



Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MÉMOIRE DE MASTER

Spécialité : Génie Civil
Option : structures

Présenté par :

BELKACEMI MELIZA

Thème

Influence des modèles de comportement non linéaire et le type de chargement sur le comportement global d'un portique en béton armé

Jury :

MERAKEB	SEDDEK	Docteur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Président
KAHIL	AMAR	Docteur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Rapporteur
BOUKAIS	SAID	Maitre assistant à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Examineur
NEKMOUCHE	AGHILES	Doctorant à l'université Abderrahmane MIRA de Béjaia	Co-rapporteur

Résumé

Toutes les études menées sur le comportement des structures auto-stables en béton armé sous sollicitation horizontale statique, monotone ou bien sismique montrent bien que la réponse de la structure dépend directement du modèle de comportement et Le type de chargement peut influencer sur les résultats. Notre étude consiste à évaluer le comportement d'un portique à trois niveaux en béton armé par une simulation numérique réalisée par le code de calcul CASTEM2000. En comparant les deux modèles bilinéaires et tri linéaire soumis à deux chargements différents (triangulaire et rectangulaire). Nos résultats ont montré que les lois de comportements (bilinéaires et tri linéaire) et le type de chargement (triangulaire et rectangulaire) influent sur le comportement de la structure ; la loi de comportement tri linéaire se comporte mieux que la loi bilinéaire du moment que cette dernière sous estime les déformations.

Mots clés

Simulation numérique, portique en béton armé, lois de comportement, Chargement horizontal, analyse Push over,

Abstract

All studies on the behavior of free-standing reinforced concrete structures under static loading horizontal, monotone or show that seismic response of the structure directly depends behavioral model and load type can influence the results. Our study is to evaluate the behavior of a framework with three levels of reinforced concrete by a numerical simulation carried out by the CASTEM2000 computer code. Comparing the two bi-linear models and tri -linear subject to two different loads (triangular and rectangular). Our results showed that the laws of behavior (bilinear and tri-linear) and load type (triangular and rectangular) influence the structural behavior; linear sorting behavior law performs better than the bilinear law as long as it under estimates the deformations.

Keywords

Numerical simulation, reinforced concrete frame, behavior laws, loading horizontal, Push over analysis,

Remerciements

Je tiens à exprimer, en premier lieu, ma gratitude à toutes les personnes qui ont contribué chacun à sa manière dans la réalisation de ce mémoire de fin d'études à savoir : mes enseignants, mes collègues, mes amis et ma famille.

Que M.KAHIL Amar, mon promoteur trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance pour son encadrement, ses précieux conseils et sa disponibilité.

Il m'a en plus apporté toute son aide en mettant à ma disposition tous les

Moyens nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi Mr Amine NEKMOUCHE pour son soutien et ses encouragements. Il m'a consacré beaucoup de son temps et mis à ma disposition ses connaissances dans le domaine.

Sans oublier tous mes très chers amis qui m'ont soutenu et encouragé pendant la réalisation de ce travail

Je remercie enfin, les membres du jury pour avoir accepté d'examiner ce travail

Dédicaces

Je dédie ce modeste mémoire à la mémoire de mon cher père ainsi qu'à ma famille qui m'a toujours soutenu et encouragé pendant tout mon cursus d'étude.

Ma très chère mère que j'admire.

Mes frères et sœurs.

Mon adorable

Grand-mère

Mes ami(es) et tous ceux qui ont contribué et participé à la réalisation de ce mémoire.

Sommaire

1 .Introduction générale.....	1
CHAPITRE 1 : Généralités sur le séisme	
1 .Introduction	4
2. Qu'est ce qu'un séisme.....	4
3. origines du séisme.....	4
3.1. Séisme tectonique	4
3.2. Les séismes d'origine volcanique.....	4
3.3. Les séismes d'effondrement	5
4. Quels sont les paramètres d'un séisme ?	5
4.1. Hypocentre et épicentre	5
5. les ondes sismiques	5
5.1. Les ondes de compression (P) (primaires)	6
5.2. Les ondes de cisaillement (S et L).....	6
5.3. Les ondes de Rayleigh (R).....	6
6. Comment mesure-t-on les séismes ?	7
6.1. La magnitude	7
- Classification sismique selon la magnitude	8
6.2. L'Intensité.....	8
7. Mécanismes de rupture.....	10
7.1. Définition des failles.....	10
7.2. Types des failles	10
7.2.1. Failles normales.....	10
7.2.2. Failles inverses	11
9. Aléa sismique	14
9.1. Caractérisation de l'aléa sismique	15
9.2. Risque sismique.....	15
CHAPITRE 2: Comportement des structures en portique	
2. Comportement des structures en portique	16
2.1.Différents types de structure en béton armé.....	16
.1.1. Structure en portique (poteau-poutre).....	16
2.2. Comportement des éléments d'ossatures auto stables	16
2.2.1. Comportement des éléments poutres.....	17

2.2.2. Comportement des éléments poteaux	18
2.3.1. Lois Force-Déplacement généralisées associées aux poutres et poteaux	19
2.3.2. Définition des performances.....	20
2.4. Spécification pour les nœuds	21
2.5. Comportements des nœuds poutres- poteaux.....	22
2.5.1. Comment favoriser la plastification des éléments horizontaux avant celle des éléments verticaux ?	22
2.6. Les rotules plastiques	22
2.7. Les mécanismes de ruines.....	23
2.7.1. Définition des mécanismes de ruine.....	23
2.7.2. Pathologie des structures en portique auto-stables avec remplissage en maçonnerie	26
2.7.2.1 Interaction panneau-poteau dans le plan du portique	26
2.7.2.2. Sollicitation des poteaux d'angle.....	28
CHAPITRE 3 : Analyse Pushover	
3. analyse push over	29
3.2.2. Définition de l'analyse Pushover.....	30
3.2.3. Origine de l'analyse Pushover.....	31
3.2.4. But de l'analyse Pushover	31
3.2.5. Principes théoriques du calcul Pushover	32
3.2.6. Courbe de capacité.....	33
CHAPITRE 4: Modélisation	
4. Modélisation.....	34
4.1. Introduction	34
4.2. Présentation de CASTEM	34
4.2.1. Le langage de Castem 2000 ' Gibian'	34
4.2.2. Système d'unité	34
4.3. Eléments et lois de comportement globales et semi globales	35
4.3.1. Les éléments finis de barre et de poutre.....	35
4.3.1.1. Éléments finis de barre	35
4.3.1.2.Éléments finis de poutre	35
4.3.2. Description des lois de comportement globales	37
4.3.2.1. Les lois bilinéaires BILIN_MOMY et BILIN_EFFZ.....	37
4.3.2.2. Les lois trilineaires de Takeda TAKEMO_MOMY et TAKEMO_EFFZ.....	38
4.3.2.3. Le modèle GLOBAL	39

4.4. Procédure de résolution d'un problème avec CASTEM.....	40
4.4.1. Définition de l'espace du travail et du type d'éléments	41
4.4.2. Description de la géométrie et du maillage	41
4.4.3 .modèle du comportement du matériau et élément finis.....	41
4.4.4. Caractéristiques du matériau	43
4.4.5. Les conditions aux limites et chargements	43
4.4.6. Résolution.....	44
4.4.7. Post traitement	44
4.5. Présentation des modèles étudiés	44
4.5.2. Définition de la géométrie	45
CHAPITRE 5 : Simulation et interprétation des résultats	
5.1. Introduction	46
5.2. Interprétation des résultats (cas d'un seul niveau)	46
5.2.1. Influences du type de chargement sur le comportement de la structure en fonction de temps	46
5.2.2 Influences de lois de comportement sur le comportement de la structure en fonction de temps	48
5.2.3. Influences du type de chargement sur le comportement de la structure en termes de déplacement	50
5.2.4. Influence de lois de comportement sur le comportement de la structure en termes de déplacement	52
5.3. Interprétation des résultats (cas de trois niveaux)	54
5.3.1. Influence de type de chargement (triangulaire, rectangulaire) et même loi comportement bilinéaire	54
5.3.2. Influence de type de chargement (triangulaire, rectangulaire) et même loi comportement trinéaire	56

5. Simulation et interprétation des résultats	46
5.1. Introduction	46
5.2. Interprétation des résultats (cas d'un seul niveau)	46
5.2.1. Influences du type de chargement sur le comportement de la structure en fonction de temps	46
5.2.2. Influences de lois de comportement sur le comportement de la structure en fonction de temps	48
5.2.3. Influences du type de chargement sur le comportement de la structure en termes de déplacement	50
5.2.4. Influence de lois de comportement sur le comportement de la structure en termes de déplacement	52
5.3. Interprétation des résultats (cas de trois niveaux)	54
5.3.1. Influence de type de chargement (triangulaire, rectangulaire) et même loi comportement bilinéaire	54
5.3.2. Influence de type de chargement (triangulaire, rectangulaire) et même loi comportement trinéaire	56

Liste des figures

Chapitre 1 : Généralités sur le séisme

Fig 1.1 : Hypocentre et zone épicertrale d'un séisme.....	6
Fig1.2 : Ondes sismique	7
Fig 1.3 : Influence du temps sur la propagation des ondes sismique	8
Fig 1.4 : Schéma des caractéristiques relatives d'une faille et d'une flexure	11
Fig 1.5 : Caractéristiques d'une faille	11
Fig1.6 : Déformation cassante –Régimes extensif	12
Fig1.7 : Déformation cassante –Régimes coulissant.....	12
Fig1.8 : Déformation cassante –Régimes compressif	13
Fig 1.9 : Sismicité au XX ^{ème} siècle en Algérie.....	14

Chapitre 2 : Comportement des structures en portique

Fig. 2.1 : Eclatement de zones critiques, extrémités des poteaux et poutres.	16
Fig 2.2 (a) Poutre ferraiillée normalement ; (b) boucles d'hystérésis.	17
Fig 2.3 (a) poutre ferraiillée normalement ;(b) boucles d'hystérésis.	18
Fig. 2.4 : Loi force- déplacement non- linéaire idéalisée pour les poutres et poteaux.....	19
Fig. 2.5 : Performance structurelle typique et niveau d'endommagement associé [21].	20
Fig. 2.6 : Dispositions constructive NON-CONFORME aux règles PS 92[22].	21
Fig 2.7 : Rotules plastique attribuée aux poteaux du portique	23
Fig. 2.9 : Rupture par formation des rotules plastiques aux pieds des poteaux [23].....	24
Fig 2.10 : Rupture fragile de portique de béton armé (ARMENIE) conception incorrecte des armatures [24].	24
Fig. 2.11 : Rupture pour mauvaise qualité Rupture en compression du béton de mauvaise composition (dosage, agrégats) Et armatures non ductiles [23].....	25
des matériaux (Ceyhan 1998).....	25
Fig. 2.12 : Rupture des zones critiques [25].....	25
Fig. 2.14 : Mode de ruine des éléments courts [25].	25
Fig. : Mécanisme de rupture des panneaux de remplissage [27]	26
Fig. 2.21 : cisaillement du poteau du au remplissage[21].	27
Fig. 2.22 : Rupture par écrasement du béton du au remplissage partiel [21].	27
Fig 2.19 : Cisaillement des poteaux par les bielles développés dans la maçonnerie insérées.	28
Fig. 2.20 : Création d'une section courte par des panneaux partiels.....	29

Liste des figures

Chapitre 3 : Analyse Pushover

Fig 3.1 : signification physique de la courbe de capacité [28].....	30
Fig 3.2 : Endommagement correspondant [28].....	31
Fig 3.3 : Calcul pushover et courbe de capacité	32
Fig 3.4 : Courbe de capacité [29]	33

Chapitre 4 : Modélisation

Fig4.1 : Orientation, conventions et positions des points de Gauss des éléments de poutre ...	37
Fig4.2 : Modèles bilinéaires et Takeda pour la flexion et l'effort.....	39
Fig4.3 : Loi moment- courbure bilinéaire sans écrouissage/avec écrouissage	42
Fig4.4 : Loi moment- courbure simplifiée	42
Fig4.5 : poussage (Pushover) uniforme.....	43
Fig4.6 : poussage (Pushover) triangulaire.....	44
Fig 4.7 : portique R+2	46

Chapitre 5 : Simulation et interprétation des résultats

Fig 5.1: Comparaison Déplacement/Temps.....	46
Fig. 5.2: comparaison Déplacement/Temps	47
Fig. 5.3 : comparaison Déplacement/Temps	48
Fig. 5.4 : comparaison Déplacement/Temps	49
Fig. 5.5 : comparaison Force-déplacement	50
Fig. 5.6 : comparaison Force-déplacement	51
Fig. 5.7 : comparaison Force/déplacement	52
Fig 5.8 : comparaison Force/déplacement	53
Fig 5.9 : chargement rectangulaire bilinéaire (déplacement-temps)	54
Fig 5.10 : Chargement triangulaire bilinéaire (déplacement-temps)	54
Fig 5.11 : chargement rectangulaire bilinéaire (force-déplacement)	55
Fig 5.13 : Chargement rectangulaire tri linéaire (déplacement-temps)	56
Fig 5.14 : Chargement triangulaire tri linéaire (déplacement-temps)	56
Fig5.15 : Chargement rectangulaire tri linéaire (force-déplacement)	57
Fig 5.16: Chargement triangulaire tri linéaire (force-déplacement)	57

Liste des figures

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Généralités sur le séisme

Tableau 1.1 : Classification des séismes selon l'échelle de Richter	8
Tableau 1.2 : Echelle des intensités de Mercalli modifiée	9
Tableau 1.3 : Récapitulatif des séismes d'Algérie depuis 640 ans	14

Chapitre 4 : Modélisation

Tableau 4.1 : Système d'unité	34
-------------------------------------	----

1. Introduction

Parmi les risques naturels, les tremblements de terre restent les plus impressionnants et les plus ravageurs en raison des bilans de dommages, aussi bien humains que matériels, pouvant être enregistrés après un sinistre.

Lorsque des séismes ont frappé un pays au long des périodes passées ils continueront à se manifester dans l'avenir. C'est le cas pour l'Algérie.

La grande question qui s'est toujours posée et qui se pose toujours à l'homme est : comment réagir face à cette calamité ? Peut-on prévoir le séisme ? Le fait de la prévoir suffit-il à résoudre tout.

Dans le cadre de la prévention et de la réduction du risque sismique, les structures vulnérables existantes nécessitent une analyse avant d'être exposées à une action sismique.

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse *Pushover*, a été développée au cours des vingt dernières années et qui est devenue la procédure d'analyse privilégiée pour la conception et l'évaluation des performances sismiques puisque cette procédure est relativement simple en prenant en considération le comportement post-élastique. Toutefois, la procédure implique certaines approximations et simplifications ainsi que certaines variations dans la prévision de la demande sismique de l'analyse *Pushover*.

La méthode d'analyse *Push over* est largement utilisée pour la conception et l'évaluation des performances sismique ; ses limites, ses faiblesses et la précision de ses prévisions en application courante, qui doit être identifiée par l'étude des facteurs qui influent sur les prévisions de *Push over*. En d'autres termes, l'applicabilité de la méthode d'analyse *Push over* dans la prévision des demandes sismiques devrait être étudié pour les structures à petites, moyennes et grandes hauteurs en identifiant certaines questions telles que le comportement des éléments de modélisation non linéaire.

Le schéma de calcul de la procédure, les variations des prévisions de divers modèles des charge latéraux utilisée dans la méthode d'analyse *Push over*, l'efficacité des modèles de charge latérale dans la représentation des effets des modes supérieurs et l'évaluation précisent le déplacement cible à laquelle la prévision de la demande sismique est effectuée selon la même procédure.

2. Problématique

Les chercheurs utilisent les modèles globaux pour reproduire le comportement expérimental (réel), le choix du modèle le plus performant parmi les modèles présentés dans la littérature est délicat. Parmi ces modèle le modèle bilinéaire et le modèle tri linéaire qui sont implémenté dans le code éléments Castem2000.

Le modèle à choisir pour certaines simulations est vraiment complexe. D'où la nécessité d'étudier l'influence de ces modèles de comportement sur la réponse globale des structures auto stables en béton armé.

3. Objectifs du mémoire

Notre travail consiste en l'étude de l'influence des modèles de comportement non linéaire en particulier le modèle bilinéaire et trilineaire (takeda) et le type de chargement sur

le comportement global d'un portique en béton armé en utilisant le schéma de distribution verticale des forces sismiques horizontale préconisé par l'EUROCODE8.

Pour cela, on appliquera un chargement uniforme (rectangulaire) et triangulaire sur la même structure.

4. Plan du mémoire

Notre mémoire comporte cinq chapitres

- ✓ Chapitre1 : « généralité sur le séisme » comprend un aperçu sur les mouvements sismique en précisant les types de ce dernier, ces caractéristiques, ainsi les différentes ondes sismiques et ces mécanismes ;
- ✓ Chapitre 2 : « comportement des structures en portique » ce chapitre est consacré aux comportements des éléments (poteaux-poutre), en suite on s'est intéressé aux rotules plastiques ainsi les mécanismes de ruines qu'elles causent ;
- ✓ Chapitre3 : « Analyse Pushover » donne un aperçu sur la méthode d'analyse statique non linéaire 'Pushover' ;
- ✓ Chapitre4 : «Modélisation » cette partie du mémoire est destinée à la présentation du logiciel utilisé, et la procédure de résolution d'un problème avec Castem 2000 ;
- ✓ Chapitre5 : « simulation et interprétation des résultats» l'ensemble de tous les résultats de l'analyse ont été présentés dans ce chapitre ;
- ✓ Conclusion ;
- ✓ Références.

Chapitre 1

Généralités sur le séisme

Plan du chapitre 1

1 .Introduction	4
2. Qu'est ce qu'un séisme	4
3. origines du séisme	4
3.1. Séisme tectonique	4
3.2. Les séismes d'origine volcanique.....	4
3.3. Les séismes d'effondrement	5
4. Quels sont les paramètres d'un séisme ?.....	5
4.1. Hypocentre et épigentre	5
5. les ondes sismiques	5
5.1. Les ondes de compression (P) (primaires)	6
5.2. Les ondes de cisaillement (S et L).....	6
5.3. Les ondes de Rayleigh (R).....	6
6. Comment mesure-t-on les séismes ?.....	7
6.1. La magnitude	7
- Classification sismique selon la magnitude	8
6.2. L'Intensité.....	8
7. Mécanismes de rupture.....	10
7.1. Définition des failles.....	10
7.2. Types des failles	11
7.2.1. Failles normales.....	11
7.2.2. Failles inverses	11
9. Aléa sismique	14
9.1. Caractérisation de l'aléa sismique	14
9.2. Risque sismique.....	Erreur ! Signet non défini.

1 .Introduction

Les séismes apparaissent comme une manifestation perceptible de phénomènes qui se poursuivent à l'échelle des temps géologiques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant.

La seule protection réellement efficace est la construction parasismique est basée sur le choix du site, une bonne conception architecturale et un respect des règles parasismiques, enfin exécution de qualité.

2. Qu'est ce qu'un séisme

Un séisme ou tremblement de terre est la libération brusque d'énergie dans la croûte terrestre, lorsque le seuil de rupture mécanique des roches en profondeur est atteint. C'est la conséquence d'une accumulation d'énergie le long de failles, zones de faiblesse de la croûte où se libère cette énergie. Ce phénomène d'accumulation est cyclique et résulte directement du mouvement des plaques à la surface de l'asthénosphère, considérée comme ductile. Le séisme génère à la surface du sol des vibrations pouvant atteindre des amplitudes centimétriques à décimétriques et des accélérations de quelques centièmes à plusieurs dixièmes de l'accélération de la pesanteur g , sur des durées qui varient de quelques secondes à plusieurs minutes.

Le choc principal représente la secousse sismique dont la magnitude est la plus élevée sur une série d'enregistrement et les répliques sont de faibles secousses qui suivent généralement un choc principal. Elles peuvent durer quelques jours à quelques mois [1].

3. origines du séisme

Ils peuvent être d'origine artificielle comme les séismes induits par l'activité humaine (tires d'exploration sismiques, et ces nucléaires sous terrains), ou d'origine naturelle comme les séismes tectoniques, les séismes volcaniques et les séismes d'effondrements [2].

3.1. Séisme tectonique

Les séismes tectoniques sont de beaucoup les plus communs. Ils se produisent lors de la rupture soudaine des roches sous l'influence de différentes forces géologiques. Les séismes tectoniques sont scientifiquement importants parce qu'ils permettent d'étudier l'intérieur de la terre ; ils ont une importance redoutable, parce que se sont eux qui présentent le plus de risques [1].

3.2. Les séismes d'origine volcanique

Les séismes volcaniques, sont ceux qui se produisent en même temps qu'une activité volcanique, séismes et éruptions volcaniques résultent alors tous deux des forces tectoniques agissant sur les roches et qu'ils ne se produisent pas forcément ensemble. Le mécanisme de production des ondes sismiques est probablement le même au cours des séismes volcaniques et au cours des séismes tectoniques, seule la radiation de ces ondes sismiques est souvent différente [1].

3.3. Les séismes d'effondrement

Les séismes d'effondrement forment une troisième catégorie. Ce sont de petits séismes qui se produisent dans des régions au sous-sol troué de cavernes et de mines. La cause immédiate de la secousse est l'effondrement du toit de la caverne ou de la mine. Une forme particulière de ce phénomène s'appelle « coup de toit ». Cela arrive quand les contraintes en jeu près des mines en activité amènent de grandes masses de roches à se détacher du front de mine de façon explosive, ce qui produit des ondes sismiques.

4. Quels sont les paramètres d'un séisme ?

4.1. Hypocentre et épïcentre

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme **foyer** ou **hypocentre**, le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que la **zone épïcentrale** désigne la portion de surface terrestre à la verticale du foyer. Il s'agit généralement de la zone géographique où le maximum des effets du séisme est observé [1].

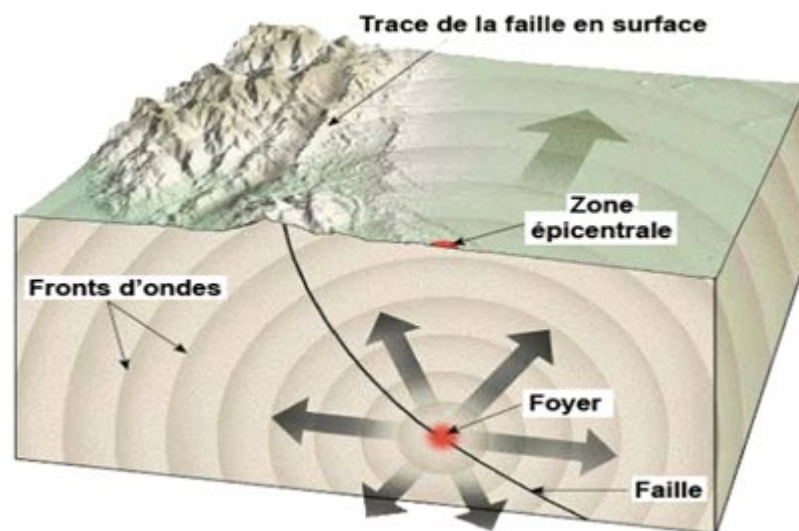


Figure 1.1 : Hypocentre et zone épïcentrale d'un séisme

5. les ondes sismiques

L'essentiel des effets des séismes provient des vibrations associées aux ondes émises par le glissement soudain des deux lèvres de la faille [3]. Ces vibrations peuvent être caractérisées par :

Leur fréquence (pouvant aller de 0.01 à 50 Hz),

Leur amplitude

Les ondes qui les propagent sont elles caractérisées par :

Leur type (par exemple compression ou cisaillement),

Leur vitesse de propagation.

Les ondes sismiques provoquent des déformations élastiques (fig1.2), qui dans un milieu isotrope peuvent être caractérisées, par le type de mouvement qui affecte les particules le constituant [5]. Elles sont classées selon plusieurs types (voir Fig1.3)

5.1. Les ondes de compression (P) (primaires)

Ce sont les plus rapides ; elles correspondent à un mouvement de compression et de détente dans la direction de propagation de l'ébranlement [5]. Elles sont encore appelées ondes longitudinales.

5.2. Les ondes de cisaillement (S et L)

Elles sont cantonnées au milieu solide. La direction de déplacement des particules est perpendiculaire à celle du déplacement de l'onde. La déformation s'effectue dans un plan perpendiculaire au cheminement de l'onde : les particules sont affectées de mouvements en cisaillement. Les ondes L se déplacent horizontalement dans les niveaux de surface. Les ondes S (secondes), plus lentes que les ondes P ; correspondent à un mouvement du sol transversal à la direction de propagation de l'ébranlement. Ce sont des ondes de cisaillement ou ondes transverses.

5.3. Les ondes de Rayleigh (R)

Le mouvement des particules s'effectue dans une ellipse à grand axe vertical et à petit axe dans la direction de déplacement de l'onde. Le sens de déplacement des particules est rétrograde par rapport à celui de l'onde. Ce type d'onde est cantonné dans les niveaux de surface [6].

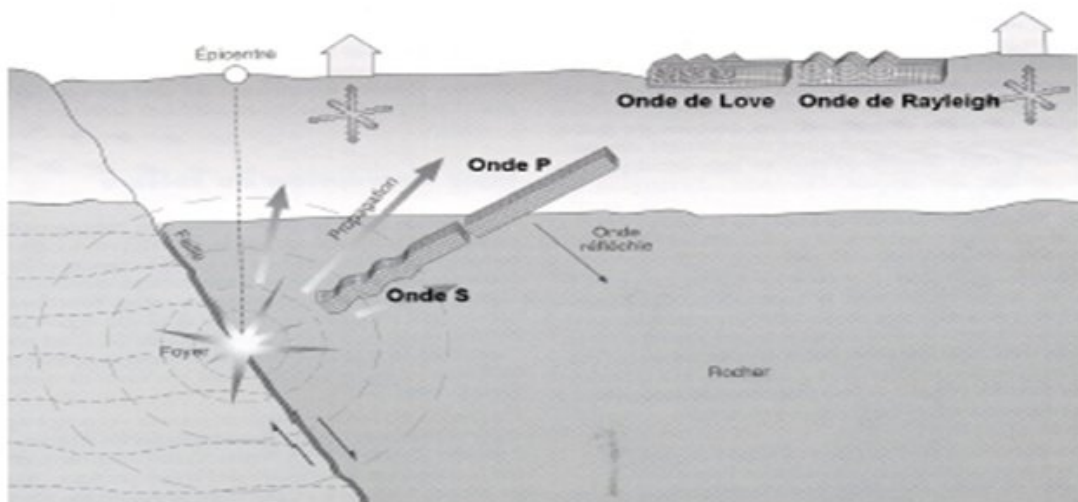


Figure1.2 : Ondes sismique

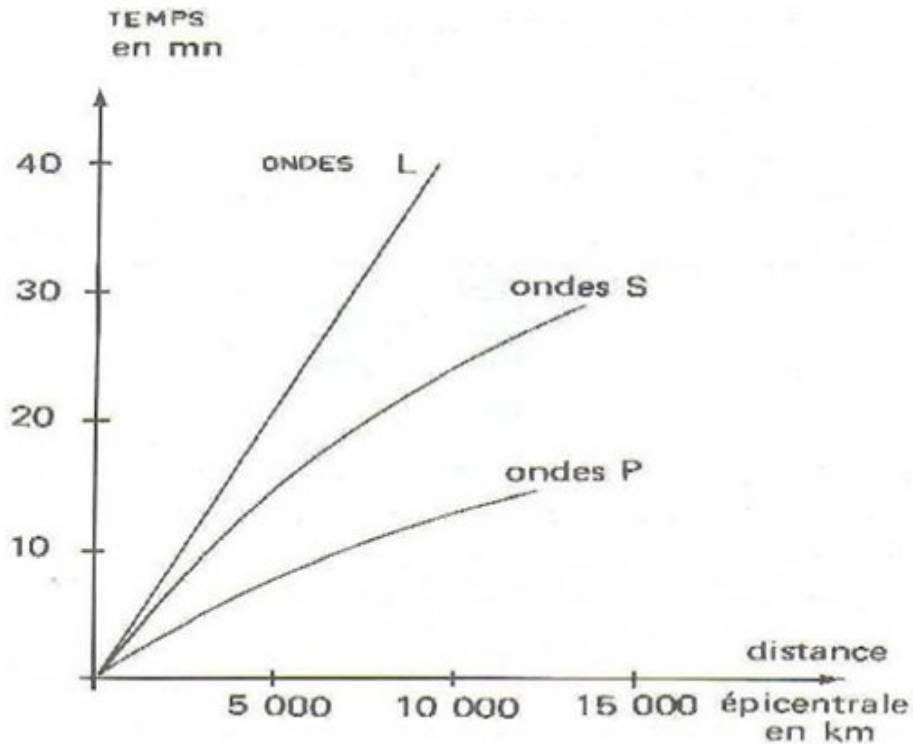


Figure 1.3 : Influence du temps sur la propagation des ondes sismique

On constate que :

Les ondes P et S ont des vitesses qui croissent avec les distances parcourues. Etant entendu que la vitesse de propagation d'une onde est fonction de la densité du milieu traversé, on en déduit que ces ondes traversent les couches profondes du globe et circulent dans les milieux denses, différents de ceux de la surface.

Les ondes L ont des vitesses constantes ; on en déduit que le milieu parcouru ne change pas de propriétés avec l'éloignement du foyer.

6. Comment mesure-t-on les séismes ?

6.1. La magnitude

La magnitude dite de Richter instaurée par ce dernier en 1935 est basée sur la mesure de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme. La magnitude est définie comme le logarithme décimal de cette valeur. Cette définition très générale montre bien le caractère empirique de cette mesure qui dépend d'une part du type de sismomètre et d'autre part du type d'élaboration graphique utilisée pour la réalisation du sismogramme sur lequel se fait la mesure. Cette dernière est aussi très variable d'une station sismique à l'autre car la radiation sismique d'un séisme n'est pas toujours homogène. Il existe plusieurs échelles de magnitude (Magnitude locale ML, Magnitude de durée MD, Magnitude des ondes de surface MS, Magnitude des ondes de volume MB, etc...) [2].

- Classification sismique selon la magnitude

En étudiant statistiquement les effets et les magnitudes de l'ensemble des séismes ayant été enregistrés jusqu'à présent, une classification des séismes selon la magnitude a été proposée. Le tableau suivant synthétise cette classification en donnant un aperçu sur la fréquence d'occurrence des séismes.

Tableau 1.1 : Classification des séismes selon l'échelle de Richter

Description	Magnitude	Effets	Fréquence
Micro	moins de 1,9	Micro tremblement de terre, non ressenti.	8 000 par jour
Très mineur	2,0 à 2,9	Généralement non ressenti mais détecté/enregistré.	1 000 par jour
Mineur	3,0 à 3,9	Souvent ressenti sans causer de dommages.	50 000 par an
Léger	4,0 à 4,9	Secousses notables d'objets à l'intérieur des maisons, bruits d'entrechoquement. Les dommages restent très légers.	6 000 par an
Modéré	5,0 à 5,9	Peut causer des dommages significatifs à des édifices mal conçus dans des zones restreintes. Pas de dommages aux édifices bien construits.	800 par an
Fort	6,0 à 6,9	Peut provoquer des dommages sérieux sur plusieurs dizaines de kilomètres. Seuls les édifices adaptés résistent près du centre.	120 par an
Très fort	7,0 à 7,9	Peut provoquer des dommages sévères dans de vastes zones ; tous les édifices sont touchés près du centre.	18 par an
Majeur	8,0 à 8,9	Peut causer des dommages très sévères dans des zones à des centaines de kilomètres à la ronde. Dommages majeurs sur tous les édifices, y compris à des dizaines de kilomètres du centre.	1 par an
Dévastateur	9,0 et plus	Dévaste des zones sur des centaines de kilomètres à la ronde. Dommages sur plus de 1 000 kilomètres à la ronde.	1 à 5 par siècle

6.2. L'Intensité

L'intensité des tremblements de terre est une échelle utilisée pour l'évaluation de la grandeur d'un séisme. On mesure l'intensité à partir de l'importance des dégâts causés, de l'importance des perturbations qui se sont produites à la surface du sol et des réactions aux secousses des animaux.

Actuellement, lorsqu'on étudie l'intensité d'un séisme, on distribue souvent aux habitants de la région sinistrée des questionnaires relatifs aux descriptions données à chaque degré de l'échelle. A partir des réponses obtenues, on peut dresser des cartes. On délimite alors les zones d'intensité égale par des isoséistes. La carte des isoséistes peut montrer les effets des

couches géologiques sous-jacentes et du terrain superficiel sur l'intensité des secousses et dans beaucoup de cas la position même de la faille causale [2].

Tableau 1.2 : Echelle des intensités de Mercalli modifiée

Intensités	Effets ressentis	Magnitude équivalente
Intensité I	Perçu uniquement par quelques personnes dans des circonstances Particulière ; détecté seulement par des sismographes sensibles.	2 à 3
Intensité II	Perçu par quelques personnes au repos et/ou se trouvant dans des étages élevés de grands immeubles (balancement d'objets).	
Intensité III	Perçu par des personnes à l'intérieur des édifices. A l'extérieur, rien n'est ressenti.	
Intensité IV	Perçu par la plupart des gens à l'intérieur des édifices et par certains à l'extérieur.	4
Intensité V	Perçu par personne tout le monde.les personnes sommeillant se réveille.	5
Intensité VI	Perçu par tout le monde aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur des bâtiments .effet de panique(marche troublée) ; déplacement de meubles ; claquement de portes ; dommages légers.	
Intensité VII	Les personnes ont du mal à se tenir debout. Les conducteurs sentent Les secousses dans leurs véhicules. Dommages minimes à moyens chez Les bonnes constructions ordinaires, importants chez les mauvaises Constructions.	6
Intensité VIII	Dommages légers aux constructions parasismiques, importants pour Les constructions solides ordinaires avec effondrements possibles.	7
Intensité IX	Tous les immeubles subissent de gros dommages. Edifices déplacés sur Leurs fondations, fissuration du sol, bris des canalisations souterraines.	
Intensité X	Destruction de la plupart des constructions.sol fortement fissuré. Génération de plusieurs glissements de terrain.	8
Intensité XI	Effondrement de la plupart des constructions. Destruction de ponts, Rails tordus, larges fissures dans le sol.	9
Intensité XII	Changement du paysage. Ondulations visibles à la surface du sol. Objets projetés dans l'air.	

7. Mécanismes de rupture

7.1. Définition des failles

Une faille est une cassure accompagnée d'un mouvement relatif de deux compartiments qu'elle détermine dans les terrains qu'elle affecte. On distingue [5]

Les diaclases: qui sont des cassures sans déplacement visible.

Les flexures: qui sont de brusques changements de pentages selon une surface déterminée, mais sans rupture : il arrive souvent qu'une flexure résulte de l'amortissement d'une faille dans les couches sédimentaires (Voir Fig1.4).

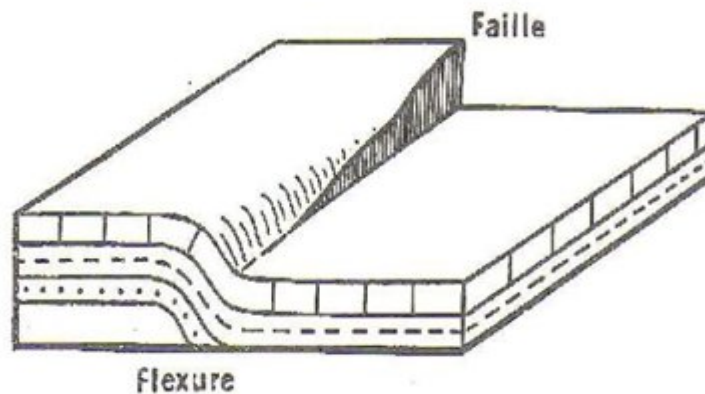


Figure 1.4 : Schéma des caractéristiques relatives d'une faille et d'une flexure
Comme l'indique la Fig1.5, le mouvement d'une faille donne naissance à :

- ✓ Un plan de faille, qui est une surface le long de laquelle s'est fait le déplacement,
- ✓ Un toit de faille, qui est le compartiment situé au dessus du plan de faille,
- ✓ Un mur de faille, qui est le compartiment situé sous le plan de faille [4],

Un rejet est une distance qui sépare deux points situés de part et d'autre du plan de faille, et qui étaient en contact avant la cassure. On en mesure surtout les composantes verticale et horizontale.

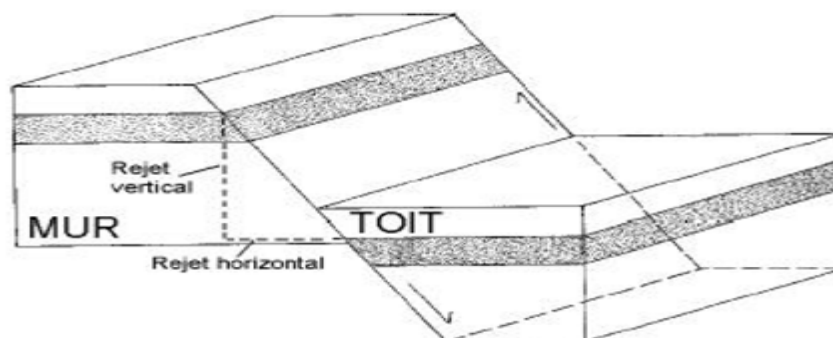


Figure 1.5 : Caractéristiques d'une faille

7.2. Types des failles

7.2.1. Failles normales

La composante horizontale du glissement correspond à un écartement qui s'accompagne de l'affaissement d'un des blocs par rapport à l'autre. Ces failles se rencontrent dans les régions étirées et amincies comme les dorsales médio-océaniques et les rifts continentaux. Sur le terrain, l'escarpement de faille est un bel exemple du jeu d'une faille normale. Cet escarpement déchire la steppe et correspond à un affaissement de plusieurs mètres du bloc aval par rapport au bloc amont.

7.2.2. Failles inverses

La composante horizontale du glissement correspond cette fois à un rapprochement qui s'accompagne du chevauchement d'un des blocs sur l'autre. Ces failles se rencontrent dans les régions raccourcies et épaissies comme au front des chaînes de montagne.

7.2.3. Failles de décrochement

Le troisième type de faille correspond à un plan vertical sur lequel se produit un glissement horizontal. Ces failles que l'on appelle décrochements ne créent généralement pas de reliefs car les déplacements se font parallèlement à la surface de la terre. Pour un observateur arbitrairement placé sur l'un des blocs, on parle de décrochement dextre lorsque l'autre bloc auquel il fait face, se déplace vers sa droite, et de décrochement sénestre lorsqu'il se déplace vers sa gauche. Voir les figures (Fig1.6, Fig1.7, Fig1.8)[7].

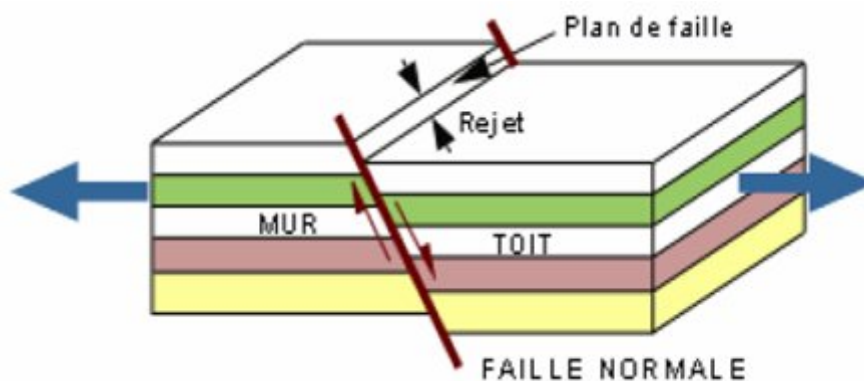


Fig1.6 : Déformation cassante – Régimes extensif

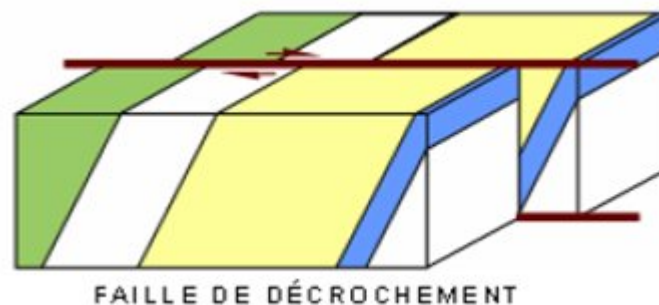


Fig1.7 : Déformation cassante – Régimes coulissant

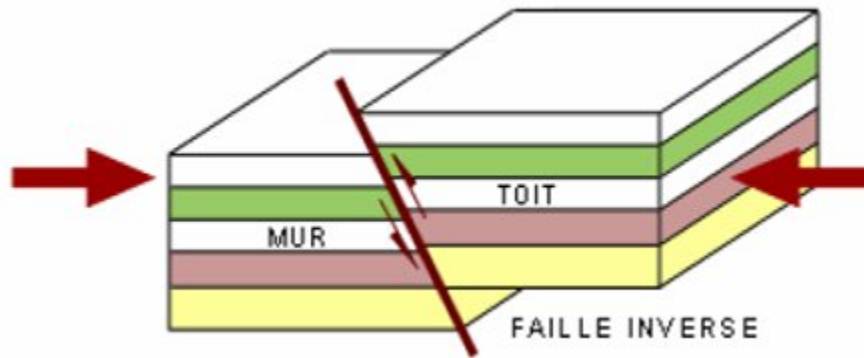


Fig1.8 : Déformation cassante – Régimes compressif

8. Les séismes en Algérie

La sismicité a toujours suscité l'intérêt des hommes de sciences, qui depuis l'antiquité ont jugé important de consigner dans des écrits les événements sismiques. En Algérie l'étude de l'historique des séismes ne nous a pas permis de remonter loin dans le temps puisque les premiers écrits remontent au XIV^e siècle. Si nous tenons compte des manuscrits historiques des pays voisins tels que l'Espagne, la France, l'Italie, le Maroc et la Tunisie, il peut être fait référence à des événements sismiques de l'époque romaine mais ces événements restent trop imprécis pour qu'ils soient pris en considération.

- Historique :

La sismicité de l'Algérie du nord est maintenant connue depuis 1365, date du séisme qui frappa la ville d'Alger. Les nombreux travaux qui se sont intéressés à l'historique de la sismicité ont donné lieu à une série de catalogues. Ces catalogues montrent que la sismicité est concentrée dans la région nord du pays.

Plusieurs séismes importants se sont produits au cours de l'historique touchant parfois sévèrement des villes comme Alger (1716), Oran (1790), Blida (1825), Ténès (1891), (**Fig 1.9**). La connaissance de la sismicité s'est nettement améliorée avec la mise en place depuis le début du vingtième siècle des stations sismologiques autonomes (Alger, Tlemcen, Sétif, ...) puis du réseau téléométré installé à partir de 1990.

Le séisme du 21 mai 2003 dans la région d'Alger est l'expression du séisme type qui peut affecter une grande partie de l'Afrique du Nord, en particulier l'Algérie [8]. Les séismes les plus importants qu'a connus notre pays sont résumés dans la figure (**tableau 1.3**).

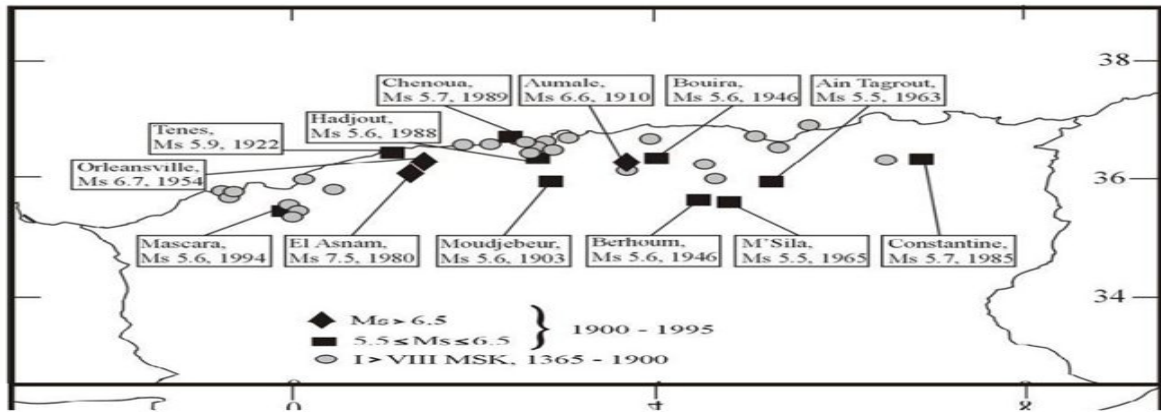


Figure 1.9 : Sismicité au XX^{ème} siècle en Algérie

Tableau 1.3 : Récapitulatif des séismes d’Algérie depuis 640 ans

Lieu	Année	Magnitude (Richter)	Intensité(MSK)	Décès
Alger	1365		Sup à VIII	
Alger	1716		Sup à VIII	20.000
Alger	1722		Sup à VIII	
Cherchell	1735		Sup à VIII	
Hadjout	1756		Sup à VIII	
Oran	1790		Sup à VIII	
Koléa	1802		Sup à VIII	
Cherchell	1847		Sup à VIII	
Mitidja	1867		Sup à VIII	
Anumale	1910	6,4		
Tenes	1922	5,9		
Berhoum	1946	5,6		
Bouira	1946	5,6		
Orléon ville	1954	6,7		1000
Ain Tagrout	1963	5,5		
M'Sila	1965	5,5		
El Asnam	1980	7,5		5000
Constantine	1985	5,7		
Hadjout	1988	5,6		
Chenoua	1989	5,7		70
Médéa	1990à1996	5 à 6		
Mascara	1994	5,6		

9. Aléa sismique

L'aléa sismique peut être défini comme étant la probabilité qu'un événement sismique d'une certaine intensité survienne au cours d'un intervalle de temps donné. Il est calculé à partir de la répartition statistique de l'ensemble des tremblements de terre historiques répertoriés [9]. Selon la terminologie actuelle, l'aléa sismique est une estimation probabiliste des conséquences d'un tremblement de terre, mais limitée aux mouvements de sol susceptibles de se produire, sans référence à leur action sur les constructions [10].

Dans une région sismique donnée, il se produit de nombreux tremblements de terre au fil du temps et on constate qu'il existe une relation entre la magnitude de ces séismes et leur fréquence d'apparition : les petits séismes sont nombreux, les gros sont rares [11].

Des lois statistiques ont été établies par différents chercheurs, dont Gutenberg-

Richter, Ambraseys. Une fois que la loi (magnitude - fréquence d'apparition) est connue pour une région donnée, il est possible de définir l'aléa sismique à utiliser dans les projets de construction, à condition de définir la probabilité d'arrivée du séisme contre lequel on décide de se prémunir. Ce choix doit résulter d'une balance entre sécurité et coût, car plus la probabilité d'arrivée du séisme choisie est faible, plus le niveau d'action et le coût de l'aspect parasismique de la construction sont élevés.

9.1. Caractérisation de l'aléa sismique

La pratique actuelle d'évaluation de l'aléa sismique en France pour les installations à risque (installations nucléaires et chimiques, barrages) est une approche déterministe. Cette approche estime le niveau d'accélération qui serait produit par le plus fort séisme historique ramené au plus près du site, augmenté d'une marge de sécurité.

Cette marge est définie en augmentant d'un demi-degré la magnitude du séisme retenu [12].

Pour pouvoir estimer l'aléa sismique, il faudra estimer :

La taille de la faille,

La vitesse de déformation,

La magnitude du séisme.

Plan du chapitre 2

2.1.1. Structure en portique (poteau-poutre).....	16
2.2. Comportement des éléments d'ossatures auto stables.....	16
2.2.1. Comportement des éléments poutres	17
2.2.2. Comportement des éléments poteaux	18
2.3.1. Lois Force-Déplacement généralisées associées aux poutres et poteaux	19
2.3.2. Définition des performances.....	20
2.4. Spécification pour les nœuds.....	21
2.5. Comportements des nœuds poutres- poteaux	22
2.5.1. Comment favoriser la plastification des éléments horizontaux avant celle des éléments verticaux ?	22
2.6. Les rotules plastiques	22
2.7. Les mécanismes de ruines	23
2.7.1. Définition des mécanismes de ruine	23
2.7.2. Pathologie des structures en portique auto-stables avec remplissage en maçonnerie	26
2.7.2.1 Interaction panneau-poteau dans le plan du portique	26
2.7.2.2. Sollicitation des poteaux d'angle.....	28

2.1. Différents type de structures en béton armé

Différents type de structures en béton armé existent : Structure mixte (portique + voile), Voiles en béton armé et structure en portique (poteau-poutre) dont cette dernière sera le sujet de notre étude.

2.1.1. Structure en portique (poteau-poutre)

Les structures en portique sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales.

L'ossature en portique en béton armé (contreventement par portique) conçue et réalisée de manière habituelle est très vulnérable aux séismes. En cas de séisme fort le béton qui se trouve dans les zones les plus sollicitées de la structure (nœuds) éclate.



Fig. 2.1 : Eclatement de zones critiques, extrémités des poteaux et poutres.

2.2. Comportement des éléments d'ossatures auto stables

Les ossatures auto stables sont constituées de portiques en béton armé obtenues par assemblage d'éléments poutres et poteaux.

Les poutres sont des éléments horizontaux sollicités en flexion. Les poteaux permettent de reprendre les efforts verticaux dus aux poids propre ou des sollicitations extérieures. Ils sont sollicités en flexions composées.

Pour ces éléments le comportement et le mode de rupture sont gouvernés soit par la flexion, soit par l'effort tranchant et l'intensité de l'effort normal.

Pour les éléments du bâtiment élances, le comportement est gouverné par la flexion. La rupture se produit généralement dans la zone du moment fléchissant maximal (zones des rotules plastiques). Leurs ductilités sont généralement assez importantes. Pour les éléments peu élances, le comportement est dominé par l'effort tranchant, leurs ductilités sont généralement assez faibles.

2.2.1. Comportement des éléments poutres

Les éléments poutres sont généralement soumis à la flexion simple, sans effort normal. La revue bibliographique montre que la majorité des études expérimentales sont portées sur des consoles, en béton armé, qui représentent la moitié des poutres courantes dans les structures réelles, parmi ces études, on peut citer :

- Les essais de Brown et Jirsa [13] ;
- Les essais de Wight et Soze [14].

Tous ces essais ont portés sur des séries consoles élancées, de section rectangulaire, soumises à un chargement cyclique en flexion simple, les paramètres d'études sont le ferrailage et l'élancement. A partir de ces essais nous avons fait les constatations suivantes :

- Le comportement des poutres est non linéaire dès que la charge dépasse la résistance du béton à la traction. L'aire des boucles d'hystérésis caractérisant la capacité d'absorption et de dissipation d'énergie croît au fur et à mesure que la charge augmente.

- La dégradation de la rigidité est due, essentiellement à la fissuration du béton. Cette dégradation est amplifiée par l'effet de Bauschinger, la détérioration de l'adhérence acier-béton et le cisaillement dans la section critique. L'allure des boucles d'hystérésis devient plus pincée lorsque le cisaillement est important.

La disposition des armatures en diagonales permet un meilleur comportement d'hystérésis, comme on peut le constater sur les figures (Fig2.2 et Fig2.3) tirées des essais de Bertero et Popov.

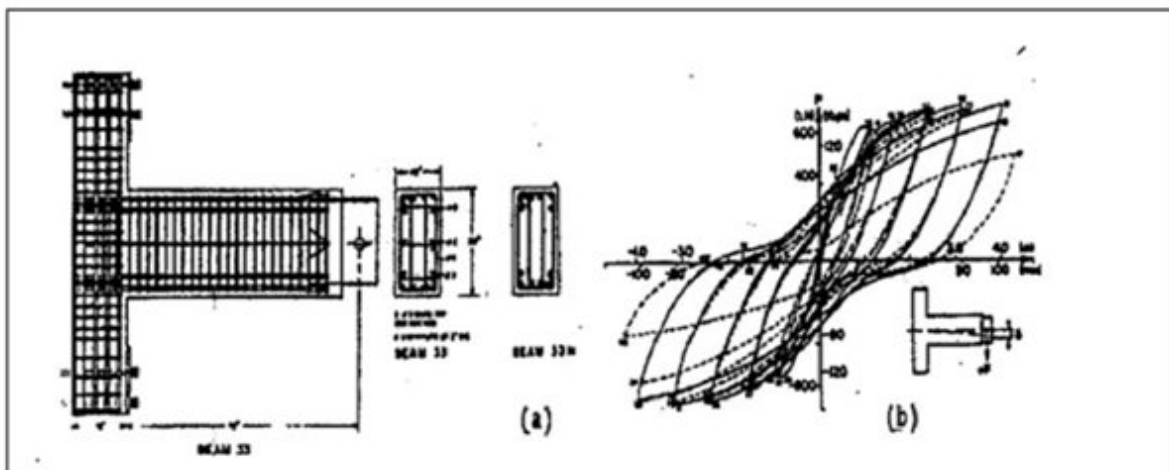


Fig. 2.2 :(a) Poutre ferrillée normalement ; (b) boucles d'hystérésis.

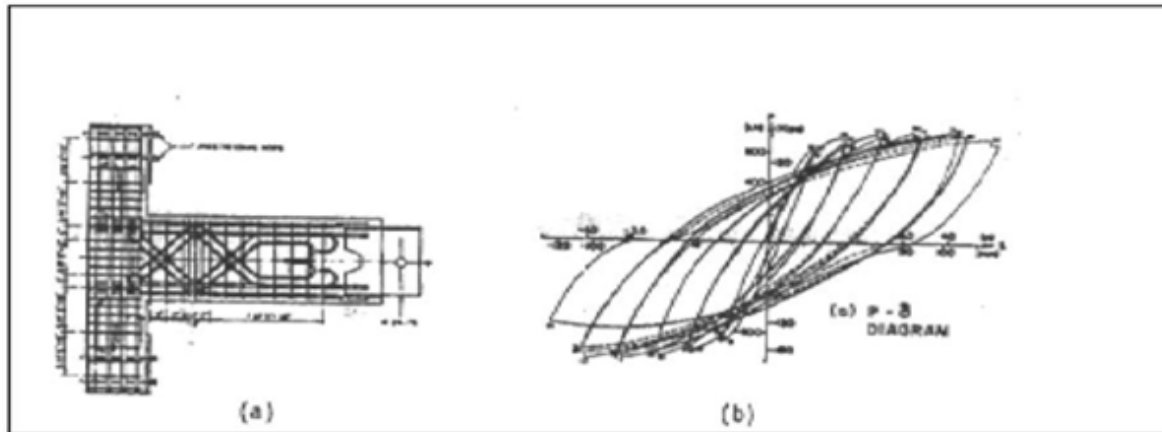


Fig. 2.3 : (a) poutre ferrillée normale ;(b) boucles d'hystérésis.

2.2.2. Comportement des éléments poteaux

La différence entre les éléments poutres et les éléments poteaux est l'existence de l'effort normal pour ces derniers, Le comportement des poteaux, en béton armé, sous chargement cyclique alterne, en tenant compte du paramètre effort normal, a été étudié expérimentalement par plusieurs auteurs. Dans ce cadre, on peut citer les travaux suivant :

- Essai de Kaverchine et Grelat [15].
- Essai de Park, Priestley et Gill [16]
- Assai d'Abram [17]
- Essais Saataggiolu et Ozcebe [18]

Ces essais ont portés sur des poteaux en béton armé, de section carrée ou rectangulaire, Soumis à des sollicitations cycliques en flexion composées. Les paramètres considérés sont l'intensité de l'effort normal, la disposition et l'espacement des armatures transversales. Ces essais ont mis en évidence l'influence de l'espacement des cadres sur la forme de la rupture finale et sur la courbe charge-flèche au delà de la charge maximale.

Au cours des premiers cycles de chargement – déchargement, on a constaté une fissuration sur les deux cotés tendus successivement par la flexion, avec une dissipation d'énergie d'autant plus importante que la sollicitation est plus élevée au cours du premier cycle. Lorsque l'effort normal est faible, la rupture est caractérisée par la plastification des armatures dans la zone tendue et fissurée. Pour un effet normal important, la rupture est obtenue par écrasement du béton dans la zone comprimée.

2.3. Comportement non linéaire des poutres et des poteaux

Les poutres et poteaux en béton armé sont caractérisés par des lois de comportement non linéaire en flexion et en cisaillement.

- Les poutres sont modélisées par des éléments poutre élastique avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités.

- Les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte des lois de la variation du moment résistant de la section du béton armée du poteau en fonction de l'effort normal sollicitant ce dernier.

2.3.1. Lois Force-Déplacement généralisées associées aux poutres et poteaux

La fig. 2.4 ci-dessous montre la courbe non-linéaire typique idéalisée utilisée pour définir les paramètres de modélisation des poutres et poteaux du portique et les critères d'acceptations liés aux niveaux de performance de la structure.

La courbe est composée d'une réponse linéaire entre les points A et B. la pente entre les points B et C est en générale, prise égale à un faible pourcentage de la pente élastique (pente du segment AB). Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 à 10%. Le point C a une ordonnée représentant la résistance ultime de l'élément et une abscisse égale à la déformation à partir de laquelle la dégradation de la résistance de l'élément s'initie (ligne CD).

Au-delà du point D, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point E où elle vaut c . Pour des déformations supérieures au point E, la résistance de l'élément est considérée nulle.

La fig. 2.4 montre également la déformation a et b en relation avec la courbe non linéaire idéalisée, qui sont jugées acceptables pour les différent niveaux de performance de la structure, désignés par les paramètres IO, LS, et CP qui seront définies ci après.

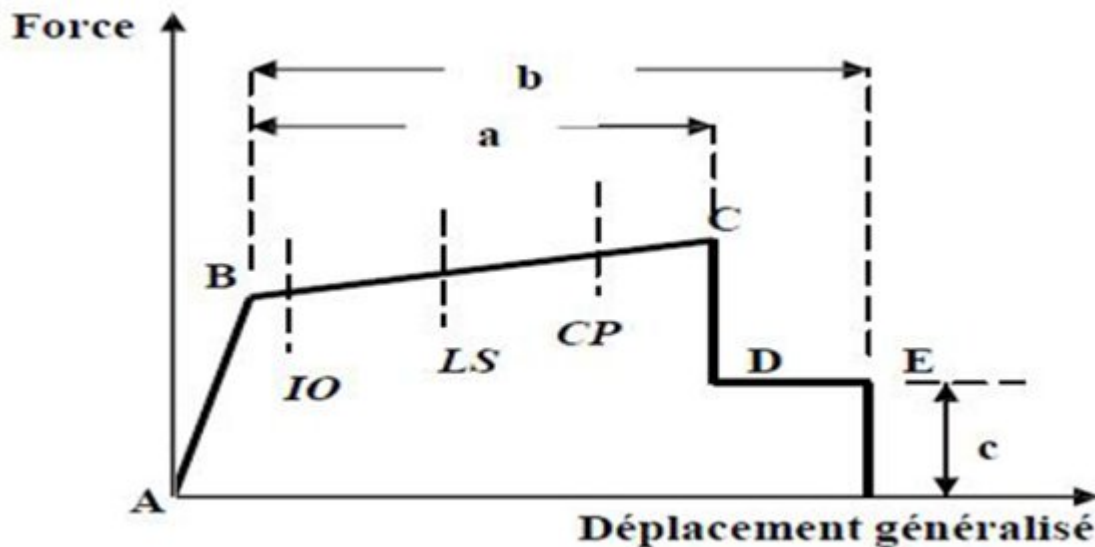


Fig. 2.4 : Loi force- déplacement non- linéaire idéalisée pour les poutres et poteaux.

- Niveau **IO**=Immédiate **O**ccupancy (occupation immédiate)
- Niveau **LS**=Life **S**afety (sécurité de la vie)
- Niveau **CP**=Collapse **P**révention (prévention de la ruine)

Au niveau **Immédiate Occupancy**, les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance.

Au niveau **Life Safety**, la structure a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.

Au niveau **Collapse Prévention**, la structure a subi des dommages extrêmes. Si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut subir une instabilité et s'effondrer.

2.3.2. Définition des performances

Un niveau de performance décrit une condition limite d'endommagement d'une structure donnée sous une action sismique donnée. Les états limites concernant la vie sauve des occupants ou la sécurité de la structure sont définis comme étant les états limite ultimes, ceux concernant le bon fonctionnement et l'occupation sans danger de la structure avec endommagement des éléments secondaires sont les états limite de service. D'autres états intermédiaires peuvent être considérés. L'Eurocode 8 ainsi que le RPA 99 considèrent deux états limite à savoir:

- Etat de non endommagement local considéré comme état limite ultime qui assure la vie sauve des occupants sous une action sismique rare.
- Etat d'endommagement léger des éléments secondaires ainsi que l'occupation et le fonctionnement de la structure sans danger sous un séisme modéré.

La performance cible peut être un niveau de contrainte à ne pas dépasser, une charge, un déplacement, un état limite ou un état d'endommagement cible. La fig2.5 représente la relation entre les différents niveaux de performance et les états d'endommagement correspondants.

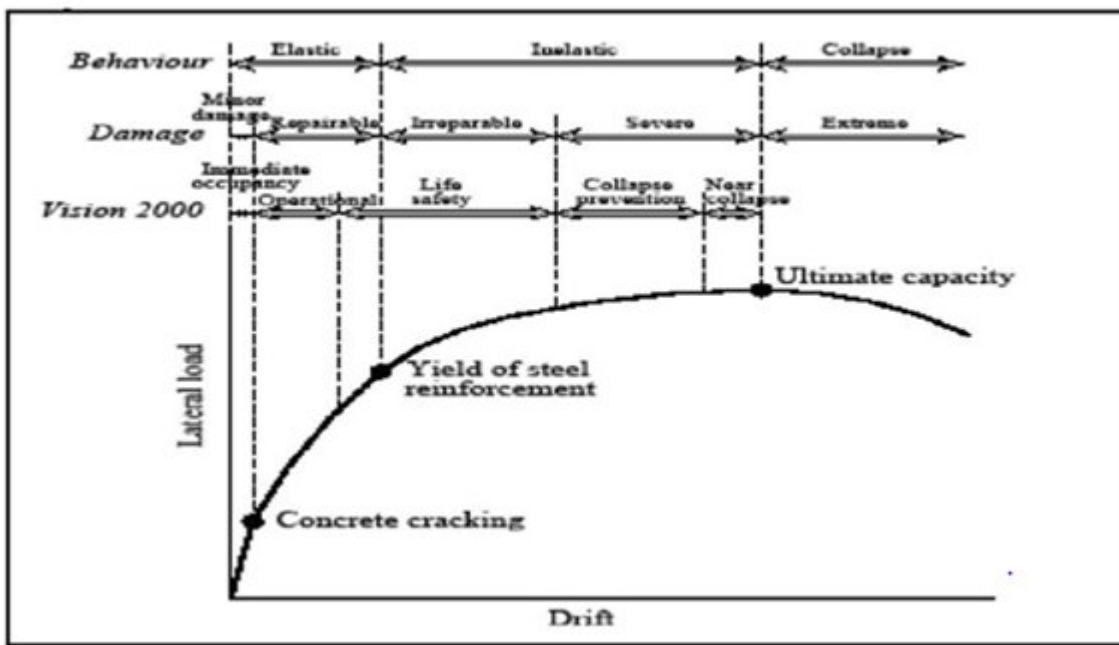


Fig. 2.5 : Performance structurelle typique et niveau d'endommagement associé [19].

- Critères d'acceptation et niveaux de performance de la structure

Pour différentes amplitudes de l'excitation sismique, il s'ensuit des niveaux de déformations dans une structure, de sorte que des éléments de cette dernière vont atteindre et dépasser leur limite élastique. Par conséquent, la structure va subir des dommages sous forme de fissuration, d'instabilités, de rupture de certains de ces éléments. Et lorsqu'un élément structural subit des dommages, sa raideur diminue, et s'ensuit souvent une perte de sa résistance. Lorsque la réponse d'une structure et dans le domaine post-élastique, cette dernière ne reviendra pas à sa condition initiale, et des déformations permanentes subsisteront.

2.4. Spécification pour les nœuds

L'espacement entre les armatures transversales dans les zones critiques d'extrémité des poteaux et des poutres doit être environ tous les 5 cm. Ces armatures au croisement poteau – poutre sont obligatoires, même si que la mise en œuvre est très difficile.

La figure ci-dessous représente une disposition constructive non conforme aux règlements à cause de :

- L'absence des armatures transversales dans les zones critiques d'extrémité des poteaux et des poutres,
- L'absence des armatures transversales dans les nœuds au croisement poteau – poutre,
- La mise en place d'une talonnette en pied du poteau d'environ 5 à 10 cm en mortier de mauvaise qualité.
- Quatre surfaces de reprise de bétonnage en pied et en tête du poteau à cause de la présence des deux talonnettes.

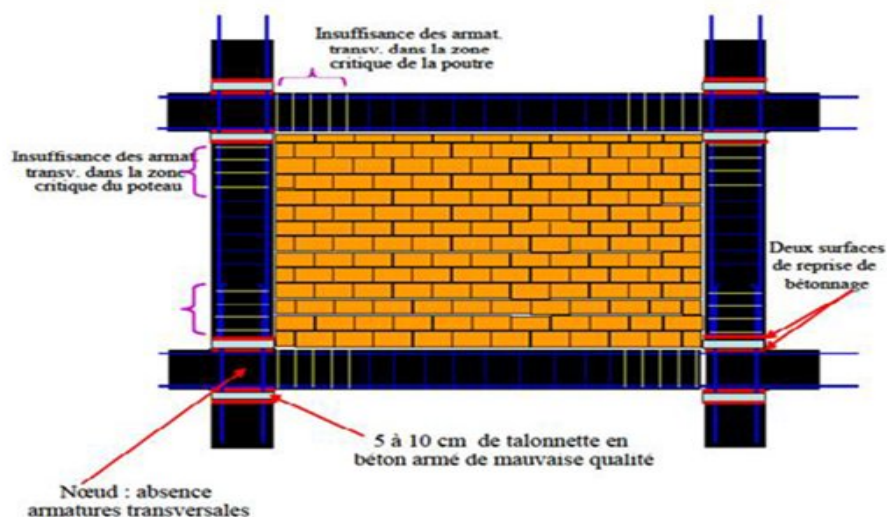


Fig. 2.6 : Dispositions constructive non-conforme aux règles PS 92[20].

2.5. Comportements des nœuds poutres- poteaux

Afin d'avoir un comportement ductile des portiques, vis-à-vis des sollicitations sismiques, les assemblages poutres - poteaux (ou nœuds) sont conçus de façon à obtenir la plastification des éléments horizontaux avant celle des éléments porteurs verticaux.

Le comportement d'un assemblage poutre poteau dépend essentiellement de la géométrie, du confinement du béton et de la résistance au cisaillement de l'assemblage.

2.5.1. Comment favoriser la plastification des éléments horizontaux avant celle des éléments verticaux ?

Le moment de calcul sous la combinaison la plus défavorable incluant la sollicitation sismique a permis de trouver la section et le ferrailage des éléments poutre et poteau formant le nœud. Evidemment le poteau est en flexion composée. Les sections de béton et d'acier retenues sont telles que la justification limite des matériaux est satisfaite.

La construction est terminée et le nœud de notre structure est conçu avec les sections adoptées. Sous l'action sismique, le nœud, zone privilégiée pour la dissipation de l'énergie, doit résister pour éviter l'effondrement éventuel s'il y a défaillance de l'élément vertical porteur (formation de rotules à ces extrémités).

Pour éviter cet état il faut favoriser les rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Ci-dessus, il a été signalé que l'apparition de la plastification des sections des extrémités des poutres doit survenir avant celle des sections d'extrémités des poteaux. L'apparition des rotules plastiques dans la poutre avant le poteau est assurée en faisant la vérification imposée par les règlements, soit :

-RPA: Article 7.6.2 : Dimensionnement du nœud vis à vis des moments fléchissant

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possible de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou moments aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1.25. Néanmoins cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

2.6. Les rotules plastiques

On désigne par rotule plastique la dimension fictive qui permet le calcul simplifié de déformations d'un élément de construction en cours de plastification. Toute rotule plastique est caractérisée par sa position, ses rotations et la valeur de la longueur plastique L_p qui dépend de plusieurs facteurs à savoir:

- le niveau de l'effort axial.
- le niveau de la contrainte de cisaillement dans les rotules plastiques.
- les propriétés mécaniques des armatures transversales et longitudinales.

- la résistance du béton et le confinement des sections surtout au niveau des zones plastiques.

C'est une zone d'un élément de structure (poteaux, poutres, voile) subissant des déformations irréversibles, capable de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au delà d'un seuil, de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

La figure (Fig2.7) récapitule les différentes rotules plastiques attribuées aux poutres et poteaux du portique.

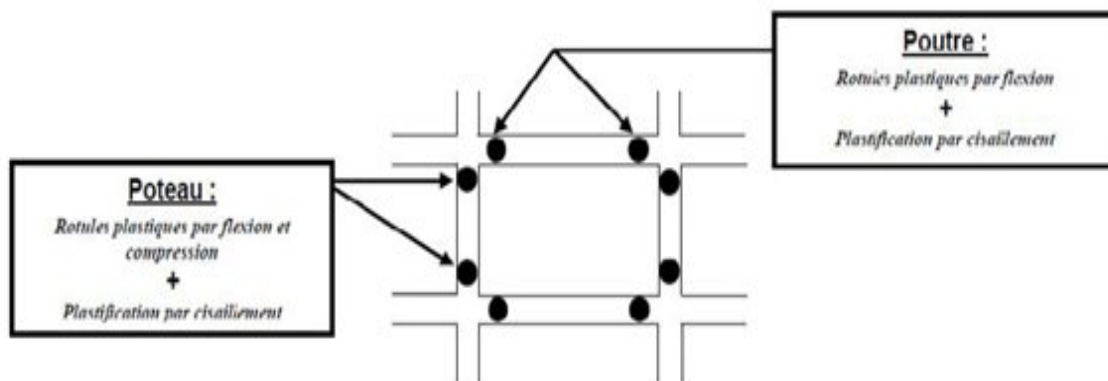


Fig. 2.7 : Rotules plastique attribuée aux poteaux du portique

2.7. Les mécanismes de ruines

2.7.1. Définition des mécanismes de ruine

Les mécanismes de ruine ainsi de structures en portiques dépendent d'une multitude de paramètres (les dimensions en plan et en élévation de la structure, les caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux mis en œuvre, la nature du chargement, la simulation des charges réparties uniformément ...).

Plusieurs mécanismes de ruine peuvent apparaître lors du déroulement des séquences de rotulation de la structure. Ces mécanismes sont en nombre de trois et sont définis comme suit:

Mécanisme 1: Caractérisé par l'apparition des rotules plastiques en premier lieu au niveau des poteaux pouvant donner naissance à un niveau soft, ce mécanisme engendre une rupture précoce de la structure.

Mécanisme 2: Considéré comme mécanisme généreux, il est caractérisé par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres et à la base de la structure permettant son mouvement avec le sol lors d'un séisme et une meilleure dissipation d'énergie.

Mécanisme 3: C'est le mécanisme mixte caractérisé par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres et des poteaux en même temps.

Les images suivantes illustrent quelques différents mécanismes de ruine provoquant l'effondrement total ou partiel des structures.



Fig. 2.8 : Rupture par formation des rotules plastiques aux pieds des poteaux [21].



Fig. 2.9 : Rupture fragile de portique de béton armé (ARMENIE) conception incorrecte des armatures [22].



Fig. 2.10 : Rupture pour mauvaise qualité Rupture en compression du béton de mauvaise composition (dosage, agrégats) Et armatures non ductiles [21]. des matériaux (Ceyhan 1998)



Fig. 2.11 : Rupture des zones critiques [23].

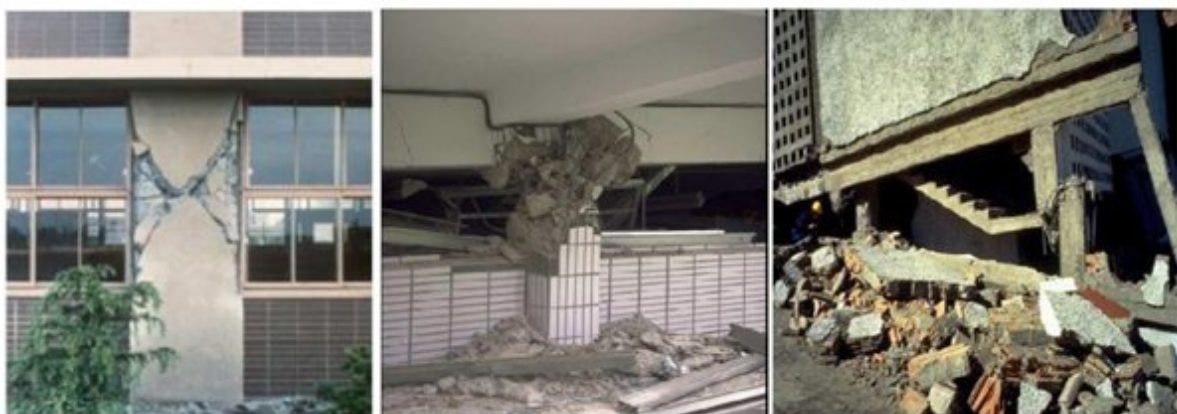


Fig. 2.12 : Mode de ruine des éléments courts [23].

2.7.2. Pathologie des structures en portique auto-stables avec remplissage en maçonnerie

Les bâtiments constitués par une structure en portique (poteaux et poutres) en béton armé avec des remplissages en maçonnerie représentent entre 80% à 90% des constructions réalisées dans la zone sinistrée lors le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003, où a été constatée la quasi-totalité des effondrements. [24] Qu'ils soient pris en compte ou non dans les justifications de résistance aux efforts sismiques, les panneaux de remplissage en maçonnerie développent, suivant leurs diagonales dans un sens puis dans l'autre, des bielles actives fonctionnant en compression et constituant avec l'ossature un système triangulé. [24] Les conséquences de la présence de panneaux de remplissage dans un bâtiment comportant des portiques en béton armé peuvent se résumer sous deux aspects :

2.7.2.1 Interaction panneau-poteau dans le plan du portique

Si l'on considère un panneau soumis à des forces agissant parallèlement à son plan, ce panneau a tendance à se déformer en parallélogramme. Il se découpe alors dans la maçonnerie une diagonale active comprimée et une diagonale active tendue ; cette dernière cède en donnant lieu à une fissure oblique. Lorsque les effets s'inversent, c'est au tour de l'autre diagonale de céder et on retrouve la classique fissuration en X (Fig.2.13).

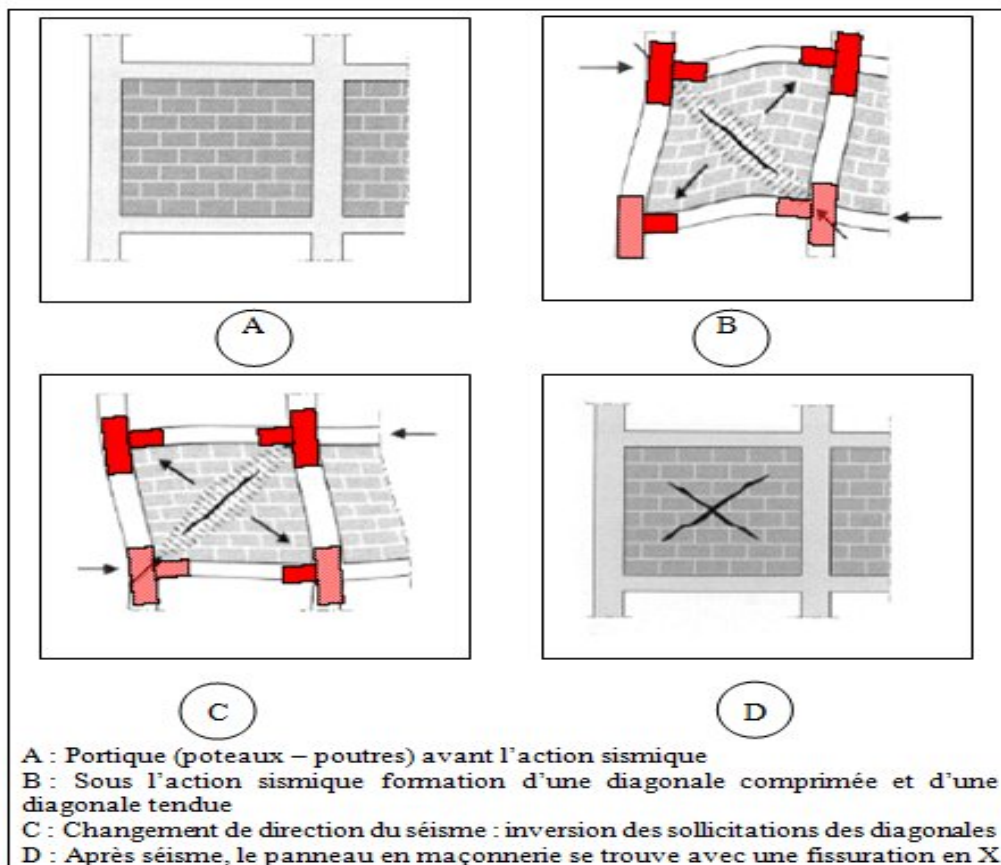


Fig2.13: Mécanisme de rupture des panneaux de remplissage

Lors du calcul du ferrailage des éléments des structures, il faut tenir compte du remplissage partiel car ce dernier peut nous produire des ruptures par effort tranchant des sections courtes qui ne sont pas calculées pour résister cette sollicitation.

Les images suivantes représentent les mécanismes de ruines dues au remplissage partiel des murs en maçonnerie.



Fig. 2.14 : cisaillement du poteau du au remplissage [19].



Fig. 2.15 : Rupture par écrasement du béton du au remplissage partiel [19].

Le mécanisme de ruine est dû à l'apparition des rotules plastiques en tête et au milieu du poteau, le mur en maçonneries exerce des efforts sur le poteau lors du séisme du fait on a création d'une section courte sollicitées au cisaillement. [Fig2.14]

L'endommagement des éléments structuraux par écrasement de béton et flambement des armatures longitudinales, ce poteau est sollicité par un effort normal très important et le remplissage applique des contraintes de confinement qui offre au poteau une résistance en compression importante sur la hauteur du mur et ça crée une section courte qui est moins résistante. [Fig2.15].

2.7.2.2. Sollicitation des poteaux d'angle

La formation concomitante des bielles de compression dans la façade et dans le pignon situés de part et d'autre de l'angle du bâtiment qui a pour conséquence un délestage plus important du poteau, la simplification consistant à supposer que l'action sismique s'exerce seulement dans une direction horizontale, puis dans la direction perpendiculaire n'est pas acceptable, surtout pour la vérification de l'effort tranchant des poteaux situés à l'intersection de deux panneaux rectangulaires.

Les poteaux d'angle sont les plus vulnérables pour les raisons suivantes :

- Parce qu'ils reçoivent le cisaillement dans les deux directions horizontales, même si les deux efforts tranchants n'atteignent pas en même temps leur valeur maximale

Pare qu'ils ne reçoivent comme charge verticale que le poids d'un quart de travée, alors que la poussée de la bielle qu'ils ont à équilibrer est celle qui correspond à une travée complète.

La destruction des poteaux d'angle entraîne celle des poteaux des pignons, les étages supérieurs viennent s'asseoir entre les poteaux de pignons après avoir broyé le rez-de-chaussée. [24]

Outre les effets de site, la mauvaise qualité des matériaux et de l'exécution sont des facteurs aggravants, la pluparts des effondrements sont dus essentiellement à des erreurs de sur estimation de leur ductilité qui est en fait très limité. La modification du comportement d'une structure résistante ayant une très bonne adaptation plastique à une structure rigidifiée par l'interaction avec la maçonnerie conduit au cisaillement induit par les bielles comprimées Provoquant des ruptures fragiles aux niveaux des éléments structuraux (Fig2.16).[24]

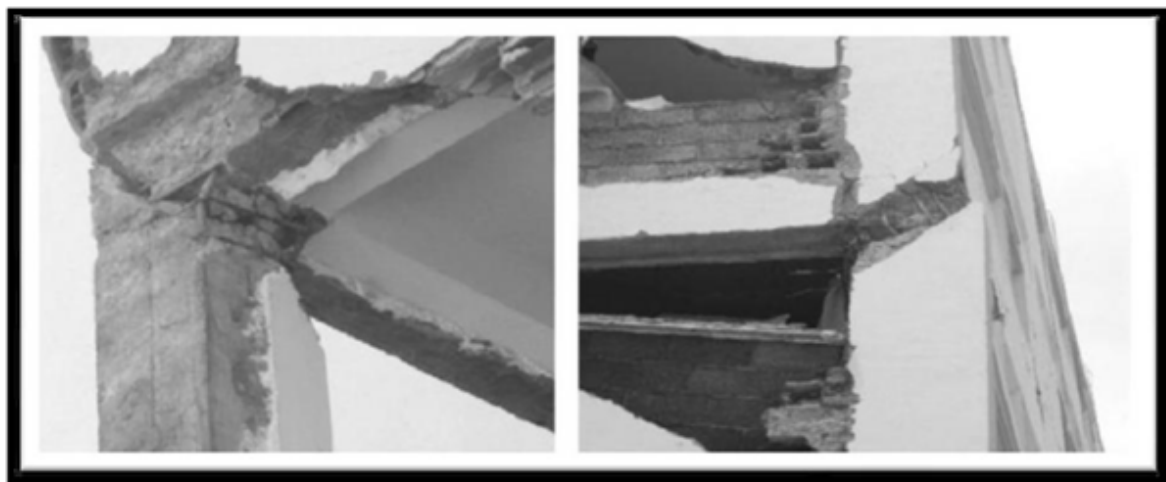


Fig. 2.16 : Cisaillement des poteaux par les bielles développés dans la maçonnerie insérées.

Ce type de structures très vulnérables doit être d'une utilisation très restreinte voir même définitivement interdites dans les zones de moyenne à forte sismicité et de fait substitués par des structures mixtes.

Le remplissage partiel des panneaux entre les éléments d'ossature crée un problème de tronçon court qui peut changer le comportement de ces éléments avec un mécanisme de rupture différent. La figure suivante nous montre la section courte créée lors d'un remplissage partiel qu'il faut considérer comme étant des zones critiques sur toutes leurs longueurs.



Fig. 2.17 : Création d'une section courte par des panneaux partiels

Chapitre 3

Analyse Pushover

Plan du chapitre 3

3.2.2. Définition de l'analyse Pushover.....	30
3.2.3. Origine de l'analyse Pushover	31
3.2.4. But de l'analyse Pushover	31
3.2.5. Principes théoriques du calcul Pushover.....	32
3.2.6. Courbe de capacité.....	33

3.1. Introduction

Une évaluation fiable du comportement d'un bâtiment face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique. La méthode d'analyse de type "Pushover", basée sur les courbes de capacité (ou bien les courbes "Pushover"), représente une nouvelle approche d'estimation de dommages (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement post-élastique. Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

L'outil le plus performant pour donner une estimation réaliste du comportement d'une structure existante avant et après réhabilitation est : Analyse Pushover.

3.2.2. Définition de l'analyse Pushover

L'analyse 'Pushover' est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure[29].

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure. (Fig. 3.1)

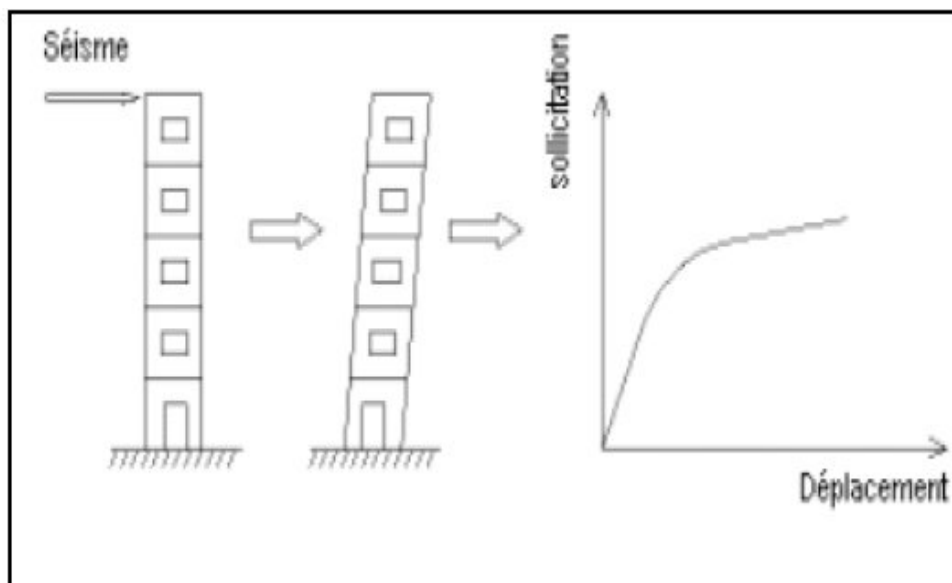


Fig 3.1 : signification physique de la courbe de capacité [25]

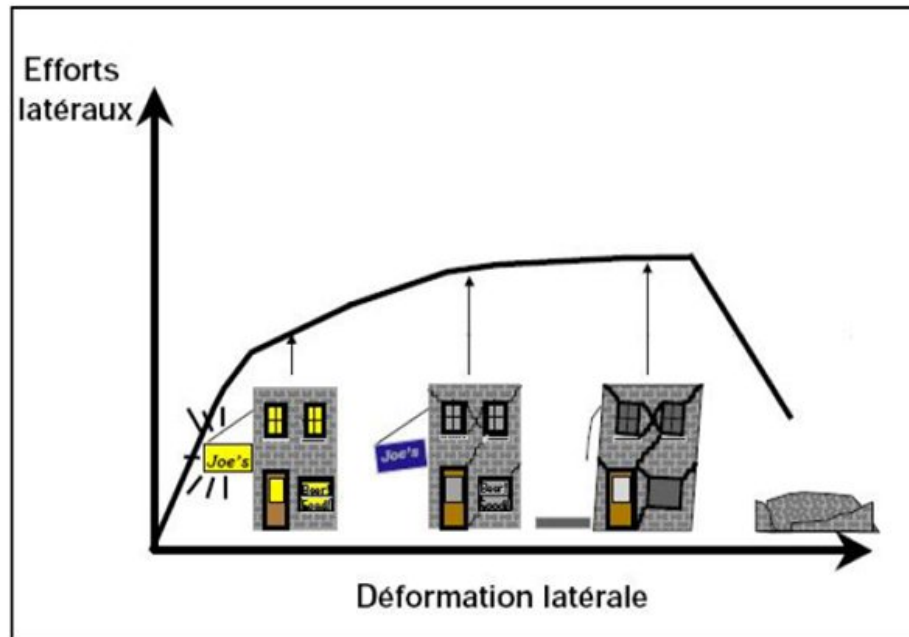


Fig 3.2 : Endommagement correspondant [FEMA356].

Premier niveau comportement élastique (non endommagement) ;

Deuxième niveau un endommagement mineur est susceptible de se développer ;

Troisième niveau endommagement avancé (aucune capacité de résistance) ;

Quatrième niveau effondrement de la structure.

3.2.3. Origine de l'analyse Pushover

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

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

3.2.4. But de l'analyse Pushover

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

- l'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.

- la détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.

- les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.

- l'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

- l'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

3.2.5. Principes théoriques du calcul Pushover

Pushover est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire, sur la structure à analyser. Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques. [26]

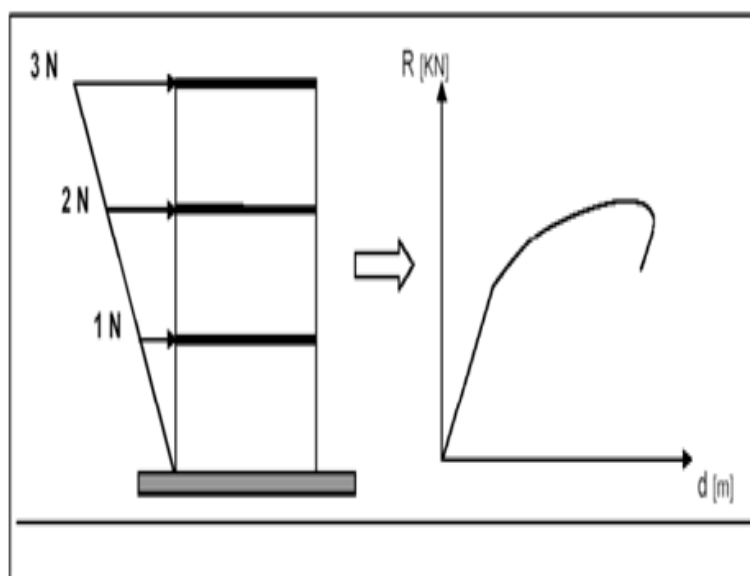


Fig 3.3 : Courbe de capacité .

L'exécution d'un calcul Pushover a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels. Cette méthode dynamique est plus exacte, car elle permet de définir le comportement réel d'une structure face à un séisme (graphiques déplacement-temps, accélération-temps). Toutefois, dans ce type de méthode, la difficulté se situe dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme. En effet, l'étude doit être basée soit sur un séisme naturel mesuré, soit sur un accélérogramme artificiel. La définition de cette donnée de base pose des problèmes non négligeables et parfois reste très approximative. Malgré ses limites,

comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, Pushover représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure.

3.2.6. Courbe de capacité

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

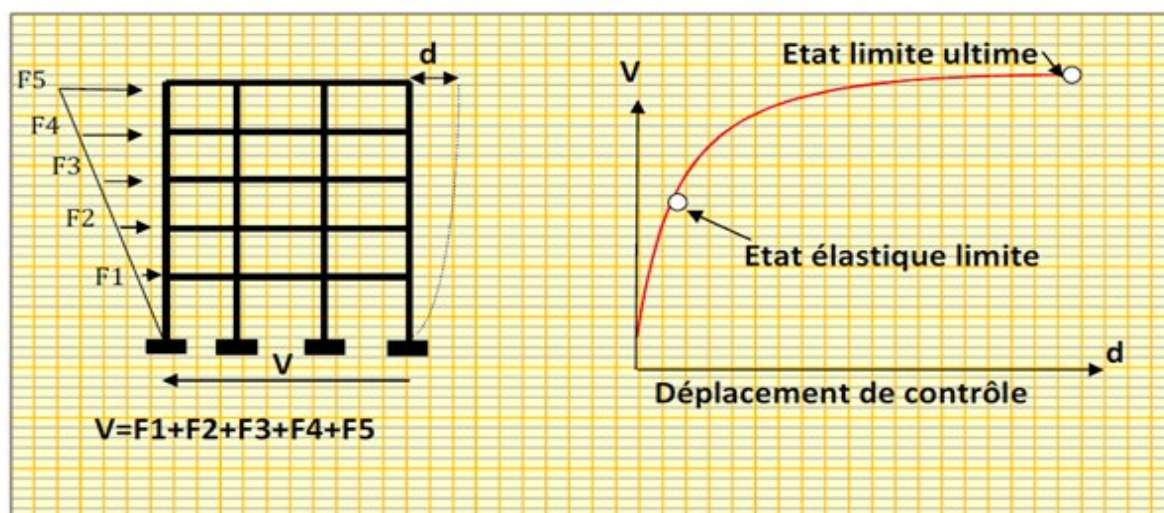


Fig 3.4 : Courbe de capacité [26]

Conclusion

L'analyse Pushover est un outil puissant et très utile qui peut permettre 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.

Les résultats obtenus à partir d'une analyse Pushover en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement de la structure.

Chapitre 4

Simulation numérique

Plan du chapitre 4

4.1. Introduction.....	34
4.2. Présentation de CASTEM.....	34
4.2.1. Le langage de Castem 2000 ‘ Gibian’	34
4.2.2. Système d’unité.....	34
4.3. Éléments et lois de comportement globales et semi globales.....	35
4.3.1. Les éléments finis de barre et de poutre	35
4.3.1.1. Éléments finis de barre.....	35
4.3.1.2.Éléments finis de poutre	35
4.3.2. Description des lois de comportement globales.....	37
4.3.2.1. Les lois bilinéaires BILIN_MOMY et BILIN_EFFZ.....	37
4.3.2.2. Les lois trilinéaires de Takeda TAKEMO_MOMY et TAKEMO_EFFZ.....	38
4.3.2.3. Le modèle GLOBAL	39
4.4. Procédure de résolution d’un problème avec CASTEM.....	40
4.4.1. Définition de l’espace du travail et du type d’éléments.....	41
4.4.2. Description de la géométrie et du maillage.....	41
4.4.3 .modèle du comportement du matériau et élément finis	41
4.4.4. Caractéristiques du matériau.....	43
4.4.5. Les conditions aux limites et chargements.....	43
4.4.6. Résolution.....	44
4.4.7. Post traitement	44
4.5. Présentation des modèles étudiés.....	44
4.5.2. Définition de la géométrie.....	45

4.1. Introduction

Les calculs non linéaires peuvent se révéler particulièrement utiles lors de la réévaluation sismique d'un bâtiment. Ainsi leur utilisation est envisagée dans les guides de réévaluation FEMA 273, 356 et ATC 40. En effet, ils permettent de mieux appréhender le comportement à la ruine de la structure en simulant la succession des phénomènes caractérisant la ruine de chaque élément de structure. Dans le cas de structures irrégulières (en élévation, en plan ...) ou ayant des éléments de structure avec des rigidités et/ou des résistances peu homogènes, les limites des calculs linéaires sont rapidement atteintes et il faut avoir recours à des calculs non linéaires pour pouvoir estimer plus correctement les niveaux de séisme correspondant à la ruine de la structure ainsi que les éléments critiques et le mode de ruine le plus probable. CASTEM 2000 possède de nombreux éléments finis et lois de comportement pouvant être utilisés lors d'une réévaluation sismique.

4.2. Présentation de CASTEM

Cast3M est développé depuis les années 80 par le Département Mécanique et Technologie (DMT) du Commissariat français à l'Énergie Atomique et aux énergies alternatives (CEA). Originellement désigné CASTEM2000, dans sa version actuelle ce logiciel est appelé Cast3M. Depuis l'été 1999 CASTEM2000 est gratuit pour l'enseignement et à la recherche.

Castem 2000 est un logiciel de calcul de structures par la méthode des éléments finis et plus généralement de résolution d'équations aux dérivées partielles par la méthode des éléments finis. La principale particularité de Castem 2000, est d'être extrêmement adaptable aux multiples applications propres à chaque utilisateur [27].

4.2.1. Le langage de Castem 2000 'Gibian'

Gibian est le langage qui permet de communiquer avec le programme. La syntaxe est basée sur l'utilisation de directives, d'opérateurs et de procédures qui s'appliquent à des opérandes [27].

4.2.2. Système d'unité

CASTEM ne dispose d'aucun système particulier de mesure c'est à l'utilisateur de fournir les données dans un système cohérent. Une fois que les unités de mesure utilisées dont les données sont définies, tous les résultats seront exprimés dans ces mêmes unités. Le tableau suivant regroupe quelques exemples de systèmes d'unités de mesure cohérents [28].

Tableau 4.1 : Système d'unité

Longueur	Force	Contrainte
M	N	Pa
m	MN	MPa
mm	N	MPa

4.3. Eléments et lois de comportement globales et semi globales

Ce niveau de modélisation est particulièrement bien adapté à l'étude de structure

4.3.1. Les éléments finis de barre et de poutre

s complexes sous chargement sismique. Les lois non linéaires s'appuient sur des éléments de barre ou de poutre (Timoshenko ou Bernoulli).

4.3.1.1. Éléments finis de barre

L'élément fini de barre à 2 nœuds BARR a pour support géométrique l'élément SEG2 et fonctionne uniquement en traction-compression. La déformation axiale est constante sur l'élément. Cet élément sert de support à plusieurs lois de comportement d'acier et de béton ainsi qu'à la loi globale INFILL_UNI utilisable pour les murs de remplissage. L'utilisateur doit fournir la section SECT en plus des caractéristiques du matériau (YOUN et NU en élastique). La déformation axiale ϵ_x et l'effort normal N_x sont notés respectivement EPSS et EFFX [27].

4.3.1.2. Éléments finis de poutre

Castem 2000 possède 2 éléments finis de poutre (Fig4.1):

- l'élément POUT d'Euler-Bernoulli sans déformation de cisaillement et avec une répartition de courbure linéaire sur la hauteur de l'élément,
- l'élément TIMO avec déformation de cisaillement et une répartition de courbure constante sur l'élément.

Ces 2 éléments finis de poutre ont pour support géométrique l'élément SEG2 à 2 nœuds et fonctionnent en 3D et en 2D (contraintes planes et déformations planes). Ils servent de support à plusieurs lois de comportement globales et semi globales en traction-compression, flexion et cisaillement.

Pour ces 2 éléments, l'utilisateur doit fournir la section SECT, les inerties de flexion INRY (uniquement en 3D) et INRZ et l'inertie de torsion INRX (uniquement en 3D). Les sections réduites pour le cisaillement SECY et SECZ sont facultatives. Le module de cisaillement G est calculé à partir du module d'Young ($E=YOUN$) et du coefficient de Poisson ($\nu=NU$) : $G=E/2(1+\nu)$.

Dans le repère local, la direction de la poutre est noté Ox . En 3D, l'utilisateur peut fixer l'axe Oy grâce au paramètre facultatif VECT (objet POINT). Par la suite, nous ne présenterons que la formulation 3D. Les déformations et contraintes généralisées sont exprimées dans le repère local de la poutre:

- Allongement axial : $\epsilon_x=EPS$, $N_x=EFFX$
- Flexion : $\phi_y=CY$, $\phi_z=CZ$ et $M_y=MOMY$, $M_z=MOMZ$
- Torsion : $\phi_x=CX$ et $M_x=MOMX$ - Cisaillement : $\gamma_y=GXY$, $\gamma_z=GZX$ et $T_y=EFFY$, $T_z=EFFZ$

-L'élément poutre (POUT)

Cet élément de poutre vérifie les hypothèses d'Euler-Bernoulli : les sections droites restent droites et il n'y a aucune déformation de cisaillement. Les fonctions de forme sont :

- de degré 3 pour les déplacements transverses u_y et u_z
- de degré 2 pour les rotations de flexion θ_y et θ_z
- de degré 1 pour les courbures ϕ_y et ϕ_z
- de degré 1 pour le déplacement longitudinal u_x
- constante pour la déformation axiale ϵ_x
- de degré 1 pour la rotation de torsion θ_x
- constante pour le gauchissement de torsion f_x

Les contraintes et les déformations généralisées sont données aux 2 extrémités de l'élément. Il faut remarquer que l'allongement axial, le gauchissement de torsion et les contraintes correspondantes sont identiques aux 2 extrémités, seules les courbures diffèrent. Les déformations de cisaillement γ_y et γ_z sont nulles.

En élasticité, cet élément donne une solution exacte pour des forces et des moments appliqués aux nœuds des éléments.

Pour cet élément de poutre, l'utilisateur peut donner les sections réduites en cisaillement. La matrice de rigidité est alors modifiée pour tenir compte de la flexibilité additionnelle. Cette correction est bien évidemment ignorée en plasticité.

-L'élément TIMO

Cet élément vérifie les hypothèses de Timoshenko : les sections planes restent planes mais pas obligatoirement normales à la fibre moyenne (possibilité de déformations de cisaillement). Cet élément est sous intégré pour éviter les problèmes de blocage en cisaillement (shear locking). Ce développement a été documenté. Les fonctions de forme sont donc :

- de degré 1 pour les rotations, les déplacements transverses et le déplacement axial,
- constante pour les courbures, les déformations de cisaillement et l'allongement axial.

Cet élément a donc une convergence spatiale limitée par rapport à l'élément POUT et son utilisation nécessite une discrétisation plus fine. Les contraintes et déformations sont données au point de Gauss unique situé au centre de l'élément. Une des différences par rapport à l'élément POUT est que, pour l'élément TIMO, l'équation d'équilibre locale $T=dM/ds$ est vérifiée grâce à l'équilibre global alors que, pour l'élément POUT, cette relation est directement imposée dans l'élément (les efforts tranchants sont déduits directement des moments fléchissants).

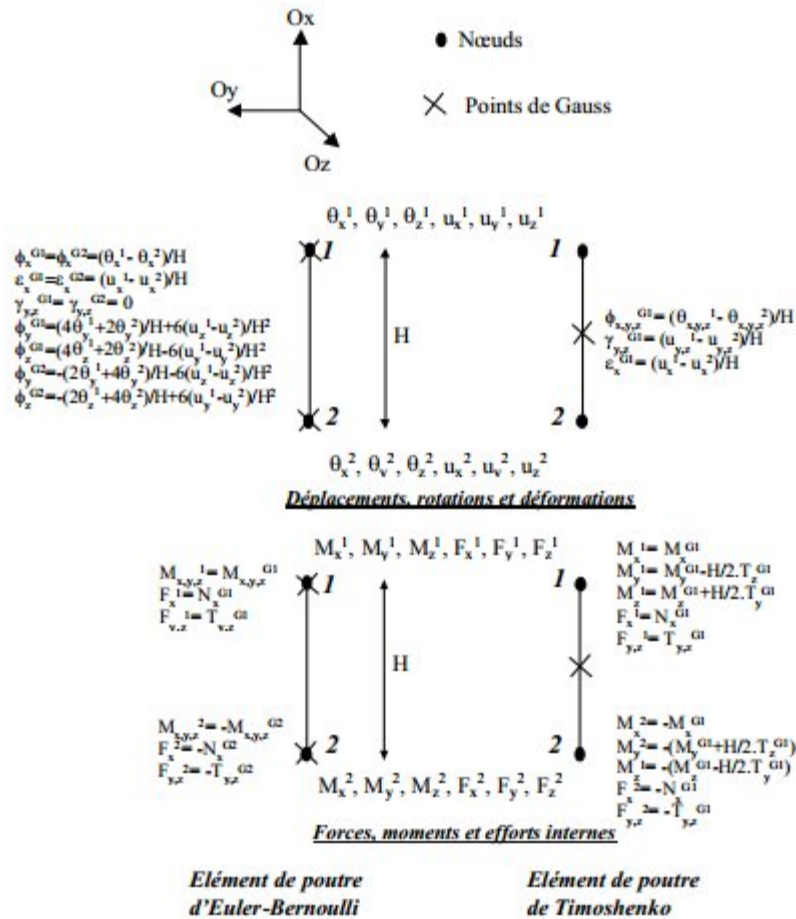


Fig4.1 : Orientation, conventions et positions des points de Gauss des éléments de poutre

4.3.2. Description des lois de comportement globales

Les lois de comportement globales sont des relations entre une déformation généralisée ($\phi_x, \phi_z, \phi_y, \gamma_y, \gamma_z$ ou ε_x) et sa contrainte associée (M_x, M_y, M_z, T_y, T_z ou N_x) sans passage par des lois matériaux locales.

Les lois disponibles dans *Castem 2000* ne comportent aucun couplage entre les différents modes de fonctionnement (par exemple, entre les moments de flexion et l'effort normal).

4.3.2.1. Les lois bilinéaires BILIN_MOMY et BILIN_EFFZ

La même loi uniaxiale élastoplastique avec écrouissage cinématique est utilisée pour relier la courbure ϕ_y au moment de flexion M_Y (loi BILIN_MOMY) et la déformation de cisaillement γ_z à l'effort tranchant T_Z (loi BILIN_EFFZ). La loi BILIN_MOMY fonctionne sur les éléments de poutre de Bernoulli POUT et de Timoshenko TIMO alors que la loi BILIN_EFFZ ne fonctionne évidemment que sur les éléments de Timoshenko TIMO (Fig 4.2-a et b).

2 paramètres sont nécessaires pour décrire le comportement non linéaire :

- le moment ou l'effort tranchant résistant (YMOM ou YEFF)

- le module d'Young post plastification E_{AYI} : la pente post-plastification de la relation moment-courbure vaut $INRY \times E_{AYI}$ pour la loi en flexion et $SECZ \times E_{AYI}$ pour la loi en cisaillement.

4.3.2.2. Les lois trilineaires de Takeda **TAKEMO_MOMY** et **TAKEMO_EFFZ**

La loi de Takeda est une des lois simplifiées les plus répandues pour modéliser les structures en béton armé. La loi disponible dans Castem est la loi de Takeda modifiée valable aussi pour le comportement en cisaillement (Fig 4.2.c).

Le comportement non linéaire nécessite 3 paramètres (ou 6 paramètres pour une section non symétrique) ainsi qu'une courbe de première charge.

La courbe de première charge -qui peut être différente dans les 2 sens de chargement- est trilineaire : le premier segment passant par l'origine est caractéristique du comportement élastique, le second segment de la fissuration du béton et le troisième segment de la plastification des aciers. Cette courbe est obligatoirement monotone croissante et comporte 4 points dans le cas d'une section symétrique et 9 points dans le cas d'une section non symétrique (le 5^{ème} point étant l'origine). Les points définissant la plastification des aciers ont pour ordonnées M_y^+ et M_y^- .

Les 3 (ou 6) paramètres scalaires décrivent le comportement cyclique régis par 15 règles. Dans la loi Takeda du code IDARC, les paramètres sont les suivants [27]:

α^+ et α^- définissent le module de décharge élastique qui est effectuée en visant un point d'ordonnée $-\alpha^+ M_y^+$ et $-\alpha^- M_y^-$ situé sur la droite passant par l'origine et ayant la pente de la rigidité initiale ($E.I$ pour la loi en flexion et $G.S$ pour la loi en cisaillement). La loi Takeda de Castem 2000 a pour paramètres $SFDP = \alpha^+$ et $SFDN = \alpha \gamma^-$

γ^+ et γ^- définissent le pincement des courbes sous chargement cyclique. Lorsque l'effort change de signe, le point d'ordonnée $\gamma^+ M_y^+$ ou $\gamma^- M_y^-$ situé sur la courbe de décharge opposée est visé jusqu'à atteindre la courbure ϕ_{1^+} ou ϕ_{1^-} . La loi Takeda de Castem 2000 a pour paramètres $PINP = |\gamma^+ M_y^+|$ et $PINN = |\gamma^- M_y^-|$.

β^+ et β^- définissent la dégradation de résistance sous chargement cyclique. Lors d'un cycle décharge- recharge, le dernier point visé n'est pas le point atteint lors du cycle précédent sur la courbe de première charge mais un point situé sur la courbe de première charge mais à une abscisse plus élevée d'un facteur $\Delta\phi^+ = \beta^+ . (\Delta E^+ / M_y^+)$ (ou $\Delta\phi^- = \beta^- . (\Delta E^- / M)$). Ce décalage d'abscisse simule une dégradation de résistance lorsque des cycles à amplitude constante sont réalisés. La loi Takeda de Castem 2000 a pour paramètres $SRDP = |\beta^+ / M_y^+|$ et $SRDN = |\beta^- / M_y^-|$.

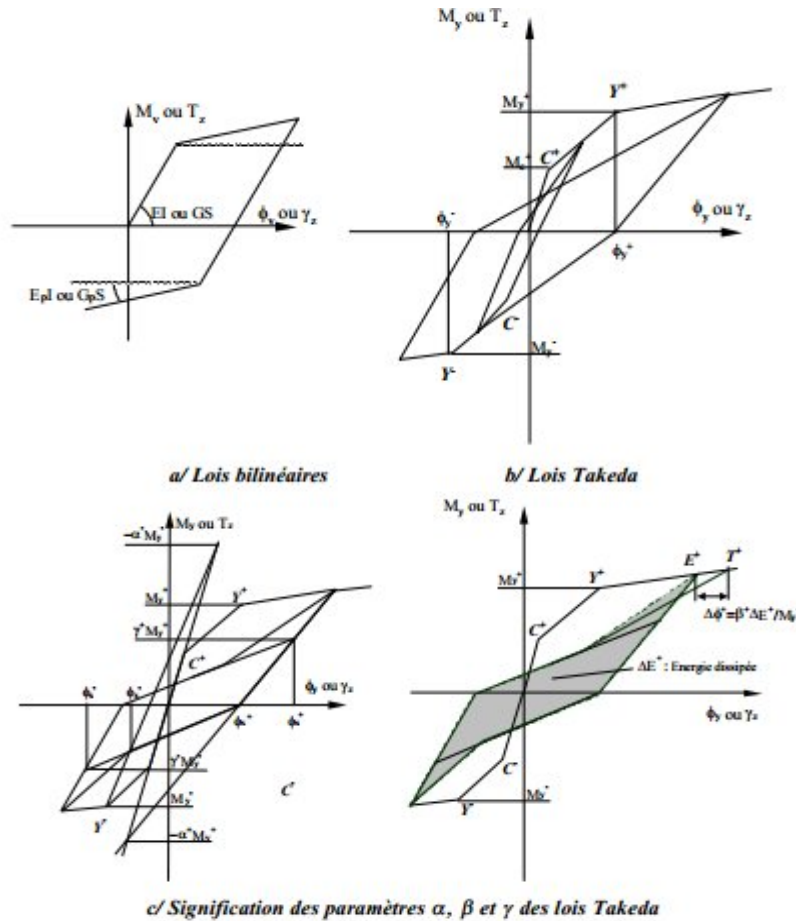


Fig4.2 : Modèles bilinéaires et Takeda pour la flexion et l'effort

4.3.2.3. Le modèle GLOBAL

Ce modèle global non linéaire regroupe 3 lois de comportement découplées pour respectivement la compression/traction (éléments TIMO et POUT), la flexion (éléments TIMO et POUT) et l'effort tranchant (élément TIMO uniquement) (Fig 4.3-a,b,c). Un même élément peut être non linéaire suivant 1, 2 ou 3 modes de fonctionnement suivant les paramètres considérés (COMP, FLXY ou FLXZ et CISO ou CISZ).

Les 3 lois ont un fonctionnement similaire à celui de la loi Takeda mais seule la courbe de première charge est spécifiée.

En traction-compression, la courbe de première charge comporte un total de 6 points, soient 2 segments en traction et 3 segments en compression. Cette courbe est donnée en déplacement-force axiale avec les conventions génie civil (valeurs négatives en traction).

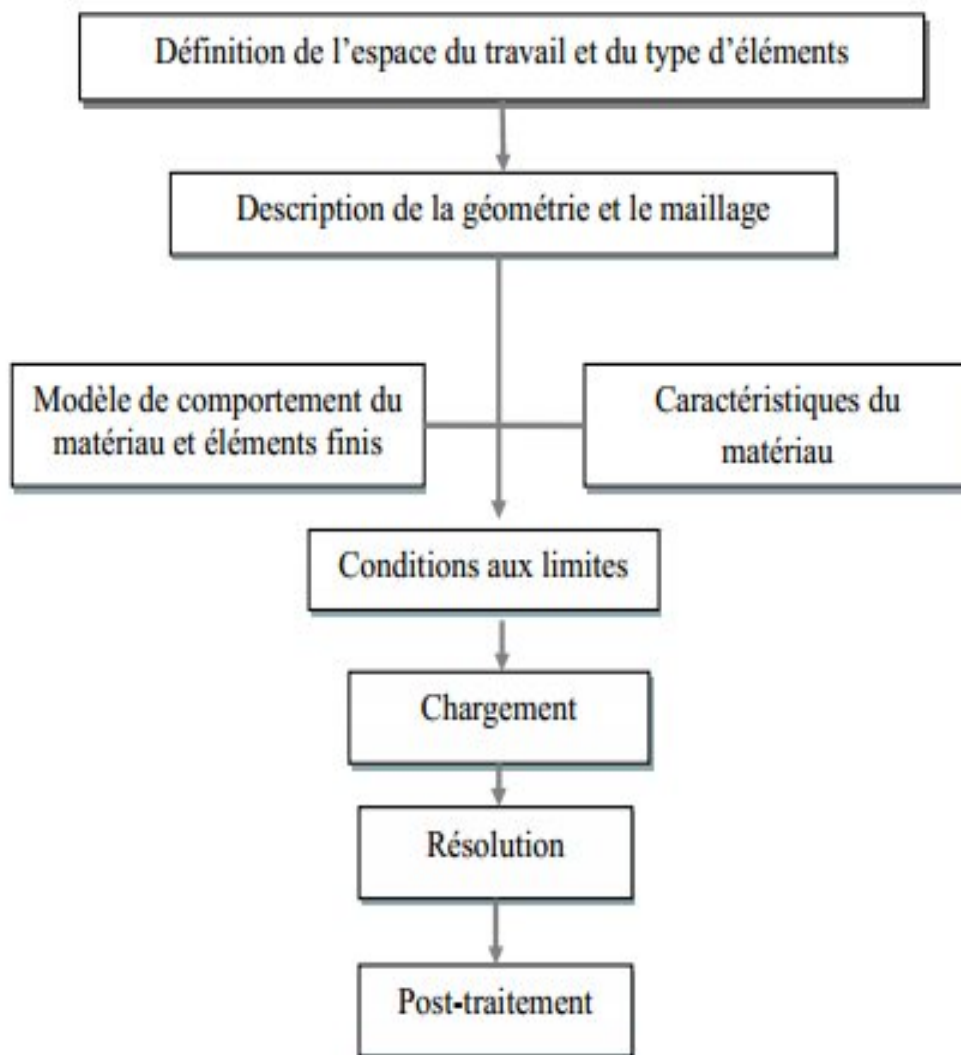
En flexion, la courbe de première charge donner le moment en fonction de la rotation multipliée par la longueur de l'élément et comporte 7 points, soient 3 segments pour chaque direction de chargement. Les 2 premiers segments sont représentatifs de la fissuration : la décharge a lieu en visant l'origine et aucune déformation plastique n'est créée. Après le début de la plastification, la rigidité diminue proportionnellement à un facteur

$(d_{\max}/d_{\text{plas}})0.5$ où d_{\max} est le déplacement maximal atteint dans la même direction et d_{plas} le déplacement de début de plastification.

La loi en cisaillement est identique à la loi en flexion à l'exception du pincement sous chargement cyclique. La courbe de première charge donne l'effort tranchant en fonction du déplacement différentiel.

4.4. Procédure de résolution d'un problème avec CASTEM

Tout problème (mécanique, thermique, chimique, ...) résolu avec CASTEM doit être construit de la manière suivante :



4.4.1. Définition de l'espace du travail et du type d'éléments

Les principaux paramètres de contrôle du maillage sont déclarés à l'aide de la directive OPTI (on), et de certains mots clés COUL (eur), DIM (ension) de l'espace ELEM Types d'éléments.

OPTI DIME 3 ELEM SEG2;

4.4.2. Description de la géométrie et du maillage

La géométrie des différents éléments que l'on souhaite calculer se définit selon la démarche suivante :

- Construction des points ;
- Construction des lignes à partir des points ;

*les points

P1 = 0. 0 0;

P2 = 3.5 0 0;

*éléments poteaux poutres

C1 = P1 DROI 10 P4;

B1 = P4 DROI 10 P5;

*Définition du portique

Portique = B1 et C1 et ;

4.4.3 .modèle du comportement du matériau et élément finis

Le code CASTEM permet de gérer des problèmes très variés (mécanique, fluide, thermique,...) il faut donc préciser avant tous calcul le modèle de comportement associé aux différentes géométries définies. Pour notre cas nous avons utilisé comme modèle de comportement le modèle bilinéaire et tri linéaire et l'élément finis poutre Timoshenko.

✓ **Cas1 : bilinéaire**

Les valeurs des moments et des courbures élastiques ainsi que plastiques sont représentés respectivement par (M_e, ϕ_e) et (M_y, ϕ_y) sont extraites à partir de la courbe suivante :

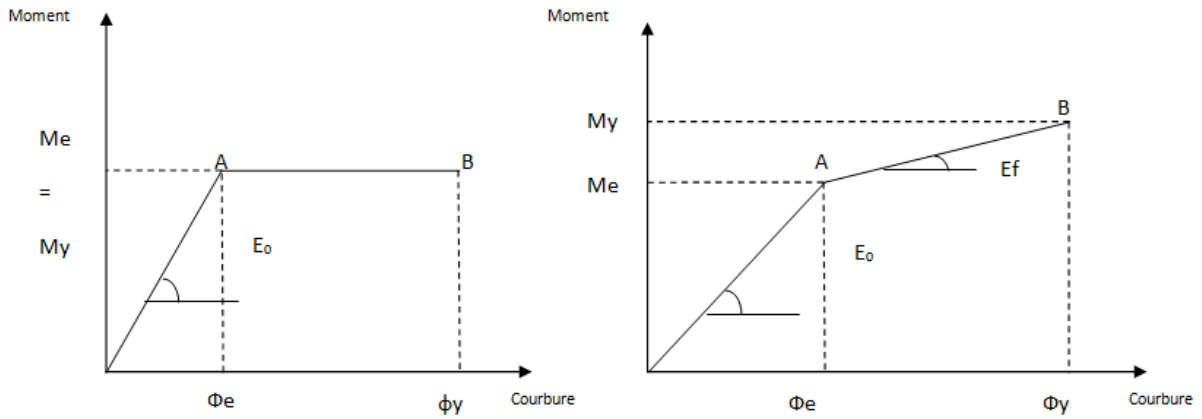


Fig4.3 : Loi moment- courbure bilinéaire sans écrouissage/avec écrouissage

✓ Cas2: trilineaire

Les valeurs de A,B et C représentent respectivement les limites élastiques, plastiques et ultimes ($(M_e, \phi_e), (M_y, \phi_y), (M_u, \phi_u)$), dont les valeurs sont extraites à partir du graphe suivant :

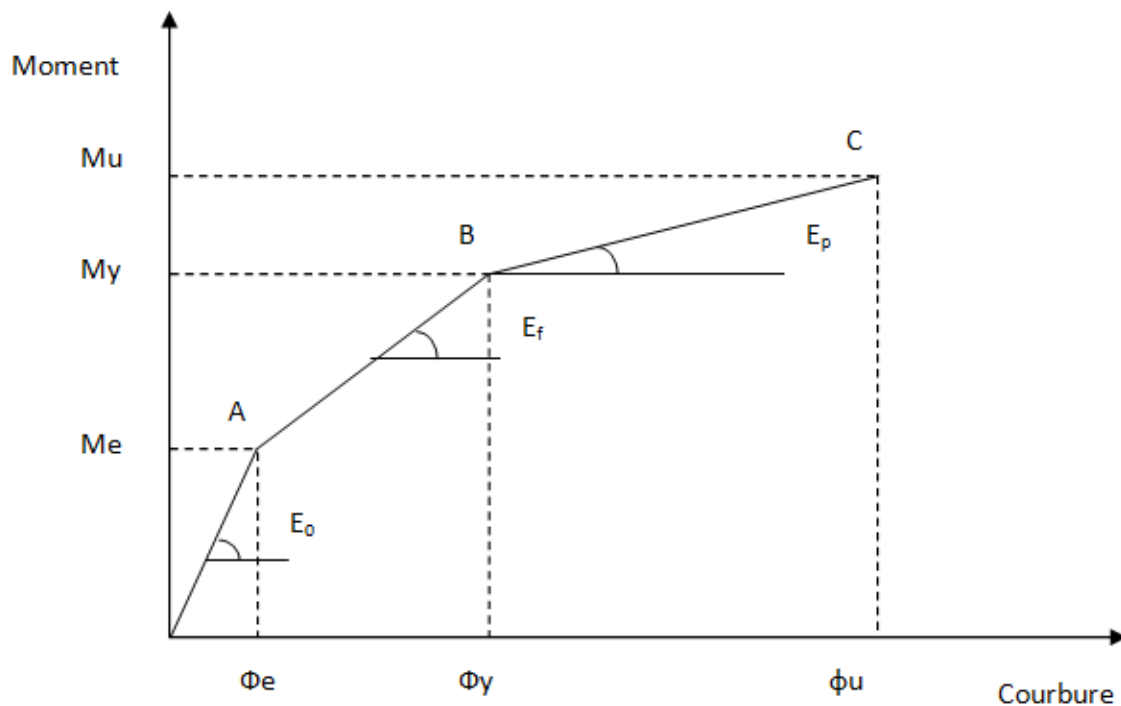


Fig4.4 : Loi moment- courbure simplifiée

4.4.4. Caractéristiques du matériau

Le modèle du comportement choisi nous indique alors les différentes caractéristiques physiques ou mécaniques à préciser par exemple pour un modèle MECANIQUE ELASTIQUE on devra fournir le module d'Young et le coefficient de Poisson du matériau, poids volumique,...

MAT2=MATE MOD2 YOUN (valeur) NU (valeur) RHO (valeur) ;

4.4.5. Les conditions aux limites et chargements

La définition des conditions aux limites et les chargements imposés à l'élément étudié est essentielle à la résolution de tout problème éléments finis.

Par exemple pour un problème mécanique les conditions limites peuvent être des déplacements bloqués et les chargements sont des forces imposés (le poids propre, force ponctuelle,...).

Nous avons comparé deux types de chargements charge triangulaire et rectangulaire représentées par les figures suivantes :

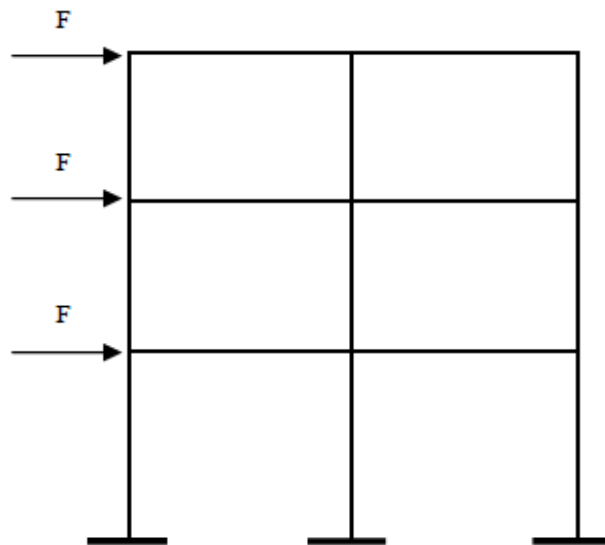


Fig4.5 : chargement rectangulaire (uniforme)

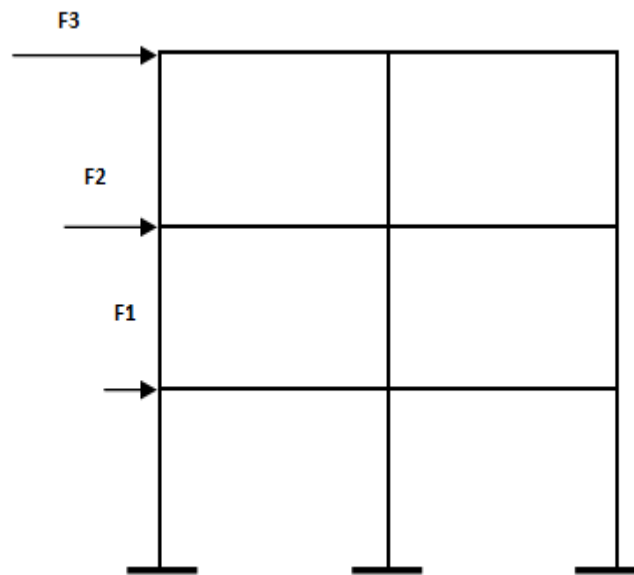


Fig4.6 : chargement triangulaire

4.4.6. Résolution

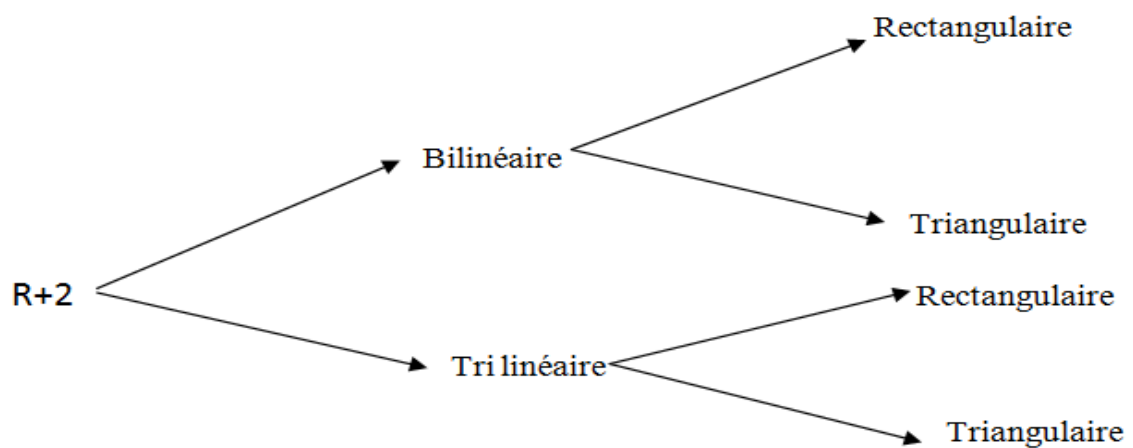
L'ensemble des données étant définis on peut constituer le système et le résoudre.

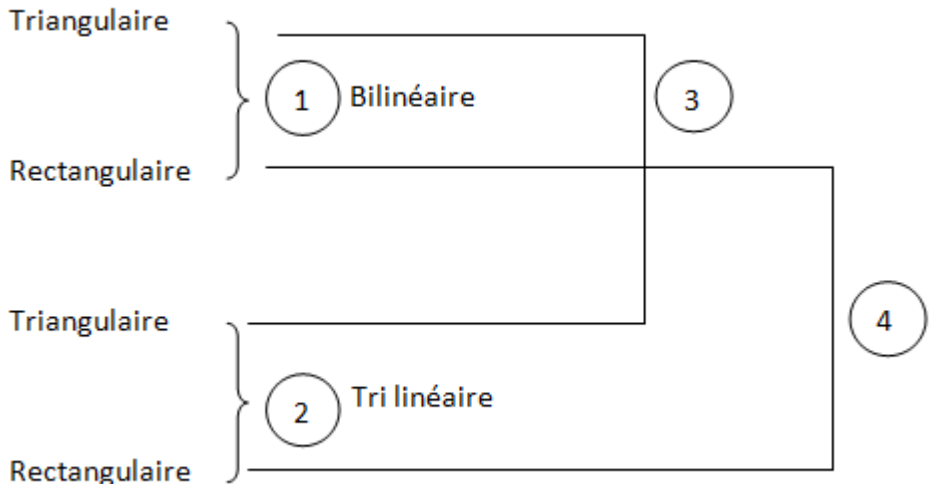
$$[K] \{U\} = \{F\}$$

4.4.7. Post traitement

La résolution des problèmes mécanique donne le déplacement aux nœuds de la géométrie, il convient alors d'exploiter le déplacement pour déduire les autres résultats attendus (déformations, contraintes,...).

4.5. Présentation des modèles étudiés





4.5.2. Définition de la géométrie

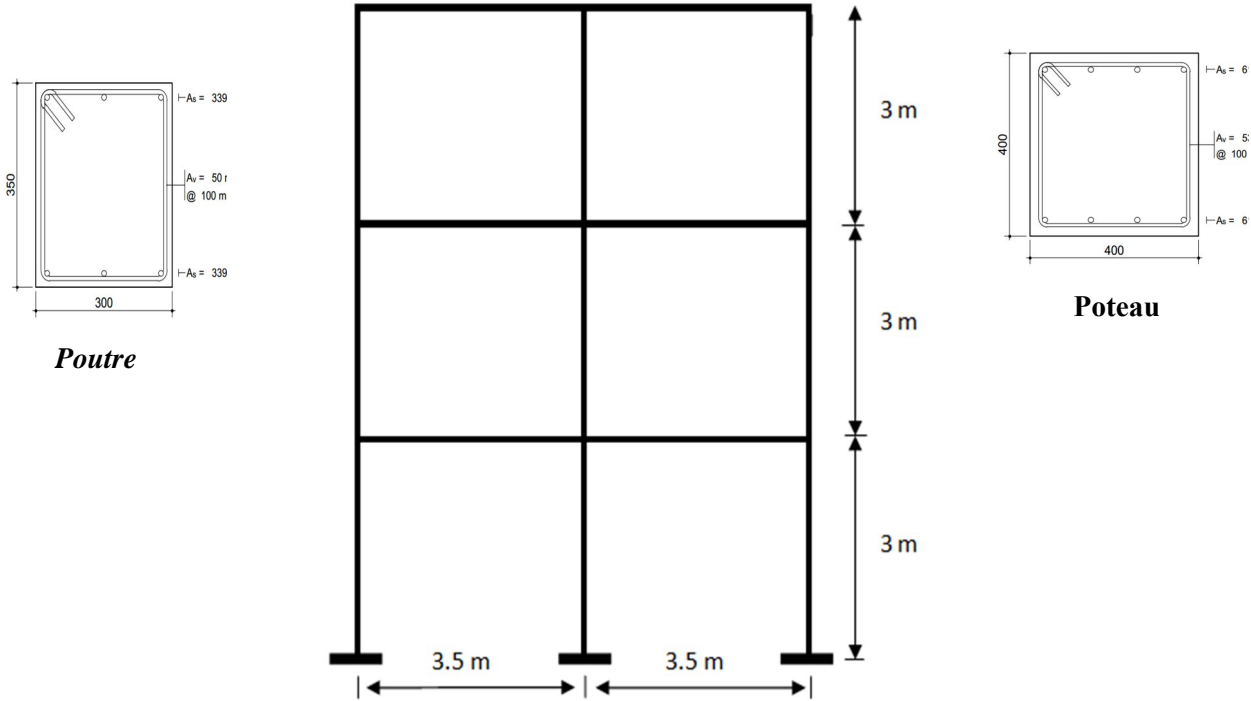


Fig 4.7 : portique R+2

Chapitre5

Simulation et interprétation des résultats

Plan du chapitre 5

5.1. Introduction	46
5.2. Interprétation des résultats (cas d'un seul niveau)	46
5.2.1. Influences du type de chargement sur le comportement de la structure en fonction de temps	46
5.2.2 Influences de lois de comportement sur le comportement de la structure en fonction de temps	48
5.2.3. Influences du type de chargement sur le comportement de la structure en termes de déplacement.....	50
5.2.4. Influence de lois de comportement sur le comportement de la structure en termes de déplacement	52
5.3. Interprétation des résultats (cas de trois niveaux)	54
5.3.1. Influence de type de chargement (triangulaire, rectangulaire) et même loi comportement bilinéaire	54
5.3.2. Influence de type de chargement (triangulaire, rectangulaire) et même loi comportement trinéaire	56

5.1. Introduction

Dans ce chapitre, on présente et on discute l'influence du type de chargement et les lois de comportement sur le comportement des structures à un seul niveau et trois niveaux respectivement.

5.2. Interprétation des résultats (cas d'un seul niveau)

5.2.1. Influences du type de chargement sur le comportement de la structure en fonction de temps

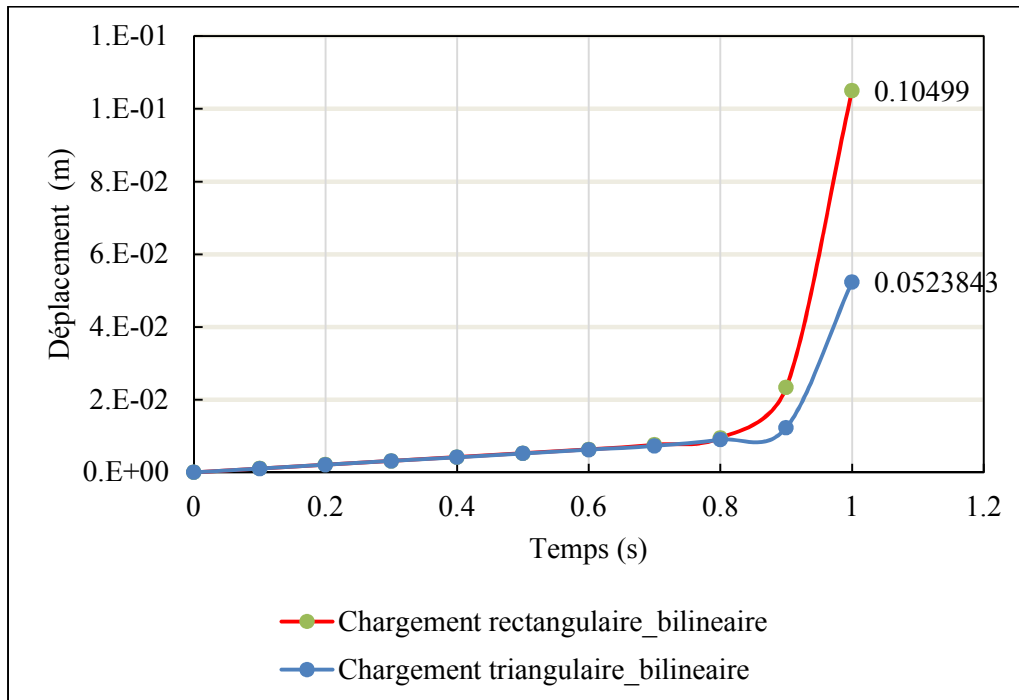


Fig5.1: Comparaison Déplacement/Temps

Après l'analyse de ces deux courbes, pour une même loi de comportement (bilinéaire) et deux chargements différents (rectangulaire et triangulaire) on remarque que :

- ✓ jusqu'à un temps 0.8s les courbes sont confondues .Au de la de 0.8s les deux courbes atteignent leur déplacement maximale de (0.0538m) et (0.1049m) pour les deux chargements triangulaire et rectangulaire respectivement ;
- ✓ Le taux de déplacement sous chargement rectangulaire est plus important que celui de triangulaire de 49% pour une même durée de temps (1s).

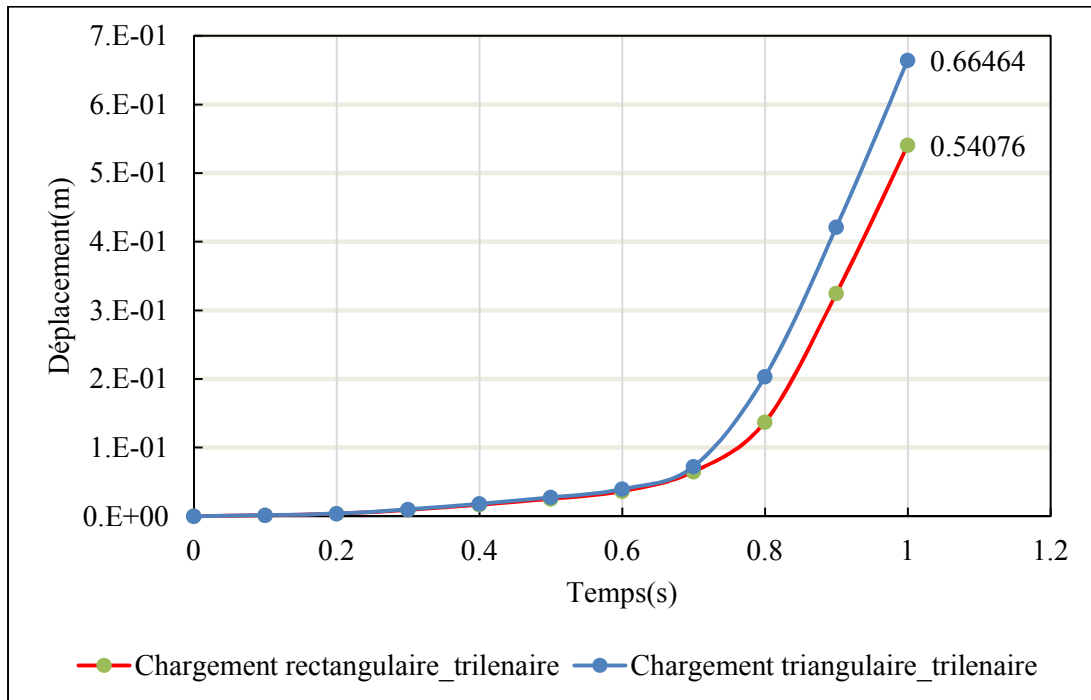


Fig.5.2: comparaison Déplacement/Temps

Après l'analyse de ces deux courbes, pour une même loi de comportement (tri linéaire) et deux chargements différents (rectangulaire et triangulaire) on remarque que :

- ✓ jusqu'à un temps 0.7s les courbes sont confondues. Au de la de 0.7s Les deux courbes atteignent leur déplacement maximale de (0.6646m) et (0.5407m) pour les deux chargements triangulaire et rectangulaire respectivement ;
- ✓ Le taux de déplacement sous chargement triangulaire est plus important que celui de rectangulaire de 23% pour une même durée de temps (1s).

5.2.2 Influences de lois de comportement sur le comportement de la structure en fonction de temps

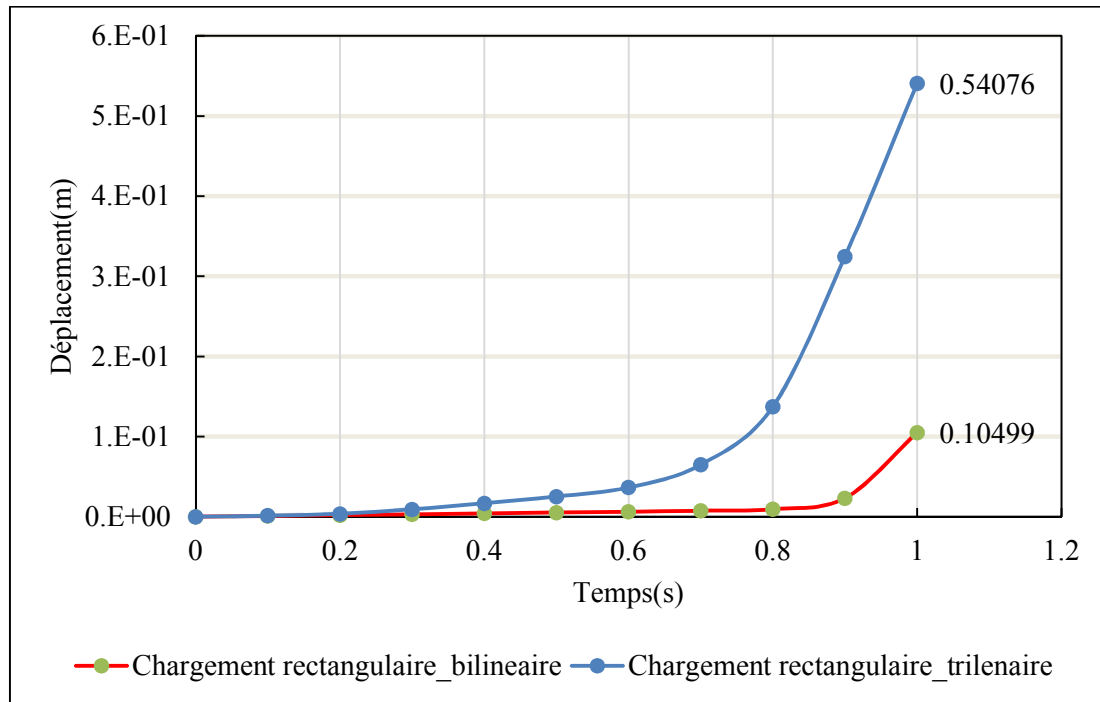


Fig.5.3 : comparaison Déplacement/Temps

Après l'analyse de ces deux courbes, pour un même chargement (rectangulaire) et deux lois de comportement différentes (bilinéaire et tri linéaire) on remarque que :

- ✓ jusqu'à un temps 0.3s les courbes sont confondues .Au de la de 0.3s Les deux courbes atteignent leur déplacement maximale de (0.1049m) et (0.5407m) pour les deux lois de comportement bilinéaire et tri linéaire respectivement ;
- ✓ Le taux de déplacement sous la loi tri linéaire est plus important de 80% que celui sous la loi bilinéaire pour une même durée de temps (1s).

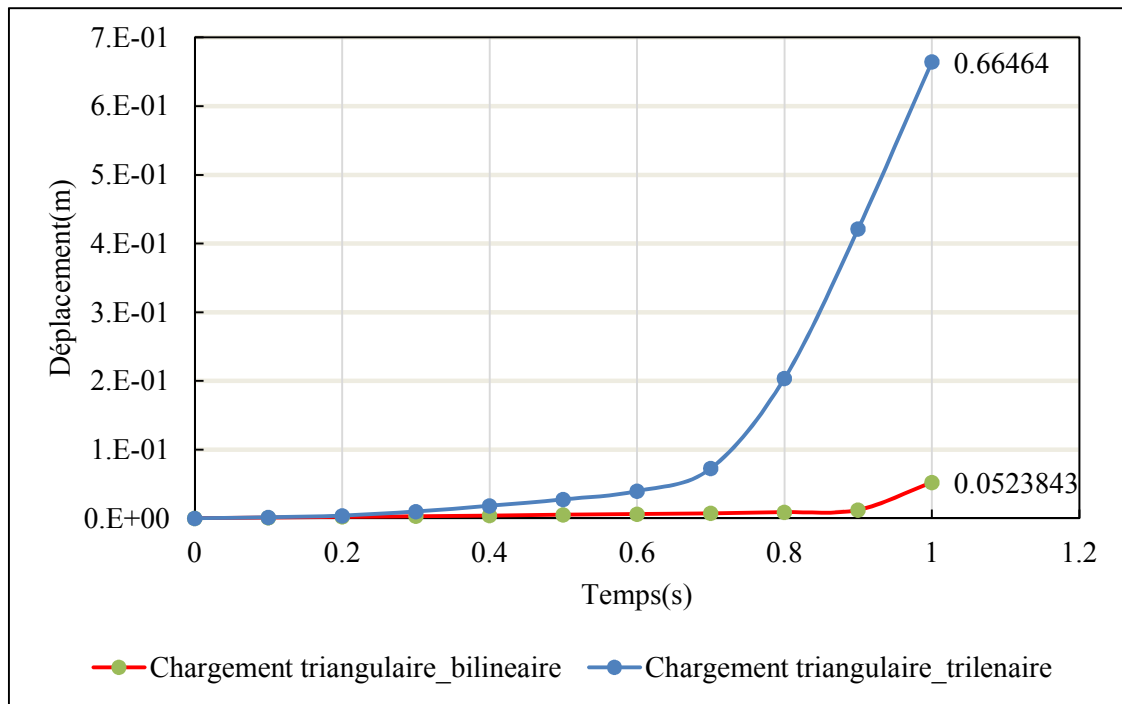


Fig.5.4 : comparaison Déplacement/Temps

Après l'analyse de ces deux courbes, pour un même chargement (triangulaire) et deux lois de comportement différentes (bilinéaire et tri linéaire) on remarque que :

- ✓ jusqu'à un temps 0.3s les courbes sont confondues .Au de la de 0.3s Les deux courbes atteignent leur déplacement maximale de (0.05238m) et (0.66464m) pour les deux lois de comportement bilinéaire et tri linéaire respectivement ;
- ✓ Le taux de déplacement sous la loi tri linéaire est plus important de 92% que celui sous la loi bilinéaire pour une même durée de temps (1s).

5.2.3. Influences du type de chargement sur le comportement de la structure en termes de déplacement

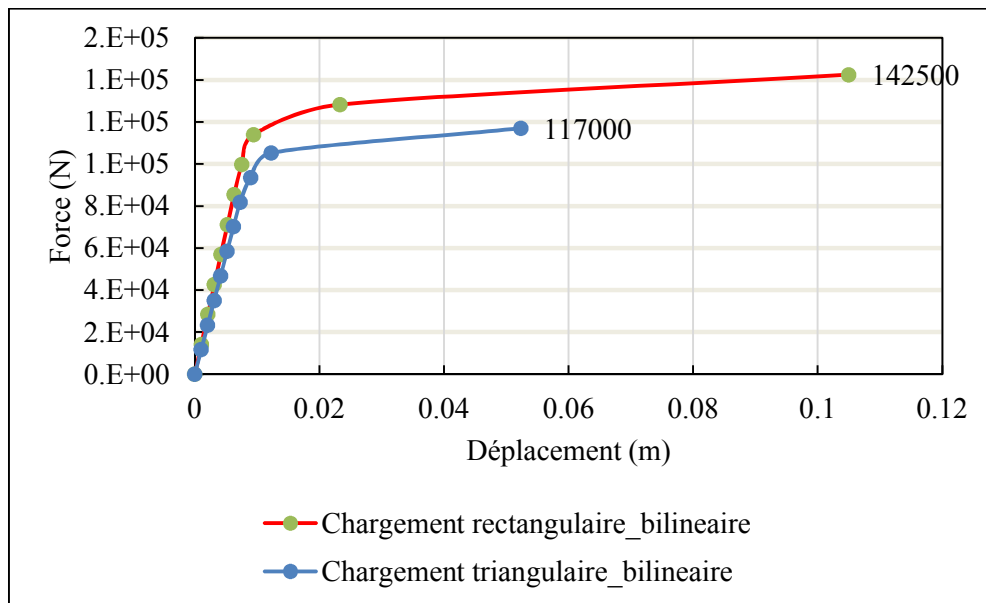


Fig.5.5 : comparaison Force-déplacement

Après l'analyse de ces deux courbes, pour une même loi de comportement (bilinéaire) et deux chargements différents (rectangulaire et triangulaire) on remarque que :

- ✓ jusqu'à un déplacement de 4mm les courbes sont confondues dans leur domaine élastique. Au-delà de 4mm il rentre dans son domaine plastique ou il subit des déformations permanentes ;
- ✓ Les deux courbes atteignent leurs capacités maximales de 117 000 N et de 142 500 N qui restent presque constantes pour deux déplacements maximaux différents (58 mm) et (104 mm) pour les chargements rectangulaire et triangulaire respectivement.

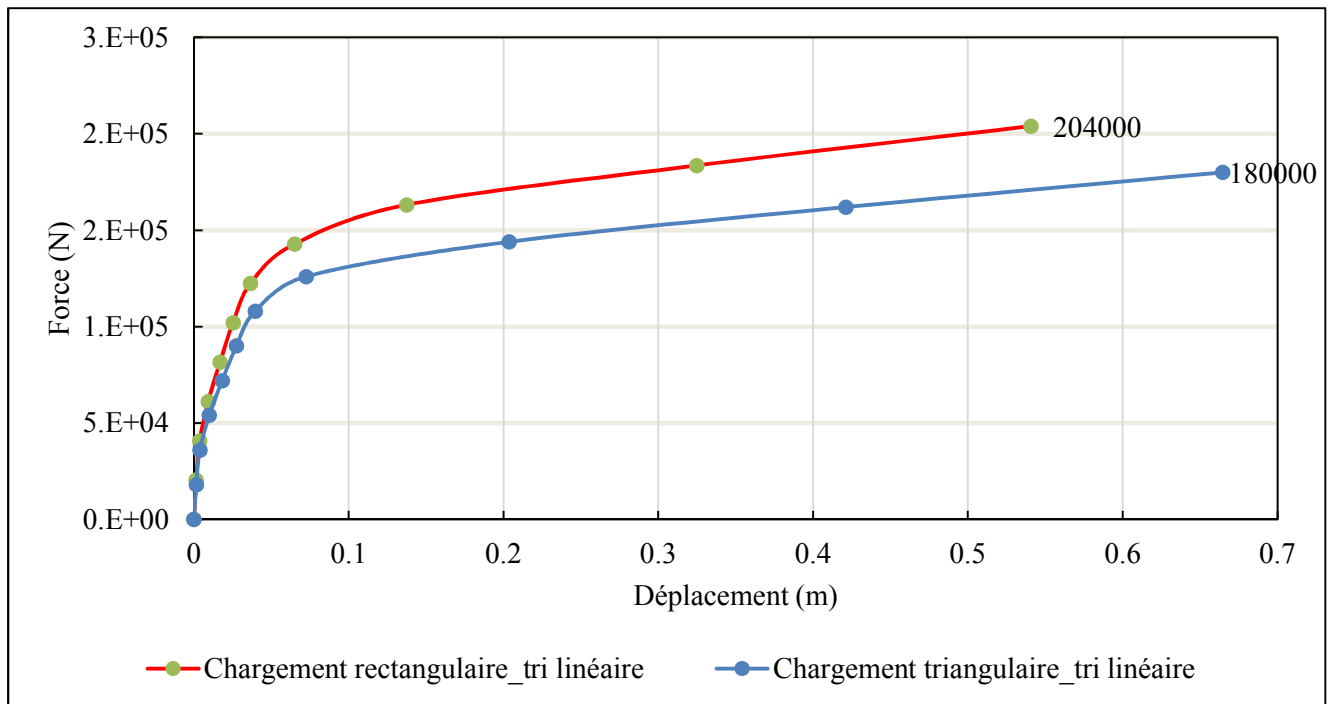


Fig.5.6 : comparaison Force-déplacement

Après l'analyse de ces deux courbes, pour une même loi de comportement (triangulaire) et deux chargements différents (rectangulaire et triangulaire) on remarque que :

- ✓ jusqu'à un déplacement de 20mm les courbes sont confondues dans leur domaine élastique. Au-delà de 20mm il rentre dans son domaine plastique ou il subit des déformations permanentes ;
- ✓ Les deux courbes atteignent leurs capacités maximales de 180000N et de 204000 N qui reste presque constante pour deux déplacements maximaux différents (540 mm) et (680 mm) pour les chargements rectangulaire et triangulaire respectivement.

5.2.4. Influence de lois de comportement sur le comportement de la structure en termes de déplacement

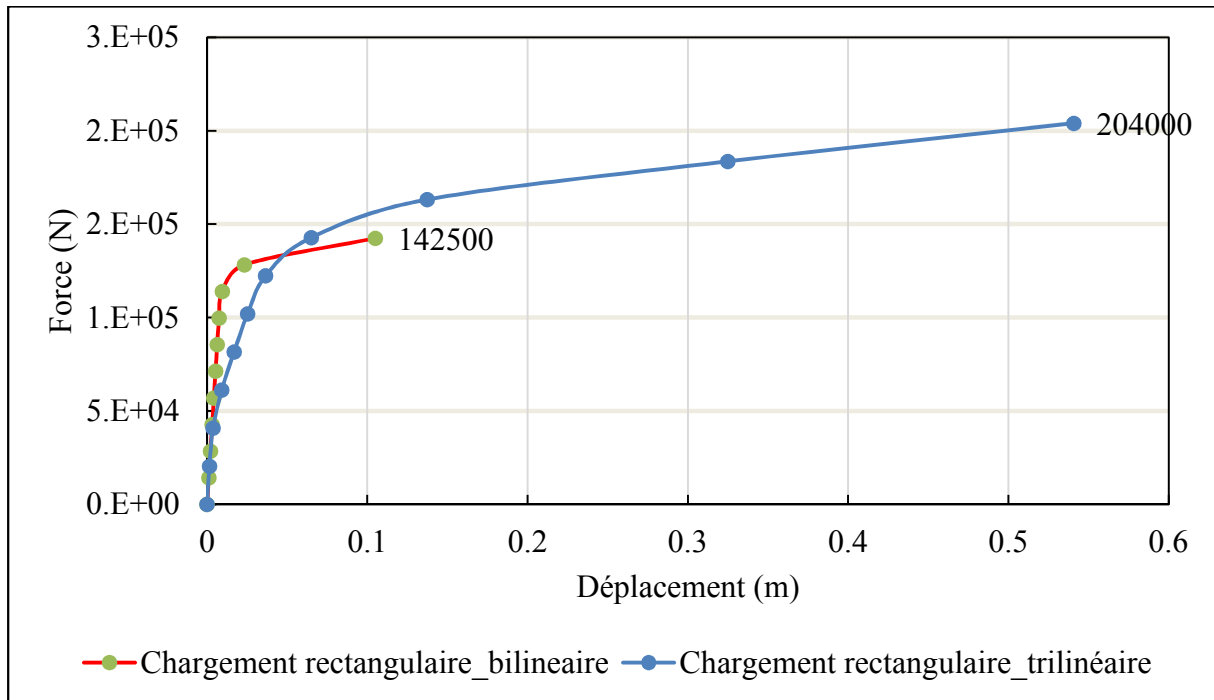


Fig.5.7 : comparaison Force/déplacement

Après l'analyse de ces deux courbes, pour un même chargement (rectangulaire) et deux lois de comportement différentes (bilinéaire et tri linéaire) on remarque que :

- ✓ Les deux courbes sont confondues dans leur domaine élastique cela peut être expliqué du fait qu'on a les mêmes caractéristiques mécaniques. Au delà, il rentre dans son domaine plastique ou il subit des déformations jusqu'à un déplacement maximal de 0.1m et 0.55m pour les deux lois bilinéaire et tri linéaire respectivement ;
- ✓ Le taux de déplacement sous loi tri linéaire est plus important de 82% que celui sous loi bilinéaire.

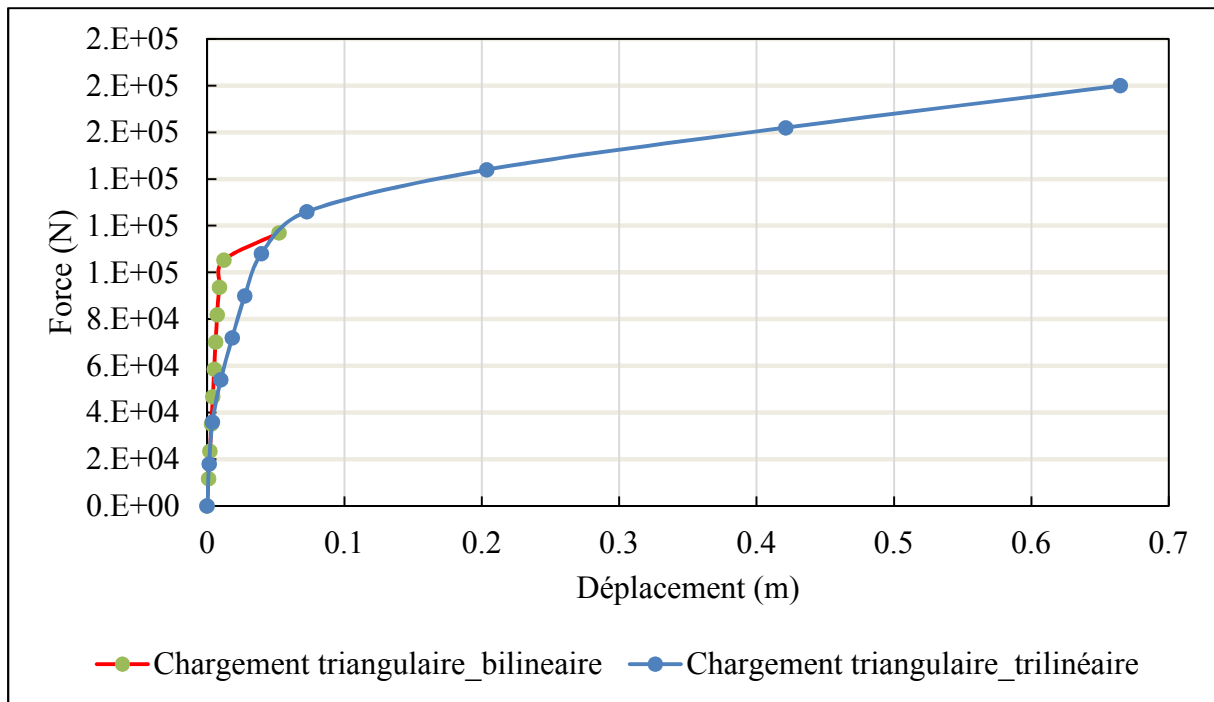


Fig5.8 : comparaison Force/déplacement

Après l'analyse de ces deux courbes, pour un même chargement (triangulaire) et deux lois de comportement différentes (bilinéaire et tri linéaire) on remarque que :

- ✓ Les deux courbes sont confondues dans leur domaine élastique. Au delà, il rentre dans son domaine plastique ou il subit des déformations jusqu'à un déplacement maximal de 0.1m et 0.7m pour les deux lois bilinéaire et tri linéaire respectivement ;
- ✓ Le taux de déplacement sous loi tri linéaire est plus important de 86% que celui sous loi bilinéaire.

Conclusion

D'après l'analyse visuelle des graphes (cas d'un seul niveau), on conclut que :

- ❖ Le type de chargement (triangulaire, rectangulaire) influe sur le comportement des structures pour une même loi de comportement voir les graphes déplacement-temps (Fig5.1, Fig5.2) et force-déplacement (Fig5.5, Fig5.6) ;
- ❖ Les lois de comportement (bilinéaire, tri linéaire) influent sur le comportement des structures pour un même type de chargement. voir les graphes déplacement-temps (Fig5.3, Fig5.4) et force-déplacement (Fig5.7, Fig5.8) ;

La loi bilinéaire sous estime les déformations contrairement à la loi tri linéaire cela peut être expliqué par le nombre de paramètres utilisés : un seul paramètre pour la loi bilinéaire (moment plastique M_y sans courbures) quant à loi tri linéaire comporte trois paramètres (moments élastique, plastique et ultime avec courbures représentées par; $(M_e, \phi_e), (M_y,$

$\phi y), (\mathbf{Mu}, \phi u))$, d'où la loi tri linéaire se comporte mieux que la loi bi linéaire voir les graphes (Fig5.3, Fig5.4, Fig5.7, Fig5.8).

5.3. Interprétation des résultats (cas de trois niveaux)

5.3.1. Influence de type de chargement (triangulaire, rectangulaire) et même loi comportement bilinéaire

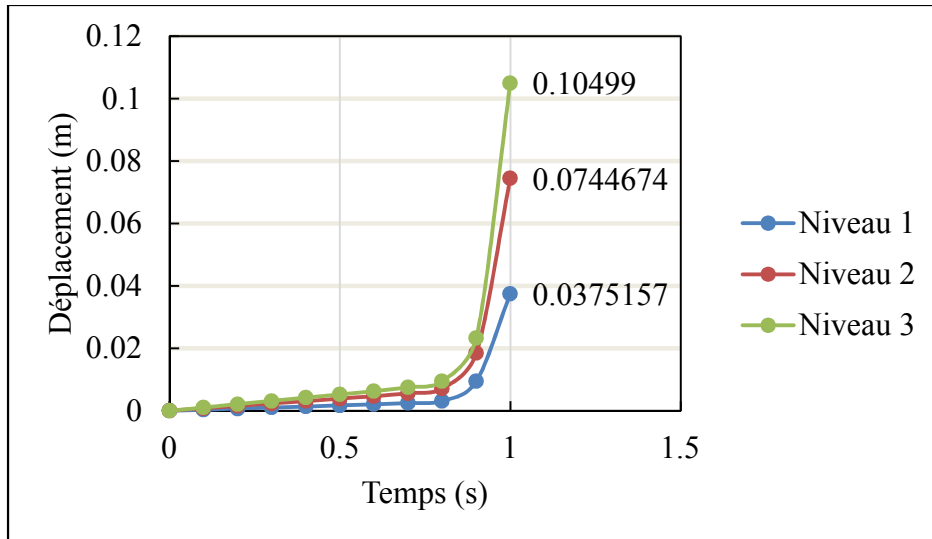


Fig5.9 : chargement rectangulaire bilinéaire(déplacement-temps)

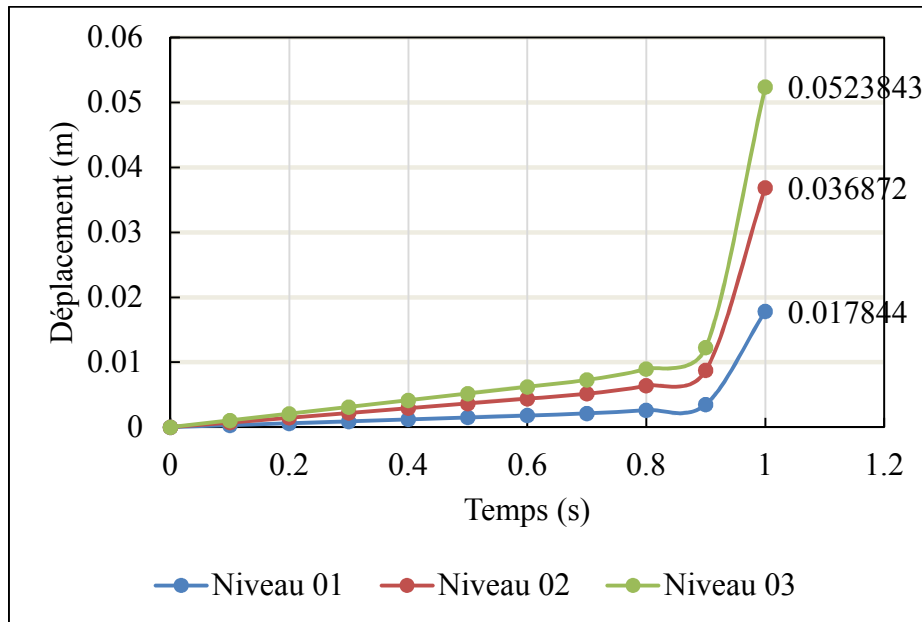


Fig5.10 : Chargement triangulaire bilinéaire (déplacement-temps)

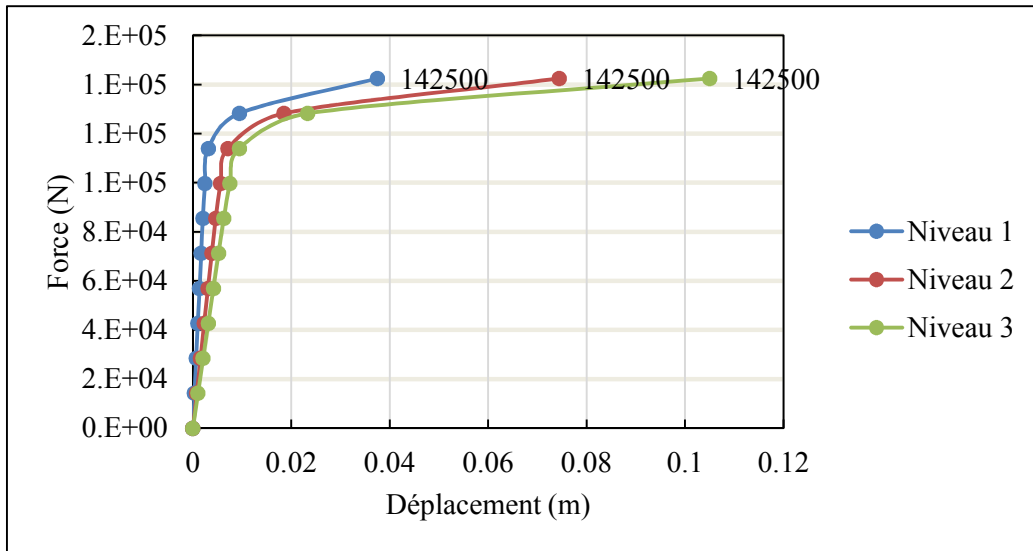


Fig5.11 : chargement rectangulaire bilinéaire (force-déplacement)

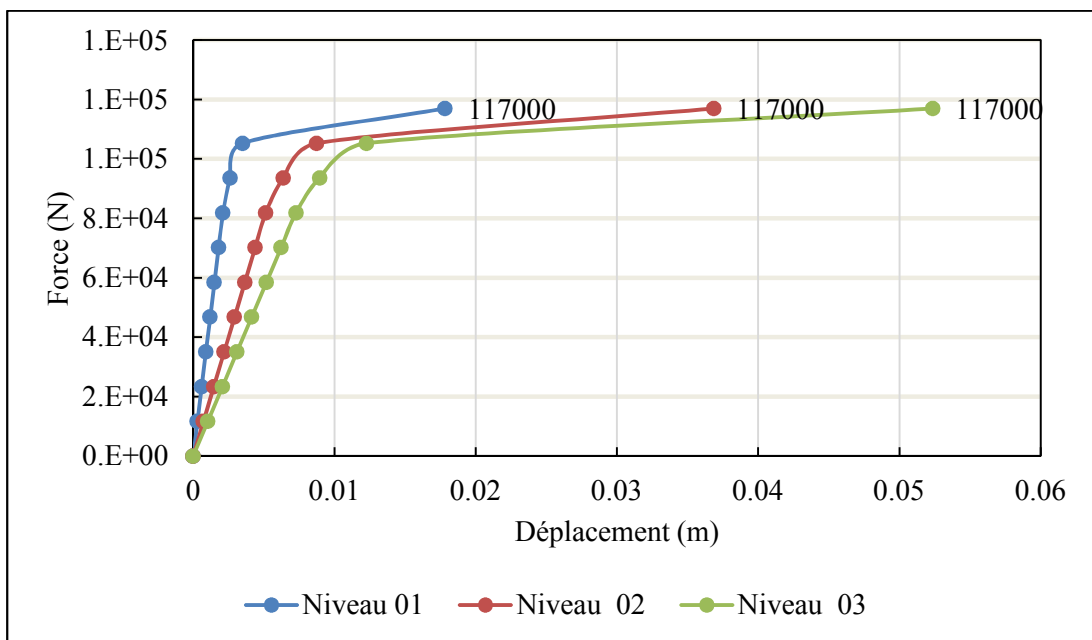


Fig5.12 : Chargement triangulaire bilinéaire (force-déplacement)

5.3.2. Influence de type de chargement (triangulaire, rectangulaire) et même loi comportement tri linéaire

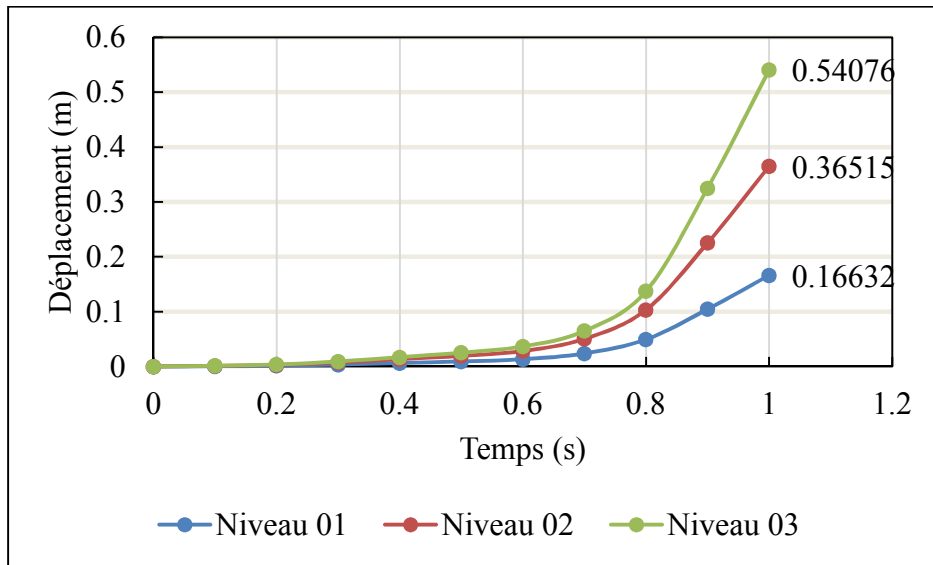


Fig5.13 : Chargement rectangulaire tri linéaire (déplacement-temps)

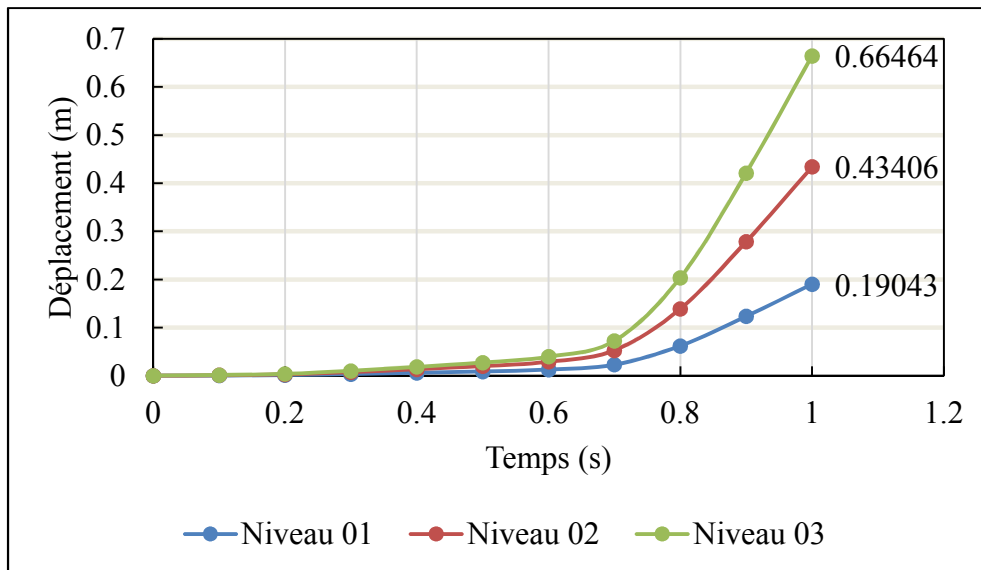


Fig5.14 : Chargement triangulaire tri linéaire (déplacement-temps)

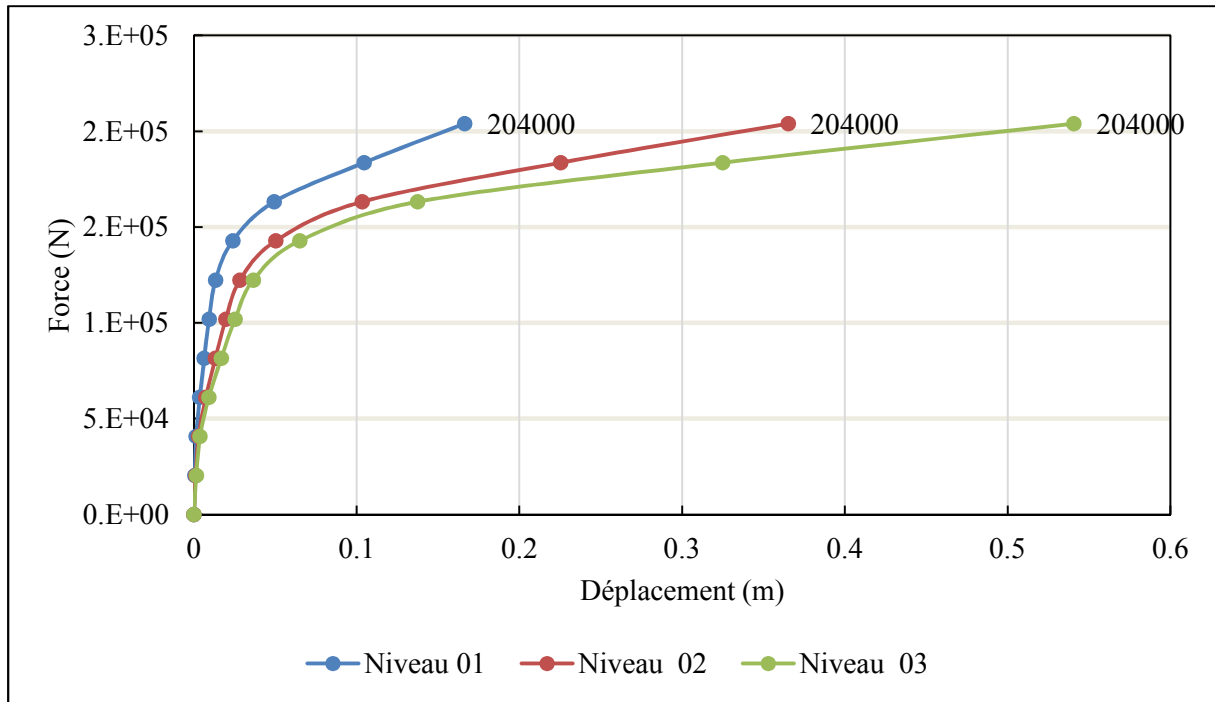


Fig5.15 : Chargement rectangulaire trilineaire (force-déplacement)

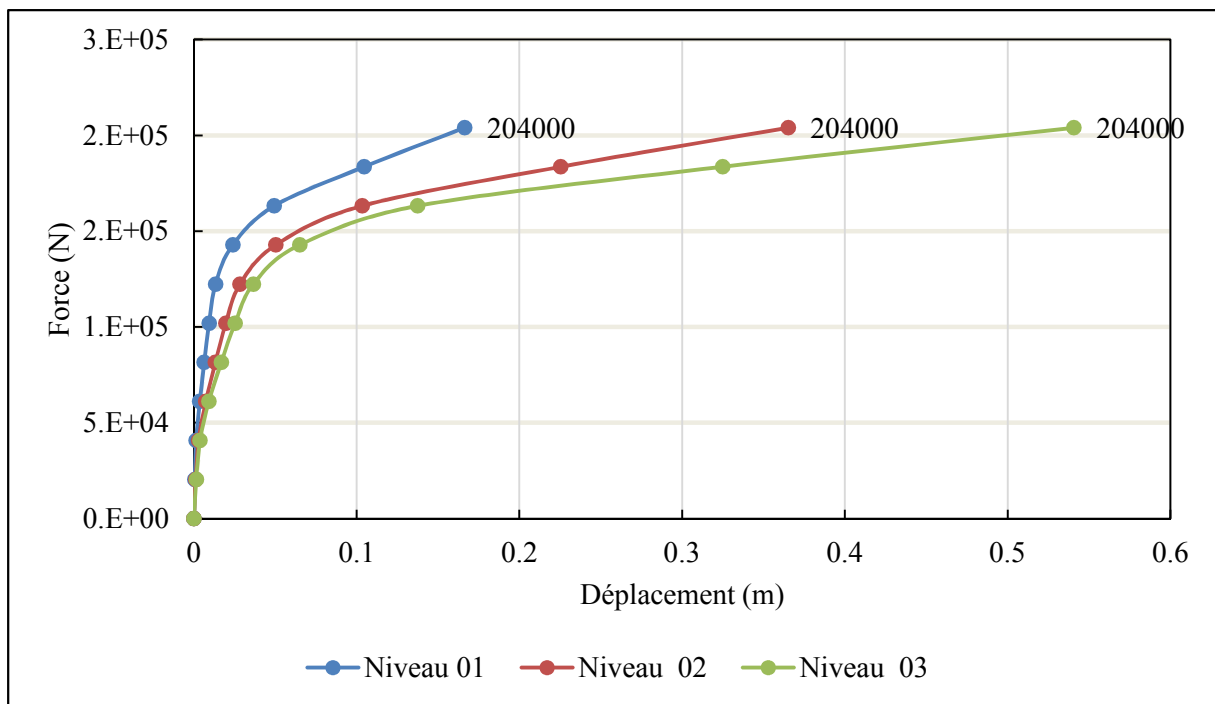


Fig5.16: Chargement triangulaire tri lineaire (force-déplacement)

Après l'analyse des graphes (Fig5.15, Fig5.16), pour une même loi tri linéaire et deux chargements différents (triangulaire, rectangulaire) :

- ✓ Le chargement rectangulaire offre une capacité importante avec un déplacement faible contrairement à la charge triangulaire qui offre une capacité un peu faible avec un déplacement plus important ;
- ✓ Pour un chargement rectangulaire, lorsque qu'on passe de l'étage 1 à l'étage 2 $\rightarrow X1\%=55$ et de l'étage 2 à l'étage 3 $\rightarrow Y1=34$ avec une capacité de 204000N;
- ✓ Pour le chargement triangulaire, , lorsque qu'on passe de l'étage 1 à l'étage 2 $\rightarrow X2\%=54$ et de l'étage 2 à l'étage 3 $\rightarrow Y2\%=30$ avec une capacité de 180000N;

D'où la loi tri linéaire sous chargement triangulaire se comporte mieux que celle sous chargement rectangulaire (car $X1 > X2$ et $Y1 > Y2$).

Conclusion

D'après l'analyse visuelle des graphes (cas de trois niveaux), on conclut que :

- ❖ Le type de chargement (triangulaire, rectangulaire) influe sur le comportement des structures pour une même loi de comportement ;
- ❖ Le chargement sous loi tri linéaire se comporte mieux que celui sous loi bilinéaire ;
- ❖ Le chargement triangulaire avec une loi tri linéaire se comporte mieux que celui de rectangulaire pour la même loi (tri-linéaire).

Conclusion générale

La simulation d'un portique en béton armé avec le logiciel CASTEM 2000a été une initiation à la recherche qui nous a permis de découvrir l'analyse non linéaire et d'avoir des informations et des perspectives utiles pour le chercheur.

Afin de déterminer le comportement réel d'une structure, il est nécessaire d'étudier l'influence des modèles de comportement sur la réponse globale des structures ainsi le type de chargement qui reproduit mieux le chargement sismique.

Plusieurs modèles de comportement existent dans la littérature, une étude comparative entre le modèle bilinéaire qui est défini par deux segments (rigidité initiale, rigidité plastique) et le modèle tri linéaire défini par trois segments (rigidité initiale, rigidité fissuré, rigidité plastique) est mené dans le but de voir la différence entre ces deux modèles par rapport au comportement global (force-déplacement).

Le chargement sismique est approché par un chargement statique (Push over). Les codes de dimensionnement tel que l'euro code 8 défini plusieurs type de chargement horizontale qui peuvent être utilisé (triangulaire, rectangulaire, quadratique). Dans cette présente étude on a utilisé deux type de chargement différents (rectangulaire, triangulaire) dans le but de comparer la réponse globale et les déplacements de chaque étage sous ces différents chargements.

A partir des résultats obtenus, on peut tirer les conclusions suivantes :

Par rapport à la loi de comportement :

- ❖ Le taux de déplacement obtenu par la loi tri linéaire est plus important que celui obtenu par la loi bilinéaire de 82% pour un même chargement rectangulaire ;
- ❖ Le taux de déplacement obtenu par la loi tri linéaire est plus important que celui obtenu par la loi bilinéaire de 86% pour un même chargement triangulaire ;

Par rapport au type de chargement :

- ❖ Le type de chargement (triangulaire, rectangulaire) influe sur le comportement des structures pour une même loi de comportement.

Perspectives

- ❖ Un passage du modèle à l'échelle globale à l'échelle locale (dans chaque élément de maillage) pour les différents modèles étudiés ;
- ❖ Valider la présente étude par une comparaison avec des modèles expérimentaux.

- [1]Septembre-2008, ‘‘étude pour la réalisation d’une cartographie et d’un système d’information géographique sur les risques majeurs au MAROC’’
- [2]Victor DAVIDOVICI, séisme de BOUMERDES – 21 mai 2003, Rapport préliminaire, Ministère de l’Habitat, E., 8 juin 2003.
- [3]HAMDANI Naima, influence de l’irrégularité en élévation de structure en portique en béton armé sur leur comportement sismique, Thèse magister, UMMTO, Tizi ousou, (juin 2012).
- [4]CHERTOUT ABLA, Evaluation du rapport des moments aboutissants aux nœuds poteaux-poutres des portiques auto stables en béton armé, thèse magistère, Université Mentouri - Constantine (2010).
- [5]Guy BESACIER, *La prise en compte du risque sismique dans les constructions*, PARIS, Risques Infos n°13, (Juin 2002).
- [6]Patricia BALANDIER, *les séismes et les constructions en béton armé et en maçonnerie, information sur les constructions parasismiques – VOLUME 3*, SECQUIP, (Juillet 2001).
- [7] Denis DAVI, ‘‘ Généralités sur les phénomènes sismiques’’.
- [8]Didier Combescure, *Quelques exemples de modélisations non linéaires simplifiées pour l’étude du comportement dynamique des structures de génie civil*, France, (2007).
- [9]Kheir-Eddine Ramdane¹, Youcef Mehani² et Mebrouk Hamane¹, *etude expérimentale des noeuds poteaux poutres dans les régions sismiques*, Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010.
- [10] ADAM M. NEVILLE, *propriétés des bétons*, Eyrolles, Paris, (septembre 2000).
- [11]Mazars J., [1984]. —Application de la mécanique de l’endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structurel. Thèse de doctorat d’état, Université Paris6.
- [12]Mohammed Bénali BENMANSOUR, Thèse de Doctorat, *modélisation du comportement cyclique alterné du béton armé, Application à divers essais statiques de poteaux*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, (Janvier 1997).
- [13]DJEBBAR NABIL, thèse de doctorat, *contribution à l’étude de la performance parasismique des éléments Linéaires en béton*, Université Mentouri, Constantine. (2011).
- [14] S.A.SHEIKH AND S.M.UZUMERI. ‘‘Analytical model or concrete confinement in tied columns’’ ASCE Journal of Strutural Engeeniring, Vol 108, n°ST12, Decembre 1982.D.C.KENT, R.Park.Cyclic load behavior of reinforcing steel ‘‘ Straine’’ July 1973.
- [15] Ali Asghar Tai, Analyse de la tenue aux séismes des structures en béton armé. Prise en compte globale des non-linéarités, (2010).
- [16] Sanya Johnson, *Comparison of Nonlinear Finite Element Modeling Tools for Structural Concrete*, university of illinois at urbana champaign, (December 15, 2006).
- [17]Joshua S tyau, *Finite element modeling for reinforced concrete using 3dimensional solid elements with discrete rebar*, Brigham Young University in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of science. (april 2009).
- [18] SR.IYGNAR, P.DEASYI ET K.N.REDDY, *Stress- strain characteristics of concrete confined in steel binder Magazine of concrete Research*.
- [19] ADAM M. NEVILLE, *propriétés des bétons*, Eyrolles, Paris, (septembre 2000).
- [20]JEAN MICHEL TORRENTI, thèse de doctorat, *comportement multi axial du béton : aspects expérimentaux et modélisation*, l’école national des ponts et chaussées, (juin 1987).
- [21] Milan Zacek, Conception parasismiques des bâtiments, formations techniques, (septembre 2010).
- [22] Oliver Martin, *Comparison of different Constitutive Models for Concrete I ABAQUS/Explicit for Missile Impact Analyses*, European Commission, (2010).
- [23]Patricia BALANDIER, *Les séismes et les sites constructibles: Document d’information à l’usage du constructeur - VOLUME 1*, Direction Départementale de l’Équipement de la Guadeloupe.

- [24] Q.-B. Bui, J.-P. Plassiard, M. Mommessin, P. Perrotin, *Evaluation par des mesures dynamiques de l'endommagement à l'échelle locale de portiques en béton armé*, Chambéry, (juin 2012).
- [25] Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover. Hamou Kada Ramdane Kheireddine.
- [26] A. Mazari, "Analyse de comportement sismique de structures en portiques en béton armé dimensionné suivant les RPA et l'analyse en statique non linéaire suivant les schémas de distribution de forces sismiques recommandée par l'Autocode 8".
- [27] D. Combrescure, "Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de CASTEM 2000".
- [28] www.cast3m.cea.fr
- [29] "ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Applied Technology Council, 1996.
- [30] "FEMA 356- Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, 2000.

[2] le préfet des cotes d'armor 2011, "information des acquéreurs et des locataires sur les risques sismiques sur les cotes d'armor".

[3] HAMDANI Naima, "influence de l'irrégularité en élévation de structure en portique en béton armé sur leur comportement sismique", Thèse magister, UMMTO, Tizi ousou, (juin 2012).

[4] CHERTOUT ABLA, "Evaluation du rapport des moments aboutissants aux nœuds poteaux-poutres des portiques auostabes en béton armé", thèse magistère, Université Mentouri - Constantine (2010).

[5] Guy BESACIER, "La prise en compte du risque sismique dans les constructions", PARIS, Risques Infos n°13, (Juin 2002).

[6] Patricia BALANDIER, "les séismes et les constructions en béton armé et en maçonnerie, information sur les constructions parasismiques" – VOLUME 3, SECQUIP, (Juillet 2001).

[8] Amar KASSOULET, Edouard SHDEED, prise en compte de la ductilité dans les méthodes de renforcement des anciens batis-Algérie, syrie, -Damcus UNIVJournalVol(18),(2001).

[9] Didier Combescure, Quelques exemples de modélisations non linéaires simplifiées pour l'étude du comportement dynamique des structures de génie civil, France, (2007).

[10] BALADIER. P, Le séisme et les bâtiments, document d'information à l'usage des constructeurs, Direction départementale de l'équipement de la Guadeloupe- Direction régionale de l'environnement de Guadeloupe, volume 3.

[11] DROUNA Karima, Evaluation des performances parasismiques des portiques en béton armé renforcé par chemisage en béton armé par bandage en CFRP, Mémoire de magister, université de Constantine, Algérie, 2010.

[12] Jean-Louis DOURY et Jacques BETBEDER-MATIBET, Constructions parasismiques,

[13] MILAN Zacek, Conception parasismique, 2004.

[14] HUGO Bachman, Conception parasismique des bâtiments- principe de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maitre d'ouvrage et autorités, directive de l'OEFG- Directive de l'UFAEG, Berne, 2002.

[15] DAVIDOVICI (V.) La conception parasismique commence dès le choix de la forme des B timents. Les cahiers techniques du bâtiment, mars 1988.

- [16] DROUNA Karima, Evaluation des performances parasismiques des portiques en béton armé renforcé par chemisage en béton armé par bandage en CFRP, Mémoire de magister, université de Constantine, Algérie, 2010.
- [17] ALEM. T, Influence des dimensions du bâtiment sur la valeur de la période (cas des structures auto-stable), Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Novembre 2009.
- [18] DJEBBAR NABIL, thèse de doctorat, *contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments Linéaires en béton*, Université Mentouri, Constantine. (2011).
- [19] S.A.SHEIKH AND S.M.UZUMERI. "Analytical model or concrete confinement in tied columns" ASCE Journal of Strutural Engeeniring, Vol 108, n°ST12, Decembre 1982.D.C.KENT, R.Park.Cyclic load behavior of reinforcing steel " Straine" July 1973.
- [20] SOLTANI Aghiles, thèse de master Structure et Matériaux, *Influence du ferrailage sur le comportement des voiles en béton armé*, université Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou, (2012).
- [21] Ali kezmane, thèse master, *étude d'un voile renforcé avec des barres diagonales interne par ABAQUS*, université Mouloud Maameri Tizi Ouzou, (2010).
- [22] Sanya Johnson, *Comparison of Nonlinear Finite Element Modeling Tools for Structural Concrete*, university of illinois at urbana champaign, (December 15, 2006).
- [23] Joshua S tyau, *Finite element modeling for reinforced concrete using 3dimensional solid elements with discrete rebar*, Brigham Young University in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of science. (april 2009).
- [24] SR.IYGNAR, P.DEASYI ET K.N.REDDY, *Stress- strain characteristics of concrete confined in steel binder Magazine of concrete Research*.
- [25] RPA, *règlements parasismique Algérien*, (1999 version 2003).
- [26] ADAM M. NEVILLE, *propriétés des bétons*, Eyrolles, Paris, (septembre 2000).
- [27] JEAN MICHEL TORRENTI, thèse de doctorat, *comportement multi axial du béton : aspects expérimentaux et modélisation*, l'école national des ponts et chaussées, (juin 1987).
- [28] Victor DAVIDOVICI, *Rapport d'expertise des bâtiments*, République d'Haïti Séisme de Port-au-Prince, (12 janvier 2010).
- [29] Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover.Hamou Kada Ramdane Kheireddine.
- [30] SAP 2000, detailed tutorial including pushover analysis-June
- [31] Eurocode 8 (2004), Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- [32] Fédéral Emergency Management Agency,FEMA – 356 Prestandard and. commentary for seismic rehabilitation of buildings.Washington (DC).2000 Projet semestre " Modélisation Parasismique " Bruchez – Bussard Juin 2007.
- [33] D. Combrescure," Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de CASTEM 2000".
- [34] www.cast3m.cea.fr.
- [35] P. Pegon, "Programme SAFE : Présentation générale des essais", Journée SFEN-ST9, Réévaluation sismique du Génie Civil des Installations Nucléaires, Paris, 14 Décembre 1999.

- [36] M. Fardis, «Member – type models for the non linear seismic response analysis of reinforced concrete structures » in Experimental and numerical methods in earthquake engineering, EURO Courses, Reliability and risk analysis, Volume 2, Ispra 1991.
- [37] [Politopoulos, 1998] I. Politopoulos, « Etude bibliographique sur la modélisation des bâtiments en béton armé », Rapport SEMT/EMSI/RT/98-047A
- [38] T. Takeda, M.A. Sozen, N.N. Nielsen, « Reinforced concrete response to simulated earthquakes », Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 96, N°ST12, 1970.
- [39]S.Lavarenne. « Développement d'éléments globaux pour l'étude du comportement sismique des structures en béton armé ». Rapport DMT/94-110