new property. La fenêtre suivante apparaît :

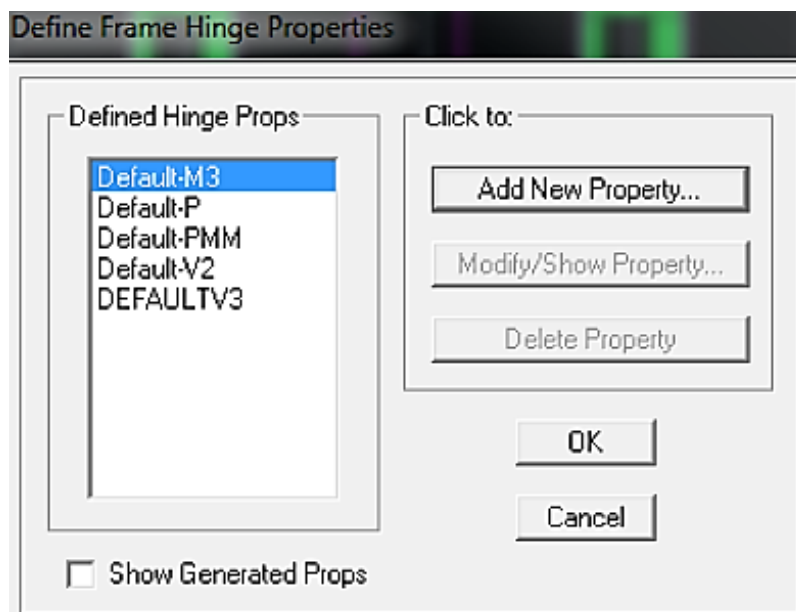


Figure III.3 : Création des rotules plastiques

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire



Figure III.4 : Choix du type de rotule

- **Les poutres :**

Les rotules de flexion “default M₃” et de cisaillement “ default V₂” sont introduites aux niveaux des zones nodales comme suit

Sélection des poutres ⇒ *Assign* ⇒ *Frame/Line* ⇒ *Frame Non LinearHinges*.

Dans la fenêtre qui apparait (Figure III.5), pour chaque type de rotule choisie “*HingeProperty*”, on introduit dans la case “*Relative Distance*” les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœud).

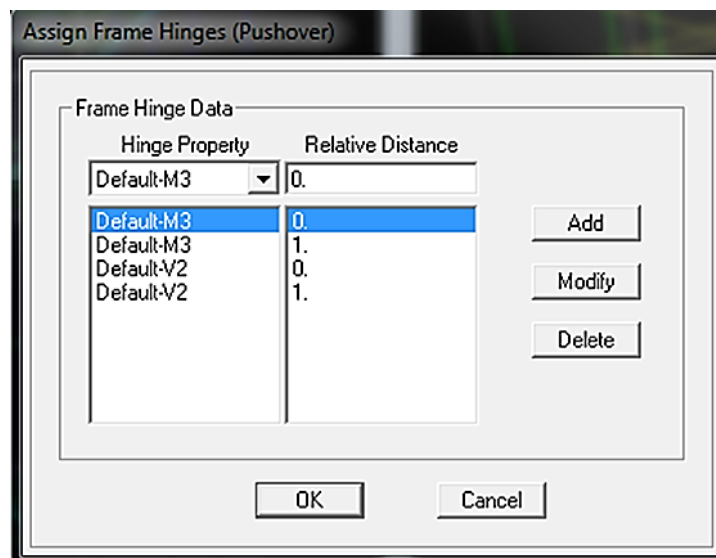


Figure III.5: Introduction des rotules plastiques des poutres.

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

- **Les poteaux :**

Pour ce qui est des poteaux, on introduit des rotules de cisaillement ‘‘V3’’ et ‘‘V2’’, et des rotules de type ‘‘*Default PMM*’’ qui tiennent compte de l’interaction (effort normal -moment). Dans la fenêtre qui apparaît (Figure III.6), pour chaque de type de rotule choisie ‘‘*HingeProperty*’’, on introduit dans la case ‘‘*Relative Distance*’’ les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux.

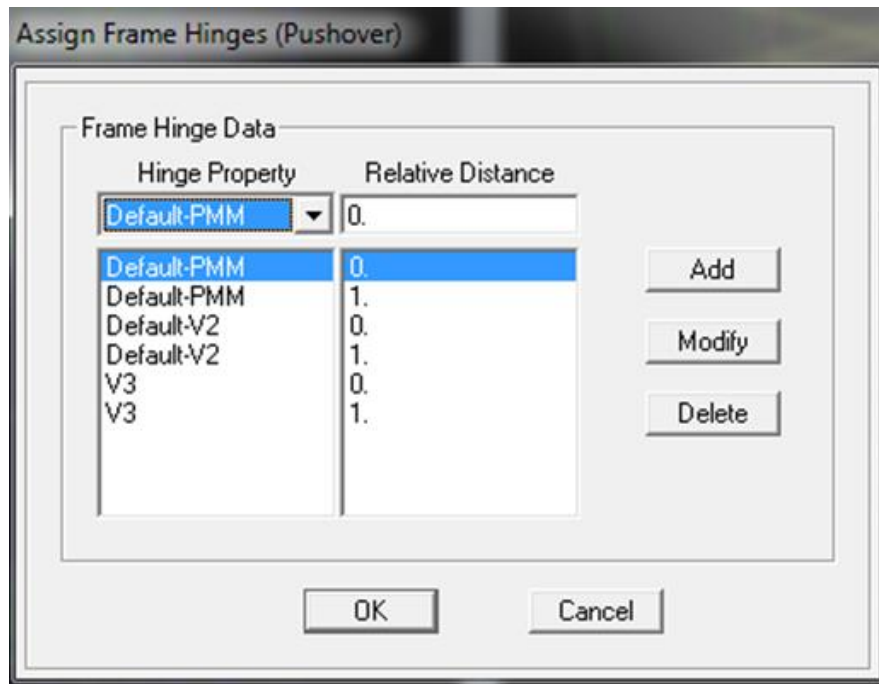


Figure III.6 : Introduction des rotules plastiques des poteaux

Des rotules de type moments (**M2** et **M3**), cisaillement (**V2** et **V3**), effort normal (**P**) et torsion (**T**), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment(PMM).

Poutres : Rotules de flexion (*default M3*), cisaillement (*default V2*).

Poteaux : Rotules de type (effort normal-moment) (default PMM), cisaillements (*default V2* et *V3*).

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel ETABS sont extraites des règlements américains ATC40 et FEMA273

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation.

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé,

4. Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER :

Après avoir défini les propriétés et l'emplacement des rotules plastiques, on passe à la définition du chargement de l'analyse «**PUSHOVER**». L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode "Déplacement contrôlé"). Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure.

En plus de l'analyse en mode "Déplacement contrôlé", le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode "Force contrôlée", ce type d'analyse est choisie lorsque les charges appliquées à la structure sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure [29].

4.1. Définition du chargement de l'analyse sous charges gravitaires:

En plus de l'analyse en mode "Déplacement contrôlé", le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode "Force contrôlée", ce type d'analyse est choisie lorsque les charges appliquées à la structure sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure (ex : Push gravitaire), (figure III.7).

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name: GRAVITAIRE

Options:

- Load to Level Defined by Pattern
- Push to Disp. Magnitude: []
- Use Conjugate Displ. for Control
- Monitor: UX | 1 | STORY4
- Start from Previous Case: []
- Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps: 1

Maximum Null Steps: 50

Maximum Total Steps: 200

Maximum Iterations/Step: 10

Iteration Tolerance: 1.000E-04

Event Tolerance: 0.01

Member Unloading Method: Unload Entire Structure

Geometric Nonlinearity Effects: P-Delta

Load Pattern:

Load	Scale Factor
Q	0.2
G	1.
Q	0.2

Buttons: Add, Modify, Delete

Active Structure:

Stage	Active Group
1	ALL

Buttons: Add, Modify, Insert, Delete

Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

Figure III.7 : Définition des paramètres des chargements de l'analyse push-over

Le chargement définie correspond à la combinaison proposée par le RPA 2003 pour la détermination des charges sismiques : $(G+0.2Q)$.

4.2. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales:

Pour définir l'analyse sous charge horizontales on clique sur voir (figure III.8) et (figure III.9):

Define → *Static Non-Linear / Push Over Cases*

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name: PUSHXX

Options

- Load to Level Defined by Pattern
- Push to Disp. Magnitude: 0.972
- Use Conjugate Displ. for Control
- Monitor: UX, 6, STORY8
- Start from Previous Case: G
- Save Positive Increments Only

Member Unloading Method: Unload Entire Structure

Geometric Nonlinearity Effects: P-Delta

Load Pattern

Load	Scale Factor
MODE	1.
MODE 1	1.
acc dir X	1.

Active Structure

Stage	Active Group
1	ALL

Buttons: OK, Cancel

Figure III.8 : Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER (Sens x-x)

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name: PUSHYY

Options

- Load to Level Defined by Pattern
- Push to Disp. Magnitude: 0.612
- Use Conjugate Displ. for Control
- Monitor: UY, 1, STORY8
- Start from Previous Case: G
- Save Positive Increments Only

Member Unloading Method: Unload Entire Structure

Geometric Nonlinearity Effects: P-Delta

Load Pattern

Load	Scale Factor
acc dir Y	1.
MODE 1	-1.
acc dir Y	1.

Active Structure

Stage	Active Group
1	ALL

Buttons: OK, Cancel

Figure III.9 : Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER (sens y-y).

En cochant la case ‘*Push To Displacement Magnitude*’, l’analyse est effectuée en mode ‘*Déplacement contrôlé*’, le nœud de contrôle est définie dans les cases ‘Monitor’, le déplacement cible est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l’ouvrage.

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

Dcible= h/25 (cm) [ATC 40]. Quant au chargement push over, il sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte de dialogue "*Load Pattern*" en choisissant le mode de vibration qui mobilise la plus grand masse sismique dans la direction x-x et y-y.

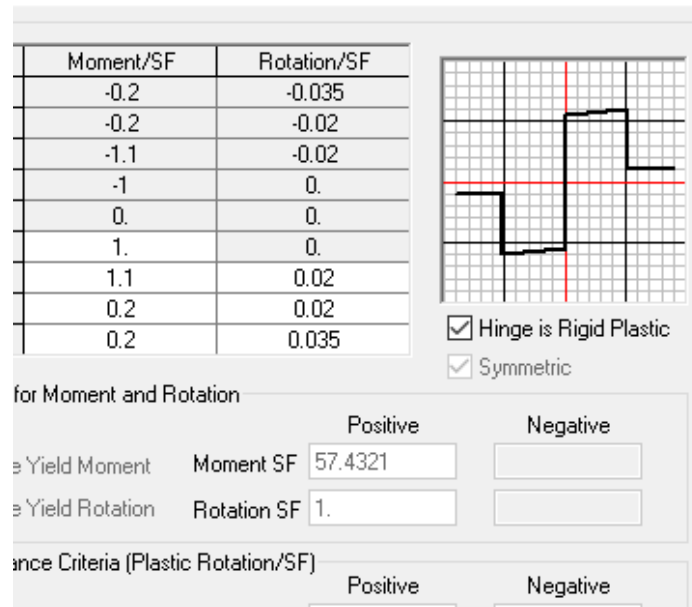


Figure III.10: Vérification des rotules plastiques introduites

5. Présentation de la méthode de capacité spectrale (ATC 40) :

La méthode de **capacité spectrale** est l'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de la performance sismique des structures, développée par Freeman, la méthode a connue par la suite plusieurs modifications, les versions les plus récentes (Procédures A, B, C) sont exposées dans l'**ATC40**. La méthode consiste à superposer dans un graphe de type (**Sa-Sd**) la courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (**courbe de capacité**) et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme (**Demande**) [26].

La méthode du spectre de capacité est une méthode qui permet une comparaison graphique entre la capacité de la structure et la demande de tremblement de terre.

La capacité de résistance latérale de la structure est représentée par une courbe force déplacement obtenue à partir de l'analyse **push over**, et la demande de tremblement de terre est représentée par ces courbes des spectres de réponse.

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

Les courbes sont tracées sur un graphique, en utilisant les mêmes coordonnées dans le format (ADRS) (Acceleration Displacement Response Spectrum), comme illustré dans la figure (III.2) où S_a est la Pseudo-accélération spectral et S_d est le déplacement spectral.

L'intersection de la courbe de capacité avec les courbes de demande rapproche la performance prévue et les réponses maximales de la structure sous un séisme donné. Cette méthode graphique montre la relation entre la capacité du bâtiment et la demande sismique.

Les valeurs de l'effort tranchant à la base et les valeurs de déplacement au sommet sont converties à des valeurs de pseudo-accélération spectrale S_a et des valeurs de déplacement spectral S_d , respectivement par l'utilisation de certains facteurs déterminés à partir des caractéristiques dynamiques de la structure, dont les réponses sont supposées être dominées par un seul mode propre.

Les courbes de demande sont représentées par le spectre de réponse du tremblement de terre de conception. Généralement, le spectre de réponse de 5 % de pourcentage d'amortissement est utilisé pour représenter les courbes de demande lorsque la structure a une réponse élastique. Les spectres de réponse pour un pourcentage d'amortissement de 10% et 20% sont utilisés pour représenter la demande réduite dans le domaine inélastique pour expliquer l'amortissement hystérétique et les effets non linéaires.

Dans le format (ADRS), les périodes de vibration naturelles sont représentées par des lignes radiales comme indiqué dans la figure (III.11).

5.1. La capacité :

La capacité globale d'une structure dépend de la force et des capacités de déformation de la composante individuelle de la structure. Afin de déterminer les capacités au-delà des limites élastiques, une certaine forme d'analyse non linéaire, telle que la procédure « **PUSHOVER** », est nécessaire. Cette procédure utilise une série d'analyses élastiques successives, superposées à l'approximation d'un diagramme de capacité force-déplacement de la structure globale. Une distribution de force latérale est appliquée jusqu'à ce que la structure devienne instable ou jusqu'à ce qu'une limite prédéterminée soit atteinte. La courbe de capacité « **PUSHOVER** » se rapproche de la manière dont les structures se comportent après avoir dépassé leurs limites élastiques [26].

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

5.2. La demande (déplacement) :

Les mouvements du sol pendant un séisme produisent des motifs de déplacements horizontaux complexes dans des structures qui peuvent varier avec le temps. Le suivi de ce mouvement à chaque pas de temps, pour déterminer les exigences de conception structurelle est jugé complexe. La procédure d'analyse statique linéaire utilise un mode de chargement latéral statique pour calculer les demandes de déplacement et forces pour chaque élément de la structure, résultants des mouvements sismiques terrestres. Ces demandes sont comparées avec les capacités des éléments structurels. Les méthodes d'analyses linéaires traditionnelles utilisent des forces latérales pour représenter une condition de conception. Pour les méthodes non linéaires, il est plus facile et plus direct d'utiliser un ensemble de déplacement latéral comme condition de conception. Pour une structure donnée et un mouvement du sol, la demande de déplacement est une estimation de la réponse maximale attendue du bâtiment pendant le mouvement du sol [26].

5.3. Définition de la ductilité

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister aux séismes par la formation d'un mécanisme plastique global. Mais qu'est-ce que la ductilité ?

Le terme ductilité définit la capacité d'une structure et de ces différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de la résistance et de la raideur. La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de la déformation ultime δ_u atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale δ_e (FigIII.11).

Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation noté μ_ϵ

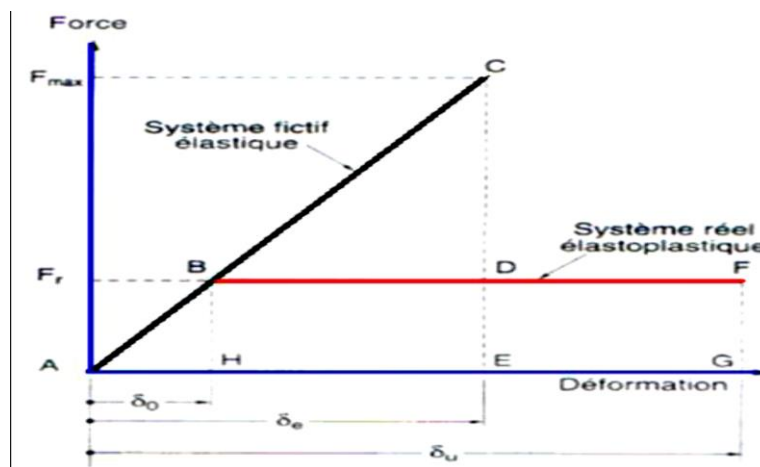


Figure III.11 : Ductilité en déformations

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

6. Mise en place de la méthode :

Les étapes suivantes fournissent des procédures pour déterminer la capacité, et la demande, en utilisant la méthode de capacité spectrale.

6.1. Détermination de la courbe de capacité :

L'analyse PUSHOVER est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible défini [4].

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet D et en ordonnée l'effort tranchant à la base V (fig III.12).

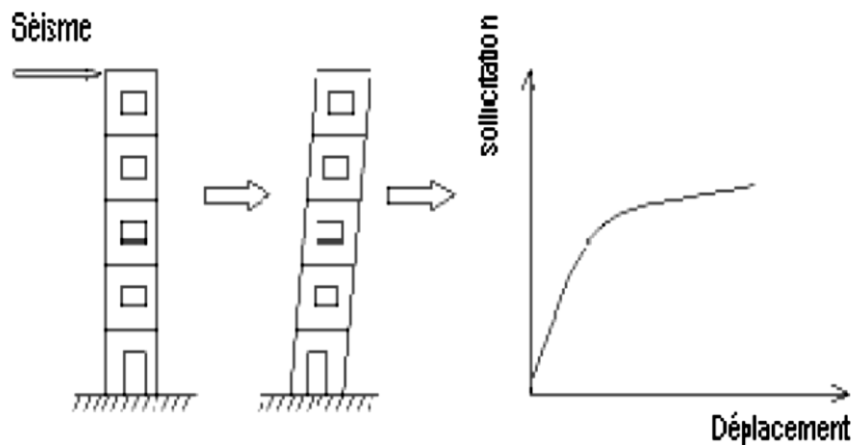


Figure III.12: Signification physique de la courbe de capacité

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

On clique sur (analyz) *run analysis*



Pour visualiser la courbe de capacité ; *Display Show* \Rightarrow *StaticPUSHOVERCurve*.



Dans la fenêtre qui apparaît, on choisit le type de chargement push over défini précédemment dans la case '*StaticNonlinear Case*'.

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

6.3. Résultats de l'analyse push over :

L'analyse statique non linéaire est exécuté en cliquant sur :

Analyse **—————>** *Run Static Non Linear Analysis*

Pour visualiser la courbe de capacité on clique sur :

Display Show **—————>** *StaticPUSHOVERCurve.*

7. Résultats de la 1^{ère} variante :

On choisit le sens suivant yy' (la petite portée).

Courbe de capacité de la structure (effort tranchant-déplacement) : La courbe de capacité traduit le comportement de la structure, cette courbe comporte en abscisse le déplacement au sommet D, et en ordonnée l'effort tranchant à la base V.

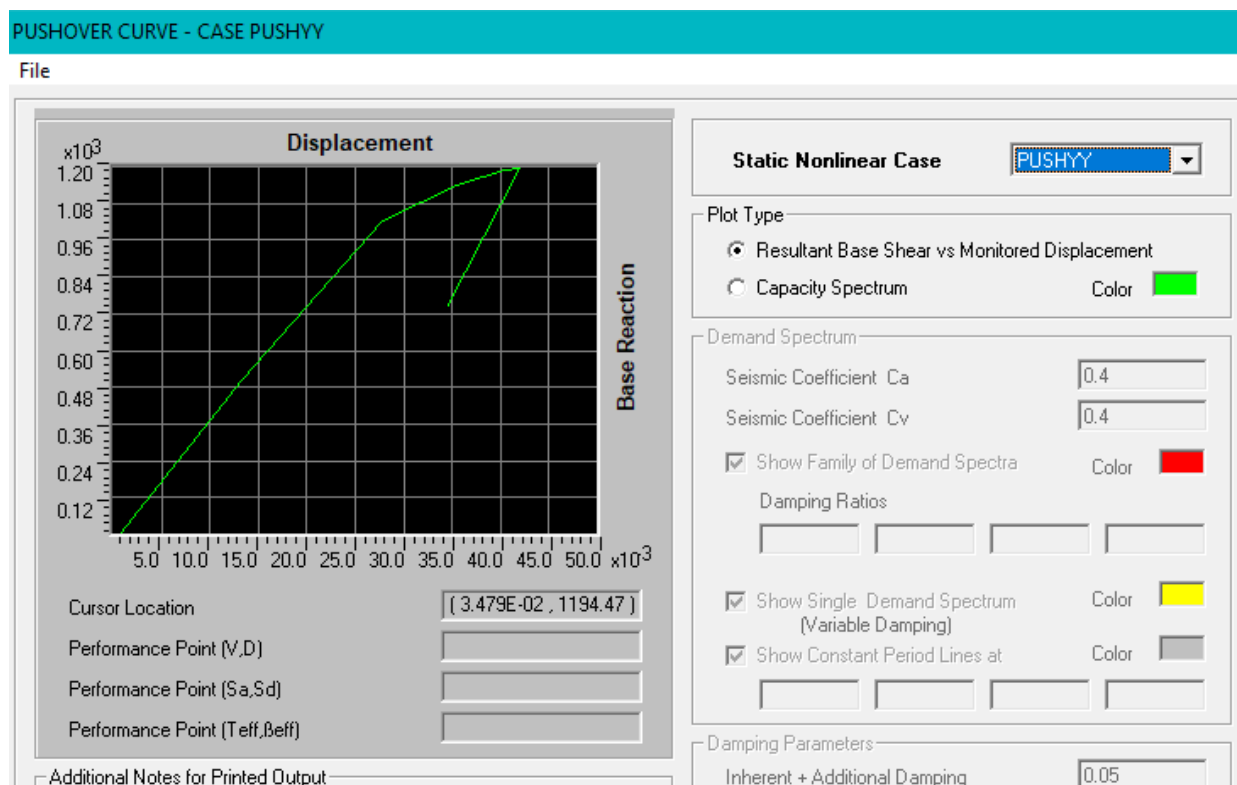


Figure III.13 : Spectre de capacité donnée par le pushover (V-Sd)

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

En cliquant sur "File" puis "Display tables", les résultats peuvent être exploités sous forme de tableaux suivant :

PUSHOVER CURVE		
File		
Step	Displacement	Base Force
0	6.421E-04	0.0000
1	0.0133	505.1023
2	0.0278	1022.2559
3	0.0354	1139.5775
4	0.0403	1186.2289
5	0.0419	1196.0585
6	0.0344	741.0648

Tableau III.2 : résultats de la courbe de capacité var 1

7.1- Courbe de capacité de la structure :

L'analyse statique non linéaire permet d'obtenir la courbe de capacité de la structure (Effort tranchant à la base-Déplacement au sommet) pour une distribution des forces incrémentées de façon progressive jusqu'à l'atteinte du déplacement cible :

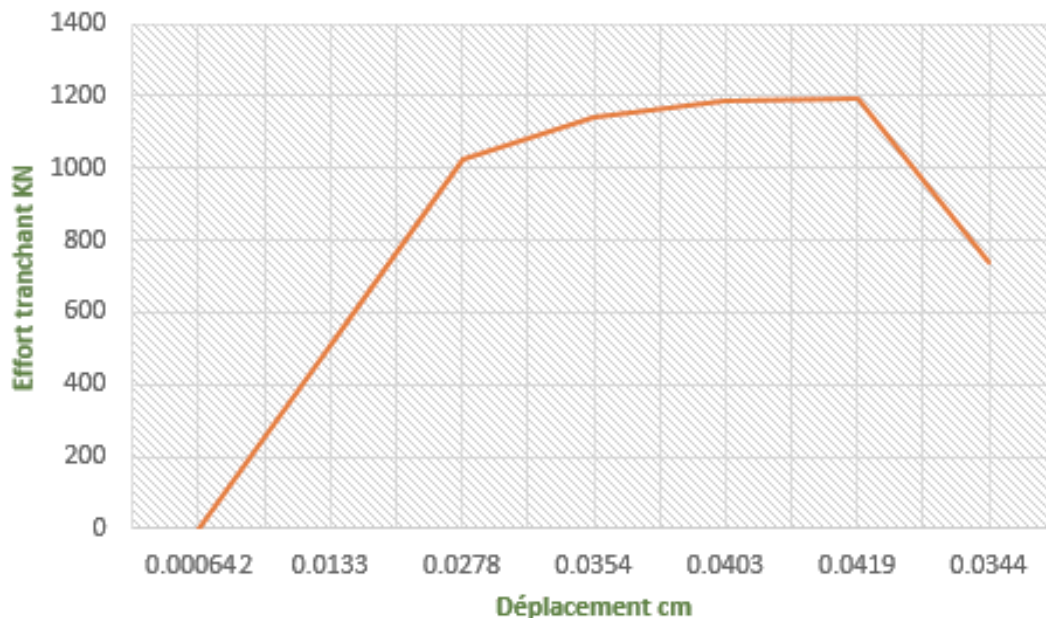


Figure III.14 : Courbe de capacité (V-D) sens Y-Y variante 1

7.2. Analyse de la courbe de capacité :

Nous constatons qu'au début de la courbe le chargement se comporte d'une manière élastique (c'est une droite), la rigidité de la structure est maximale.

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

Dans la phase élastique, les rotules plastiques permet à la structure de subire des déplacement plus importants avec une perte de rigidité progressive jusqu'à atteindre sa capacité ultime.

Des contraintes résiduelles lui permettent de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime correspondant à la ruine.

7.3. Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments :

Cette étape consiste à visualiser le développement et la distribution des rotules plastiques dans la structure après chaque étape de chargement de l'analyse push over.

Des indicateurs de couleurs apparaissent aux niveaux des zones susceptibles à se plastifier, ces indicateurs montrent l'état de pénétration d'une section dans le domaine plastique (non linéaire).

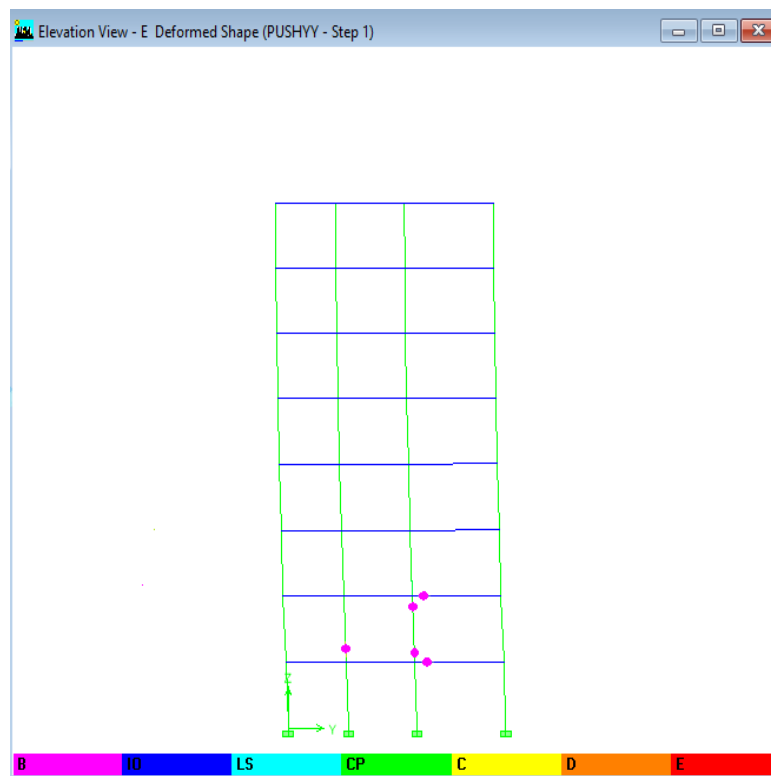


Figure 14.a : Formation des rotules plastiques etape1

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

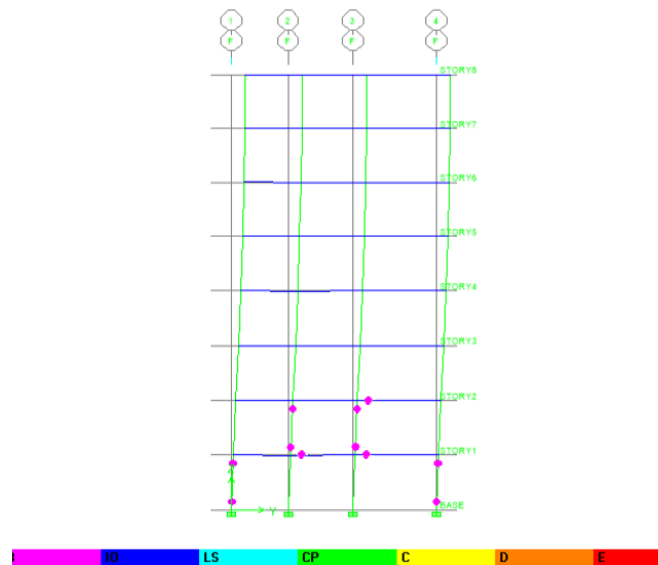


Figure 14.b : Formation des rotules plastiques étape 2

Après la distribution des rotules plastiques dans la structure, et après chaque étape (**Step**) de chargement de l'analyse pushover, on a remarqué que les premières rotules plastiques de type (**B**) se forment au niveau du RDC et du 1^{er} étage dans les portiques de rive (**A**) et (**F**) exactement au niveau des poutres et les poteaux .

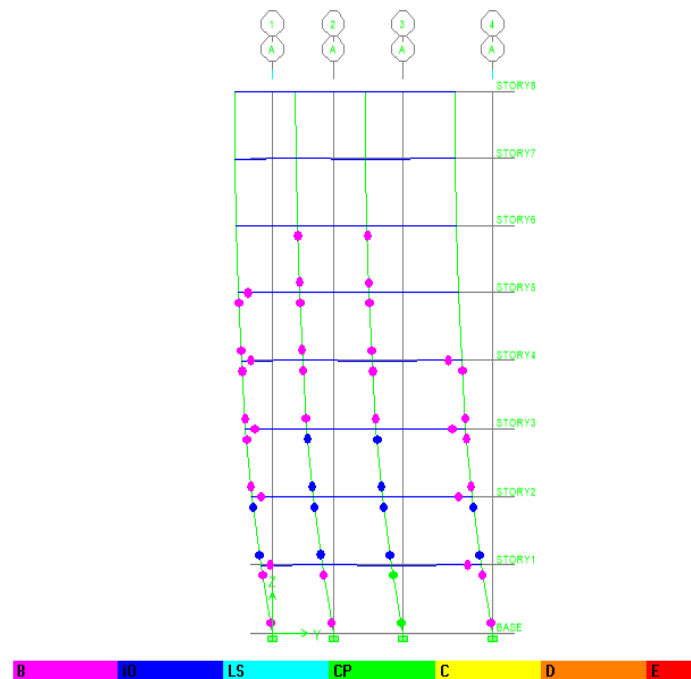


Figure14.c: Formation des rotules plastiques étape 4

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

Indique que l'état des dommages jusqu'à le pas 3 est très limité, aucune déformation au niveau des rotules, les systèmes de résistances des forces horizontales et verticales de la construction conservent à peu près leur résistance et rigidité antérieur au séisme. Le danger sur la vie présenté par les dommages structurels est très faible, malgré cela, certaines réparations structurelles simples doivent avoir lieu qui ne sont pas généralement exigibles avant la réutilisation de la construction.

Lorsque la charge est augmentée au fur et à mesure par incrémentations, les rotules plastiques de type (CP) se forment au niveau du RDC dans l'étape 4 (voir figure 14.c), indique que l'état des dommages après le séisme subit par la structure est importante, mais, il existe une marge contre l'effondrement, certains éléments et composants structurels sont très endommagés, mais ceci n'entraîne pas la chute de débris importants à l'intérieur qu'à l'extérieur de la construction.

Les dommages peuvent avoir lieu durant le séisme, mais le danger sur la vie résultant de ces dommages est faible, l'utilisation de la construction peut être interdit jusqu'à réparation.

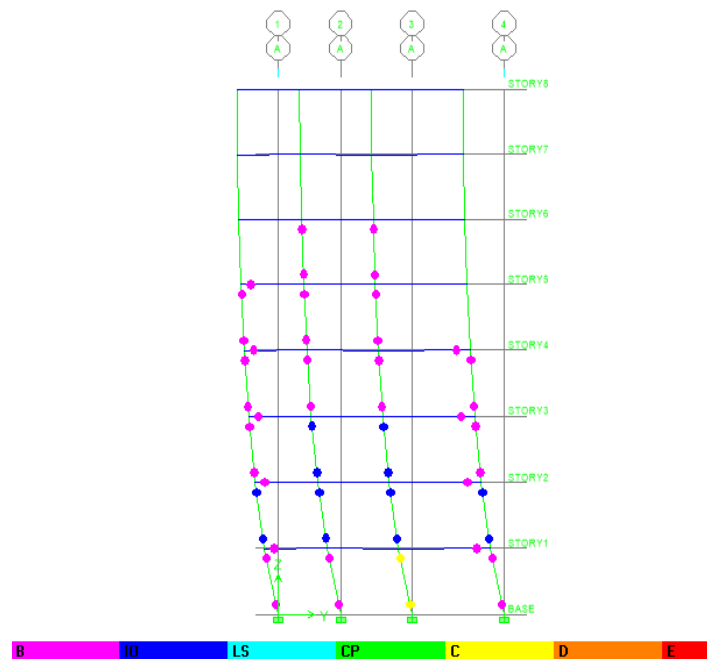


Figure 14.d: Formation des rotules plastiques étape 5

A une phase très avancée du chargement, on constate l'apparition des rotules de **type de ruine (C)**, au niveau du RDC, (figure 14.d), il indique que la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total, comme il indique que le grand dommage subit par les éléments structurels et non structurels avec la probabilité d'une très grande dégradation dans

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

la rigidité des systèmes de résistance de chargement latéral avec la présence d'une marge infime contre l'effondrement, à ce niveau et en présence d'une grande dégradation des systèmes de résistances de chargement latéral,. Il peut exister un grand danger à cause de la chute des débris structurels et il n'est pas pratique techniquement de réparer la structure, sécuritairement il est inutilisable, par l'existence de répliques, qui peut entraîner l'effondrement de la construction.

Etape	poutres	Poteaux 30x60	Poteaux 35x40	N ^{bre} de rotules sens (yy')	Type de rotules
1	2	2	1	5	B
2	7	18	74	111	B
3	14	24	86	164	B-IO
4	15	26	96	181	B-IO-CP
5	15	26	129	181	B-IO-LS-CP-C

Tableau III.3: Les étapes de formation des rotules plastiques

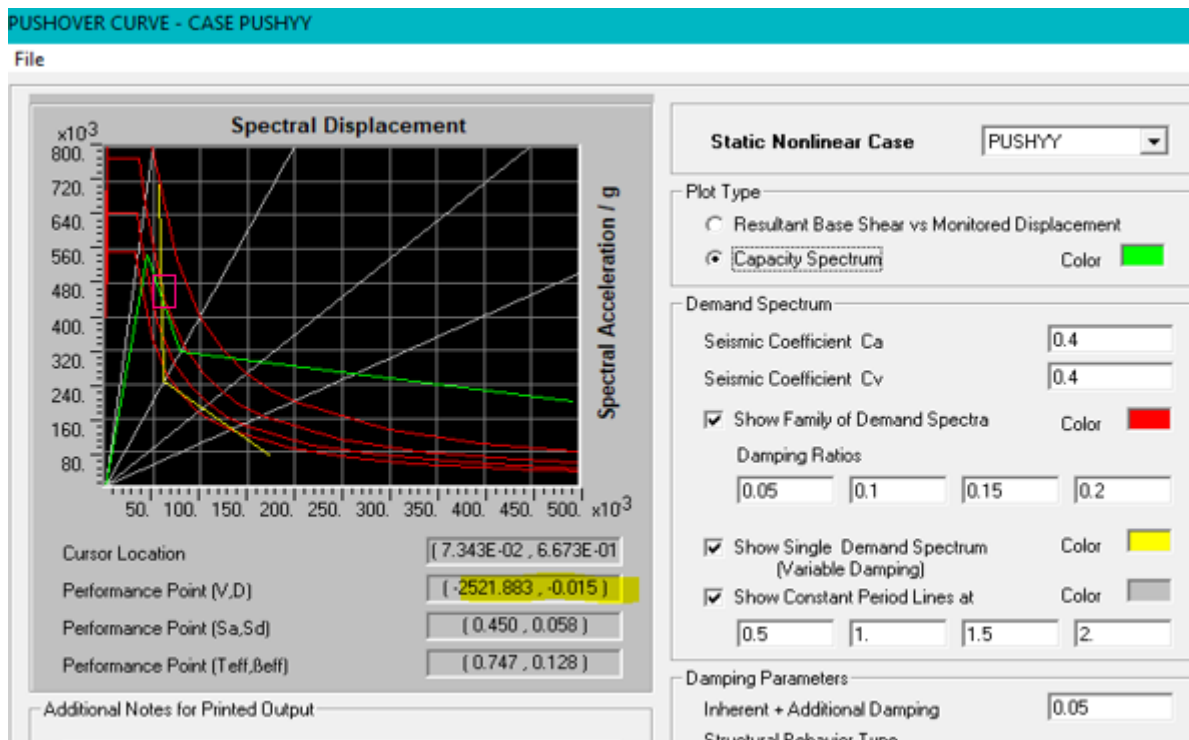


Figure III.15 : Courbe de capacité extraite du logiciel (variante1)

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

PUSHOVER CAPACITY/DEMAND COMPARISON								
File								
Step	T _{eff}	B _{eff}	S _d (C)	S _a (C)	S _d (D)	S _a (D)	ALPHA	PF*Ø
0	0.562	0.050	0.000	0.000	0.056	0.711	1.000	1.000
1	0.562	0.050	0.043	0.547	0.056	0.711	0.314	-0.324
2	1.001	0.236	0.079	0.317	0.061	0.246	0.675	-0.232
3	3.157	0.368	0.494	0.199	0.176	0.071	1.023	0.033

Tableau III.4 : Résultats de capacité spectrale de la structure

T_e : La période équivalente.

B_e : L'amortissement visqueux équivalent.

S_d : Spectre de déplacement. ...

S_a : Spectre d'accélération.

D'après ce résultat on a l'amortissement visqueux équivalent commence par 5% jusqu'à 36% , et le point de performance est égale à 1,5 cm sous un effet d'une force latérale égalé a 2521,883 KN c'est le déplacement cible de nos structure qui est entre les pas 4 et 5, après le pas 5 on a dépassé la capacité ultime de l'ouvrage donc la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total.

7.4. Demande en ductilité (μ_d) :

Quand une structure est soumise à un tremblement de terre sévère, les éléments constituant la structure sont soumis à de grandes déformations. Si les éléments n'ont pas assez de ductilité, ils subiront des dommages et la structure pourrait s'effondrer. La ductilité ou « la capacité de déformation » est souvent utilisée dans le concept d'ingénierie sismique et est considérée comme l'un des paramètres les plus critiques dans l'évaluation de la performance sismique des structures. Dans la présente étude, le rapport de ductilité a été choisi comme un indicateur pour quantifier la capacité de ductilité [30].

Donc la demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique par une valeur $\mu_{dmax} = 5.0$ [30], alors on a :

$$\mu_d = D_p / D_e$$

- D_e : Le déplacement de la structure à l'état élastique limite.
- D_p : Le déplacement imposé à la structure (Point de performance).

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

$$D_e = 2 \text{ cm}$$

$$D_p = 1.5 \text{ cm}$$

Soit une demande en ductilité qui peut être estimée par le rapport :

$$\mu_d = D_p/D_e = 0.75$$

A mesure que le facteur (μ_d) est petit, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est négligeable [31].

8. Résultats de la 2ème variante :

Courbe de capacité de la structure (effort tranchant-déplacement) : La courbe de capacité traduit le comportement de la structure, cette courbe comporte en abscisse le déplacement au sommet D, et en ordonnée l'effort tranchant à la base V.

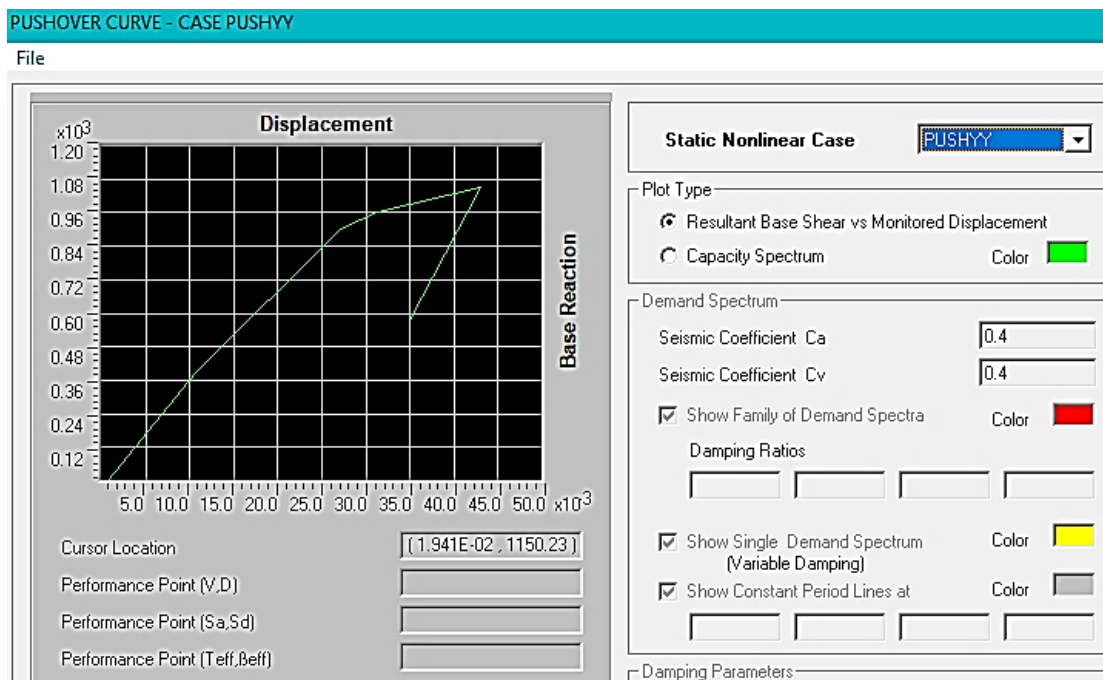


Figure III.16 : Spectre de capacité donnée par le pushover (V-Sd)

En cliquant sur "File" puis "Display tables", les résultats peuvent être exploités sous forme de tableau suivant :

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

PUSHOVER CURVE		
File		
Step	Displacement	Base Force
0	6.442E-04	0.0000
1	0.0106	384.6881
2	0.0271	903.5480
3	0.0313	963.8037
4	0.0430	1051.7380
5	0.0350	577.8386

Tableau III.5: résultats de la courbe de capacité Variante 2

8.1. Courbe de capacité de la structure :

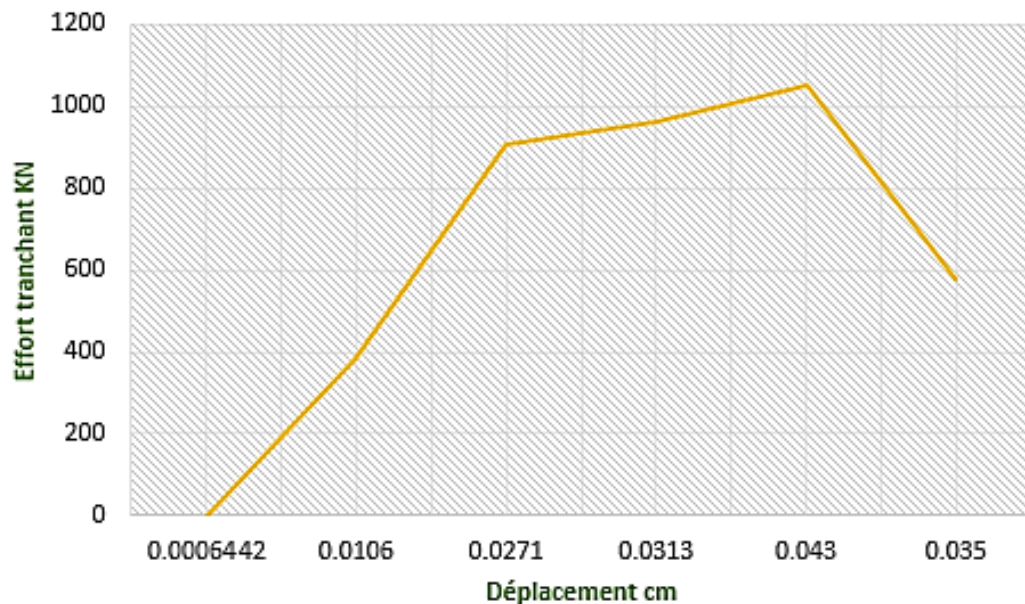


Figure III.17 : Courbe de capacité (V_{base} - D_{sommet}) sens Y-Y variante 2

8.2. Analyse de la courbe de capacité :

Nous constatons qu'au début de la courbe le chargement se comporte d'une manière élastique (c'est une droite), la rigidité de la structure est maximale.

Dans la phase élastique, les rotules plastiques permet à la structure de subir des déplacements plus importants avec une perte de rigidité progressive jusqu'à atteindre sa capacité ultime.

Des contraintes résiduelles lui permettent de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime correspondant à la ruine.

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

8.3. Etat de dégradation des éléments constitutifs du portique auto stable:

Cette étape consiste à visualiser le développement et la distribution des rotules plastiques (figure 17) de la structure lors de l'analyse **PUSHOVER**. Des indicateurs de dommages (à travers les couleurs) apparaissent aux niveaux des zones susceptibles de se plastifier, ces indicateurs montrent l'état de pénétration d'une section dans le domaine plastique.

Les figures suivantes nous présentent les mécanismes de ruine suivant :

Etape 1 :

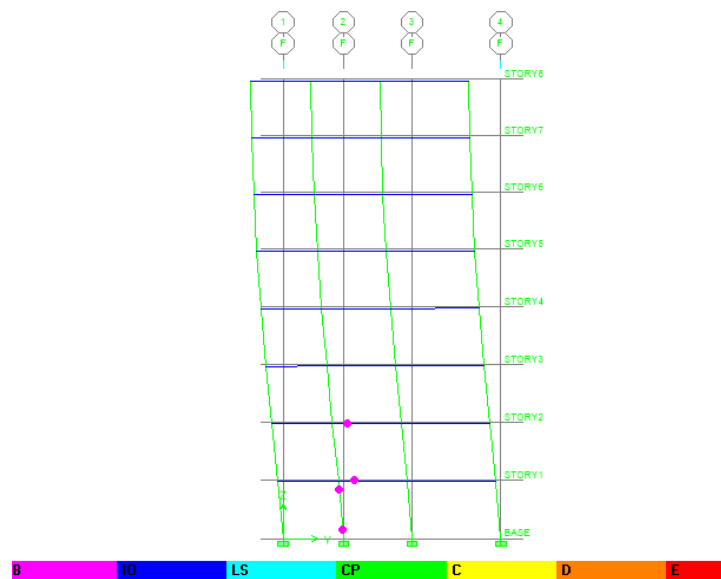


Figure17.a : Formation des rotules plastiques étape 1

Après la distribution des rotules plastiques dans la structure, et après chaque étape (**Step**) de chargement de l'analyse **push over**, on a remarqué que les premières rotules plastiques de type (**B**) se forment au niveau du RDC et 1^{er} étage dans les deux portique intermédiaire et exactement au niveau des poutres et poteaux (figure 17.a), Indique que l'état des dommages jusqu'à le pas 3 est très limité, aucune déformation au niveau des rotules, les systèmes de résistances des forces horizontales et verticales de la construction conservent à peu près leur résistance et rigidité antérieure au séisme. Le danger sur la vie présenté par les dommages structurels est très faible, malgré cela, certaines réparations structurelles simples doivent avoir lieu qui ne sont pas généralement exigibles avant la réutilisation de la construction.

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

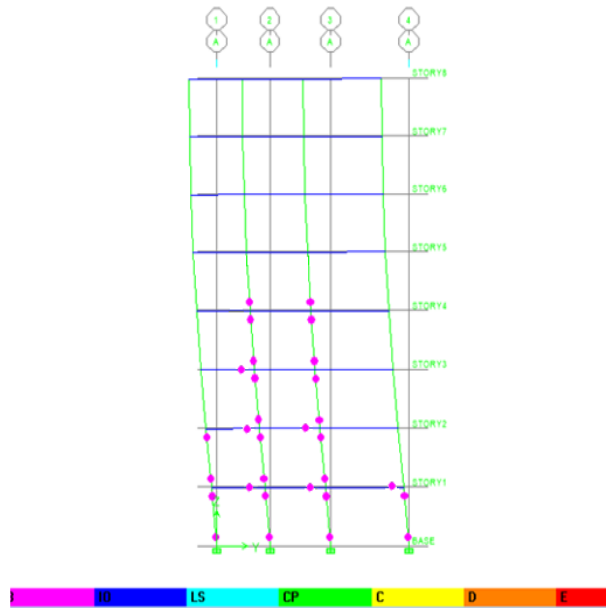


Figure 17.b : Formation des rotules plastique étape 2

On a des rotules plastiques de type (B et IO et LS) apparaissent progressivement sur les poutres et les poteaux à partir du pas 4 jusqu'à 6 se forment dans les niveaux 1 à partir du pas 4 aux niveau des poutres et poteaux , indique que l'état des dommages après le séisme subit par la structure est importante, mais, il existe une marge contre l'effondrement, mais les dommages peuvent avoir lieu durant le séisme, mais le danger sur la vie résultant de ces dommages est faible, l'utilisation de la construction peut être interdit jusqu'à réparation.

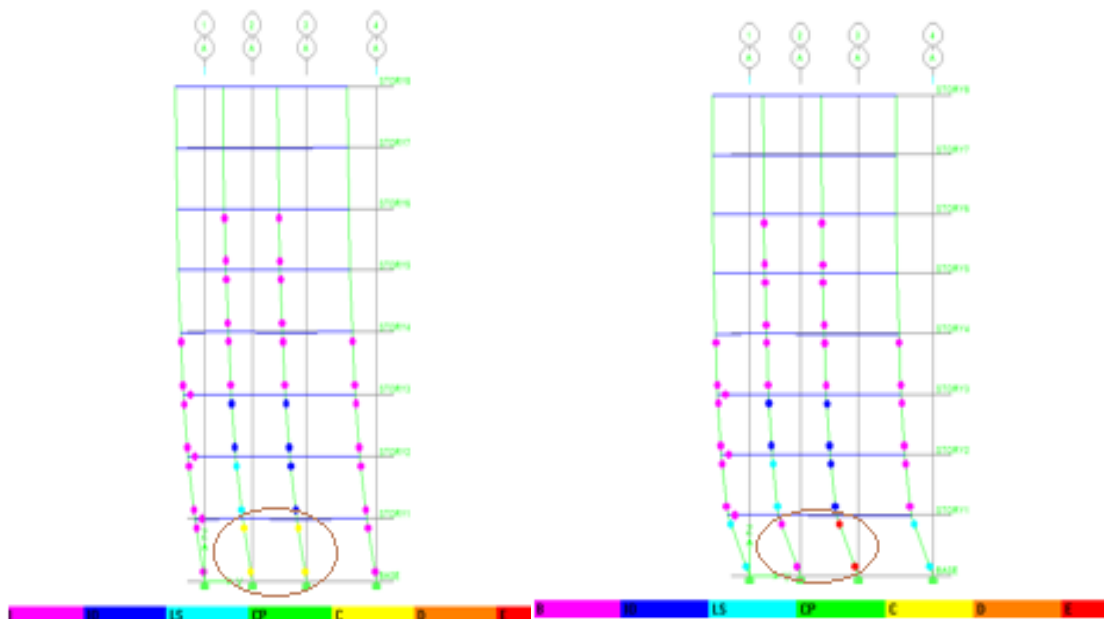


Figure17.c : Les rotules plastique étape 4 et 5

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

A une phase très avancée du chargement, on constate l'apparition des rotules de **type de (CP)**, à partir du pas 7 ,au niveau du 1^{er} étage ,aire face à un effondrement partiel ou total, comme il en présence d'une grande dégradation des systèmes de résistances de chargement latéral,.Et on remarque q'il ya pas de rotules de types (C) et de type (D) , conntrairement au 1^{er} cas .

Etape	Poutres	Poteaux 30x60	Poteaux 35x40	N ^{bre} de rotules sens (yy')	Types de rotules
1	2	2	0	4	B
2	8	40	58	106	B
3	13	40	82	135	B-IO
4	15	36	98	149	B-IO-LS-C
5	15	43	114	172	B-IO-LS-D-E

TableauIII.6 : Les étapes de formation des rotules plastiques var 2 dans sens yy.

8.4.Courbe de capacité spectrale (ATC 40) :

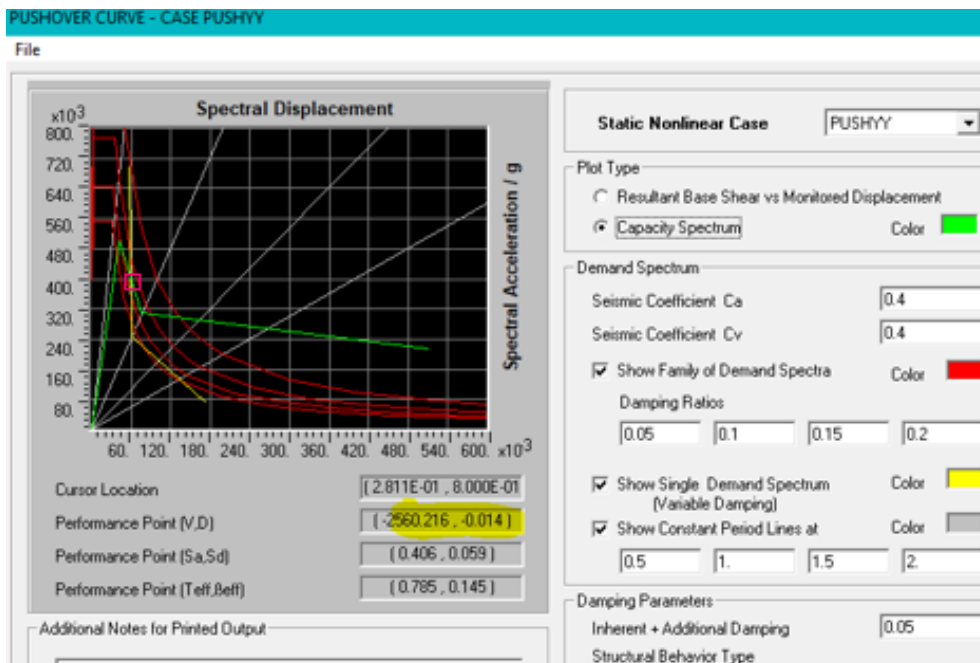


Figure III.18: Courbe de capacité extraite du logiciel

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

PUSHOVER CAPACITY/DEMAND COMPARISON									
File									
Step	T _{eff}	β _{eff}	S _d (C)	S _a (C)	S _d (D)	S _a (D)	ALPHA	PF*Ø	
0	0.573	0.050	0.000	0.000	0.057	0.698	1.000	1.000	
1	0.573	0.050	0.041	0.502	0.057	0.698	0.342	-0.304	
2	0.994	0.238	0.076	0.311	0.060	0.246	0.688	-0.213	
3	3.117	0.369	0.513	0.212	0.173	0.072	1.021	0.030	

TableauIII.7 : résultats de la courbe de capacité

D'après ce résultat on a l'amortissement visqueux équivalent commence par **5%** jusqu'à **36%**, et le point de performance est égale à **1,4** cm sous un effet d'une force latérale égalé a 2560,216 KN c'est le déplacement cible de nos structure qui est entre les pas 3 et 4, après le **pas 4** on a dépassé la capacité ultime de l'ouvrage donc la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total.

8.5.Demande en ductilité (μ_d) : Donc la demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique par une valeur $\mu_{dmax}= 5.0$ [30], alors on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_d = D_p/D_e \\ D_e = 2 \text{ cm} \\ D_p = 1.4\text{cm} \end{array} \right.$$

Soit une demande en ductilité qui peut être estimé par le rapport :

$$\mu_d = D_p/D_e = 0.70$$

A mesure que le facteur $\mu_d < \mu_{dmax}$ est petit, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est négligeable [30].

9.Résultats 3^{ème} variante :

Courbe de capacité de la structure (effort tranchant-déplacement) : La courbe de capacité traduit le comportement de la structure, cette courbe comporte en abscisse le déplacement au sommet D, et en ordonnée l'effort tranchant à la base V.

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

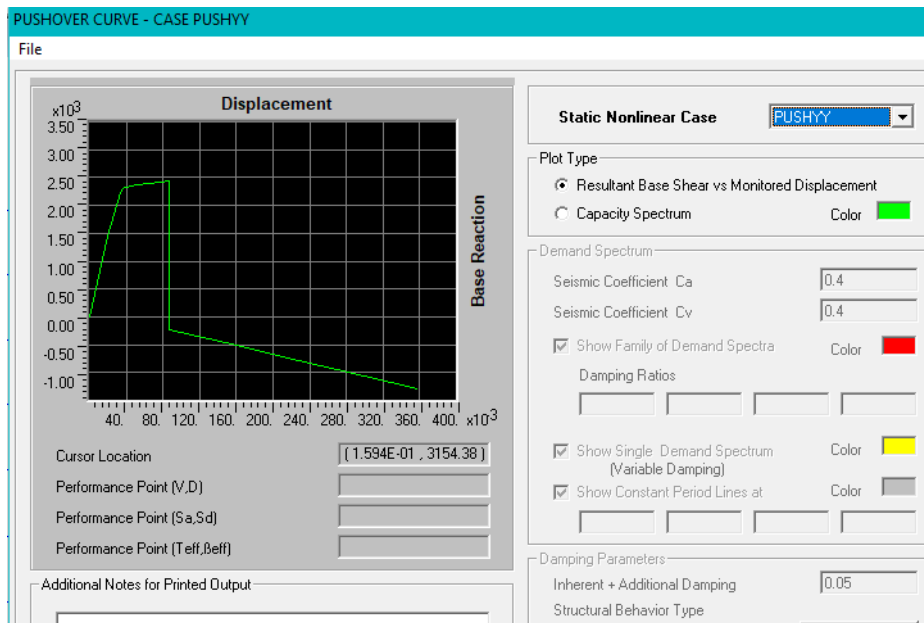


Figure III.19: Spectre de capacité donnée par le pushover (V-Sd)

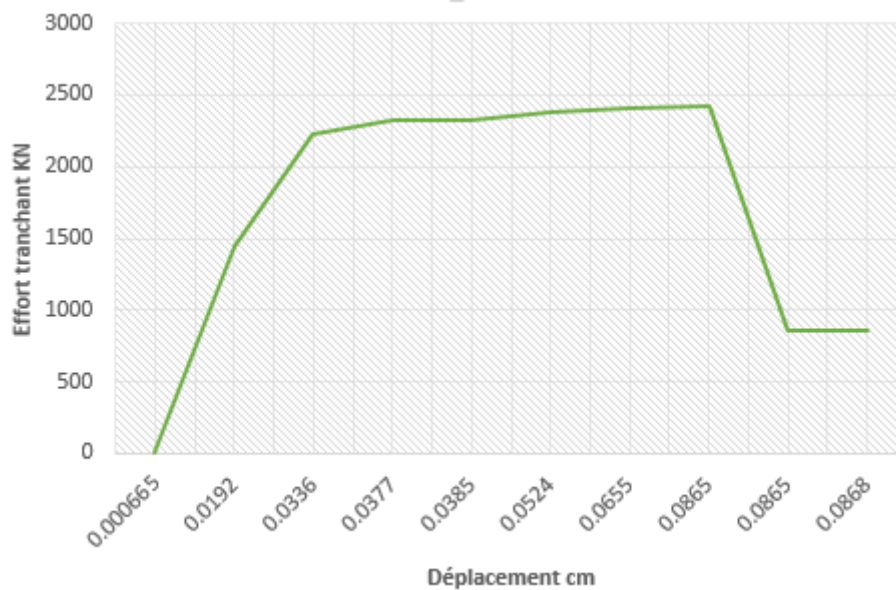
En cliquant sur "File" puis "Display tables", les résultats peuvent être exploités sous forme de tableau suivant :

PUSHOVER CURVE		
File		
Step	Displacement	Base Force
0	6.659E-04	0.0000
1	0.0192	1449.0167
2	0.0336	2228.4531
3	0.0377	2320.0144
4	0.0385	2329.8259
5	0.0524	2376.0635
6	0.0655	2401.8113
7	0.0865	2429.0405
8	0.0865	863.1062
9	0.0868	862.0046
10	0.0868	-234.3185
11	0.1480	-471.8015
12	0.2092	-709.2844
13	0.2706	-947.5707
14	0.3579	-1290.0444

TableauII.8 : résultats de la courbe de capacité var 3

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

9.1. Courbe de capacité de la structure :



FigureIII.20 : Courbe de capacité (Vbase-Dsommet) sens Y-Y variante 3

9.2. Analyse de la courbe de capacité :

Nous constatons qu'au début de la courbe le chargement se comporte d'une manière élastique (c'est une droite), la rigidité de la structure est maximale.

Dans la phase élastique, les rotules plastiques permet à la structure de subire des déplacement plus importants avec une perte de rigidité progressive jusqu'à atteindre sa capacité ultime.

Des contraintes résiduelles lui permettent de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime correspondant à la ruine.

9.3. Etat de dégradation des éléments constitutifs de la structure de référence :

Cette étape consiste à visualiser le développement et la distribution des rotules plastiques figure ()de la structure lors de l'analyse **PUSHOVER**. Des indicateurs de dommages (à travers les couleurs) apparaissent aux niveaux des zones susceptibles de se plastifier, ces indicateurs montrent l'état de pénétration d'une section dans le domaine plastique.

La (figure) nous présente les mécanismes de ruine suivant :

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

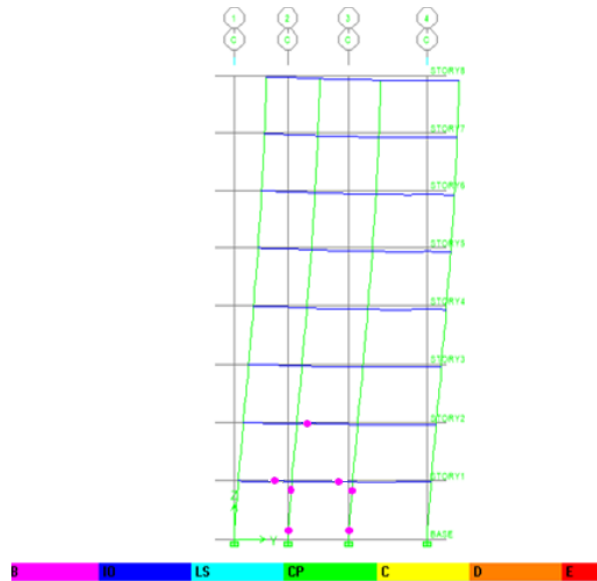


Figure20.a : rotule plastique étape 1

Après la distribution des rotules plastiques dans la structure, et après chaque étape (**Step**) de chargement de l'analyse pushover, on a remarqué que les premières rotules plastiques de type (**B**) se forment au niveau du RDC dans le portique intermédiaire (**B**) et exactement au niveau des poteaux 30x60 (figure),

Indique que l'état des dommages jusqu'à l'étape 5 est très limité, aucune déformation au niveau des rotules, les systèmes de résistances des forces horizontales et verticales de la construction conservent à peu près leur résistance et rigidité antérieur au séisme.

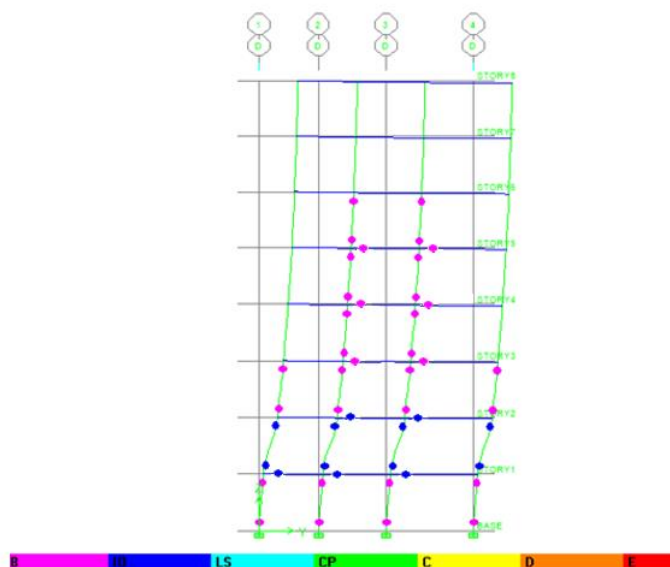


Figure20.b : les rotule plastique étape 5

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

Le danger sur la vie présenté par les dommages structurels est très faible, malgré cela, certaines réparations structurelles simples doivent avoir lieu qui ne sont pas généralement exigibles avant la réutilisation de la construction.

Et on remarque aussi que il ya pas de rotules plastiques au niveau des poutres .

Etape	Poutres	Poteaux 30x60	Poteaux 35x40	Nbre de rotules	Types de rotules
1	3	8	0	11	B
2	0	44	60	104	B
3	0	44	112	156	B
4	0	44	120	164	B
5	0	48	136	184	B-IO

Tableau III.9 : Les étapes de formation des rotules plastiques variante 3 sens yy.

9.4. Courbe de capacité spectrale (ATC 40) :

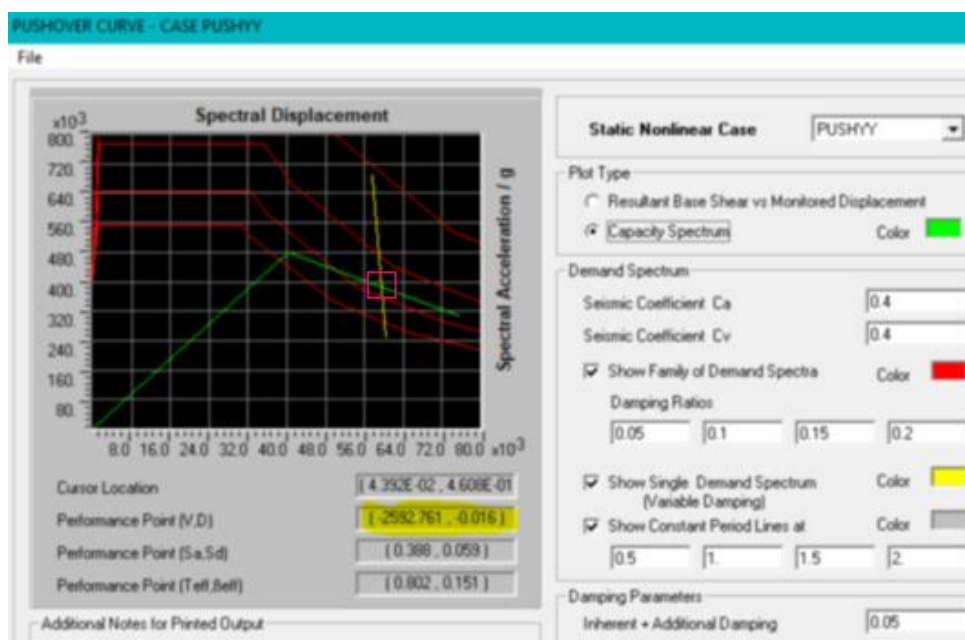
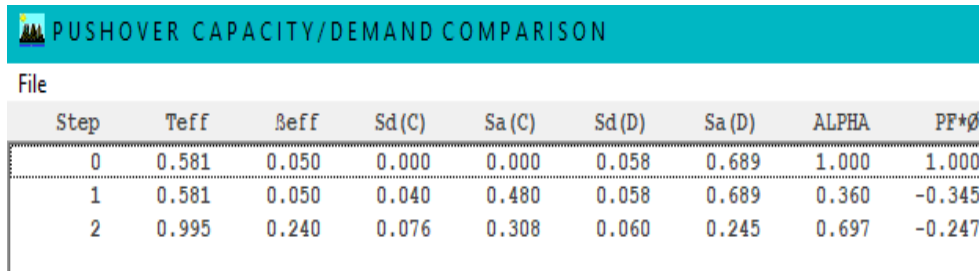


Figure III.21 : Courbe de capacité extraite du logiciel (variante3)

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire



Step	Teff	Beff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF+Ø
0	0.581	0.050	0.000	0.000	0.058	0.689	1.000	1.000
1	0.581	0.050	0.040	0.480	0.058	0.689	0.360	-0.345
2	0.995	0.240	0.076	0.308	0.060	0.245	0.697	-0.247

Tableau III.10 : La capacité spectrale de la structure

D'après ce résultat on a l'amortissement visqueux équivalent commence par **5%** jusqu'à **24%**, et le point de performance est égale à **1,6 cm** sous un effet d'une force latérale égalé a **2592,761 KN**.

9.5. Demande en ductilité (μ_d) :

Donc la demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique par une valeur $\mu_{dmax} = 5.0$ [30], alors on a :

$$\mu_d = D_p/D_e$$

D_e : Le déplacement de la structure à l'état élastique limite.

D_p : Le déplacement imposé à la structure (Point de performance). $D_e = 1.88$ cm , $D_p = 1.6$ cm

Soit une demande en ductilité qui peut être estimé par le rapport :

$$\mu_d = D_p/D_e = 0.85$$

A mesure que le facteur (μ_d) est petit, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est négligeable [30].

Chapitre III : Recherche de la position optimale des poteaux rectangulaire par une étude statique non-linéaire

10. Comparaison des courbes de capacités :

Les courbes de capacités obtenue dans les 3 cas sont représenter dans le graphe suivant :

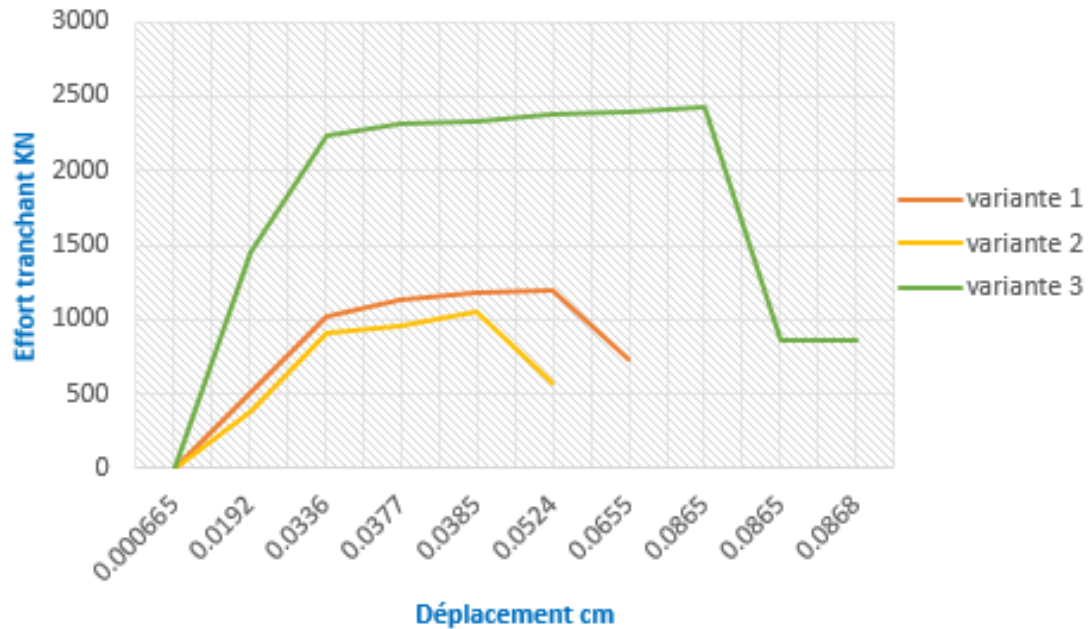


Figure III.22 : les courbes de capacité des 3 variantes dans le sens Y-Y

11. Conclusion :

La courbe de capacité obtenue dans la 3^{ème} variante est 2 fois plus grande que les autres variantes.

Toutefois nous suggérons de prendre en compte la méthode push over (domaine non linéaire) qui prédit avec beaucoup d'exactitude le comportement dynamique du portique auto stable .

L'emplacement des poteaux de type rectangulaires dans la structure à une grande influence sur le comportement dynamique de la structure bien illustré par la courbe capacitaire ,ainsi que par la valeur de la ductilité et aussi sur l'apparition des rotules plastiques dans chaque'un des poteaux et poutres se qui nous incite à faire le bon choix d'une bonne disposition de ces poteaux pour bien rigidifier la structure .

En final la variante 3, montre une bonne disposition relative aux autres variantes .

Chapitre IV

Analyse Push over d'une structure mixte

1. Introduction :

Ce chapitre est consacré pour l'étude linéaire et non linéaire d'une structure mixte, (portique + voiles), on remplaçant la section rectangulaire des poteaux $(30 \times 60) \text{cm}^2$ par des voiles de section équivalents $(20 \times 90) \text{cm}^2$. Avant de passer à l'étude comparative il faut passer d'abord par l'étude du système de contreventement, puis l'étude sera effectuée entre la section poteau avec la section voile détaillant les résultats obtenues lors de l'analyse avec le logiciel Etabs 9.

D'après les résultats obtenus dans le chapitre précédent on a choisi la variante 3 pour remplacer les poteaux par des voiles équivalents.

2. Etude de la structure mixte :

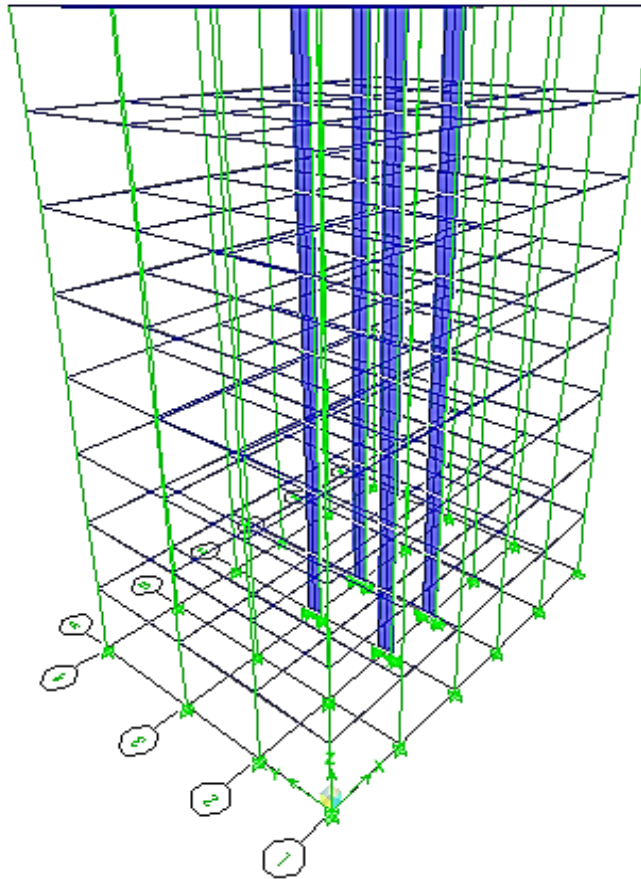


Figure IV.1 : Vue en 3D du portique contrventé par voile

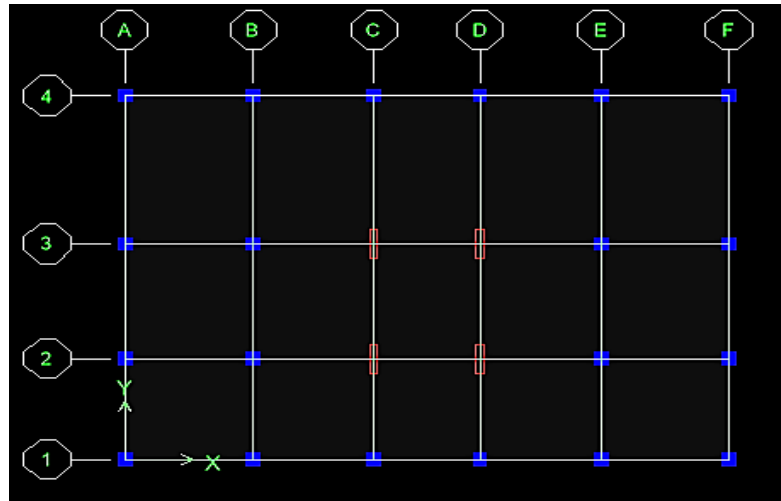


Figure IV.2: Vue en plan de la structure avec voiles de la variante 3

Remarque : La quantité de béton utilisée a été choisie sur la base de la quantité de béton utilisée dans la 3^{ème} variante

➤ **Les Voiles :**

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

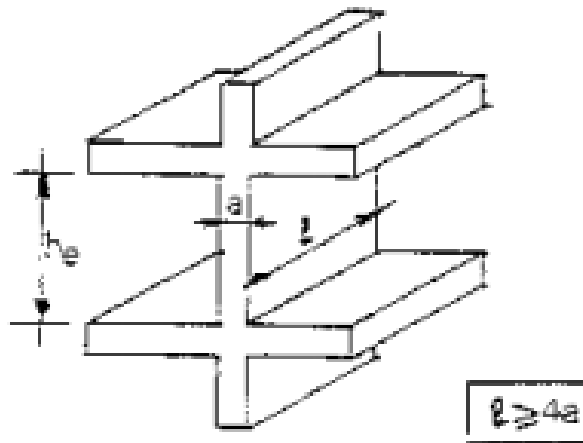


Figure IV.3 : Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Dans notre étude on adopte une épaisseur des voiles = **20 cm**.

2.1. Calcule des rigidités du voile :

1. Inertie :

$$I_x = \frac{0.2 \times 0.9^3}{12} = 1.21 \times 10^{-2} \text{m}^4$$

$$I_y = \frac{0.9 \times 0.2^3}{12} = 6 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

2. Rigidités des voiles

Dans le sens longitudinal : $R_{vx} = \frac{12EI_y}{h^3} = 16 \times 10^7 \text{ N/m}$

Dans le sens transversal : $R_{vy} = \frac{12EI_x}{h^3} = 8 \times 10^7 \text{ N/m}$

3. Vérification des conditions :

3.1. Vérification du comportement dynamique :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.751869	84.0416	0.0013	84.0416	0.0013
2	0.59725	0.2596	0.8402	84.3011	84.1643
3	0.432909	0.0002	77.5297	84.3014	78.3712
4	0.248508	9.9784	0.0002	94.2798	78.3715
5	0.196586	0.0334	0.1208	94.3132	78.4923
6	0.148615	3.0879	0	97.4011	78.4923
7	0.133929	0.0001	12.976	97.4012	91.4683

Tableau IV.1 : vérification de la participation de masses modales

Les modes 1 et 2 sont des translations selon les 2 sens xx et yy

3.2. Vérification 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de modes de vibrations à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation est comme suit :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins 90% de la masse totale de la structure

- Direction xx : 7modes (97.40% de la masse sismique de la structure)
- Direction yy : 7modes (91.46% de la masse sismique de la structure).

Les efforts tranchants (Analyse modale spectrale)

$$V_x = 1433.17 \text{ KN} ; V_y = 1734.92 \text{ KN}$$

Les efforts tranchants (méthode statique équivalente RPA 2003) :

- $A=0.25$ (Zone III)
- $R=5$ (Mixte portiques)
- $Q=1$
- $W_T=12987.27 \text{ KN}$ (Tiré du logiciel)

$$V_{MSE} = 1469.18 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_{dynX} = 1433.17 \text{ KN} > 80\% V_{MSE} = 1175.34 \text{ KN}$$

$$V_{dynY} = 1734.92 \text{ KN} > 80\% V_{MSE} = 1175.34 \text{ KN}$$

3.3. Vérification des déplacements inter-étages :

Niveaux	$\delta_{kx}(m)$	$\delta_{ky}(m)$	$\Delta_{kx}(m)$	Δ_{ky}	$1\%h(m)$	Vérification
07	0.142	0.07	0.006	0.0075	0,0306	CV
06	0.136	0.0625	0.01	0.0065	0,0306	CV
05	0.126	0.056	0.014	0.0085	0,0306	CV
04	0.112	0.0475	0.0185	0.01	0.0306	CV
03	0.0935	0.0375	0.021	0.0105	0.0306	CV
02	0.0725	0.027	0.0135	0.011	0.0306	CV
01	0.049	0.016	0.0255	0.01	0.0306	CV
RDC	0.0235	0.006	0.0235	0.006	0.0306	CV

Tableau 6: Déplacements inter-étages

Il est à constater que les déplacements suivant l'axe x-x sont plus importants que ceux dans la direction y-y, cela est dû à la différence de rigidité de la structure suivant les 2 axes.

Conclusion : La structure satisfait les critères du règlement parasismique algérien (RPA2003)

4. Etude non linéaire (Push over) :

4.1. Modélisation comportement non linéaire des voiles :

Plusieurs recherches ont été menées dans le but de déterminer une meilleure approche pour modéliser le comportement non linéaire d'un voile [33] ;[22]

On s'inspirant du modèle élaboré par [33] ; dans cette approche, le voile est modéliser par trois poteaux liée avec deux poutres infiniment rigides.

Alors que dans notre modélisation, le voile est modélisé par deux poteaux situé à ces extrémités, (voir figure IV.4).

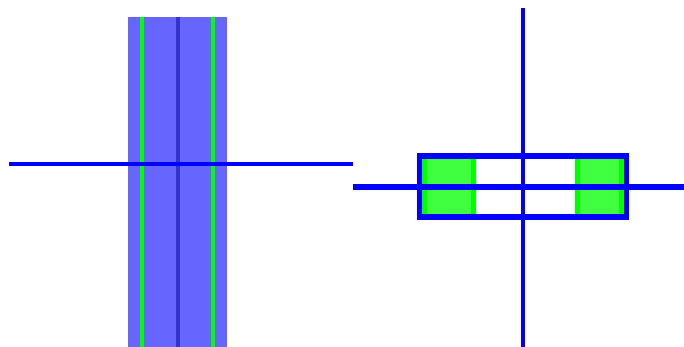


Figure IV.4 : coupe verticale et horizontale du voile

4.2. Résultats de l'analyse push over :

On choisit un seule sens suivant yy :

1) Courbe de capacité de la structure (effort tranchant-déplacement) :

La courbe de capacité traduit le comportement de la structure, cette courbe comporte en abscisse le déplacement au sommet D, et en ordonnée l'effort tranchant à la base.

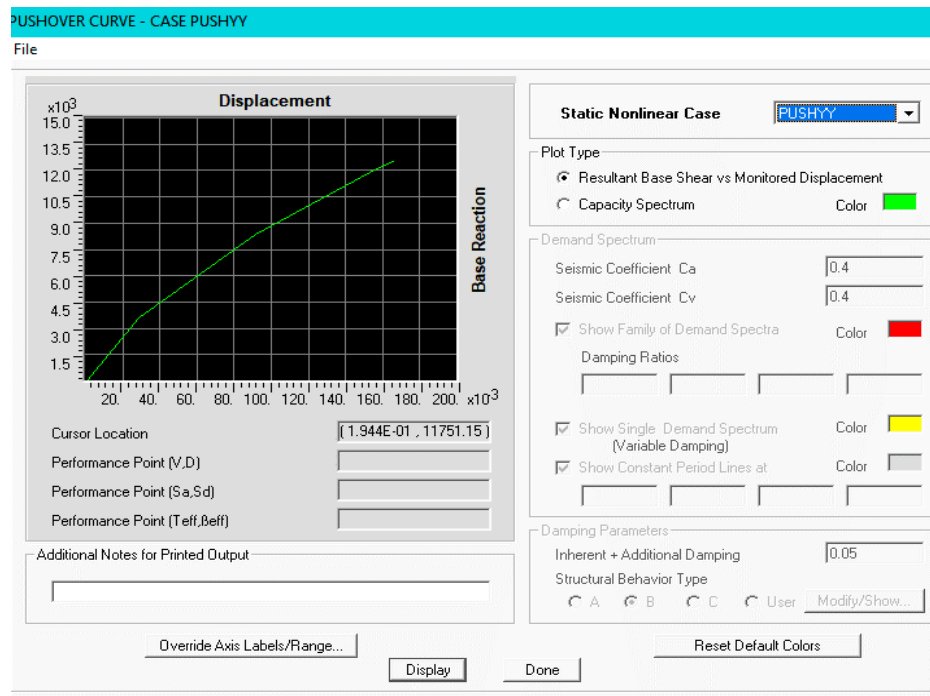


Figure IV.6: Courbe de capacité obtenue par le logiciel

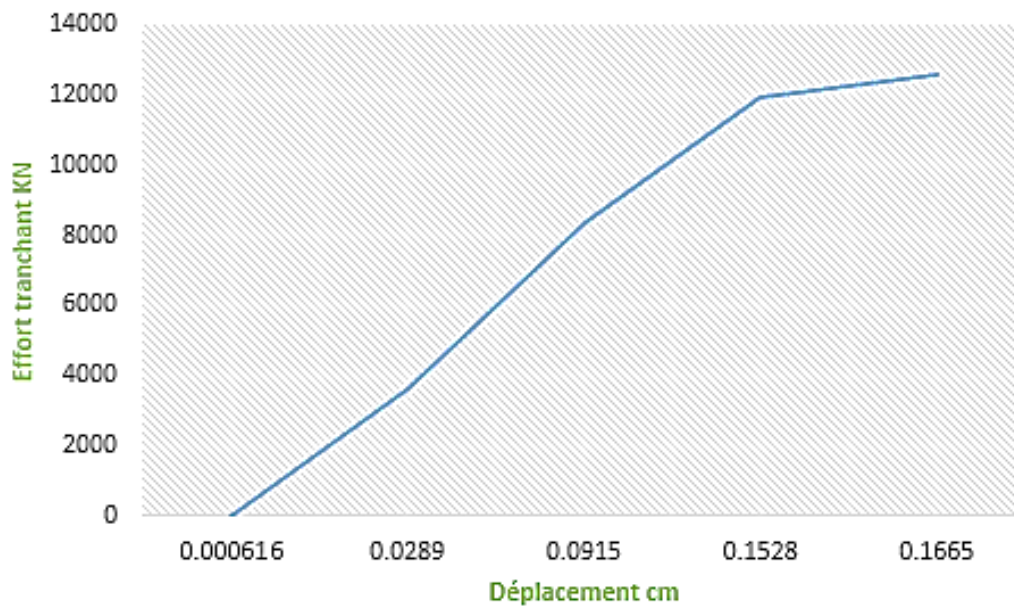


Figure IV. 7: Courbe de capacité (Vbase-Dsommet) sens Y-Y

4.3. Détermination du point de performance de la structure (Sa-Sa) :

Le point de performance permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure peut subir, et en conséquence son degré de dommage dans le domaine plastique.

Les normes américaines FEMA356 prévoient que ce point est déterminé en superposant deux courbes, une représente la capacité résistance de la structure et l'autre représente la sollicitation apportée par le séisme qui est le spectre de réponse.

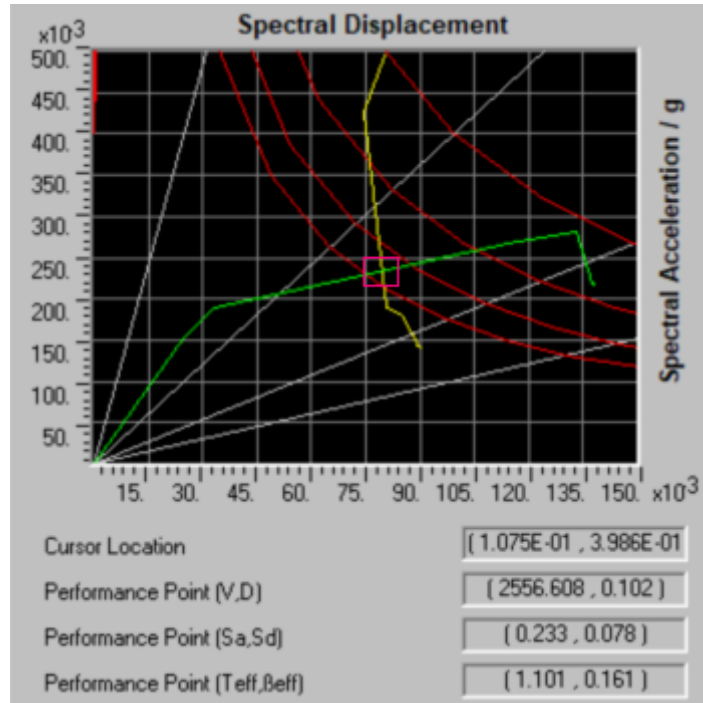


Figure IV. 8: détermination du point de performance sens Y-Y

4.4.Demande en ductilité (μ_d) :

Donc la demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique par une valeur $\mu_{dmax} = 5.0$ [30], alors on a :

$$\mu_d = D_p / D_e ; D_e = 1.4 \text{ cm} ; D_p = 0.86 \text{ cm}$$

Soit une demande en ductilité qui peut être estimée par le rapport :

$$\mu_d = D_p / D_e = 0.61$$

4.5.Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) :

Les indices K_p et I_d permet de mesurer l'état de dégradation de la structure après l'introduction de la structure dans le domaine plastique.

La raideur initiale élastique :

A l'état élastique limite le déplacement $D_y = 0.056\text{m}$ et l'effort tranchant $V_y = 1734.92\text{ KN}$.

Donc:

$$K_e = V_y / D_y.$$

$$K_e = 30980.22\text{ kN/m}.$$

Lorsque la structure subit des dommages, sa raideur diminue, et s'ensuit souvent une perte de sa résistance initiale K_e .

- La raideur de la structure au point de performance :

$$K_p = V_p / D_p$$

$$K_p = 25064.7\text{ kN/m}.$$

- L'indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par :

$$I_d = 1 - (K_p / K_e).$$

$$I_d = 19.2\%.$$

Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 19.2%.

4.5. Rotules plastiques :

Le logiciel Etabs nous permet de visualiser le développement des rotules plastiques à n'importe quel point de la structure. Les figures suivantes illustrent l'évolution des rotules plastiques. Des indicateurs de couleurs apparaissent aux niveaux des zones susceptibles à se plastifier. Ces indicateurs montrent l'état de pénétration d'une section dans le domaine plastique.

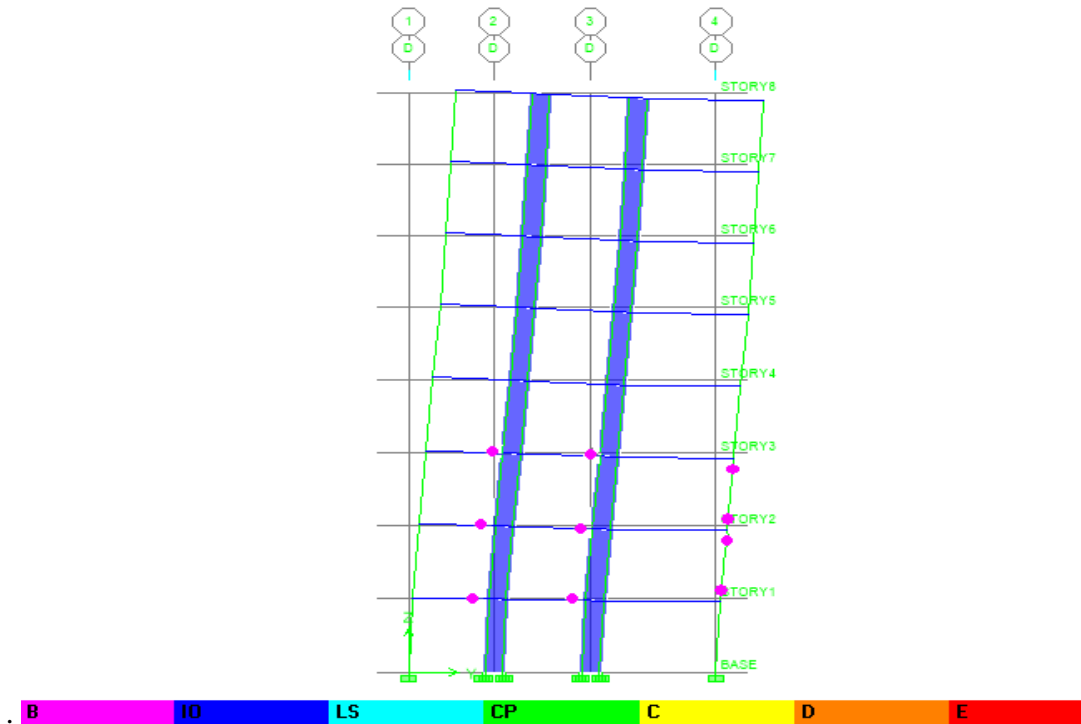


Figure IV.9 : Formation de rotules plastiques sens yy étape 1.

Les premières rotules qui se forment sont des rotules de type **B** principalement au niveau des poteaux et poutres notamment celle avoisinant les voiles. Les rotules continuent à se former dans les 10 premières étapes.

Les rotules continuent à se former progressivement au voisinage des poutres où l'on peut notamment constater la formation de rotules de type **B-IO**. Progressivement des rotules de type **IO-LS** commencent à se former au niveau des poutres et non dans les poteaux grâce notamment au respect du principe poteau fort poutre faible. Les rotules se plastifient progressivement au niveau des poutres jusqu'à atteindre un niveau d'endommagement critique où des rotules de type **C-D** se forment au niveau des poutres jusqu'à leur rupture.

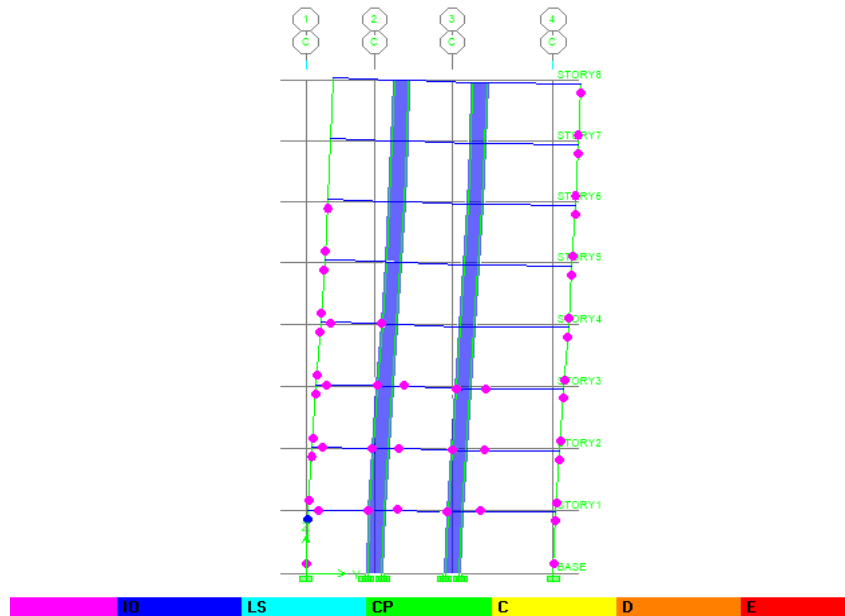


Figure IV.10 : Formation de rotules plastiques sens yy étape 2.

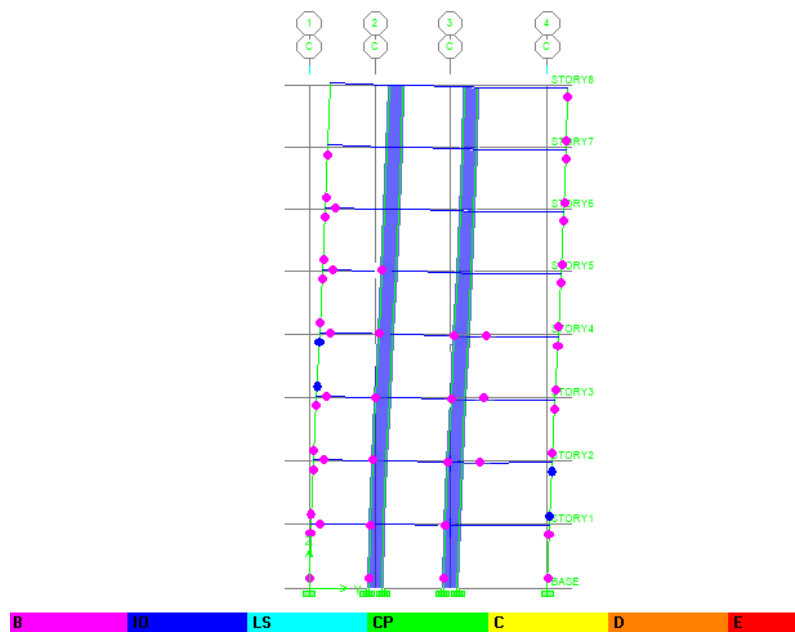


Figure IV.11 : Formation de rotules plastiques sens yy étape 3.

A une phase très avancée du chargement, on constate l'apparition des rotules de **type de (LS)**, à partir de l'étape 16 ,au niveau des poteaux,qui signifie qu'il ya aucun effondrement, comme il en présence d'une grande résistances du système.

4.6. Mécanismes de ruine et état de dégradation des éléments :

Lorsque le chargement de l'analyse push over provoque un effort tranchant à la base correspondant au point de performance, le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global.

L'analyse des résultats de la distribution des rotules plastiques dans les structures après chaque étape de chargement, montre que le mécanisme de ruine de chaque variante est un mécanisme plastique global, et que les sections des éléments (poutres, poteaux,voiles) ont un état de dégradation presque similaires pour toutes les variantes étudiées.

5. Etude comparative des résultats :

Dans cette partie, on effectue une comparaison des différents résultats obtenus lors des analyses de la structure mixte et le portique, afin de déterminer leurs résistances et leurs influences sur la ductilité .

5.1.Comparaison des déplacements :

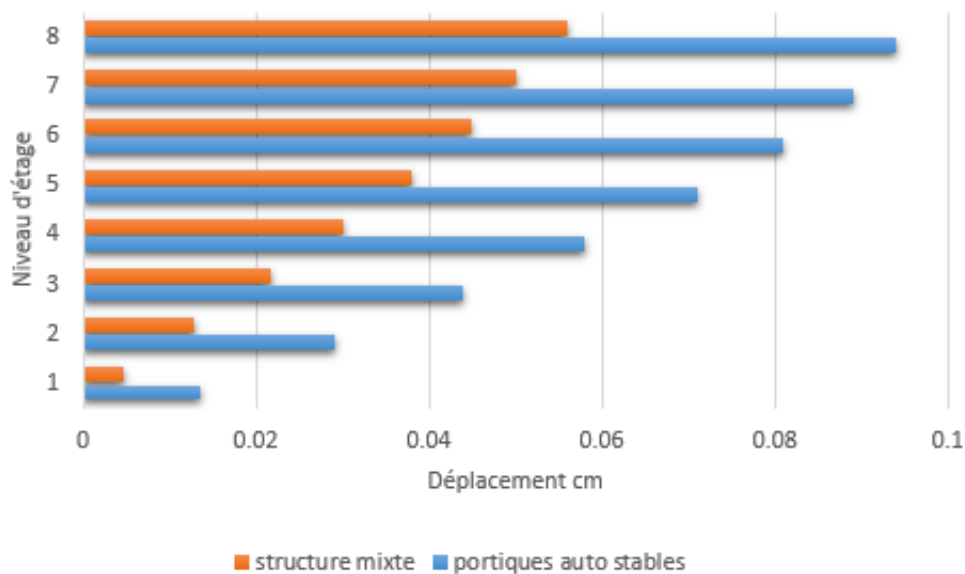


Figure IV.12 : comparaison des déplacements inter-étages

Remarques :

- Les déplacements d'étages obtenues dans la variante 3 (portiques autostables) sont plus important que la structure avec voiles .

On voit clairement l'intérêt de la mise en place d'un système de contreventement mixte pour reprendre l'effort sismique. En effet, si le portique seul est considéré prendre la totalité de la force latérale, il développera des moments dans les poteaux et les poutres pour résister à l'effort tranchant de l'étage tandis que l'effet du moment de renversement à la base sera normalement moins influant, les planchers resteraient pratiquement horizontaux [32](voir figure III.15). En revanche, si un voile est considéré prendre la totalité de la charge latérale, il développera des moments à chaque plancher égaux au moment de renversement à ce niveau et la déformée sera celle d'une console (figure III.7) [32]. En couplant les deux, chacun des deux essayera d'empêcher l'autre de prendre sa déformée libre et une redistribution des efforts entre les deux s'effectue.

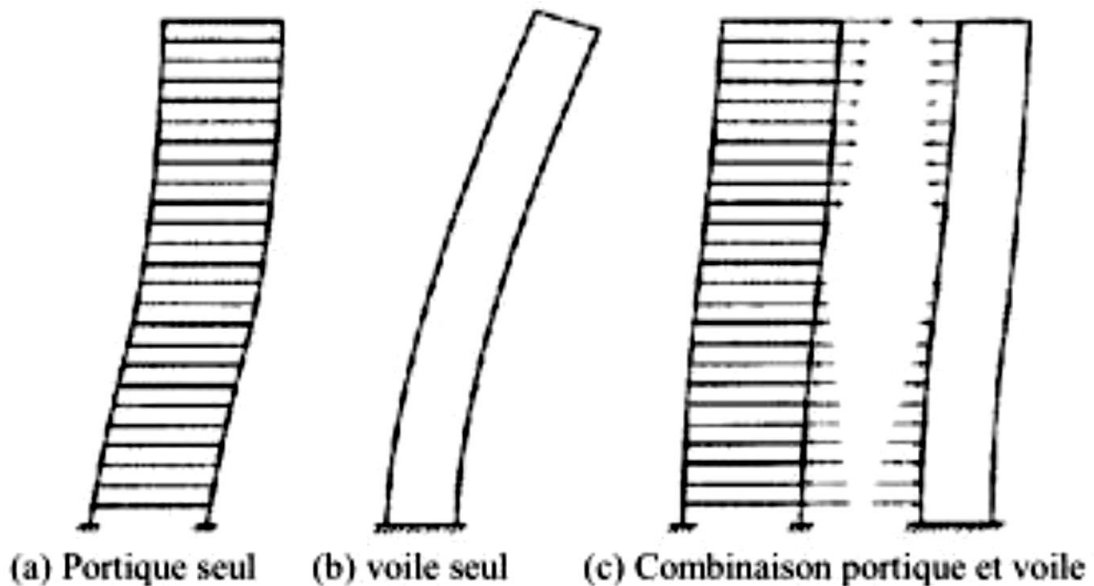


Figure IV.13: Principe de l'interaction voile-portique [32].

5.2. Courbes de capacités :

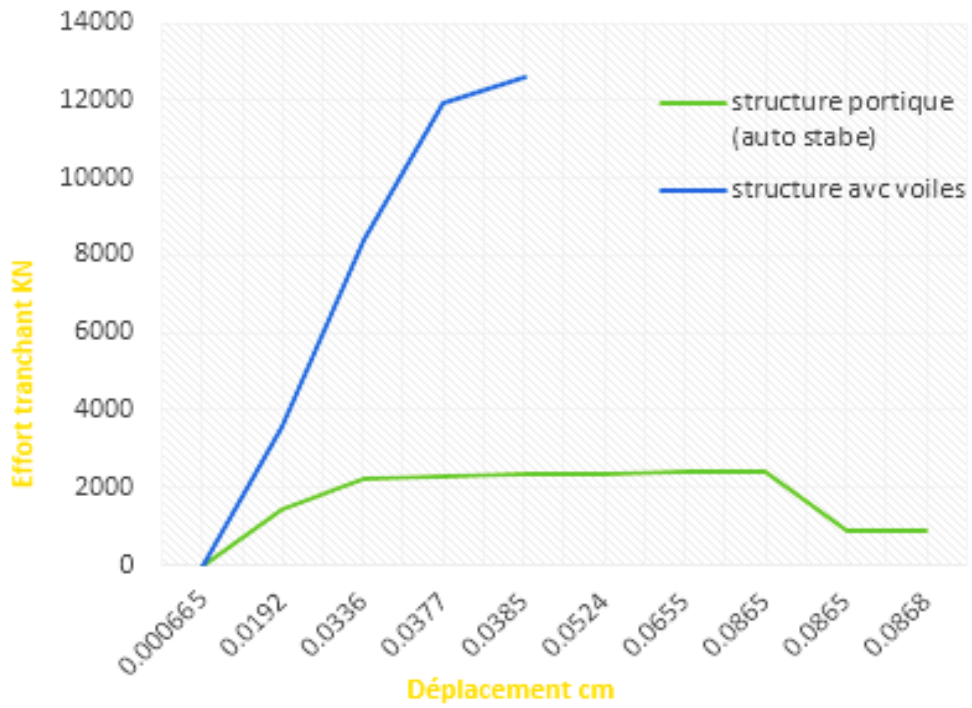


Figure IV.14 : courbes de capacités

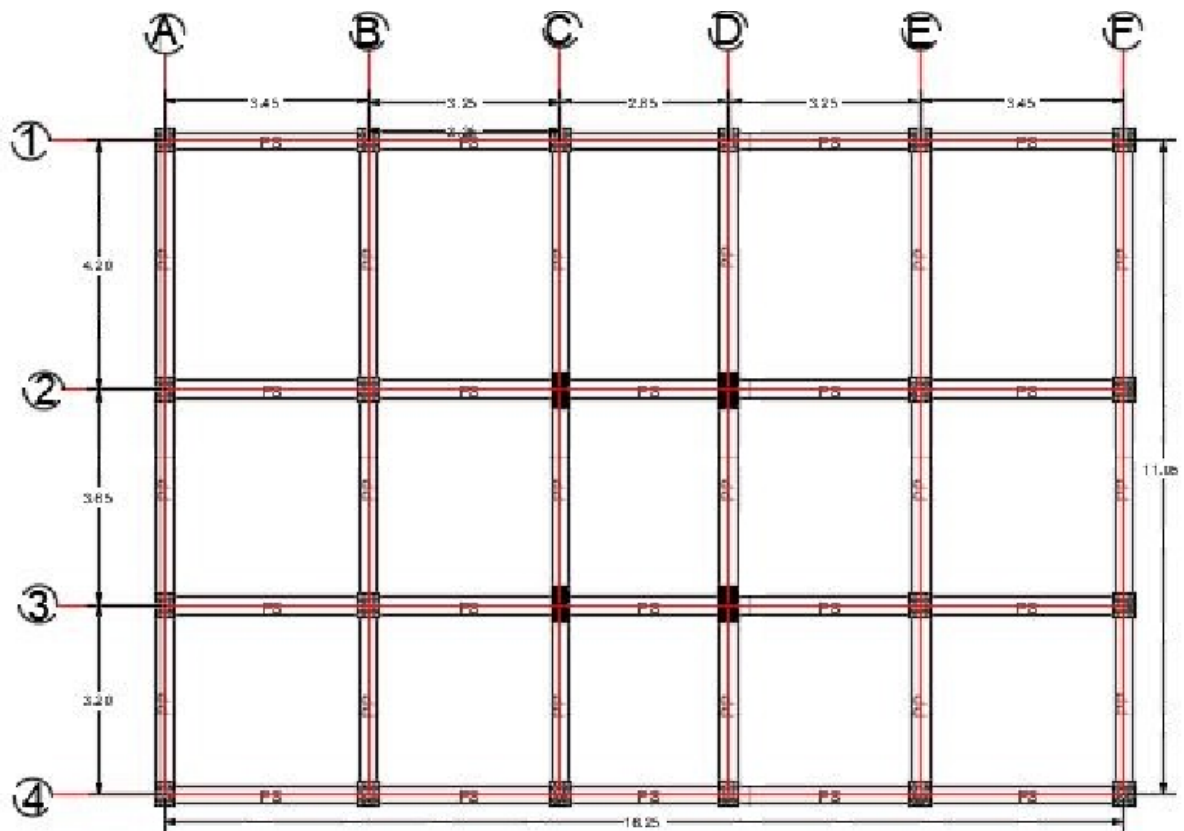


Figure IV .15 : Le plan de la 3ème variante

6. Conclusion :

D'après les résultats précédent nous pouvons remarquer que:

La ductilité dans le portique est supérieure à celle de la structure mixte. Et on constate qu'il y a une relation inverse entre la résistance et la ductilité et que les voiles augmentent la résistance et minimisent la ductilité, ceci est constaté relativement à la diminution des déplacements inter-étages dans le cas des portiques auto-stables.

La modélisation adoptée pour les voiles dans notre étude donne des résultats significatifs, qui montrent clairement l'intérêt apporté par une bonne disposition des voiles dans une structure mixte, et le rôle des poteaux à section rectangulaire et leur influence sur la ductilité des portiques auto-stable.

Conclusion Générale

Afin de réduire les pertes et les dommages des structures sous l'effet du séisme, plusieurs approches d'évaluations de leurs vulnérabilités sismiques ont été développées. Ces approches diffèrent les unes des autres en coût, en moyens utilisés et en précision. Le type d'approche dépend de l'objectif d'évaluation, de la disponibilité des données et de la technologie utilisée.

Dans notre travail ont été posées des questions, sur l'influence de la position des sections rectangulaires (poteaux et voiles), la résolution du problème dépend impérativement de la zone sismique de la structure vu que la zone étudiée est de forte sismicité (III) ; considérées comme des zones ayant de fortes chances de subir des séismes majeurs de magnitude élevés et grande plastification, donc de montrer un comportement non linéaire, la méthode Push-over est idéale. La variante (disposition particulière, poteaux ou voile) avec le meilleur comportement non linéaire. Par contre dans des zones à plus faible risque sismique, la probabilité qu'un séisme majeur peut frapper est faible. Notre étude est portée sur l'influence des dispositions des sections rectangulaires (poteaux (30x60) et voile (20x90) ; en remplaçant la section des poteaux par des voiles de section équivalente, cette technique est utilisée afin de garder une bonne marge de ductilité de la structure.

- On constate qu'il y a une relation inverse entre la résistance et la ductilité à l'échelle de la structure (chose vue dans le comportement des bétons à haute performance à l'échelle locale).

- On constate ainsi que les voiles augmentent la résistance et minimisent la ductilité, un phénomène inverse, mettant en cause le bon choix entre la bonne disposition des sections rectangulaires et les voiles.

- Ceci nous pousse à se poser des questions, sur la résistance d'une structure à long terme qui nécessite une bonne résistance aux efforts majeurs et une ductilité élevée. Pour avoir une structure non endommagée ou avec dommages mineurs et acceptable.

Les résultats obtenus sont représentés sous forme de courbes de capacités des différentes variantes. Les courbes traduisent le comportement sismique de chaque variante. Les résultats permettent d'établir la conclusion suivante :

- La variante 3 portique auto-stable (poteaux de section 30x60) présente le plus petit déplacement inter-étage, c'est-à-dire elle se déforme moins par rapport aux autres variantes.

- Et aussi la variante 3 à une ductilité plus que les autres, donc elle à un état de plastification plus avancé.
- Ceci nous à permis de faire un bon choix de la disposition des poteaux rectangulaire dans une structure régulière.
- Que le choix de prendre des poteaux rectangulaire à la place des voiles, est un gain de ductilité, et surtout à une influence considérable sur la différence dans le cout au point de vue ferrailage d'un poteau et d'un voile .

Perspectives de l'étude :

Influence de la disposition des poteaux rectangulaire sur des structures irrégulières (en plan et en élévation).

Ce travail nous permis de réaliser les objectifs suivants :

-Se familiariser avec l'outil informatique qui reste un moyen indispensable de nos jours, ainsi que l'utilisation du logiciel ETABS destiné aux calculs des bâtiments.

-L'analyse non linéaire par la méthode Push over vient d'être imposé de nos jours comme un moyen efficace pour l'étude du comportement des structures sujettes aux séismes, à savoir la représentation des courbes de capacités, les rotules plastiques, la détermination du point de performance qui permet de donner une idée claire sur le degré de dommage de la structure.

-L'étude ainsi faite dans la but de faire une analyse non linéaire et une comparaison du comportement des structures autostables sous poteaux rectangulaire et sous voiles, nous à montrer que la disposition des poteaux et des voiles dans une structure ne présentant aucune irrégularité en plan, ni en élévation influe considérablement sur la ductilité de la structure et sur l'indice de dommage, qui nous renseignent sur le bon choix à adopter pour avoir une bonne disposition des poteaux rectangulaire dans une structure régulière, et des voiles de contreventement .

Références bibliographiques :

- [1] **Abdelghani SEGHIR** Enseignant Chercheur, Chargé de Cours Département de Génie Civil, Université A. Mira de Béjaia. Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Béjaia Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction Séisme de Boumerdès du 21 Mai 2003 Pathologie de construction et dommages sismiques.
- [2] **Étudiants : Célia TERKI Andréa JULIER Ingrid FIQUET Christopher WINGEL Victor SAVIGNY Maxime NUTTE** Projet de Physique P6 STPI/P6/2015-16 Etude des mouvements d'une structure lors d'un séisme.
- [3] **DJAFOUR TARIK**, Incidence des contreventements sur le comportement dynamique des bâtiments en approche linéaire, mémoire master, UMMTO ,2017.
- [4]: **Victor DAVIDOVICI** : construction en zone sismique, Edition Le Moniteur, 1999.
- [5] : Wiki unité construction- Pr GC0708, le noyau central.
- [6]: **TH. HENRY: « CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE BATIMENTS », PARIS.**
- [7]**BELKHEIR.M.A**, influence de la disposition des voiles sur la performance sismique, mémoire de magister, université Mouloud Mammeri T.O, juillet 2012
- [8] : « Analyse Push over des structures en béton armé ; théorie d'endommagement » A.Boumekik, projet de recherche, université de Batna, 2006.e ,26-27 octobre 2010.
- [9] **OULD BELKACEM Karima et CHABANE Agiles**. Etude par mécanismes de ruine d'une structure en béton armé dans le domaine plastique. Mémoire de master académique, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2013.
- [10] **BELAID Hania**. Réduction du risque sismique par l'amélioration de la ductilité des structures en portiques auto-stables. Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.
- [11] :BSSC,1997,NEHRP Recommended Provisions for seismic Regulations for new Buildings and other structure 1997 Edition, Part 1 : Provisions and Part 2 : Commentary prepared by the building seismic Safety concil for the Emergency Management Agency (Report Nos .FEMA 302 and 303) Washington,D.C.

[12] : **Nassima Souadji**. *Analyse statique non-linéaire des portiques auto-stables et mixtes en béton armé*. Mémoire de master en génie civil. Tlemcen : Université de Tlemcen, 2016.

[13] : **Aït Ramdane Idir**. Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques. Mémoire de magister en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2014.

[14] : **Belazouz Lynda**. Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures. Mémoire magister en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2016.

[15]: **Aashish Daga, A.S.Santhi, GMohan Ganesh**. Study of effective positioning system of shear walls in RC Buildings using Pushover Analysis. International journal of Innovations in Engineering and Technology (IJET), Vol 6, Issue 4 April 2016, ISSN: 2319 – 1058.

[16]: **MD. Rokanuzzaman, Farjana Khanam, Anik Das, S. Reza Chowdhury**. Effective location of shear wall on performance of building frame subjected to lateral loading. International journal of advances in Mechanical and civil engineering, ISSN: 2394-2827 Volume-4, Issue 6 Dec.-2017

[17]: **Dhiraj.V. Narkhede, G.P. Deshkuh**. Performance of Shear wall building at various positions by using pushover Analysis. International journal of research in Advent technology (IJRAT) (E-ISSN: 2321-9637) Special issue, National conference “convergence 2016”

[18]: **Saurabh Mishara, V. K. Singh**. Optimization of location of shear wall in irregular multi storey building. International journal of Engineering Research in Mechanical and Civil Engineering (IJERMCE), Vol 3, Issue 4, April 2018.

[19]: **Archana J Satheesh, Jayalekshmi B.R, Katta Venkataramana**. Torsional Behavior of Plan Asymmetric Shear Wall Buildings under Earthquake Loading. Second International Conference on Architecture Materials and Construction Engineering. AMCE 2018.

[20]: **Shaik Abdulla, Afroz Patel**. A study on positioning of different shapes of shear walls in L shaped building subjected to seismic forces. International journal of engineering research & technology (IJERT), ISSN: 2278-0181 Vol.5 Issue 07, July-2016.

[21] : **M. Hamizi, N.E Hannachi, A. Kahil**, Evaluation de la performance sismique d'un bâtiment à ossature en portiques auto stables en béton armé, 9ème congrès de Mécanique Marrakech, 2009.

[22] : **MESSAS Amar**, Recherche de la position optimale des voiles par une méthode d'analyse linéaire et non-linéaire, mémoire master, UMMTO, 1019.

[23] : **Benyahi Karim**. Etude d'une tour (R+12) avec recherche de la disposition optimale des voiles. Mémoire d'ingénieur d'état en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2010.

[24] : Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S « document technique règlementaire D.T.R – B.C.2-48 – règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003 ». Alger.

(25) : REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003

[26] DROUNA, K., Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP, Mémoire de Magister, Constantine, Algérie, 146 p.

[27] **ZEBDJI, S. et BEN BOUZID, M.**, Analyse statique non linéaire par poussée progressive « push over » d'un bâtiment renforcé, Projet de fin d'études, 2008, 123 p.

[28] FEMA273, Federal Emergency Management Agency. NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures.

[29] : **Ankik Djamel**, Incidence des périodes fondamentales proposées par les différents règlements parasismique sur la performance sismique des bâtiments, Université de Tizi ouzou, Algérie.

[30] **KASSOUL, A.**, le Comportement Non Linéaire des Structures en Béton Armé, 2014, 38 p.

[31] **Arcelor Mittal**. Construction parasismiques en acier. 128 p.

[32] : **Rafik Taleb**. Règles parasismiques algériennes RPA 99 – version 2003 pour les structures de bâtiments en béton armé : Interprétation et propositions. Journal of materials and engineering structures 4 (2017) 139 – 154.

[33] : **DJEDDOU IMANE, BOURAOUI AMEL**, « «Influence de la hauteur totale sur les performances sismiques des bâtiments », Université BADJI MOKHTAR ANNABA, 2017.