

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

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT : GENIE CIVIL



FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES

N° :

**Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique**

Par: Guenfoud Abderrazak

Zitouni Abdelkader

Intitulé

**Influence du facteur de comportement R sur la
performance des structures**

Encadré Par : Dr Boulaouad Abderrachid

Soutenu devant le jury composé de:

Mr Titoum Messaoud	Université Md Boudiaf M'sila	Président
Mr Boulaouad Abderrachid	Université Md Boudiaf M'sila	Rapporteur
Mr Guerraihe Ammar	Université Md Boudiaf M'sila	Examineur

Année universitaire : 2020 /2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remercîment

Abderrazakguenfoud

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de ce modeste travail et qui m'ont aidée lors de la rédaction de cette mémoire.

Je voudrais dans un premier temps remercier, mon directeur de mémoire Dr Boulaaouad Abderrachid, professeur à l'université Mohamed Boudiaf, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je remercie également toute l'équipe pédagogique de l'université et les intervenants professionnels responsables de ma formation, pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci.

Abdelkader zitouni

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon directeur de mémoire, Dr Boulaaouad Abderrachid
Je le remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui
par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de
me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi. Je remercie mes sœurs , et mes
frères , pour leurs encouragements.

Enfin, je remercie mes amis qui ont toujours été là pour moi. Leur soutien inconditionnel et leurs
encouragements ont été d'une grande aide.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Table des Matières

Chapitre I	
Introduction:.....	7
Reglementation sismique	8
Chapitres de la memoire	9
Chapitre II	12
Introduction.....	13
Formule de calcul du facteur de comportement.....	13
Facteur de ductilite R_{μ}	15
Facteur de sur resistance Ω	20
Chapitre III	21
Geometrie et configuration structurale	22
Dimensionnement des elements structurales	23
Charges appliquees	24
Modelisaton des structures.....	25
Presentation generale du logiciel sap 2000 V 14	25
Chapitre IV	26
Introduction.....	27
Resultas des analyses Pushover	27
Courbes du capacites des portiques etudies	27
Mécanisme de ruine et distribution des rotules plastique a la ruine.....	30
Analyse comparative des resultas obtenus des portiques etudies.	32
Ductilités globale μ des portiques étudiées.....	32.
Facteur de sur-resistance Ω des portiques étudiées	33
Facteur de comportement R des portiques étudiées.....	33
Resultas des analyses dynamique incrementales.....	35
Mécanisme de ruine et distribution des rotules plastique a la ruine.....	35
Ductilités globale μ des portiques étudiées	40.
Facteur de sur-resistance Ω des portiques étudiées	40
Facteur de comportement R des portiques étudiées.....	41
Conclusion.....	45
Perspectives.....	46
Bibliographies.....	47

Liste des figures

Chapitre I

Figure 1.1	7
Figure 1.2	9

Chapitre II

Figure 2.1	14
Figure 2.2	17
Figure 2.3	19
Figure 2.4	19
Figure 2.5	20
Figure 2.6	21

Chapitre III

Figure 3.1	25
Figure 3.2	26
Figure 3.3	28

Chapitre IV

Figure 4.1	37
Figure 4.2	38
Figure 4.3	38
Figure 4.4	41

Liste des Tableaux

Chapitre II

Tableaux2.123

Chapitre IV

Tableaux 4.140

Introduction:

Plusieurs phénomènes naturels présentent des véritables sources de danger venant menacer la sécurité de l'être humain et son abri . parmi ces phénomènes, les séismes viennent en première position vu les dégâts et les pertes qu'ils occasionnent (pertes humaines, ponts, bâtiment...)

A travers l'historique, plusieurs séismes dévastateurs se sont produit dans différentes régions du monde, par exemple séisme de Boumerdes en 2003.

Les statistique précitées nous donnent l'information que les séismes présentent une sollicitation violente capable de conduire facilement à la ruine de la structure, les conséquences sont souvent catastrophiques.

L'effondrement des bâtiments (figure 1.1), par exemple, entraîne des pertes humaines et économiques. De manière différée, les dégâts infligés au bâti se répercutent lourdement au niveau socio – économique de toute la région concernée

Dans ce contexte, se doter de moyens de prévention contre leurs effets par la mise en place de moyens techniques (dispositions constructives, choix du site, choix des matériaux,...) et réglementaires (codes parasismiques) sont les principales préoccupations de la communauté scientifique dans le domaine du génie parasismique.



Figure 1.1 : Effet du séisme de Chlef (Algérie, 1980).

Le génie parasismique moderne trouve son origine dans l'observation et l'investigation de plusieurs événements qui se sont produits au 20^e siècle. Parmi les catastrophes qui ont marqué les prémises du génie parasismique on peut faire ressortir certains événements du début du siècle : le tremblement de terre de San Francisco aux États-Unis (1906), la catastrophe de Messina en Italie (1908) qui a causé la mort de 83 000 personnes.

Au cours des 50 dernières années, la communauté scientifique du génie parasismique a réévalué ses procédures de dimensionnement, et ce grâce à une meilleure compréhension du phénomène sismique. Ces procédures de dimensionnement considèrent les spécificités de l'action des tremblements de terre et tirent partie des particularités de la réponse sismique des structures. Cependant, les séismes étant des événements rares et imprévisibles, il n'est pas raisonnable de vouloir que les constructions ressortent indemnes de tous les tremblements de terre. Dans ce sens, l'objectif premier de la construction parasismique consiste généralement à éviter l'effondrement des structures pour sauver les vies humaines. Ainsi, dans les codes et règlement parasismiques, pour permettre un dimensionnement économique, les recommandations pour le calcul sismique de structures prennent en compte le comportement ductile et hystérétique de ces dernières.

REGLEMENTATION SISMIQUE :

L'Algérie a connu au siècle dernier plusieurs séismes destructeurs causants d'énormes pertes humaines et matérielles. Le dernier séisme majeur du 21 mai 2003 de Boumerdes qui a provoqué la perte de plus de 2300 vies humaines et plus de 10000 blessés.

Une structure en zone sismique est dimensionnée de manière à ce qu'une part de l'énergie sismique introduite par un tremblement de terre sévère soit dissipée sous forme hystérétique par le biais de déformations plastiques.

Cependant, pour empêcher la ruine de la structure, l'amplitude de ces déformations plastiques doit être limitée à des valeurs qui sont compatibles avec la ductilité locale et globale disponibles dans la structure, c'est-à-dire avec sa capacité de dissipation d'énergie. Cette dernière est assurée par les zones dissipatives qui sont essentiellement des rotules plastiques dans les éléments fléchis, des barres en traction plastique pour les éléments de contreventement.

Pour effectuer l'analyse dynamique d'une structure en tenant compte de son comportement inélastique hystérétique, il est bien rare qu'un projeteur puisse utiliser une méthode de calcul dynamique non linéaire. En effet, celle-ci exige d'effectuer l'intégration numérique, pas à pas dans le temps, d'un système matriciel complexe par suite des non linéarités matérielles et géométriques, et ce type de calcul peut être difficile à effectuer en pratique de bureau d'étude, pour plusieurs raisons : disponibilité des accélérogrammes, disponibilités des lois de comportement des matériaux constitutifs et des éléments structuraux, complexité de la structure, temps de calcul donc coût.

OBJET DE L'ETUDE :

Les méthodes de dimensionnement conventionnelles des bâtiments sous chargement sismique sont basées sur l'utilisation des accélérations spectrales. On suppose que le système peut être représenté par un oscillateur à un degré de liberté, de masse M , de période élastique T_e et de taux d'amortissement ξ . On connaît aussi un spectre d'accélérations élastiques de dimensionnement, provenant du code de calcul respectif. Avec ce spectre et les propriétés de l'oscillateur l'effort tranchant élastique à la base, V_e , est :

$$V_e = M g \left(S_a (T_e , \xi) / g \right)_e \quad (1.1)$$

où $\left(S_a (T_e , \xi) / g \right)_e$ est l'accélération du spectre élastique correspondante à la période élastique T_e et au taux d'amortissement ξ .

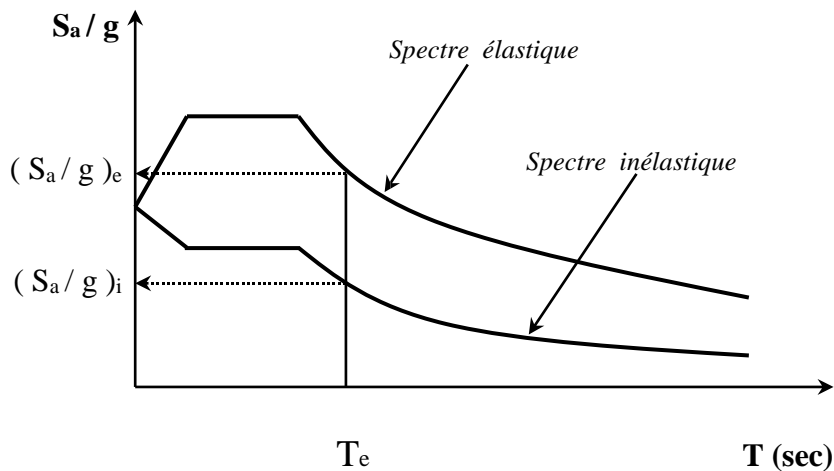


Figure 1.2 : Méthodes des accélérations spectrales.

Si le système est conçu pour un effort tranchant V_i inférieur à V_e , on peut s'attendre à ce que le système subisse un comportement inélastique. Ce comportement induira une augmentation du taux d'amortissement du système, et donc une diminution des accélérations subies par la structure. Avec la prise en compte du comportement inélastique on peut construire un nouveau spectre de réponse.

Si on suppose que la période reste approximativement constante et égale à T_e on obtient :

$$V_i = M g (S_a (T_e , \xi) / g)_i = V_e / R \quad (1.2)$$

où R est le facteur de réduction des forces ou le facteur de comportement.

Du point de vue économique, le dimensionnement d'un système qui reste élastique seulement jusqu'à la valeur V_i est moins coûteux que celui d'un système qui reste élastique jusqu'à la valeur V_e . Mais pour profiter de cette économie, il est nécessaire de garantir que les différents éléments du bâtiment puissent développer le comportement inélastique requis. En plus, de façon implicite on doit accepter l'apparition d'un certain niveau de dommage après le mouvement sismique.

Notre travail a pour objectif principal d'évaluer le facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base de critères de ruine préalablement définis en utilisant deux méthode d'analyse, à savoir : l'analyse statique non linéaire en poussée progressive (*analyse pushover*) et l'analyse dynamique non linéaire (*analyse dynamique incrémentale*).

Dans cette étude, l'évaluation du facteur de comportement de la structure en portique tient compte du facteur de réduction, $R\mu$, dû à la ductilité globale, μ , du portique et du facteur de réduction, Ω , dû à sa sur-résistance. Ces paramètres de ductilité globale et du facteur de réduction sont extraits des courbes de capacité obtenues à partir des analyses pushover et dynamique incrémentale.

L'étude est menée en considérant deux portiques plans en béton armé d'élancements différents. Ils ont le même nombre de travées mais de nombre de niveaux différents. L'étude est menée en considérant trois portiques plans en béton armé d'élancements différents. Ils ont le même nombre de travées mais de nombre de niveaux différents. Il s'agit d'un portique élancé à 6 niveaux (portique R+5), de l'autre moyennement élancé à 5 niveaux (portique R+4) et d'un troisième de faible élancement de 4 niveaux (portique R+3).

Après un dimensionnement des deux portiques suivant les deux codes de calcul utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL 91, et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003, on effectue, pour chaque portique, à l'aide du logiciel SAP2000/version 14, une analyse statique non linéaire en poussée progressive (*analyse pushover*) sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes à distribution triangulaire inversé et une analyse dynamique non linéaire (*analyse dynamique incrémentale*) en utilisant un ensemble de 7 accélérogrammes enregistrés de par le monde.

Les poutres et poteaux des trois portiques en béton armé sont modélisés par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités.

À cet effet, les modèles de Mander pour le béton confiné et non confiné pour l'acier sont utilisés, et ce pour l'établissement des lois Moment – Rotation associées à la plastification par flexion des rotules plastiques.

Au terme de ces analyses non linéaires, statique et dynamique, des portiques considérés, on procède à une discussion des résultats obtenus, relatifs aux paramètres étudiés : la ductilité globale du portique, μ , son facteur de sur-résistance, Ω , et son facteur de comportement, R .

CONTENU DU MEMOIRE

La présente mémoire comprend **5 chapitres**.

Le **premier chapitre** est la présente introduction.

Au **chapitre 2**, on introduit le concept du facteur de comportement, R , et sa formulation.

Au **chapitre 3**, on effectue le dimensionnement des trois portiques R+2, R+5 et R+8 considérés, suivant le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL91, et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003 sur la base d'analyses modales spectrales effectuées en utilisant le programme SAP2000/version 14.

Au **chapitre 4**, on donne un résumé sur les deux méthodes d'analyse statique et dynamique non linéaires effectuées pour chaque portique considéré.

Au **chapitre 5**, on résume les conclusions principales des résultats obtenus dans le cadre de cette investigation et on suggère des perspectives de recherches de travail.

CHAPITRE 2

INTRODUCTION

CALCUL DU FACTEUR DE COMPORTEMENT

1.INTRODUCION :

les codes parasismiques offrent la possibilité d'utiliser une analyse élastique linéaire approchée, c'est-à-dire une analyse simple, qui peut prendre différentes formes, analyse modale spectrale au départ d'un spectre de réponse élastique ou même analyse statique équivalente, en réduisant les forces sismiques obtenues afin de tenir compte de la dissipation hystérétique d'énergie de la structure réelle soumise à l'action sismique considérée. Cette réduction est réalisée, en pratique, en utilisant le concept de « facteur de comportement » R de la structure (noté q dans le code parasismique européen, l'Eurocode 8. Ainsi, pour un dimensionnement tenant compte du comportement inélastique, les forces sismiques de projet sont généralement évaluées à partir de spectres de réponse " inélastiques ", qui donnent l'accélération spectrale de projet en fonction de la ductilité globale attribuée à la structure et de sa période propre fondamentale de vibration. En pratique, dans les codes parasismiques existants, un spectre de réponse inélastique est obtenu en réduisant le spectre de dimensionnement élastique par le facteur R qui tient compte des capacités dissipatives de la structure. Cette réduction est schématisée à la figure ci-dessous où l'accélération spectrale de projet normalisée (par rapport à l'accélération de la pesanteur g) est désignée par $S_a(T)$, T étant la période propre fondamentale de vibration de la structure. Autrement dit, le facteur R tient compte à la fois de la demande de ductilité associée à l'action sismique sollicitant la structure et des ressources inélastiques de cette dernière en termes de ductilité (locale et globale) qui dépend de la topologie d'ossature. Lors d'un calcul sismique d'une structure, la valeur à attribuer au facteur R , dépend de la capacité de celle-ci à dissiper de l'énergie sismique par déformations plastiques. $R=1$, veut dire que la structure est considérée non dissipative ; celle-ci est alors dimensionnée de manière à avoir un comportement purement élastique lors d'un tremblement de terre qui lui induirait des sollicitations similaires à celles de l'action sismique de projet, pour laquelle elle a été dimensionnée. Cette valeur est d'autant plus élevée que la structure est plus dissipative. Pour fixer les idées, les valeurs de R considérée dans le code parasismique algérien sont comprises entre 1 et 5.

le facteur de comportement, R , dépend de plusieurs paramètres tels que, la ductilité, la période propre fondamentale de vibration de la structure, la réserve de résistance, appelée aussi sur-résistance, la redondance de la structure, ainsi que les caractéristiques du mouvement du sol. Par ailleurs, il est actuellement admis que le facteur de comportement R est formulé comme étant le produit de trois facteurs : un facteur de ductilité, R_{μ} , un facteur de sur-résistance, Ω , et un facteur de redondance, R_R . L'évolution récente de certains codes parasismiques tels que l'Eurocode 8 a pris en considération ces paramètres dans la formulation du facteur R .

Bien que l'actualisation du code parasismique algérien RPA99/Version2003 après le séisme de Boumerdès (2003) ait été consacrée essentiellement à la révision du zonage sismique ainsi qu'aux valeurs du

coefficient d'accélération de zone, A, qui s'y rattachent ; le facteur de comportement, R, n'a pas bénéficié, cependant, de recommandations appropriées.

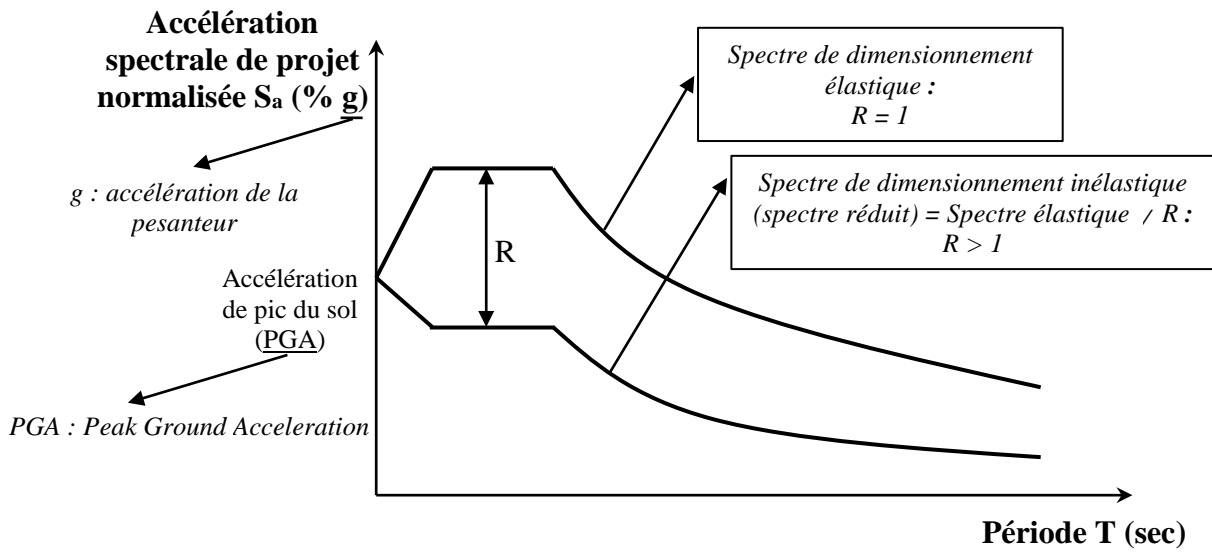


Figure 2.1 : Schématique d'obtention d'un spectre de dimensionnement inélastique selon les codes parasismiques existants

Le facteur de comportement, R, représente le rapport de la force latérale maximale, V_e , que développerait, dans une structure, une réponse purement élastique linéaire sous le mouvement sismique spécifié, à la force latérale de dimensionnement, V_d , pour laquelle elle a été dimensionnée. Le rapport R est exprimé par l'équation suivante:

$$R = V_e / V_d \text{ (2.1)}$$

Suivant les recommandations du code NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) qualifie le facteur R de facteur empirique de réduction de la force sismique prenant en compte l'amortissement et la ductilité d'un système structurel pour des déplacements dépassant l'état initial de plastification et approchant le déplacement structurel ultime.

Le concept du facteur de comportement est basé sur la capacité qu'a une structure, convenablement dimensionnée, à supporter de larges déformations dans le domaine inélastique sans s'effondrer (comportement ductile) et à développer une capacité de résistance latérale dépassant généralement la force latérale pour laquelle elle a été dimensionnée (appelée souvent réserve de résistance). Ainsi, l'ingénieur en structures a tiré profit de l'effet favorable de ce comportement structurel, c'est-à-dire de la plastification de la structure. Le facteur R a été initialement introduit dans le code ATC-3-06 en

1978, et sert à réduire l'effort tranchant à la base (V_e) calculé à partir de l'analyse élastique en utilisant un spectre de réponse ayant un amortissement de 5% dans le but de calculer l'effort tranchant de dimensionnement à la base (V_d).

Le facteur de comportement, R , est largement utilisé ; il est intégré dans l'analyse statique élastique des structures pour tenir compte de leur réponse inélastique. Les principales méthodes d'analyse statique sont la méthode statique équivalente et la méthode spectrale modale, dans les deux procédures le facteur R est utilisé pour le calcul de l'effort tranchant de dimensionnement à la base. Une des hypothèses les plus importantes des deux méthodes est que la réponse "inélastique" est prise en compte dans l'analyse "élastique" par la simple introduction de ce facteur. L'usage du facteur R inclut une autre ambiguïté dans le dimensionnement qui est liée au fait que l'apparition des dommages est assumée et ce par la réduction des forces latérales élastiques. Or les méthodes d'analyses élastiques citées ci-haut sont incapables de fournir une estimation sur le niveau d'endommagement structurel. Malgré que les procédures d'analyses élastiques ne donnent pas d'estimations quantitatives de la réponse non linéaire de la structure, elles restent la pierre angulaire dans la pratique du dimensionnement parasismique et sont considérées comme des procédures d'analyses valables et un outil pratique dans le dimensionnement professionnel pour plusieurs raisons, y compris:

- Elles sont faciles d'utilisation et n'exigent pas du concepteur des connaissances sur la dynamique des structures.
- Elles peuvent fournir une estimation sur les sollicitations revenant aux éléments structuraux avec une précision jugée satisfaisante pour les bâtiments réguliers et faiblement et moyennement élancés.
- Elles peuvent être utilisées pour un pré dimensionnement préliminaire des éléments structuraux devant être évalués ultérieurement par des méthodes rigoureuses.

2.FORMULE DE CALCUL DU FACTEUR DE COMPORTEMENT

Dans la moitié des années 80, les résultats d'un programme de recherche expérimentale conduit à l'Université de Californie à Berkeley ont été utilisés pour développer une meilleure compréhension de la réponse sismique des bâtiments en portiques métalliques contreventés et proposer une formulation du facteur de comportement.

Des relations effort tranchant à la base-déplacement en tête des bâtiments expérimentés: bâtiments en portiques métalliques à contreventement triangulé centré et bâtiment à contreventement triangulé excentré, ont été établies en utilisant les données accueillies du simulateur des tremblements de terre.

Les courbes force-déplacement, appelée aussi courbes de capacité, ont été développées en traçant sur un graphique le déplacement en tête correspondant à l'effort tranchant maximal à la base, et ce pour chaque simulation sismique et pour chaque modèle considéré.

Pour chaque test, un spectre de réponse élastique en accélération a ainsi été généré en utilisant l'histoire de la réponse en accélération des plates-formes du simulateur du tremblement de terre. Ce programme de recherche expérimentale a permis aux chercheurs de Berkeley de formuler le facteur de comportement R comme le produit de 3 facteurs tenant compte de la ductilité, de la réserve de résistance et de l'amortissement visqueux. Ainsi, le facteur R est donné par la relation suivante :

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \cdot R_{\xi} \text{ (2.2)}$$

où R_{μ} est le facteur de réduction dû à la ductilité, Ω est le facteur de sur-résistance et R_{ξ} est le facteur d'amortissement. L'effet de l'amortissement est généralement inclus dans le facteur de réduction dû à la ductilité (R_{μ}). Le facteur R_{ξ} considéré dans l'équation (1) a été adopté seulement pour tenir compte de la réduction de la réponse fournie par un amortissement externe supplémentaire; aussi ce facteur peut être utilisé pour l'estimation du déplacement des structures inélastiques, mais non pour réduire proportionnellement la demande de résistance, d'où ce facteur pourrait être exclu de l'équation (2.2). Un autre facteur a été introduit par l'ATC-34 pour tenir compte de la redondance structurelle (R_R). Ce facteur est introduit dans le but de quantifier l'amélioration de la réserve de sécurité des systèmes en portiques utilisant la multiplication modulaire des travées et des niveaux dans chaque direction principale. Ainsi, le facteur R est donné par l'équation suivante :

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \cdot R_R \text{ (2.3)}$$

En outre, la sur-résistance et la redondance sont considérées comme une seule composante, comme cela a été adopté par un grand nombre de chercheurs incluant ceux de l'ATC (Freeman). Ceci est dû au fait que le paramètre "sur-résistance" tient compte implicitement de la redondance structurelle à travers le phénomène de redistribution des efforts internes, ce qui conduit à une sur-résistance élevée. Le facteur de comportement peut être alors défini comme le produit du facteur de ductilité (R_{μ}) et le facteur de sur-résistance

(Ω), et ce comme montré à la figure (2.1) . Ainsi,

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \text{ (2.4)}$$

La figure (2.2) illustre aussi la ductilité globale μ de la structure, laquelle est exprimée comme le rapport entre le déplacement maximum en tête, d_u , de celle-ci et son déplacement élastique limite, d_y , correspondant à la fin de la phase élastique de la courbe de capacité idéalisée. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\mu = d_u / d_y \text{ (2.5)}$$

2.3. FACTEUR DE DUCTILITÉ, R_μ :

Le facteur R_μ est une mesure de la réponse non linéaire globale d'un système de contreventement et non pas celle de ses éléments constitutants. Il est évalué pour un spectre inélastique à ductilité constante et il tient compte de la différence entre un chargement statique et un chargement dynamique réversible induit par l'action sismique. Le bâtiment est modélisé comme un système à un seul degré de liberté, où sa ductilité de déplacement disponible est estimée, et les relations entre R_μ et μ (ductilité de déplacement) sont développées. Ces relations ont été le sujet de recherche pour les 3 dernières décennies, et il a été trouvé qu'elles sont fonction des caractéristiques de la structure (ductilité, amortissement et période de vibration) ainsi que des caractéristiques du mouvement du sol.

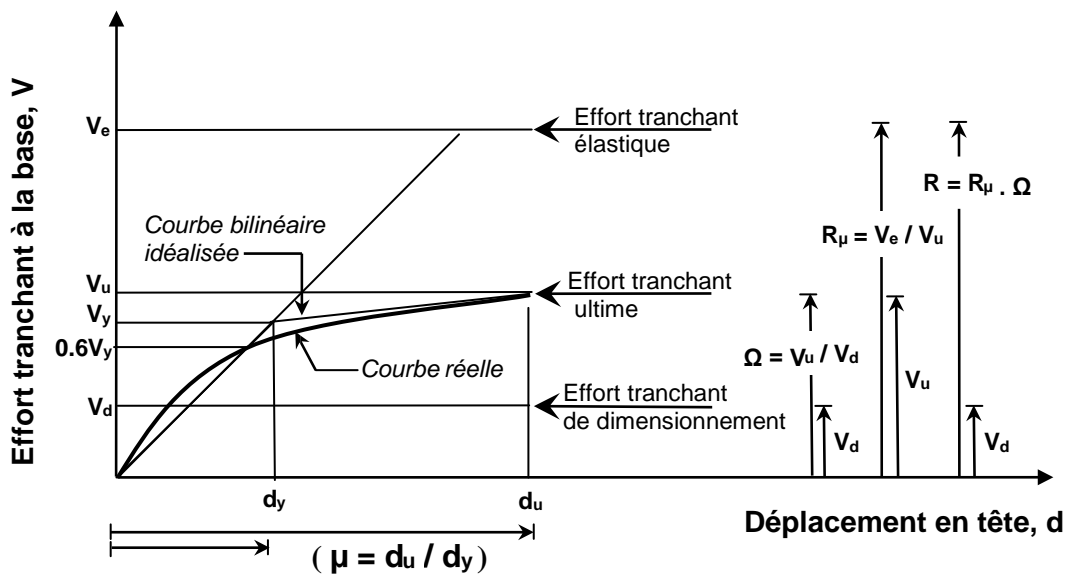


Figure 2.2 : Relations entre le facteur de comportement (R), le facteur de sur-résistance (Ω), le facteur de ductilité (R_μ) et la ductilité globale (μ).

2.3.1 Méthodes d'évaluation du facteur de ductilité R_μ

Les méthodes d'évaluation du facteur de ductilité (R_μ) sont généralement basées sur un modèle de réponse inélastique à un seul degré de liberté, ceci nécessite plusieurs analyses dynamiques non linéaires pour différents accélérogrammes, ce qui implique de la part de la structure une configuration géométrique régulière, une distribution uniforme des rigidités et un mécanisme de ruine le plus global possible. Dans ce qui suit nous allons décrire les méthodes utilisées dans cette présente thèse pour l'évaluation du facteur de ductilité.

2.3.1.1 Méthode de Newmark et Hall

L'intérêt du comportement linéaire d'un système à un seul degré de liberté ou oscillateur simple a été montré par Newmark et Hall. Ces auteurs ont étudié un grand nombre d'oscillateurs simples linéaires et non linéaire avec l'hypothèse d'un comportement élastique parfaitement plastique. Suite à une étude des spectres élastiques et inélastiques résultant du séisme d'El Centro en Californie, du 18 mai 1940, ces auteurs ont observé que :

- dans les basses fréquences (BF), les systèmes élastique et inélastique ont approximativement le même déplacement maximal ;
- dans les fréquences moyennes (MF), le principe de conservation des énergies donne une bonne et suffisante approximation ;
- dans les hautes fréquences (HF), les systèmes élastique et inélastique ont la même force.

Ces résultats peuvent être résumés en termes de périodes tels que :

- *principe d'égalité des déplacements maximaux* : $d_u = d_e$, valide pour les systèmes de période de vibration T supérieure à 0.5s (oscillateurs souples) ; dans ce cas, le facteur de ductilité R_μ est égal à la ductilité μ (figure 2.2). Ainsi,

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour} \quad T > 0.5 \text{ s} \quad (2.6)$$

- *principe d'égalité des énergies dissipées* : aire (OCG) = aire (OBEF), (figure 2.3), valide pour les systèmes de période de vibration T comprise entre 0.2s et 0.5s

(oscillateurs assez rigides) ; dans ce cas, le facteur de ductilité R_μ est égal à $\sqrt{2\mu - 1}$ (figure 2.3).

Ainsi,

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{pour} \quad 0.2 \text{ s} < T < 0.5 \text{ s} \quad (2.7)$$

- *principe d'égalité des forces*, valide pour les systèmes de période de vibration T inférieure à 0.2s ; dans ce cas, le facteur de ductilité R_μ est égal à l'unité (figure 2.4).

Ainsi,

$$R_\mu = 1 \quad \text{pour} \quad T < 0.2 \text{ s} \quad (2.8)$$

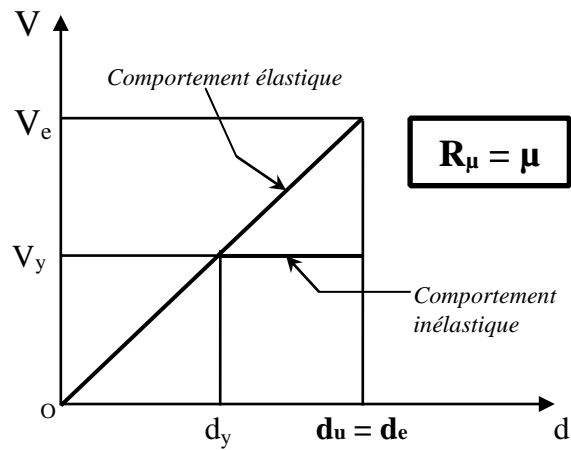


Figure 2.3 :Schématisation du principe d'égalité des déplacements des oscillateurs simples ; V_e : force élastique maximale, V_y : force de plastification, d_e : déplacement élastique maximal, d_y : déplacement de plastification, d_u : déplacement inélastique maximal.

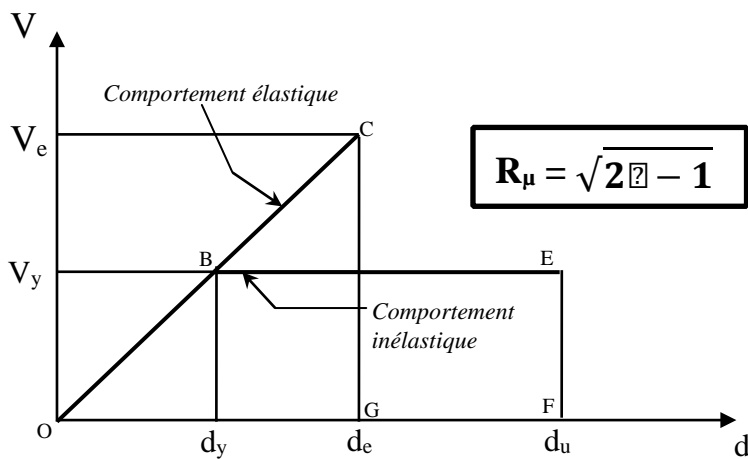


Figure 2.4 :Schématisation du principe d'égalité des énergies dissipées par des oscillateurs simples.

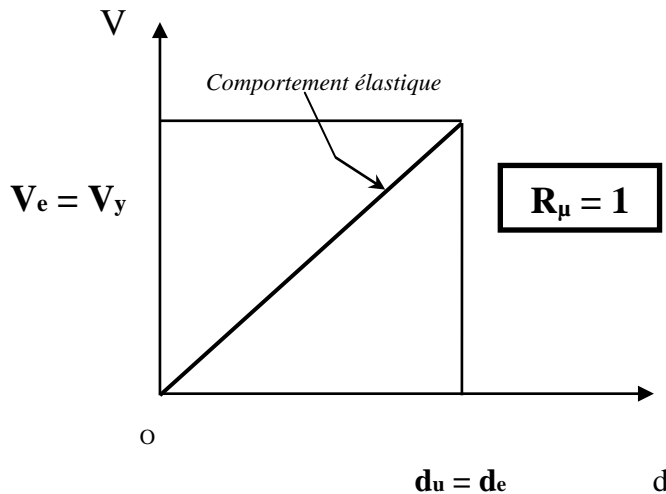


Figure 2.5 : Schématisation du principe d'égalité des forces des oscillateurs simples.

2.3.1.2 Méthode de Krawinkler et Nassar

La méthode de Krawinkler et Nassar est basée également sur la réponse sismique d'un système à un seul degré de liberté à comportement élasto-plastique avec écrouissage. Le facteur de ductilité est donné par l'expression suivante :

$$R_{\mu} = [c (\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (2.9)$$

$$\text{où } c(T, \alpha) = T^a / (1 + T^a) + b/T \quad (2.10)$$

avec :

T : Période propre fondamentale de vibration de la structure.

α : Rigidité post-élastique, donnée en (%) ; a et b sont les paramètres de régression. Les valeurs de ces deux paramètres sont données en fonction de α au tableau 2.1.

Rigidité post-élastique, α en (%)	Paramètres de régression	
	a	b
0	1	0.42
2	1	0.37
10	0.8	0.29

Tableau 2.1 : Valeurs des paramètres de régression a et b en fonction de la rigidité post-élastique α .

2.3.1.3 Méthode de Fajfar

Le facteur de ductilité R_μ proposé par Fajfar dans sa méthode N2 (N pour analyse non linéaire et 2 pour deux modèles mathématiques), prend en compte la période caractéristique spécifique au site et il est exprimé par la relation suivante:

$$R_\mu = (\mu - 1) T / T_c + 1 \quad \text{pour} \quad T < T_c \quad (2.11)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour} \quad T \geq T_c \quad (2.12)$$

avec :

T : Période propre fondamentale de vibration de la structure.

T_c : Période caractéristique du sol définie comme la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre de réponse (figure 2.5).

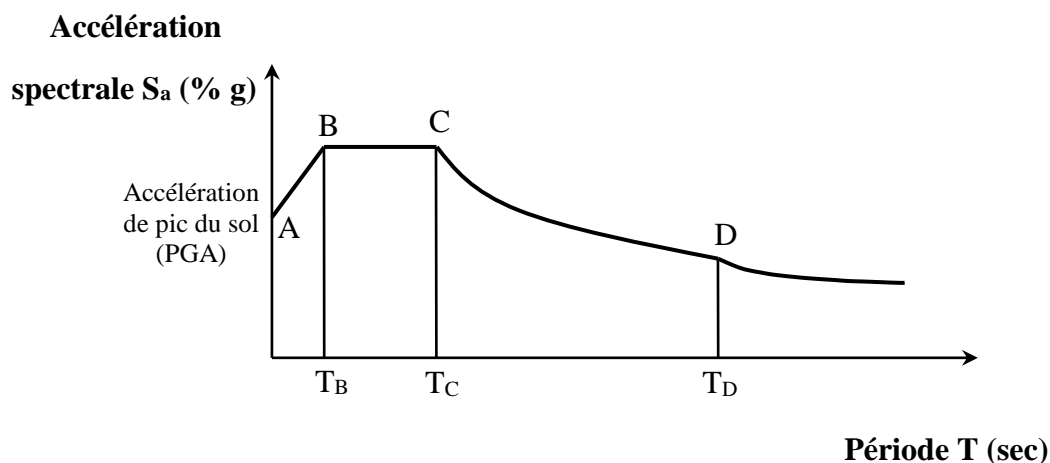


Figure 2.6 : Spectre de réponse et période limite supérieure de la zone d'accélération constante, T_c .

2.3.1.4 Méthode de Priestley

Le facteur de ductilité R_μ proposé par Priestley [N4] prend en compte la période caractéristique spécifique au site et il est exprimé par la relation suivante:

$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) T / 1.5T_c \leq \mu \quad (2.13)$$

avec :

T : Période propre fondamentale de vibration de la structure.

T_c : Période caractéristique du sol.

Cette relation suppose l'égalité des déplacements (élastique et inélastique), $R_\mu = \mu$, quand $T > 1.5 T_c$ et l'égalité des accélérations (élastique et inélastique), $R_\mu = 1$, quand T tend vers 0.

2.4 FACTEUR DE SUR - RÉSISTANCE, Ω :

Il est observé que les structures possèdent une capacité de résistance latérale, V_u , qui dépasse généralement l'effort sismique de dimensionnement, V_d . Cette réserve de résistance, appelée aussi sur-résistance, est l'une des caractéristiques clés qui influencent la réponse des structures soumises à l'action sismique.

Beaucoup de sources de sur-résistance peuvent être facilement identifiées mais pas toutes aisément mesurables. Les sources de sur-résistance qui ont été examinées par Uang, Mitchell et Paultre, Rahgozar et Humar, Bruneau et al. et Mitchell et al. incluent, entre autres les points suivants :

- Les dimensions des éléments structuraux choisis sont généralement légèrement supérieures aux dimensions strictement nécessaires pour des raisons de disponibilité et/ou d'arrondissement de leurs tailles ;
- Les résistances pondérées sont utilisées lors de la conception est non pas les résistances nominales ;
- Les limites élastiques minimums spécifiées sont inférieures aux limites réelles ;
- Les matériaux peuvent démontrer une surcapacité reliée aux effets d'écroutissage ;
- Les structures peuvent exhiber une résistance additionnelle avant qu'un mécanisme de ruine ne se développe dans le bâtiment.

Le facteur de sur-résistance traduisant la réserve de résistance de la structure est défini comme le rapport entre l'effort tranchant ultime, V_u , de la structure et son effort tranchant de dimensionnement, V_d (figure 2.1). Il est donné par la formule suivante :

$$\Omega = V_u / V_d \text{ (2.14)}$$

2.5 FACTEUR DE COMPORTEMENT R SELON LE RPA 2003.

Le coefficient global de la structure R est donné en fonction du système de contreventement, en cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées ; il y a lieu d'adopter pour le coefficient R , la valeur la plus petite

cat	Description du system de contreventement	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton Armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventées par des voiles	4
5	Console verticale a masse répartie	2
6	Pendule Inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossatures contreventées par palées triangulaires en X	4
9b	Ossatures contreventées par palées triangulaires en V	3
10a	Mixte portiques / palles triangulées en X	5
10b	Mixte portiques / palles triangulées en V	4
11	Portique en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
<u>12</u>	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5

Tableau 2.1 : Valeurs du facteur de comportement R.
selon LE RPA 99 version 2003.

CHAPITRE 3

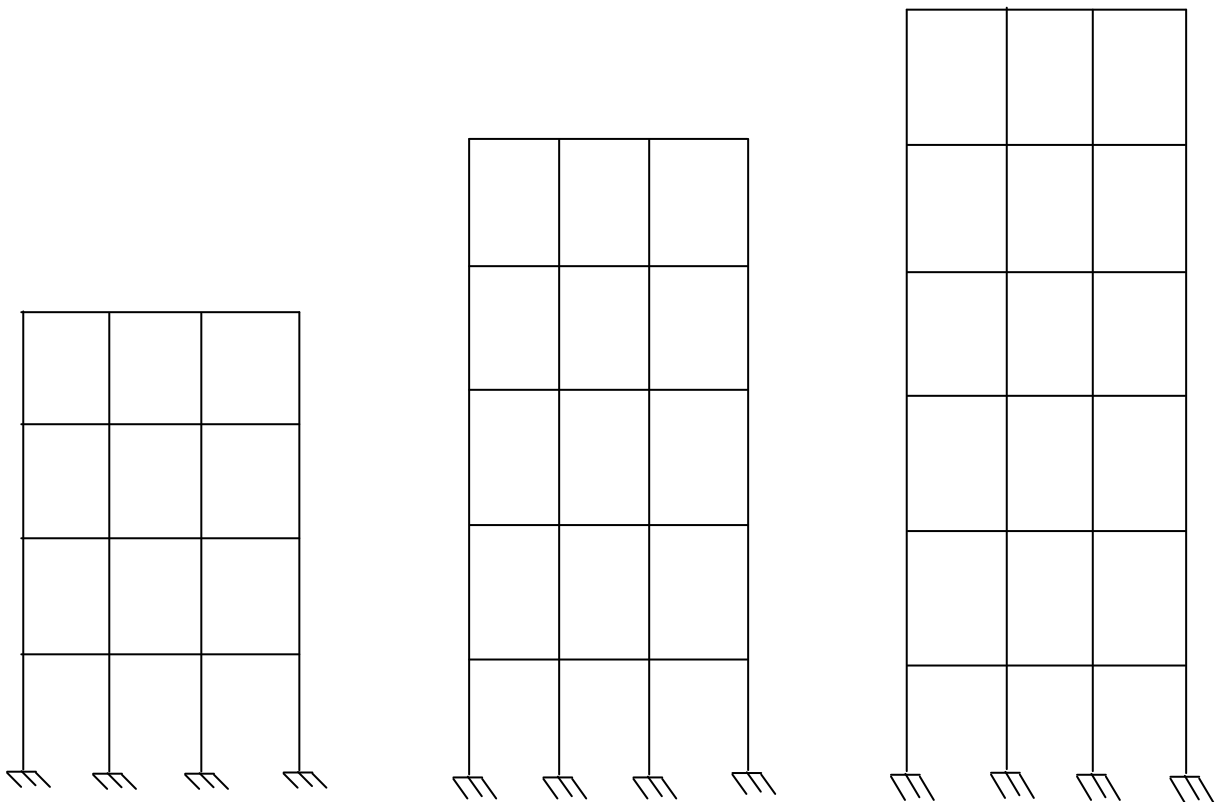
APPLICATION (ÉTUDE DES BATIMENTS)

**GÉOMÉTRIE ET CONFIGURATION STRUCTURALE
DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTUREAUX
CHARGES APPLIQUEES
MODÉLISATION DES STRUCTURES**

GÉOMÉTRIE ET CONFIGURATION STRUCTURALE

Trois portiques plans de même nombre de travées mais de nombre d'étages différent sont considérés dans cette étude : portiques à 4 , 5 et 6 niveaux, respectivement R+3, R+4 et R+5 (figure 3.1).

les structures sont supposées encastrées à la bases.



(a) Portique R+3

(b) portique R+4

(c) portique R+5

Figure 3.1 :Portique R+3 ,R+4,R+5 étudiés

-Hauteur d'étage égal à 3.06m

-La distance entre les axes des poteaux égal à 5.00 m

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTUREAUX :

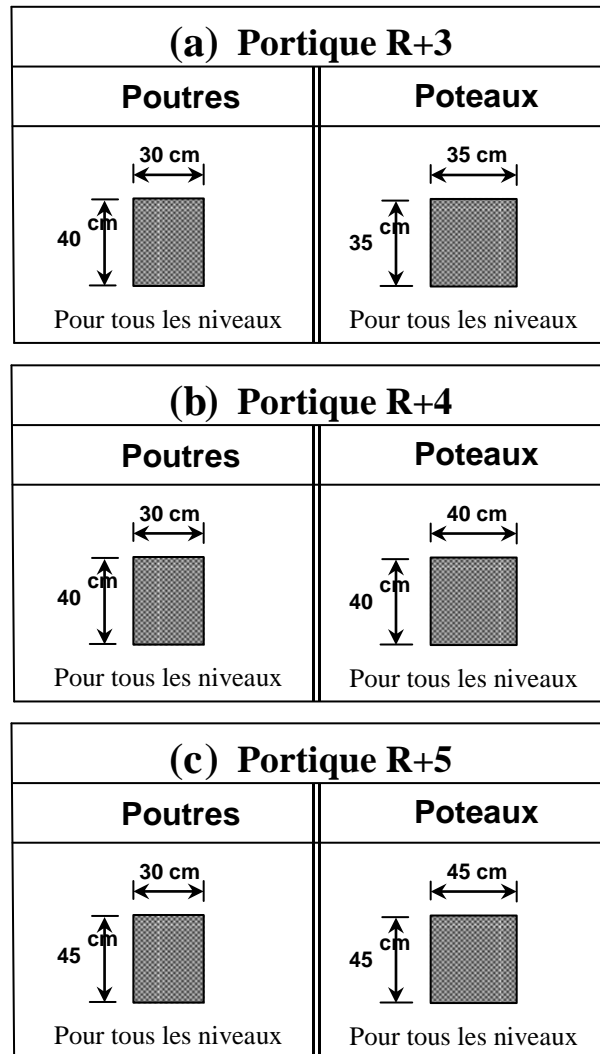


Figure 3.2 : Dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux des trois portiques étudiés

CHARGES APPLIQUEES :

Charges gravitaires :

Les 3 bâtiments considérés sont à usage d'habitation à planchers en corps creux de type (16+4) ; les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

		Poids (KN/m ²)
1. Gravier de protection (5 cm)	0.05x17	0.85
2. Etanchéité multicouches (2cm)	0.02x6	0.12
3. Forme de pente (8 cm)	0.08x20	1.6
4. Isolation thermique (4 cm)	0.04x4	0.16
5. Plancher à corps-creux (20+4)	2,60	2.60
6. Enduit en plâtre (2 cm)	0.02x13	0.26
TOTAL		G = 5.60 (KN/m²)

Les charges permanentes (G) du plancher terrasse sont évaluées à 5.6kN/m²

		Poids (KN/m ²)
1. Carrelage (2 cm)	0.02x22	0.44
2. Mortier de pose (2 cm)	0.02x20	0.4
3. Plancher à corps-creux (16+4)	2.60	2.60
4. Enduit en plâtre (2 cm)	0.02x13	0.26
Cloisons légères (1.5+10+1.5 cm)	1.2	1.2
TOTAL		G = 4.90 (KN/m²)

Les charges permanentes (G) du plancher étage courant sont évaluées à 4.90 kN/m²

Les charges d'exploitation (Q)

Plancher	Surcharges
Plancher étage courant accessible	1.5 kN/m ²
Plancher non accessible	1.00 kN/m ²

Charges sismiques :

Les charges sismiques agissant sur chaque portique étudié sont des forces latérales appliquées aux différents niveaux du portique comme illustré à la figure ci-dessous

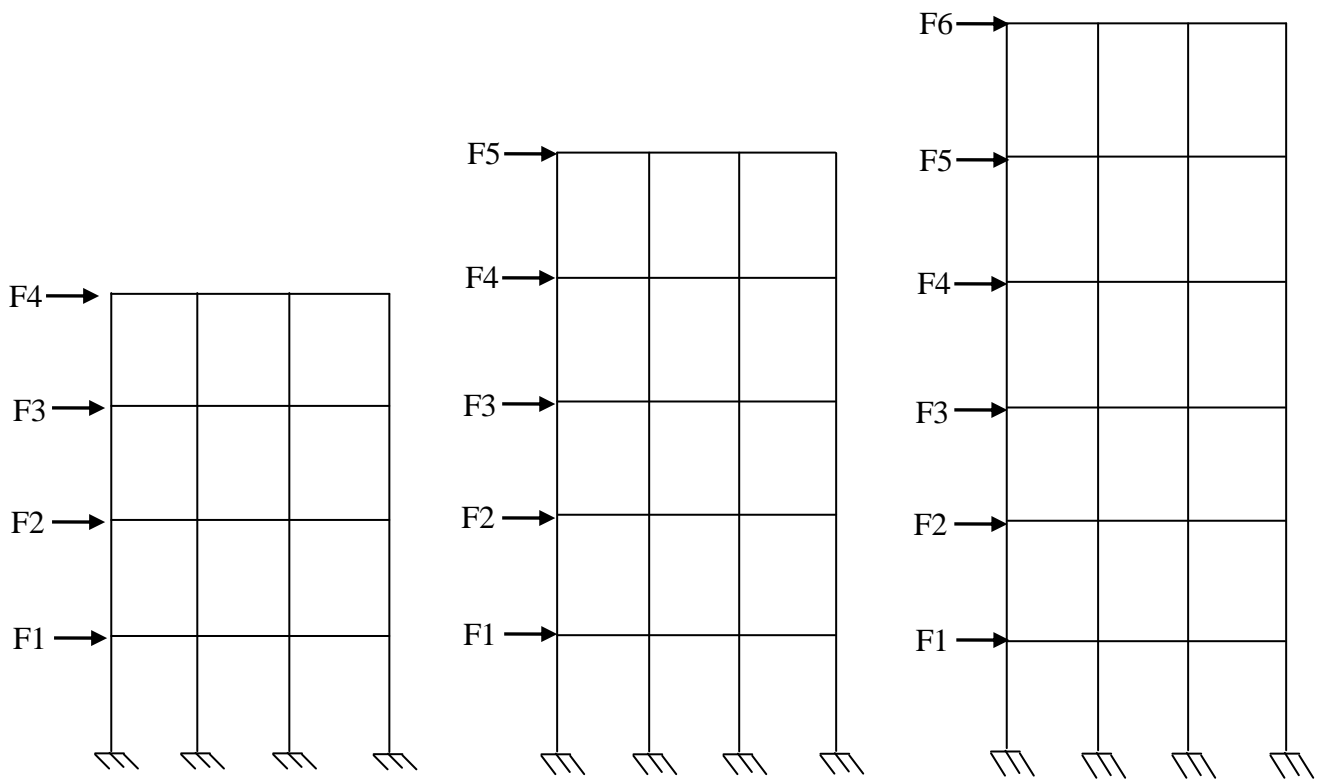


Figure 3.3 :Illustration schématique des forces sismiques appliquées aux différents niveaux des trois portiques étudiés

Ces forces sismiques, agissant sur un portique, représentent une fraction des forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment comportant ce portique. Cette fraction des forces sismiques globales est proportionnelle à la raideur à l'effort latéral de ce dernier. Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale de ce dernier à l'aide du logiciel SAP2000 et en utilisant comme action sismique le spectre de réponse de calcul défini dans le RPA99/version 2003.

Les trois bâtiments sont supposés être localisés dans une zone de forte sismicité, selon le code parasismique algérien RPA99/ version 2003.

MODÉLISATION DES STRUCTURES :

Les simulations numériques non-linéaires ont une place importante dans les méthodes d'analyse des structures de génie civil sous chargement sismique. Pour cela, il paraît comme une nécessité de disposer de modèles permettant des simulations aussi proches que possible de la réalité, tant pour les éléments structuraux que pour les actions sismiques exercées. Dans ce chapitre, on effectue la modélisation des portiques dimensionnés au chapitre 3. Cette modélisation effectuée à l'aide du logiciel SAP2000/version 14 tient compte du comportement non-linéaire des éléments structuraux poutres et poteaux du portique en béton armé.

Présentation générale du logiciel sap2000 :

SAP2000 est un programme d'analyse des structures utilisant la méthode des éléments finis. Il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique non-linéaires sur des structures planes ou tridimensionnelles soumises à des actions statiques verticales et horizontales ainsi qu'à des actions de type sismique. Les actions sismiques peuvent être prises en compte par des efforts horizontaux équivalents ou par des accélérogrammes au niveau du sol. La méthode de résolution globale est de type pas-à-pas avec la prise en compte du comportement non-linéaire éventuel, tant matériel que géométrique.

Les éléments structuraux, poutres et poteaux, de la structure sont modélisés sous la forme d'éléments finis de type poutre "*Frame elements*". Ces éléments sont représentés par des lignes connectés aux nœuds. Chaque nœud possède un système d'axe local et les nœuds possèdent chacun 6 degrés de liberté. Dans les analyses réalisées, les structures étudiées sont des portiques plans, dans ce cas-ci chaque nœud a trois degrés de liberté : translation suivant la direction X, translation suivant la direction Y et rotation en plan. Des diaphragmes ont été attribués au plancher de chaque étage "*DiaphragmConstraints*". Cette option a pour effet que les nœuds des poutres d'un même étage se déplacent ensemble dans le même plan, ce qui justifie l'hypothèse d'équi-répartition des efforts dans chaque plan de contreventement.

Tous les nœuds "constraints" sont connectés l'un à l'autre par des liens rigides dans le plan horizontal, mais qui n'affectent pas les déformations dans les autres plans. Dans le modèle utilisé, les poutres et poteaux sont représentés par des lignes connectés aux nœuds. Ces nœuds n'ont aucune dimension, ce sont des points. Dans la réalité, les nœuds en béton armé ont une certaine dimension. Afin que les nœuds soient considérés comme étant rigides sur la longueur du nœud, des zones rigides aux bouts des poutres et des poteaux ont été définis "*Rigid end Offsets*" figure 3.3

Etude et ferrailage des éléments du bâtiment R+5 :

Introduction

L'étude de l'élément porteur, consiste à la distribution de la charge (verticales et surtout horizontaux) aux portiques et voiles, cette étude effectuée par la méthode des éléments finis « SAP2000.V9 » (structural analysais program).

Etude de séisme

Choix de la méthode de calcul :

Méthode dynamique modale spectrale

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

Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} \left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{array} \right.$$

A : Coefficient d'accélération de zone ;

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) ;

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

Q : Facteur de qualité.

<i>Caractéristiques</i>			
A	0.15	R	5
D	2.18	β	0.2
Q	1.20	$\xi\%$	10

Vérification de la résultante des forces sismique

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modale ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique

équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. On a (voir la vérification dynamique).

$W(t)$	A	D	Q	R	$V_s(t)$	$0.8V_s(t)$	$Ex(t)$	$Ey(t)$	$vér$
2596.31	0.15	1.34	1.20	5	120.03	96.	121.67	123.54	ok

Ferraillage des éléments

L'étude du portique s'intéresse aux éléments les plus sollicités à condition de rester dans le domaine de sécurité.

Pour la détermination des sollicitations, on utilise les combinaisons suivantes :

$$1.35G + 1.5Q \quad (C.B.A.93)$$

$$G + Q \quad (C.B.A.93)$$

Pour les poutres

$$G + Q \pm E \quad (RPA.99)$$

$$0.8G \pm E$$

Pour les poteaux

$$\begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad (RPA.99)$$

Après avoir calculé les sollicitations, il faut déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA et RPA99).

Exemple de calcul :

Ferraillage des poutres

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple. Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable,

La section d'armature obtenue par : $A = \text{MAX} (A_u, A_{cnf}, A_{RPA})$ avec

A_u : section d'armature calculé en flexion simple.

On utilise le programme **Calculateur BA v.19.0**

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23b.d \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Pourcentage minimal du RPA99 « version 2003 »

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

Vérification de CNF & RPA

- Les cadres sont en T8 avec des espacements 10&20cm, avec des cadres U alternés au niveau des nœuds.
- La fissuration considérée comme peu préjudiciable.
- Enrobage des poutres est de 3 cm.

Ferraillage poutres Niveau 3.10&6.20&9.30

Poutre	Map	Mtra	A_t	A_a	Choix appui	Choix travée
PP(30x40)	9.55	6.48	5.56	8.46	3t16ch+3T14fil	2t12ch+3T14fil
PS(30x40)	7.27	7.15	6.15	6.26	3t14ch+3T12fil	3t12ch+3T14fil

Ferraillage poutres Niveau +12.40&15.50m

Poutre	Map	Mtra	A _t	A _a	Choix appui	Choix travée
PP(30x40)	6.21	4.66	3,90	5,29	3t14ch+3T14fil	3T14fil
PS(30x40)	5.88	5.12	4.99	4,31	3t12ch+3T12fil	3T14fil

Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et à la base dans les sens transversaux et longitudinaux, des efforts normaux et des efforts tranchants.

Ils seront donc calculés en flexion composée, la fissuration étant comme peu préjudiciable.

La section d'armateur obtenue par : $A = \text{Max}(A_u, A_{cnf}, A_{RPA})$ avec

A_u : section d'armateur calculé en flexion composée.

On utilisée le programme Calculette BA v.19.0

Pourcentage minimal du RPA99 « version 2003 »

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets :

❖ **Leur Pourcentage minimal sera de**

- 0.7% en zone I.
- 0.8% en zone Iia.
- 0.9% en zone Iib,III.

❖ **Leur Pourcentage maximal sera de**

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement

❖ **le diamètre minimum est de 12mm**

Dispositions constructives

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépassée

- 25cm en zone I et Iia
- 20cm en zone Iib, III

La longueur de recouvrements est de

- 40Φ en zone I et Iia
- 50Φ en zone Iib et III

-Divers Vérifications

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 400MPa$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 3.33MPa$

Vérification à L'ELS »

- Position de l'axe neutre : (A'= 0)

$$\frac{by_1^2}{2} - nA(d - y_1) = 0.$$

Moment d'inertie :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y_1^3 + nA(d - y_1)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 < \bar{\sigma}_{bc} = 15..MPa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) < \bar{\sigma}_s = 400...MPa$$

Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U) :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad [MPa]$$

- effort tranchant à l'état limite ultime ; V_u
- largeur de l'âme [mm] ; b_0
- hauteur utile de la poutre [mm] ; d

La contrainte τ_u doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs : $\left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right\}$

• Calcul de l'effort tranchant

-Etats Limites D'ouverture Des fissures

-calcul le moment résistant béton réduit :-

Moment pour lequel on atteint l'état-limite de service par compression du béton ($\sigma_{bc} = \overline{\sigma_{bc}}$)

Lorsque la contrainte de l'acier tendu σ_s est invariable et égale sa valeur à l'état-limite d'ouverture Des fissures : $\overline{\sigma_s}$

Ferraillage poteau

Poteau	N(t)	M(t)	A	A _{rpa}	Choix
P (40x40)	3	5.5	4.08	11.20	8T16
P (40x40)	8.39	4.144	2.27	11.20	4T14+4T16
P □ 40	8.97	9.21	4.89	10.05	8T16

CALCUL DES ELEMENTS D'INFRASTRUCTURE

1.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage que sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas de radier générale), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

Le rapport géotechnique montre que la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$ et égale à 3.00 bars

Choix de type de fondation

Pour les choix du type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux :

- Assurer la stabilité de la structure.
- Adopter un choix économique.

Ferraillage des longrines

Les longrines sont calculées selon RPA99 « art.10.1.1 P 79 », les dimensions minimales de la section transversale sont.

25 x 30 cm : site de catégorie S2,S3,

30 x 30 cm : site de catégorie S4.
On prend une section rectangulaire (30 x 40) cm²

Ferrailage

$$\text{Armature longitudinale } A = \frac{F}{\sigma_s}$$

Armatures transversales

On adopte un cadre et une épingle de diamètre 8 mm

$$S_t \leq \min(20\text{cm}; 15\phi = 21\text{cm}) = 20\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

CHAPITRE 4

PRÉSENTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS DE L'ÉTUDE

INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, on présente et on discute les résultats des analyses pushover et dynamique incrémentale effectuées sur les trois portiques étudiés, R+2 (*3 niveaux*), R+5 (*6 niveaux*) et R+8 (*9 niveaux*), présentés et dimensionnés au chapitre 3.

Les résultats de l'étude sont présentés comme suit :

- On présente d'abord les résultats des analyses pushover relatifs aux paramètres suivants :
 - La ductilité globale, μ , des trois portiques étudiés, qui est utilisée pour le calcul du facteur de ductilité, R_{μ} , selon les quatre méthodes citées en chapitre 2
 - Le facteur de sur-résistance, Ω , des trois portiques étudiés, qui est calculé selon la formulation citée en chapitre 2 ;
 - Le facteur de comportement, R , des trois portiques étudiés, qui est le produit des deux facteurs précités, c'est-à-dire du facteur de ductilité, R_{μ} , et du facteur de sur-résistance, Ω , (chapitre 2).

Les paramètres de ductilité globale et du facteur de sur-résistance, susmentionnés, sont extraits des courbes de capacité obtenues à partir des analyses pushover et dynamique incrémentale,

- On présente, ensuite, les résultats des analyses dynamiques incrémentales. Ces derniers sont accompagnés des résultats des analyses pushover, c'est-à-dire les résultats des deux méthodes d'analyse sont donnés dans un même graphique, et ce dans le but d'effectuer une analyse comparative des résultats des différents paramètres cités ci-haut, à savoir : la ductilité globale, μ , le facteur de sur-résistance, Ω , et le facteur de comportement, R .

On précise que le facteur de comportement des trois portiques étudiés est évalué sur la base de critères de ruine préalablement définis. Dans ces critères de ruine, le critère de formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure ou englobant plusieurs étages, est l'un des critères de ruine les plus importants de l'étude. Pour cela, les mécanismes de ruine des trois portiques étudiés dans le cas des analyses pushover et dynamiques incrémentales.

Résultats des analyses pushover :

On montre d'abord les courbes de capacité des trois portiques étudiés, R+2, R+5 et R+8, obtenues par les analyses pushover, donnant, chacune, l'effort tranchant à la base du portique en fonction de son déplacement latéral en tête. Ensuite, on présente et on analyse leurs mécanismes de ruine, en se basant sur les critères de ruine.

Enfin, on procède à une analyse comparative des résultats obtenus, relatifs aux paramètres étudiés : la ductilité globale, la sur-résistance et le facteur de comportement.

Courbes de capacité des portiques étudiés :

Les figures ci-dessus montrent les courbes de capacité des portiques R+2, R+5 et R+8 ainsi que leurs indices de stabilité maximum, $\theta_{P-\Delta, \max}$, associés à la valeur limite du déplacement inter-étages $\Delta = 3\%$ de la hauteur d'étage, h_e , considéré, ici, comme l'un des critères de ruine à retenir en situation de ruine globale. On remarque que la valeur de l'indice de stabilité maximum, $\theta_{P-\Delta, \max}$, est d'autant plus grande que l'élanement du portique est important. Ainsi, les valeurs calculées de cet indice de stabilité sont égales à 0.124, 0.17 et 0.193, respectivement pour les portiques R+2, R+5 et R+8. On remarque aussi que ces valeurs ne dépassent pas la valeur limite spécifiée pour ce paramètre, qui est de 0.2 selon le RPA 99/version 2003. Ceci indique que le critère de ruine par instabilité sous l'effet P- Δ (effets du 2^{ème} ordre) ne contrôle pas la ruine des trois portiques étudiés ici. Pour mieux apprécier le type de ruine affectant ces trois portiques,

Portique R+3

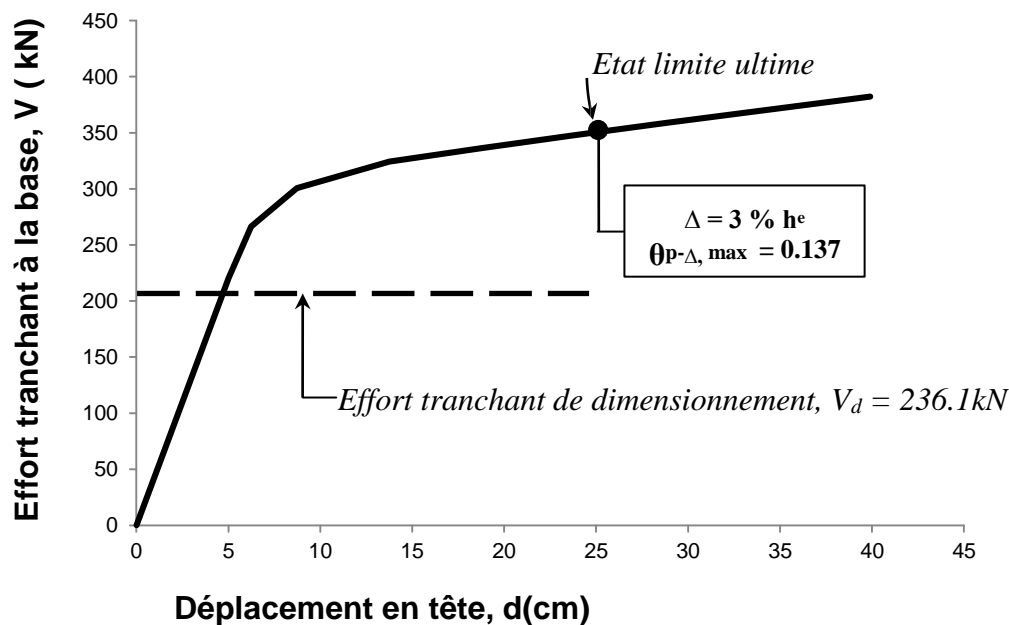


Figure 4.1 : Courbe de capacité du portique R+3

Portique R+4

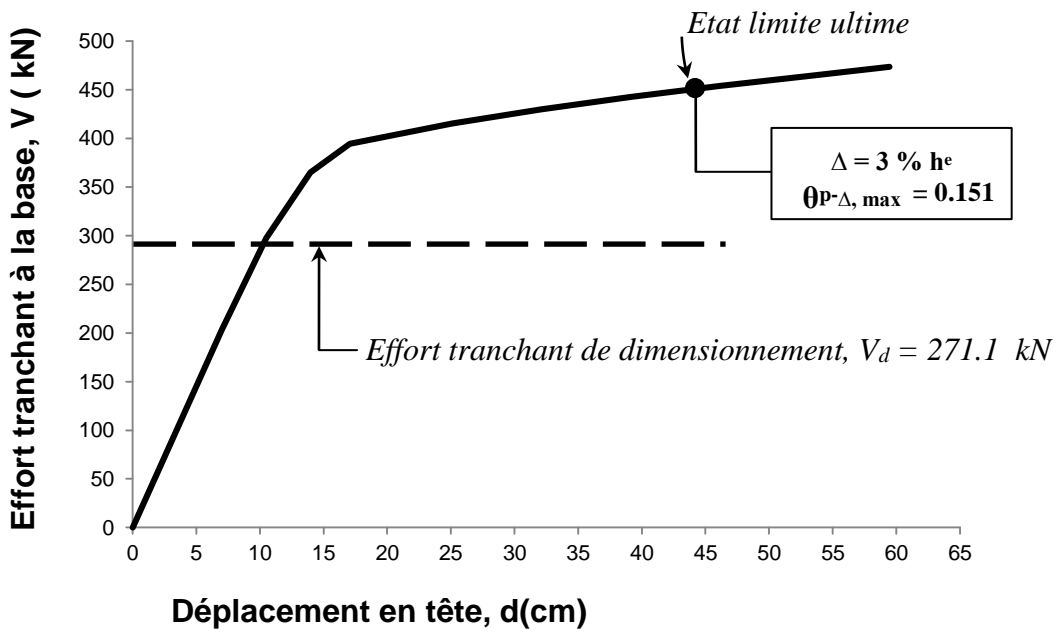


Figure 4.2 : Courbe de capacité du portique R+4

Portique R+4

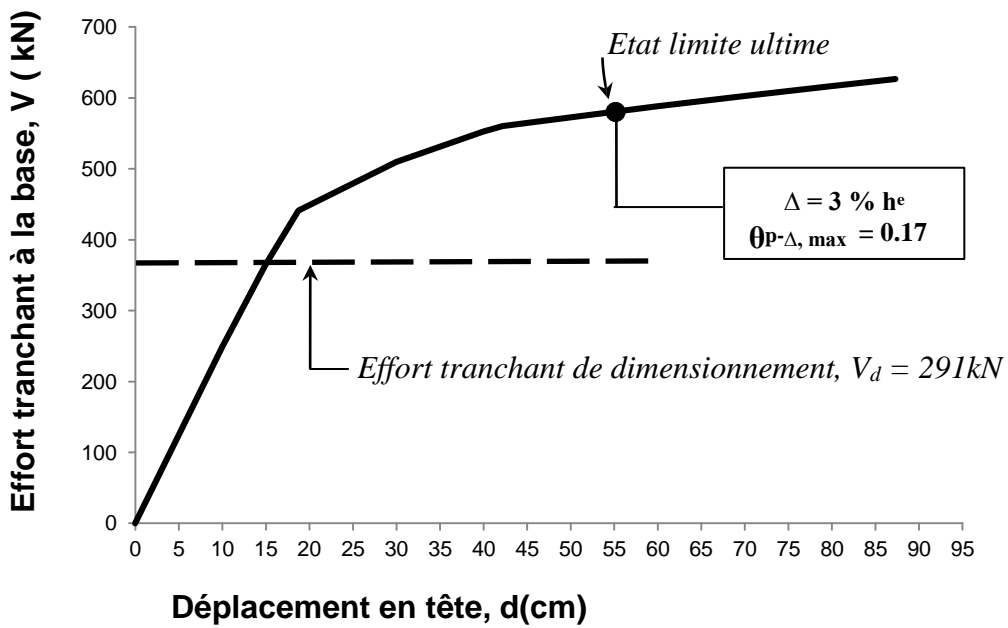


Figure 4.3 : Courbe de capacité du portique R+5

Analyse comparative des résultats obtenus des portiques étudiés :

Dans ce paragraphe, on effectue une comparaison des résultats des différents paramètres obtenus par les analyses pushover effectuées pour les trois portiques étudiés, portiques R+3, R+4 et R+5. Outre les paramètres de ductilité globale et de sur-résistance, le facteur de comportement, R , constitue le paramètre essentiel de comparaison. On précise que ces différentes comparaisons s'effectueront en considérant les portiques dans leurs états limites ultimes correspondant à leurs états de ruine respectifs.

Ductilités globales, μ , des portiques étudiés :

La ductilité globale des 3 portiques étudiés est présentée à la figure 6.5. Cette figure montre que la ductilité globale, μ , diminue substantiellement en passant du portique R+3 au portique R+5.

En effet, la valeur de la ductilité globale du portique R+3 est égale à 3.50, alors que celle du portique R+5 est de 3.28, et pour le portique R+5, elle est de 3.08, La ductilité globale du portique diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux. Cette réduction est due vraisemblablement à l'influence des contraintes normales dans les poteaux. En effet, l'augmentation des contraintes normales dans les poteaux, particulièrement, ceux à la base du portique, fait diminuer leurs moments résistants et donc leurs ductilités locales en rotation, ce qui, par conséquent, tend à réduire la ductilité globale du portique.

Bâtiment	Ductilité μ
Bâtiment R+3	3.50
Bâtiments R+4	3.28
Bâtiments R+5	3.08

Facteurs de sur-résistance, Ω , des portiques étudiés :

Les facteurs de sur-résistance des 3 portiques étudiés sont donnés au tableau ci-dessous.

la sur-résistance du portique R+3 est relativement élevée par rapport à celles des portiques R+4 et R+5. En effet, la valeur du facteur de sur-résistance du portique R+3 est égale à 1.59, alors que celle des portiques R+4 et R+5 reste pratiquement constante et présente une valeur moyenne de 1.52

Bâtiment	Facteurs de sur-résistance, Ω
Bâtiment R+3	1.59
Bâtiments R+4	1.53
Bâtiments R+5	1.51

Facteur de comportement, R, des portiques étudiés :

Le facteur de comportement, R, des trois portiques étudiés est estimé en considérant ces derniers dans leurs états limites ultimes correspondant à leurs états de ruine respectifs. Le tableau 6.1 donne les valeurs du facteur R des trois portiques, en tenant compte du facteur de ductilité, R_{μ} , calculé selon les quatre méthodes citées en chapitre 2, ainsi que du facteur de sur-résistance, Ω .

La variation du facteur de comportement R, en considérant ses valeurs moyennes données au tableau ci-dessous en fonction du nombre de niveaux du portique, est présentée à la figure ci-dessous.

On observe que la valeur du facteur de comportement, R, diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux. Une diminution similaire de la valeur du facteur de comportement due à l'augmentation du nombre de niveaux est aussi rapportée.

Ceci montre que la valeur du facteur de comportement dépend entre autres de l'élancement de la structure, paramètre non pris en compte dans les codes parasismiques.

bâtiment	facteur de Ductilité R_{μ}		Facteur de sur-résistance Ω	Facteur de comportement $R = R_{\mu} \cdot \Omega$	Valeur Moyenne de R	Valeur de R donnée par RPA99/ver2003	Différence
R+3	Newmark/éq:(2.7)	2.64	1.59	4.20	4.74	5	-0.26
	Krawinkler/éq :(2.9)	3.25		5.17			
	Fajfar/éq:(2.11)	3.39		5.39			
	Priestley/éq :(2.13)	2.63		4.18			
R+4	Newmark/éq:(2.7)	2.75	1.53	4.21	4.61	5	-0.39
	Krawinkler/éq :(2.9)	3.30		5.05			
	Fajfar/éq:(2.11)	3.44		5.26			
	Priestley/éq :(2.13)	2.55		3.90			
R+5	Newmark/éq:(2.7)	2.87	1.51	4.33	4.53	5	-0.47
	Krawinkler/éq :(2.9)	3.33		5.03			
	Fajfar/éq:(2.11)	3.48		5.25			
	Priestley/éq :(2.13)	2.31		3.49			

Tableau4.1 : Valeurs des facteurs de réduction R_{μ} et Ω et du facteur de comportement R.

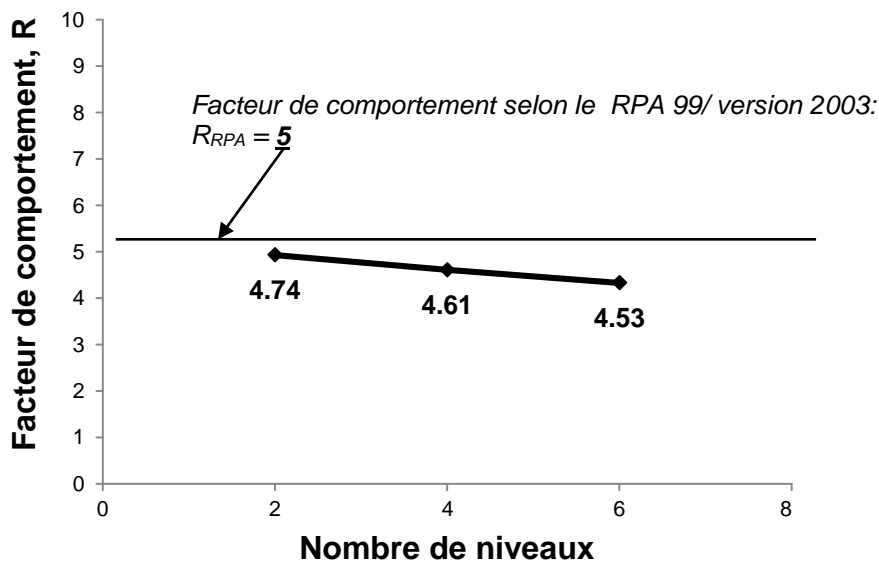


Figure 4.4 : Influence du nombre de niveaux sur la valeur du facteur de comportement R.

Il est très utile d'effectuer une comparaison entre les valeurs de R évaluées dans cette étude et celle préconisée par le code RPA 99/version 2003 .

Le code RPA 99 / version 2003 préconise une valeur de R égale à 5, valeur considérée ici pour le dimensionnement des portiques étudiées. Comme le montre le tableau 6.1, la valeur de R pour le portique R+3, correspond pratiquement à celle préconisée par le code avec une réduction de seulement 0.26. En revanche, pour les portiques R+4 et R+58, leurs valeurs de R sont inférieures à la valeur du code et les réductions constatées sont nettement supérieures par rapport à celle observée dans le cas du portique R+3. En effet, pour les portiques R+4 et R+5, ces réductions sont de 0.39 et 0.47, respectivement .

CHAPITRE 5

CONCLUSION

CONCLUSION :

L'évaluation du facteur de comportement d'ossatures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaires était l'objet de ce mémoire. Plusieurs critères de ruine, aussi bien au niveau de l'élément structural poutre ou poteau qu'au niveau de la structure, sont pris en considération dans le but d'évaluer la ruine de la structure en portique. Cette étude est menée en effectuant des analyses statiques non linéaires en poussée progressive (analyse pushover) sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes à distribution triangulaire inversée et des analyses dynamiques non linéaires (analyse dynamique incrémentale) en utilisant un ensemble de 7 accélérogrammes enregistrés de par le monde, sur trois portiques plans d'élancements différents. Il s'agit d'un portique élancé à 9 niveaux (portique R+8), de l'autre moyennement élancé à 6 niveaux (portique R+5) et d'un troisième de faible élancement de 3 niveaux (portique R+2). Les trois portiques ont été, au préalable, dimensionnés suivant les deux codes de calcul utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL 91, et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003. Les poutres et poteaux des trois portiques en béton armé sont modélisés par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités

De l'ensemble des analyses effectuées dans notre présente étude, on peut tirer les conclusions principales suivantes :

- 1.** Dans le cas des analyses pushover, le critère de déplacement inter-étages est pratiquement le paramètre contrôlant la ruine globale des trois portiques étudiés en combinaison avec un autre critère de ruine, qui est celui de la formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure ou englobant plusieurs étages, engendrant une instabilité structurale. Par contre, dans le cas des analyses dynamiques incrémentale, c'est uniquement le critère de formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure ou englobant plusieurs étages, engendrant une instabilité structurale qui contrôle la ruine globale des trois portiques étudiés.
- 2.** Les valeurs de la ductilité globale des trois portiques étudiés, obtenues par analyse pushover sont supérieures à celles obtenues par analyse dynamique incrémentale. Ceci est dû au fait que la ruine des portiques est observée plus tôt dans le cas des analyses dynamiques incrémentales.
- 3.** La ductilité globale du portique, μ , diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux dans le cas des analyses pushover, alors que dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, la tendance observée n'est pas la même : la ductilité globale du portique, μ , augmente avec l'augmentation du nombre de niveaux.
- 4.** Les facteurs de sur-résistance des trois portiques étudiés, obtenus par analyse dynamique incrémentale sont supérieurs à ceux obtenus par analyse pushover. Ceci est dû principalement à la

sensibilité des portiques aux effets des modes supérieurs de translation, spécialement dans le cas du portique élancé, en l'occurrence le portique R+8.

5. La valeur du facteur de comportement, R , diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux dans le cas des analyses pushover, alors que dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, la tendance observée n'est pas la même : la valeur du facteur de comportement, R , augmente avec l'augmentation du nombre de niveaux. Ce résultat montre que la valeur du facteur de comportement dépend entre autres de l'élancement de la structure, paramètre non pris en compte dans les codes parasismiques.

PERSPECTIVES

Notre étude s'est limitée aux bâtiments réguliers. Elle a consisté en l'étude de l'influence de l'élancement des structures en portiques en béton armé sur la valeur du facteur de comportement. En perspective, une étude similaire mais en considérant des structures en portiques irrégulières, telles que l'irrégularité en plan ou en élévation, pourrait faire l'objet d'une recherche future

BIBLIOGRAPHIE

Abdollahzadeh G.H., Banihashemi M.R., Elkaee S., EsmaelinaAmiri M. (2012) *Response Modification Factor of Dual Moment-resistant Frame with Buckling Restrained Brace (BRB)*, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Paper No.146

Abdollahzadeh G., Kambakhsh A.M. (2012) *Height Effect on Response Modification Factor of Open Chevron Eccentrically Braced Frames*, Iranica Journal of Energy & Environment, Vol. 3, No. 1, pp. 72-77

Abdollahzadeh G., Malekzadeh H. (2013) *Response Modification Factor of Coupled Steel Shear Walls*, Civil Engineering Infrastructures, Vol. 1, No. 1, pp.15-26

Bachmann H. (2003) *Seismic Conceptual Design of Building-Basic principles for Engineers, Architects, Buildings Owners, and Authorities*, Swiss Federal for Water and Geology

Bae S., Bayrak O. (2008) *Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns*, ACI Structural Journal

BAEL 91 (1992) *Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites*. Edition Eyrolles
RC Frames with Added Shear Walls, Master of Science Thesis in Civil Engineering, Middle East Technical University

Cardone D., Di Cesare A., Ponzo F.C., Blonna B. (2008) *Evaluation of Behaviour Factor for Flag-Shaped Hysteretic Models*, International Conference on Engineering Optimization, Rio de Janeiro, Brazil

Causevic M., Mitrovic S. (2010) *Comparison Between Nonlinear Dynamic and Static Seismic Analysis of Structures According to European and US Provisions*, Bulletin of Earthquake Engineering

Chaitanya Paspuleti (2002) *Seismic Analysis of an Older Reinforced Concrete Frame Structure*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, University of Washington

Daniel Gay, Jacques Gambelin (1999) *Dimensionnement des Structures : Une Introduction*, Hermes Science Publications

De Stefano M., Marino E.M., Paolo Rossi P. (2006) *Effect of Overstrength on the Seismic Behaviour of Multi-Storey Regularity Asymmetric Buildings*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 4, pp. 23-42

Deierlein G.G., Reinhorn A.M., Willford M.R. (2010) *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4*, U.S. Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology

Domingues Costa J.L. (2006) *Rigid-Plastic Seismic Design of Reinforced Concrete Structures*, PhD Thesis in Civil Engineering, Technical University of Denmark

RPA 99 ver 2003 *Réglement parasismiques Algériens*

Mr. LOUZAI Amar Thèse de Doctorat

EVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT DE STRUCTURES EN PORTIQUE EN BETON ARME SUR LA BASE D'ANALYSES