

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

Mémoire de Magister

Spécialité: Génie Civil
Option: Structures et matériaux

Présenté par: **Mr BELKHEIR Mohammed Aghiles**

Thème:
**Influence de la disposition des voiles sur la
performance sismique des structures mixtes**

Devant le jury suivant:

Mr Ait Tahar Kamal	Professeur	UMMTO	Président
Mr Hamizi Mohand	M.C Classe A	UMMTO	Rapporteur
Mr Bouafia Youcef	Professeur	UMMTO	Examineur
Mr Kachi Mohand Said	Professeur	UMMTO	Examineur

Juillet 2012

Remerciements :

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à **Mr Hamizi Mohand**, maitre de conférences à l'UMMTO, pour la confiance qu'il m'a accordé en acceptant de rapporter ce travail. Son soutien constant, sa disponibilité, et ces précieux conseils, m'ont permis de mener à bien ce travail ; qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Je tiens aussi à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail.

Mes remerciements s'adressent aussi à **Mr Harmim Mohamed**, enseignant à l'UMMTO, pour son soutien, ses conseils, et ses précieuses orientations tout au long de ce travail.

Je voudrais également adresser mes sincères remerciements à **Mr Aknouche Hassan**, attaché de recherche au CGS, pour ces conseils et orientations qui ont grandement contribué à l'élaboration de ce travail ; qu'il trouve ici l'expression de ma plus grande considération.

Enfin, je tiens à remercier ma famille et mes amis pour leur soutien et leurs encouragements.

Sommaire :

Chapitre 1 : Introduction et problématique

I.1.	Introduction générale :	1
I.2.	Problématique et objectifs de la thèse:	8
I.3.	Plan de travail :.....	8

Chapitre 2 : Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

II.1.	Introduction :	10
II.2.	Méthodes d'évaluations de la vulnérabilité sismique:.....	10
II.2.1.	Méthodes empiriques :	11
II.2.2.	Méthodes déterministes basées sur la performance :	12
II.2.2.1.	Approche en ductilité (Euro code 8) :	14
II.2.2.2.	Approche en amortissement (Méthode de capacité spectrale ATC 40)	20
II.3.	Bases théoriques de la méthode de capacité spectrale (ATC40)	21
II.3.1.	Détermination de la Courbe de capacité :	21
II.3.2.	Détermination de la demande sismique :	22
II.3.2.1.	Détermination du spectre élastique amorti à 5% :	22
II.3.2.2.	Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements.....	23
II.3.2.3.	Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité :	24
II.3.2.4.	Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique.....	24
II.3.3.	Détermination du point de performance :	27

Chapitre 3 : Analyse push over des structures mixtes :

III.1.	Introduction	31
III.2.	Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure :.....	31
III.3.	Vérification et ferrailage de la structure :.....	34
III.4.	Définition du comportement non linéaire de la structure :.....	35

III.4.1.	Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux	35
III.4.2.	Définition du comportement non linéaire des voiles :	38
III.4.2.1.1.	Loi de comportement non linéaire des rotules de flexion	40
III.4.2.1.2.	Loi de comportement non linéaire de la rotule de cisaillement	43
III.5.	Définition du chargement de l'analyse push over :	47
III.5.1.	Définition de l'analyse sous charges gravitaires :	47
III.5.2.	Définition de l'analyse push over sous charges horizontales:	48
III.6.	Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité	50

Chapitre 4 : Recherche de la disposition optimale des voiles :

IV.1.	Introduction :	52
IV.2.	Les critères de comparaisons entre les variantes étudiées	52
IV.3.	Etude de la structure (R+7) :	52
IV.3.1.	Description de la structure :	52
IV.3.2.	Dimensionnement de la structure :	54
IV.3.3.	Choix des dispositions de voiles à étudier:	55
IV.3.4.	Etude de la variante 1 (Exemple d'application) :	56
IV.3.4.1.	Dimensionnement de la structure :	56
IV.3.4.1.1.	Vérification du comportement dynamique :	57
IV.3.4.1.2.	Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :	57
IV.3.4.1.3.	Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :	57
IV.3.4.1.4.	Vérification Art 5.10 RPA 2003 :	58
IV.3.4.1.5.	Vérification Art 5.9 RPA 2003	58
IV.3.4.1.6.	Justification de l'interaction portiques-voiles	59
IV.3.4.1.7.	Ferraillage de la structure :	60
IV.3.4.2.	Définition du comportement non linéaire des éléments	61
IV.3.4.2.1.	Poutres et poteaux :	61
IV.3.4.2.2.	Voiles sens xx :	61
IV.3.4.3.	Définition du chargement de l'analyse sous charges gravitaires	63

IV.3.4.4.	Définition de l'analyse push over sous charges horizontales	63
IV.3.4.5.	Résultats de l'analyse push over (Variante 1):	63
IV.3.4.5.1.	Courbe de capacité de la structure ($V_{base}-D_{sommet}$).....	63
IV.3.4.5.2.	Courbe de capacité du système équivalent (S_a-S_d).....	63
IV.3.4.5.3.	Détermination du point de performance du système équivalent (S_a-S_d)	64
IV.3.4.5.4.	Détermination du point de performance de la structure (V_p-D_p):	64
IV.3.4.5.5.	Déplacements inter-étages au point de performance (Δ_x):.....	65
IV.3.4.5.6.	Demande en ductilité (μ_D):	65
IV.3.4.5.7.	Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) :.....	65
IV.3.4.5.8.	Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments.....	66
IV.3.5.	Analyse push over des autres variantes proposées (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9):	67
IV.3.5.1.	Etude comparative des résultats:	67
IV.3.5.1.1.	Détermination des points de performances des structures (V_p-D_p):	68
IV.3.5.1.2.	Déplacements inter-étages maximal au point de performance (Δ_x):.....	68
IV.3.5.1.3.	Demande en ductilité (μ_D):	69
IV.3.5.1.4.	Raideur initiale de la structure (K_e) :.....	70
IV.3.5.1.5.	Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) :.....	70
IV.3.5.1.6.	Mécanismes de ruine et état de dégradation des éléments:.....	71
IV.3.6.	Conclusions :	72
Chapitre 5 : Conclusion générale :		74
Références bibliographiques.....		77
Annexes		83

Liste des figures :

Figure I.1 : Carte des plaques lithosphériques principales.....	1
Figure I.2 : Effondrement de structures dues a des déplacements importants.....	2
Figure I.3 : Plastification des poteaux avant les poutres.....	3
Figure I.4 : Cisaillement des Poteaux courts.....	3
Figure I.5 : Poussée diagonale de la maçonnerie au niveau de la zone nodale.....	4
Figure I.6 : Eclatement de la zone nodale du à la poussé diagonale de la maçonnerie	4
Figure I.7 : Effondrement de la structure sur le RDC.....	5
Figure I.8 : Plastification voiles.....	7
Figure I.9 : Plastification des poteaux.....	7
Figure I.10 :Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles....	9
Figure II.1: Courbe de capacité d'une structure (V_{base} - D_{sommet}).....	13
Figure II.2: Spectre de réponse élastique dans le format accélération-déplacements.....	14
Figure II.3: Principe d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall, 1982)	16
Figure II.4 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté.	17
Figure II.5 : Courbe de capacité du système équivalent à un seul degré de liberté.....	18
Figure II.6 : Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité du système équivalent.....	18
Figure II.7: Déplacement du système équivalent dans le domaine de moyennes et longues périodes.....	19
Figure II.8: Déplacement du système équivalent dans le domaine des périodes courtes.....	19
Figure II.9: Déplacement au sommet de structure	20
Figure II.10 : Différents éléments de la méthode capacité spectrale (ATC40)	21
Figure II.11:Spectre de réponse élastique dans le format traditionnel accélérations-périodes	23
Figure II.12 : Spectre de réponse élastique dans le format accélérations-déplacements	23
Figure II.13 : Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité.	24
Figure II.14: Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.	25
Figure II.15: Spectre élastique et courbe de capacité	27
Figure II.16: Détermination du point (a^* , d^*).....	28
Figure II.17: Détermination du point (a_y , d_y).	28
Figure II.18: Représentation d'une famille de spectres réduits.....	29
Figure II.19: Détermination du point de performance.	30

Figure III.1 : Loi de comportement utilisée par le logiciel Etabs	35
Figure III.2 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.	36
Figure III.3 : Introduction des rotules plastiques des poutres.	37
Figure III.4 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	37
Figure III.5 : Modèle " Poteau-Poutre équivalent"	38
Figure III.6 : Modèle " Poteau-Poutre équivalent" modifié.....	39
Figure III.7 : Loi de comportement (M- θ) voile (modèle de Caltran)	40
Figure III.8 : Exemple loi de comportement (M - θ) voile (0.2mx4m) ferrailé en double nappe (T12/10cm) soumis a un effort normal de compression de 292KN.	41
Figure III.9 : Loi de comportement (Moment-Rotation) du voile et niveaux de dommages....	42
Figure III.10 : Niveaux de dommages d'un voile (0.2mx4m) ferrailé en double nappe (T12/10cm) soumis a un effort normal de compression de 292KN.	42
Figure III.11 : Loi de comportement en cisaillement du voile (Effort tranchant-Distorsion)..	43
Figure III.12 : Exemple loi de comportement (V - Δ) voile (0.2mx4m) ferrailé en double nappe horizontale (T10/15cm).	44
Figure III.13 : Niveaux de dommages d'un voile (0.2mx4m) ferrailé en double nappe horizontale (T10/15cm).	45
Figure III.14 : Modélisation voile par un élément "Poteau poutre équivalent"	46
Figure III.15: Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales.	47
Figure III.16: Définition du chargement de l'analyse push over (Sens xx).	49
Figure III.17 : Résultats de l'analyse push over.....	50
Figure III.18 : Courbe de capacité dans le format S_a - S_s	50
Figure III.19: Courbe de capacité de la structure.	51
Figure III.20: Détermination du point de performance.....	51
Figure IV.1 : Géométrie en plan et en élévation de la structure.....	53
Figure IV.2 : Dispositions de voiles étudiées.....	55
Figure IV.3 : Dispositions de voiles étudiées (suite.).....	56
Figure IV.4 : Configuration en plan de la variante 1.	56
Figure IV.5 : Ferrailage des éléments (poutres, poteaux, voiles).....	60
Figure IV.6 : Loi de comportement en cisaillement du voile (Effort tranchant-Distorsion)	62
Figure IV.7 : Courbe de capacité de la structure (V_{base} - D_{sommet}).	63
Figure IV.8 : Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL (S_a - S_d).	63
Figure IV.9 : Point de performance du système équivalent.	64
Figure IV.10 : Raideur de la structure au point de performance (K_p).	66

Figure IV.11 : Mécanisme de ruine de la structure	66
Figure IV.12 : Mécanisme de ruine de la structure	66
Figure IV.13 : Mécanisme de ruine de la structure	67
Figure IV.14 : Dispositions optimales des voiles de la structure (R+7).	72

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : Les séismes les destructeurs en Algérie	1
Tableau II.1: Détermination de l'amortissement effectif de la structure.	26
Tableau II.2: Type de comportement structurel.....	26
Tableau III.1 : Paramètres (a,b,c) des voiles soumis au cisaillement.....	44
Tableau IV.1: Modes propres de la structure.	57
Tableau IV.2: Déplacements inter-étages.	58
Tableau IV.3: Vérification des effets P- Δ	58
Tableau IV.4: Pourcentage des efforts verticaux repris par les voiles et les portiques.....	59
Tableau IV.5: Pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles et les portiques.....	59
Tableau IV.6: Paramètres des lois de comportements des rotules de flexion des voiles.....	61
Tableau IV.7: Paramètres des lois de comportements des rotules de cisaillement des voiles....	61
Tableau IV.8: Déplacements inter-étages au point de performance.....	65
Tableau IV.9: Points de performance des variantes étudiées.....	68
Tableau IV.10: Déplacements relatifs aux points de performances des variantes étudiées....	68
Tableau IV.11: Demande en ductilité des variantes étudiées.....	69
Tableau IV.12: Raideur initiale des variantes étudiées.....	70
Tableau IV.13: Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante.....	70
Tableau IV.14: Indicateur de dégradation global des variantes étudiées	71
Tableau IV.15: Pourcentages des efforts sismiques repris par les voiles des variantes étudiées.....	73

Chapitre I:



Introduction et problématique

I. Introduction et problématique

I.1. Introduction générale :

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres (Fig I.1), certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres couissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques. [40][19]

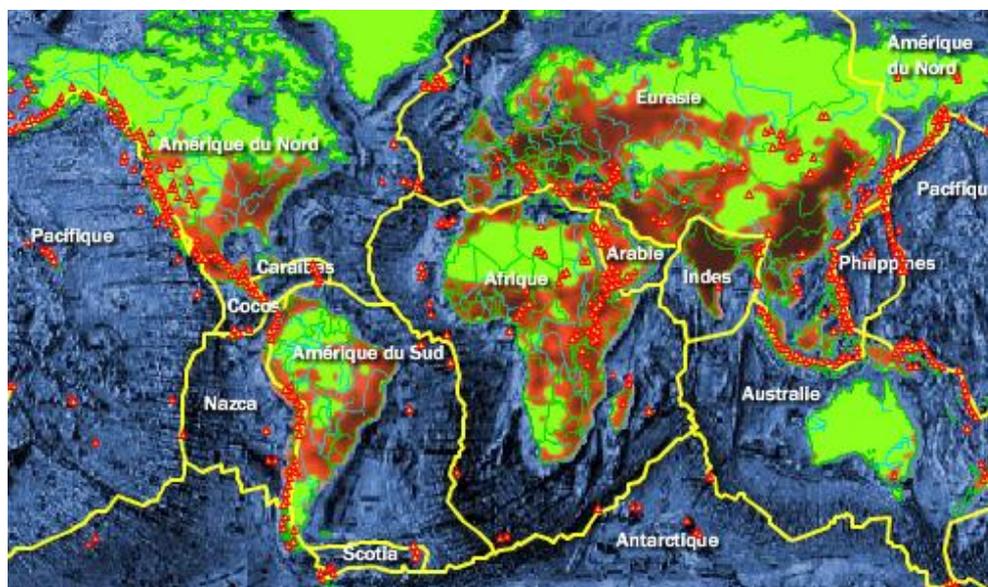


Figure I.1 : Carte des plaques lithosphériques principales.

Situé dans une zone critique qui est l'intersection de deux plaques, à savoir la plaque africaine et la plaque eurasiatique, le **nord de l'Algérie** est susceptible d'être soumis à d'importantes secousses sismiques. [12]

Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, parmi les plus notables, on peut citer [2] :

Lieu	Date	Magnitude	Observations
Alger	1365	-	Destructeur : Alger complètement détruite. Une partie d'Alger fut inondée
Gouraya	1891	7.5	Destructeur, dégâts importants : Gouraya et Villebourg ont été complètement détruites.
Orléans ville (Chlef)	1954	6.7	20 000 habitations détruites
El Asnam (Chlef)	1980	7.3	70% des habitations détruites
Tipasa	1989	6.0	Dégâts importants à Sidi-Moussa et Nador.
Ain Témouchent	1999	5.8	Dégâts importants à Ain-Temouchent, Ain-Tolba, Ain-Kihal et Sidi-Ben-Adda.
Boumerdès	2003	6.8	100 000 habitations touchées.

Tableau I.1 : Les séismes les plus destructeurs en Algérie

I. Introduction et problématique

Au vu des constatations faites durant ces séismes, la réglementation parasismique qui est entrée en vigueur en **1983**, révisée en **1988** et **1999** paraît insuffisante.

En effet, lors du séisme de Boumerdès (**2003**), des ouvrages construits suivant les normes en vigueur (**RPA 99**) ont subi des dégâts considérables, ce qui est révélateur sur la présence de défaillances et d'insuffisances dans le règlement algérien. [12]

Ce constat a amené les pouvoirs publics à s'interroger sur les causes de ces dommages et le CGS a été chargé de procéder à des campagnes sur site pour relever les pathologies observées sur les différentes typologies de structures.

Les différents cas de dommages observés, ont révélé, la vulnérabilité des structures en **portiques autostables avec remplissages en maçonnerie**. En effet, cette typologie a connue beaucoup d'effondrements. [6][22]

Outre les effets de site, la mauvaise qualité des matériaux et de l'exécution, la vulnérabilité de ces ouvrages est due à :

- **La surestimation de leur ductilité**, qui est évaluée par le facteur de comportement (**R**) qui est prise égale à **3,5**. Ainsi lors de la phase de conception, il est supposé que les structures en portiques autostables avec remplissage en maçonnerie reprennent près de **70%** de l'énergie sismique par le biais de déformations plastiques, ce qui paraît démesuré au vu des dommages observés du fait de leur grande flexibilité (**Figure I.2**). [6][22].



Figure I.2 : Effondrement de structures dues a des déplacements importants.

I. Introduction et problématique

- **Le dimensionnement des portiques**, qui n'est pas conforme avec l'hypothèse de formation des rotules plastiques dans les poutres. En effet la présence de poutres fortes et de poteaux faibles a engendré dans certains cas la formation d'un mécanisme de ruine dans les poteaux précipitant ainsi l'effondrement de ces ouvrages avant même que la structure n'ait atteint son état limite. (Figure I.3). [12] [22].



Figure I.3 : Plastification des poteaux avant les poutres.

- **La présence de poteaux courts**, de par leurs rigidités et leurs faibles capacités de déformation, ils sont soumis à un grand effort sismique, ce qui conduit à l'apparition d'un mode de ruine par cisaillement. (Figure I.4). [6] [33]



Figure I.4 : Cisaillement des Poteaux courts.

I. Introduction et problématique

- **L'influence de la maçonnerie**, la présence des remplissages en maçonnerie dans le plan des portiques engendre des contraintes de cisaillement dans les poteaux, entraînant ainsi la dégradation de la zone nodale. (**Figures I.5 et I.6**). [6][22]

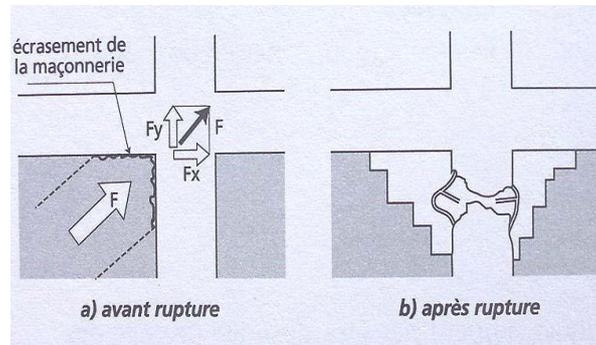


Figure I.5 : Poussée diagonale de la maçonnerie au niveau de la zone nodale.



Figure I.6 : Eclatement de la zone nodale du à la poussé diagonale de la maçonnerie.

- **L'irrégularité en élévation de la maçonnerie** est à l'origine de la vulnérabilité de certaines structures, c'est notamment le cas de structures présentant des étages transparents (étages souples). (**Figure I.7**). [22][33]



Figure I.7 : Effondrement de la structure sur le RDC.

I. Introduction et problématique

L'analyse des dommages subis par les structures en portiques autostables a mis en évidence leur vulnérabilité au séisme [6][22]. Ce constat a poussé les responsables du CGS à imposer de nouvelles prescriptions, plus restrictives, concernant la hauteur des structures auto stables en zone sismique.

En effet, dans l'Addenda du RPA 99, publié en 2003, la hauteur des structures autostables est limitée à (05) niveaux ou dix sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone II_a, trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zone II_b et deux (02) niveaux ou huit (08) mètres en zone III. [69]

Cette décision à eu un impact sur la culture de la construction en Algérie, car, le manque d'assiettes de terrain pour réaliser des infrastructures dans les régions du nord, fait que la demande en logement ne peut être satisfaite qu'en construisant en hauteur, par conséquent, le recours à d'autres systèmes constructifs en lieu et place des structures autostables devenait indispensable.

Plusieurs experts ont préconisé le développement des structures en **voiles en béton armé en zone sismique**, en mettant en avant la bonne tenue de ces constructions lors du séisme de Boumerdès. [22] [58]

En effet, ces structures ont eu un excellent comportement, qui est du à la présence de voiles en béton armé, car outre leur rôle porteur vis a vis des charges verticales, leur grande rigidité permet de limiter les déplacements latéraux et ainsi assurer la résistance aux forces horizontales. [22]

Néanmoins, le développement de ces structures a été empêché par l'émergence des **structures mixtes**, constituées de portiques et de voiles, elles représentent une alternative idéale pour contourner les exigences économiques des structures en voiles.

Au jour d'aujourd'hui, les bureaux d'études optent systématiquement pour des structures mixtes dès que la hauteur de l'ouvrage dépasse les limites fixées par le RPA 2003 pour l'usage des structures autostables, faisant ainsi que ce type de construction soit de plus en plus répandu dans notre paysage urbain.

L'expérience dans le passé a montré que ces structures présentaient généralement un bon comportement sismique, toutefois lorsqu'elles sont mal conçues, elles peuvent être tout aussi vulnérables que les structures autostables. [58] [65]

En effet concevoir une structure pour que les voiles et les portiques reprennent conjointement les efforts sismiques est difficile, et l'interaction de ces éléments rend le comportement de certaines structures mixtes aléatoire. [21]

I. Introduction et problématique

Le règlement parasismique algérien **RPA 2003 [69]**, définit la structure mixte comme étant une structure qui satisfait les critères suivants :

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Pour satisfaire le **premier critère**, les portiques de la structure doivent être dimensionnés pour reprendre au moins 25% des charges sismiques ainsi que la totalité des charges verticales sans tenir compte de la présence des voiles, ce critère est simple à vérifier car il revient à dimensionner et à vérifier une structure en portiques autostables.

Le **deuxième critère** précise que dans une structure mixte, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités.

En limitant à **20%** le ratio qu'ils doivent reprendre des charges verticales, le **troisième critère** limite ainsi le nombre de voiles, or aucun de ces critères ne donne d'indications sur un paramètre qui nous semble important, en l'occurrence : Le nombre minimal de voiles à introduire dans la structure.

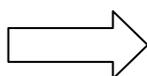
En effet, la vulnérabilité des portiques fait que les voiles doivent impérativement être présents en nombre conséquent pour reprendre la plus grande partie des efforts sismiques, car leur présence en nombre insuffisant précipiterait la plastification des voiles présents et la redistribution d'une grande partie de l'énergie sismique aux éléments des portiques, qui au vu de leur faible capacité de dissipation risquent de subir des dommages importants. (**Figures I.8 et I.9**). [65]



(**Figure I.8**) : Plastification des voiles.

Après redistribution

des efforts



(**Figure I.9**) : Plastification des poteaux.

I. Introduction et problématique

Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un nombre de voiles de manière à réduire la contribution des portiques à la reprise des efforts sismiques [65], cependant, rigidifier la structure en satisfaisant les critères de l'article 3.4 du RPA 2003 ne garantit pas forcément son bon comportement, car aucun de ces critères ne tient compte d'un paramètre tout aussi important qui est : la **disposition des voiles**.

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate, une bonne disposition des voiles permet une exploitation optimale de la rigidité de la structure, à l'inverse, une mauvaise disposition peut engendrer des dommages locaux importants, voir la ruine de l'ouvrage. [58]

Cette disposition des voiles doit aussi répondre à un phénomène, qui est particulièrement source de dommages dans les structures mixtes, à savoir : La torsion d'ensemble. [44]

Cette torsion d'ensemble survient lorsque le centre de rigidité de la structure se trouve décalé par rapport au centre des masses, c'est notamment le cas lorsque les éléments de contreventement sont répartis d'une manière asymétrique par rapport au centre de gravité de la structure. Ce type de sollicitation est mal toléré par la structure, car l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical au lieu de fléchir comme un bloc, subissant ainsi à chaque niveau des déplacements horizontaux différents. [21] [58]

La construction est soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus importante que la distance entre le centre des masses et le centre de rigidité est grande, ainsi les poteaux situés aux extrémités du bâtiment opposés au centre de torsion peuvent subir des déplacements différentiels importants entre leurs têtes et leurs pieds, déplacements pouvant entraîner sa destruction. (Figure I.10). [21]



(Figure I.10) : Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles.

I. Introduction et problématique

Afin de ne pas soumettre la construction à une torsion d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique ou quasi symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité du niveau. [58]

Ils recommandent aussi de disposer les contreventements en façade, car la distribution des contraintes dans un solide soumis à la torsion est telle qu'il faut que les éléments susceptibles de donner de la résistance torsionnelle à la structure soient portés le plus possible vers la **périphérie** du bâtiment pour atteindre leur effet maximal. [58]

I.2. Problématique et objectifs de la thèse:

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure, cependant, dans le code parasismique algérien (**RPA2003**), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment, or ce choix peut être discutable au vu de la diversité des structures mixtes.

L'objectif assigné à cette étude est de proposer aux concepteurs de structures mixtes une méthode, qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles, en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.

Notre travail consiste dans un premier lieu à exposer une procédure qui permet d'évaluer la performance sismique des structures mixtes, en utilisant la méthode de capacité spectrale, proposée par le règlement américain **ATC 40**.

En second lieu, les paramètres (déplacements inter-étages, demande en ductilité, raideur initiale, raideur au point de performance, mécanisme de ruine.) issues de l'analyse statique non linéaire sont proposés comme critères de comparaison pour déterminer la disposition optimale des voiles.

I.3. Plan de travail :

Nous avons structuré notre travail comme suit :

Le **chapitre 2** débute par un aperçu sur les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique, dans la deuxième partie de ce chapitre nous allons nous intéresser à une de ces méthodes, qui est basée sur le principe de performance sismique.

Cette méthode dite "méthode de capacité spectrale", consiste à effectuer une corrélation entre la courbe de capacité issue d'une analyse statique non linéaire "Push Over" et le spectre de demande.

I. Introduction et problématique

L'intersection de ces deux courbes représente un point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquentement son degré d'endommagement.

Les bases théoriques nécessaires pour la détermination des spectres de demande et de capacité sont définies dans ce chapitre.

Dans le **chapitre 3**, nous exposerons la procédure qui permet d'effectuer l'analyse push over des structures mixtes en utilisant le logiciel de calcul non linéaire "Etabs", ainsi que les étapes de détermination de la courbe de capacité.

Dans le **chapitre 4**, nous proposerons une méthode qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles dans une structure mixtes sur la base de l'étude comparative des analyses non linéaires de plusieurs variantes.

Pour ce faire, nous allons considérer comme exemple d'application, une structure régulière de dimensions (**20mx20m**), de hauteur (**R+7**), plusieurs dispositions de voiles seront étudiées, des paramètres basés sur les résultats de l'analyse pushover seront utilisés comme critères de comparaison pour déterminer la disposition optimale des voiles.

Pour finir, **au chapitre 5**, on donne les principales conclusions de notre travail.

Chapitre II:



Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

II.1. Introduction :

Dans le code parasismique algérien, l'étude de la réponse des structures sous séisme est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées (Méthode statique équivalente, analyse modale spectrale) qui reposent sur le principe qui consiste à déterminer les efforts susceptibles d'être appliquée puis procéder à une vérification des déplacements de la structure. [69]

Le comportement non linéaire des structures est pris en compte en réduisant les efforts de calcul par un facteur de comportement (**R**) qui tient compte du comportement dissipatif des structures. [69]

A la suite de séisme important survenus récemment (Loma Prieta, 1989, Northridge 1994, Kobé 1995, Izmit 1999, Boumerdès 2003, Bam 2003), certaines lacunes des règlements parasismiques ont été décelées et ont révélé en conséquence l'insuffisance des ces méthodes simplifiées, il est clairement admis par la nouvelle génération de codes parasismiques que le dimensionnement des structures doit faire l'objet d'une nouvelle approche basée sur les notions de risque et de vulnérabilité. [38]

La notion de risque peut s'exprimer de manière simple comme la combinaison de l'aléa et de la vulnérabilité. Une bonne connaissance de l'aléa, c'est-à-dire la probabilité qu'un événement se produise est nécessaire. La vulnérabilité peut être exprimée par la capacité de réponse d'une structure à une sollicitation sismique donnée. [14] [38]

II.2. Méthodes d'évaluations de la vulnérabilité sismique:

Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique diffèrent par leurs complexités, leurs précisions, et leurs objectifs. Les différentes approches d'évaluation de la vulnérabilité reposent généralement sur l'utilisation de fonctions de vulnérabilité qui expriment le pourcentage de dommages subis par un type de structure pour différentes intensités sismiques. Ces fonctions de vulnérabilité sont élaborées en général à partir de l'observation des dommages causés par les séismes passés (Matrice de probabilité de dommages, jugement d'experts, etc.). [38]

En l'absence de données suffisantes, le recours à des modèles analytiques permettant de construire les courbes de fragilité des bâtiments est une alternative intéressante.

Nous pouvons considérer qu'il ya deux approches principales pour évaluer la vulnérabilité sismiques des structures : Une approche probabiliste basée sur des méthodes empiriques (statistiques), et une approche déterministe fondé sur des modèles numériques ou analytiques. [14]

II.2.1. Méthodes empiriques :

Les premières méthodes d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle, basées sur les inspections visuelles, se sont développées aux états unis (ATC 21,1988; FEMA, 1997 ; HAZUS, 1999).

La méthodologie **HAZUS** (1999) est une approche développée par l'institut national des sciences de la construction « **National Institut of Building Sciences, NIBS** », le rapport **ATC-13** a servi de fondement pour l'élaboration du logiciel HAZUS.

Ce logiciel interactif permet d'évaluer le risque sismique à partir du jugement d'experts pour 36 modèles de bâtiments correspondant à la classification typologique du **FEMA 1997**. (Federal Emergency Management Agency). [38]

A l'échelle européenne, plusieurs groupes travaillent en collaboration sur la vulnérabilité sismique des structures, parmi lesquels on peut citer le groupe national de défense contre les tremblements de terres en Italie **GNDT** (GNDT 1993), les groupe **AFPS** et **CETE** en France...Etc. [14]

Récemment, un projet européen (**RISK-UE, 2003**) s'est focalisé sur la vulnérabilité de sept villes européenne : Nice (France), Barcelone (Espagne), Catane (Italie), Sofia (Bulgarie), Bucarest (Roumanie), Thessalonique (Grèce), Et Bitola (Macédoine), Piloté par des institutions universitaires et des organismes de recherches, un consensus a été atteint pour la définition d'une méthodologie d'évaluation du risque sismique appliqué à l'échelle européenne. [14]

Par la suite, une étude bibliographique a été menée par le groupe de travail de l'association française de génie parasismique (**AFPS**) « vulnérabilité sismique du bâti existant -Approche d'ensemble » (Combescure et al, 2005) en vue d'une application en France. [14]

Ces méthodes ont été établies sur la base d'observations post-sismiques, recensant les niveaux de dommages observés en fonction du type de construction. Ces niveaux de dommages constatés ne peuvent être reliés à un mouvement du sol en l'absence d'enregistrement, mais seulement à une intensité macrosismique, estimée elle-même à partir des dégâts. [23]

Cette incohérence est une des limitations de ces méthodes, par ailleurs les relations entre paramètres structuraux et dommages sont estimées de manière statistique. [23]

Ces approches basées sur le retour d'expérience statistique exigent la prise en compte d'un échantillon élevé de structures et ne sont valides que pour la région étudiée, Par conséquent, une **approche déterministe** fondée sur des modèles numériques ou analytiques peut être plus intéressante pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure dans une zone donnée. [38]

II.2.2. Méthodes déterministes basées sur la performance :

L'avènement du « **Performance Based Design** » en ingénierie sismique a mené au développement récent de diverses méthodes, tant pour la conception parasismique de nouveaux bâtiments que pour l'évaluation du risque des bâtiments existants. [23]

Ces nouvelles méthodes qui se fondent sur le comportement des structures obtenues par modélisation numérique et essais à échelle réduite, tendent à se substituer aux méthodes conventionnelles basées sur le retour d'expérience des séismes passés. [23]

En effet, des **niveaux de performance** sont définis par les différentes méthodes utilisant ce concept, l'endommagement structurel dans ce cas est déterminé par l'accélération ou le déplacement spectral au lieu et place de l'intensité macrosismique. [38]

Pour répondre à l'exigence sécuritaire susmentionnée, ces niveaux de performance sont mis en perspective avec un niveau d'aléa. Ce changement conceptuel s'est accompagné de changements fondamentaux traduits cette fois par l'évolution récente des méthodes de calculs en ingénierie sismique. [38]

La méthode de calcul la plus rigoureuse et plus complète d'analyse des structures sous l'action sismique est le calcul dynamique temporel non linéaire, qui permet de reproduire fidèlement le comportement de la structure et de connaître ses états de performance à différents instants du séisme, néanmoins ce type d'étude est difficilement envisageable pour des structures courantes car elle peut se révéler très coûteuse en temps de calcul en raison de la complexité des modèles et du nombre de calcul à réaliser. [23]

Par conséquent, le calcul non linéaire en poussée progressive (**PUSH OVER**) représente une alternative intéressante car les données matérielles sont similaires à celles de l'analyse temporelle non linéaire et les difficultés du calcul temporel pas à pas sont évitées. [8] [38]

La méthode "Push over" est basée sur le principe que la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements, la structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur, la courbe de capacité (Fig II.1) est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure. [53] [76]

La distribution de charges et le déplacement cible sont basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant le séisme. [39] [56]

II. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

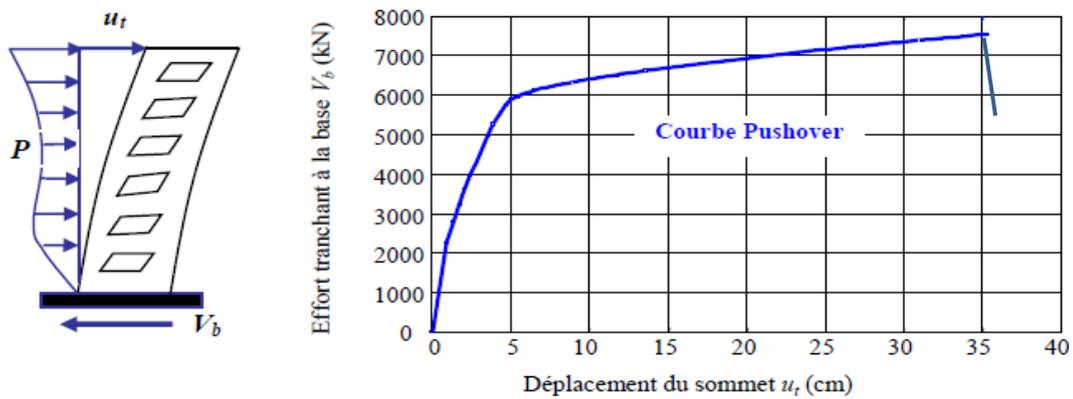


Figure II.1: Courbe de capacité d'une structure ($V_{\text{base}}-D_{\text{sommet}}$)

Le principe de la méthode push over consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (push over) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (spectre de réponse). [76]

L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir des considérations qui vont suivre représente un **point de performance** permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquentement son degré de pénétration dans le domaine plastique. [71]

Deux approches principales sont proposées, l'une utilisant l'amortissement, comme dans l'ATC 40, l'autre la ductilité, comme dans l'Eurocode 8. [67]

L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur R qui dépend de la ductilité de la structure (μ), tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. [67]

Dans les deux cas, le point de performance obtenu devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel.

II.2.2.1. Approche en ductilité (Eurocode 8) :

Elle a été proposée par Fajfar en 1998. Elle utilise des spectres inélastiques, avec un coefficient réducteur R_w , pour passer du spectre élastique ($\beta = 5\%$; $\mu=1$), aux spectres inélastiques ($\mu > 1$). [38]

La procédure de détermination du point de performance peut être résumée comme suit:

▪ Introduction des données :

L'on considère une structure à plusieurs degrés de liberté et un spectre de réponse élastique, dans lequel les accélérations (S_a) sont données en fonction des périodes naturelles (T) de la structure.

▪ Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacements :

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélérations-périodes ($S_a - T$) au format accélérations-déplacements ($S_a - S_d$) (Figure II.2), en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (\text{II.1})$$

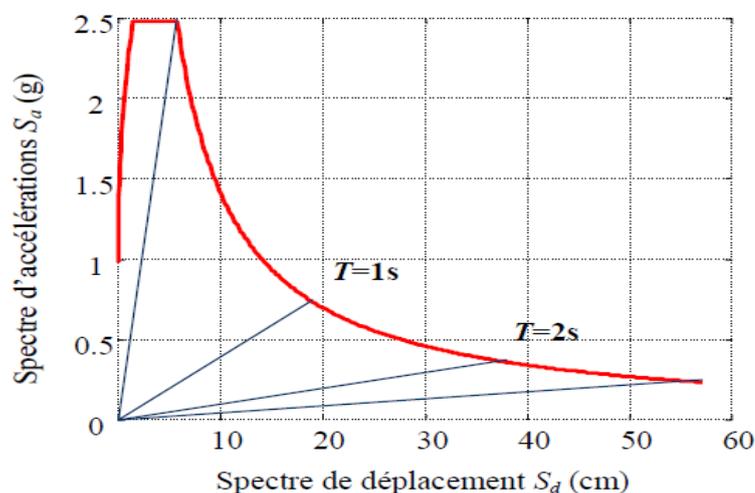


Figure II.2: Spectre de réponse élastique dans le format accélération-déplacements.

II. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

▪ Détermination du spectre de réponse inélastique (spectre réduit) :

Le spectre de réponse inélastique ($S_a - S_d$) est obtenu à partir du spectre de réponse élastique en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (\text{II.2})$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{ae} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (\text{II.3})$$

Avec :

μ : Facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique.

R_μ : Facteur de réduction du à la ductilité de la structure.

Plusieurs propositions ont été faites pour la détermination du facteur de réduction R_μ , (Newmark Et Hall, 1982 ; Riddell, Hidalgo, Et Cruz, 1989; Tso Et Naumosoki, 1991; Krawinkler et Nassar, 1992; Miranda Et Bertero, 1994), cependant la plus utilisée est celle de Vidic et Al, 1994 .

Pour les oscillateurs souples ($T \geq T_c$), les systèmes élastiques et inélastiques ont approximativement le même déplacement maximal ($S_d = S_{de}$) conformément au critère d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall 1982). (Figure II.3).

Dans ce cas, le facteur de réduction R est égal au facteur de ductilité:

$$R = \mu \quad (\text{II.4})$$

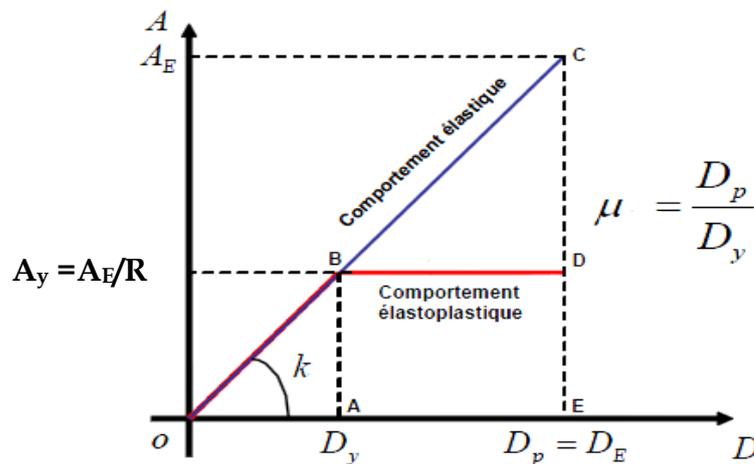


Figure II.3: Principe d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall, 1982)

Pour les oscillateurs rigides ($T < T_c$), le facteur de réduction R est pris égal à :

$$R = T/T_c (\mu - 1) + 1 \quad (\text{II.5})$$

II. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

- **Analyse en poussée progressive (push over) :**

L'analyse push over est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible défini. [76]

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet d et en ordonnée l'effort tranchant à la base V .

Le choix d'une distribution appropriée de forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse push over.

Si on note par P , le vecteur des forces latérales, ce dernier peut être déterminé par l'expression suivante :

$$P = p [M] \{\phi\}. \quad (\text{II.6})$$

Avec :

$[M]$: Matrice diagonale correspondant aux masses de chaque niveau.

$\{\phi\}$: Vecteur forme normalisé pour le déplacement, ou mode propre.

p : Facteur qui contrôle l'amplitude des forces latérales.

- **Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un seul degré de liberté :**

La structure à plusieurs degrés de liberté est modélisée par un oscillateur équivalent à un seul degré de liberté. (Figure II.4)

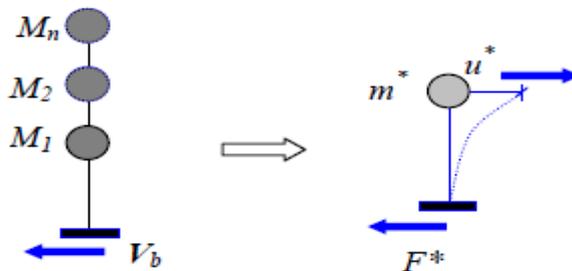


Figure II.4 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté.

Si on prend seulement le mode fondamental, l'expression des déplacements de la structure en fonction des déplacements modaux est donnée par l'équation :

$$d_t = \Gamma_1 \phi_1 D_1(t). \quad (\text{II.7})$$

Avec :

$d_1(t)$: Déplacement au sommet à un instant t .

Γ_1 : Facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration.

ϕ_1 : Amplitude du premier mode de vibration au sommet.

II. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

Pour un instant donné, la relation entre le déplacement au sommet d_t et le déplacement correspondant au premier mode du système équivalent d^* est :

$$d^* = d_t / \Gamma \quad (\text{II.8})$$

Ce qui permet de relier les déplacements du point de contrôle de la courbe push over (d_t) aux déplacements correspondant à un système à un seul degré de liberté (d^*).

La relation entre l'effort tranchant à la base la structure et l'accélération correspondante du système équivalent à un seul DDL est exprimé par:

$$F^* = V / \Gamma \quad (\text{II.9})$$

Tel que : $V = p \{\phi\}^T M \{I\} = p \sum_{i=1}^N m_i \phi_i$; l'effort tranchant à la base du système à plusieurs degrés de liberté , et F^* la force équivalente du système à un seul degré de liberté.

La constante Γ , habituellement appelée facteur de participation modale, contrôle la transformation des quantités du système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté et vice versa, il est déterminé à partir de l'équation suivante :

$$\Gamma = \frac{\phi^T M I}{\phi^T M \phi} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (\text{II.10})$$

La courbe traduisant le comportement du système équivalent à seul degré de liberté est tracée en portant en abscisse le déplacement au sommet d^* , et en ordonnée la force F^* du système équivalent. (Figure II.5)

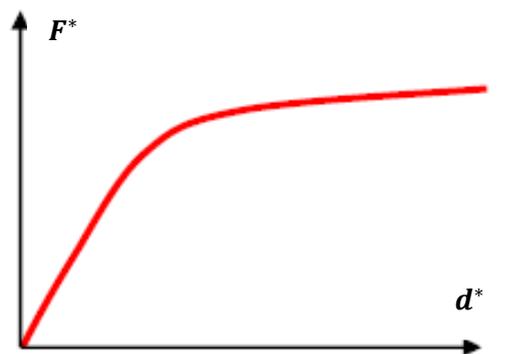


Figure II.5 : Courbe de capacité du système équivalent à un seul degré de liberté.

II. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

▪ Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité du système équivalent :

L'effort plastique F_y^* , qui représente également la résistance ultime du système idéalisé, est égal à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique.

La rigidité initiale du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes force-déformation réelle et idéalisée soient égales. (Figure II.6)

Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté d_y^* , est donné par :

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (\text{II.11})$$

Où : E_m^* est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.

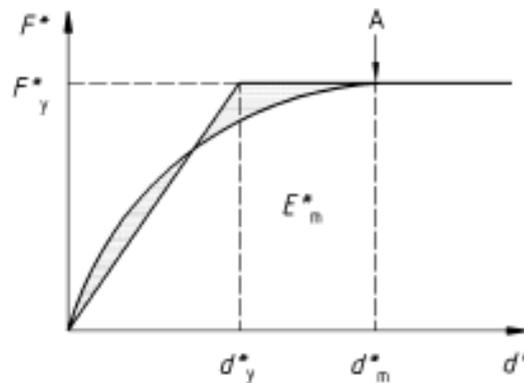


Figure II.6 : Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité du système équivalent.

▪ Détermination de la période du système équivalent :

La période T^* du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé est déterminée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\left(\frac{m^* d_y^*}{F_y^*} \right)} \quad (\text{II.12})$$

▪ Détermination du déplacement du système équivalent :

Le déplacement de la structure avec une période T^* et un comportement élastique illimité, est donné par :

$$d_{el}^* = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (\text{II.13})$$

Où : $S_e(T^*)$ est l'accélération spectrale correspondant à la période T^* .

II. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

Le calcul de déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté dépend de sa période élastique (T^*) et de la position de cette dernière par rapport à la période caractéristique du site (T_c).

Si la période élastique est supérieure ou égale à la période caractéristique ($T^* \geq T_c$), (Fig II.7), le déplacement non linéaire S_d est égal au déplacement élastique S_{de} , conformément au critère d'égalité des déplacements dans la gamme des moyennes et longues périodes.

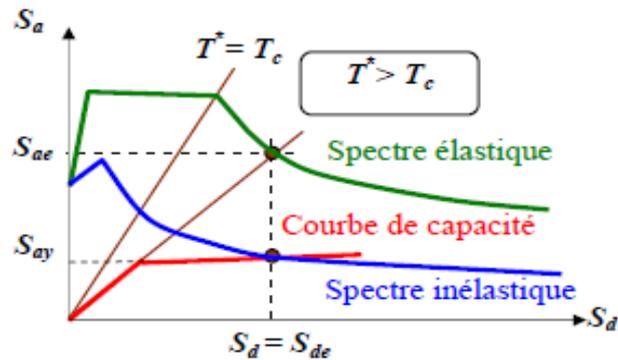


Figure II.7: Déplacement du système équivalent dans le domaine de moyennes et longues périodes.

Si la période élastique est inférieure à la période caractéristique ($T^* < T_c$), (Fig II.8), le déplacement non linéaire S_d est déterminé en fonction de la ductilité par la relation suivante :

$$S_d = \mu d_y^* = \left[1 + \frac{T_c}{T} (R - 1)\right] \frac{S_{de}}{R} \quad (II.14)$$

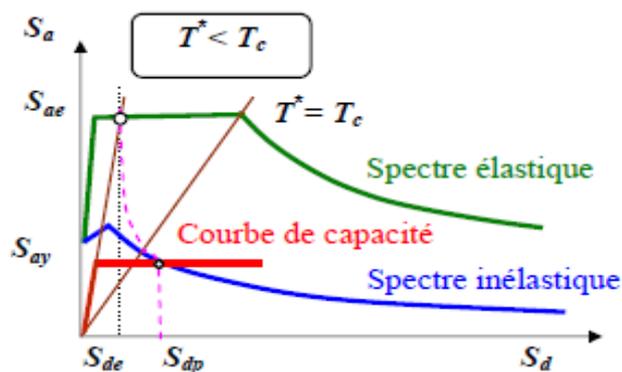


Figure II.8: Déplacement du système équivalent dans le domaine des périodes courtes

- **Détermination du déplacement global de la structure :**

Une fois le déplacement du système équivalent déterminé, il est transformé en déplacement maximum du système à plusieurs degrés de liberté (Fig II.9) :

$$\mathbf{u}_t = \mathbf{S}_d \mathbf{\Gamma} \quad (\text{II.15})$$

Figure II.9: Déplacement au sommet de structure.

II.2.2.2. Approche en amortissement (Méthode de capacité spectrale ATC 40) :

La méthode de **capacité spectrale** est l'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de la performance sismique des structures, développée par Freeman, la méthode a connue par la suite plusieurs modifications, les versions les plus récentes (Procédures A, B, C) sont exposées dans l'ATC40. [32]

La méthode consiste à superposer dans un graphe de type (S_a-S_d) la courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (**courbe de capacité**) et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme (**Demande**). [9]

La **courbe de capacité** est obtenue en appliquant à la structure un chargement incrémental distribué sur la hauteur du bâtiment. [9]

La **demande sismique inélastique** est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure (β_{eff}). [9]

En d'autres termes, la méthode est basée sur le principe que si la demande en énergie à dissiper, représentée par l'amortissement (β_{eff}) est supérieur à la demande initiale qui correspond à un amortissement visqueux de ($\beta_{eff} = 5\%$), le comportement inélastique de la structure est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. [9]

II. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

L'intersection de ces deux courbes représente le **point de performance**, qui permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique. (Fig II.10)

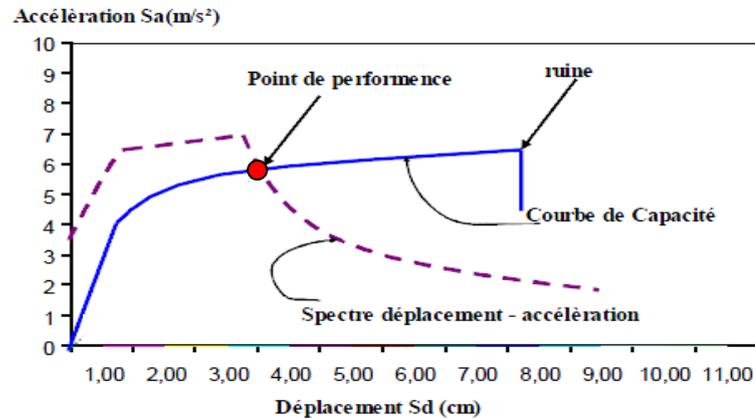


Figure II.10 : Différents éléments de la méthode capacité spectrale (ATC40)

II.3. Bases théoriques de la méthode de capacité spectrale (ATC40) :

Les éléments principaux de l'analyse push over sont la demande et la capacité, qui représentent respectivement l'action sismique, et l'aptitude de la structure à résister au séisme. [9]

II.3.1. Détermination de la Courbe de capacité :

L'analyse push over est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible défini. [71]

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet d et en ordonnée l'effort tranchant à la base V .

La courbe de capacité est transformée en une **courbe de capacité équivalente** reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement en multipliant l'effort tranchant (V) et le déplacement (d) respectivement par $(\frac{1}{\alpha_1 W})$ et $(\frac{1}{P_{f1} \phi_1})$. [9]

Avec :

α_1 : Pourcentage de participation massique du mode fondamental.

W : Masse sismique de la structure.

P_{f1} : Facteur de participation modal du mode fondamental

ϕ_1 : Amplitude du mode fondamental.

II.3.2. Détermination de la demande sismique :

La **demande sismique inélastique** est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure (β_{eff}). [9]

Les étapes de détermination de la demande sismique peuvent être résumées comme suit :

- Détermination du spectre élastique amorti à 5%.
- Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacements.
- Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité.
- Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique.

II.3.2.1. Détermination du spectre élastique amorti à 5% :

Le spectre de réponse définie dans le règlement algérien (**RPA2003**) est une courbe de réponse maximal d'accélérations ($\underline{S_a/g}$) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres \underline{T} . [69]

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{II.16})$$

A : Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) (**RPA2003**).

η : Facteur de correction d'amortissement ($\eta = 7/2 + \xi$). (eq 4.3 RPA2003).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) (**RPA2003**).

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3) (**RPA2003**).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) (**RPA2003**).

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4) (**RPA2003**).

Pour obtenir un spectre élastique amorti à 5%, il suffit d'attribuer une valeur égale à l'**unité** pour le coefficient de comportement (**R**) et le facteur d'amortissement (η).

Le facteur d'amortissement effectif (β_{eff}) défini dans le règlement **ATC 40** est noté (η) dans le règlement parasismique algérien (**RPA2003**).

II. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

II.3.2.2. Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements :

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélération-périodes ($S_a - T$) (Fig II.11), au format accélérations-déplacements ($S_a - S_d$) (Fig II.12), en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (\text{II.17})$$

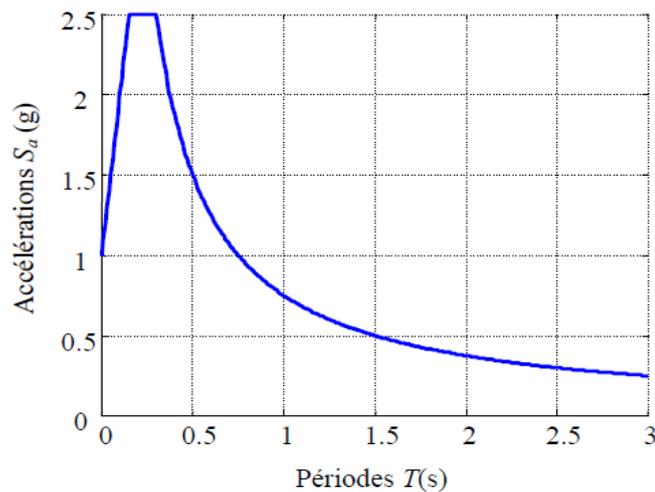


Figure II.11: Spectre de réponse élastique dans le format traditionnel accélération-périodes

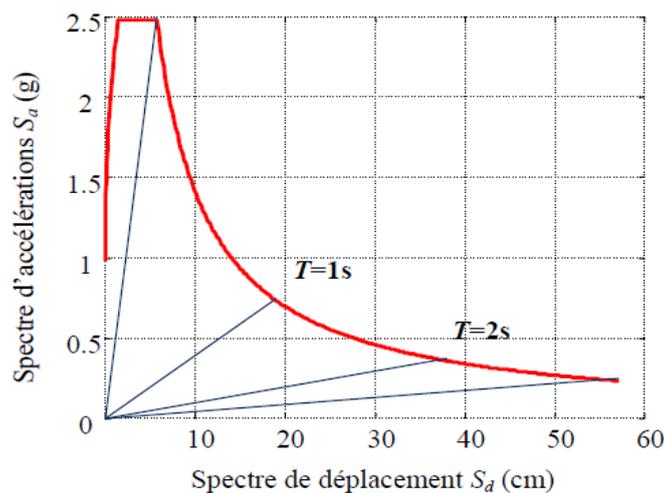


Figure II.12 : Spectre de réponse élastique dans le format accélérations-déplacements

II.3.2.3. Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité :

Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (β_{eff}), elle nécessite la définition du point (a_{pi}, d_{pi}) , qui représente le point de la performance d'essai estimée par l'ingénieur pour développer la demande spectrale réduite, la première estimation du point (a_{pi}, d_{pi}) est généralement définie en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall 1982). [9]

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_{pi}, d_{pi}) à un point (a_y, d_y) qui est définie de tel façon à avoir l'égalité de surfaces A_1 et A_2 (Fig II.13).

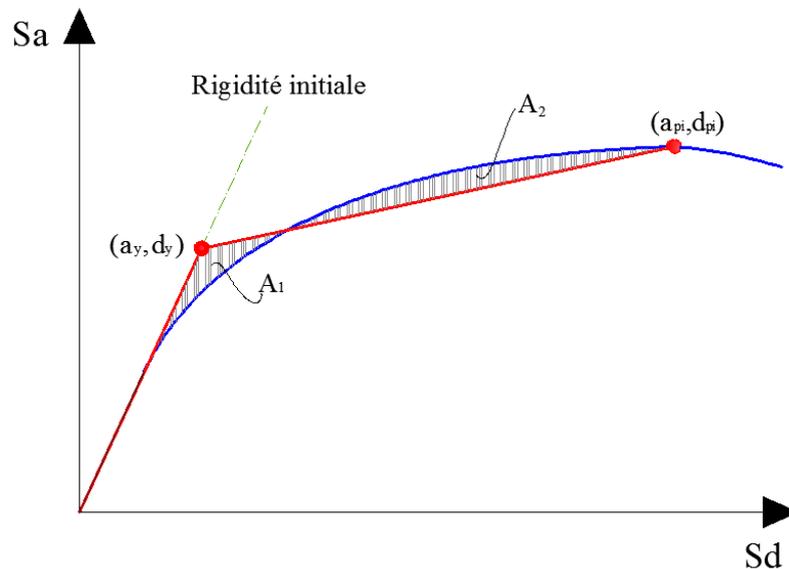


Figure II.13 : Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité.

II.3.2.4. Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique :

L'amortissement qui intervient lorsque la structure est dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux inhérent à la structure et d'amortissement d'hystérésis. [9]

L'amortissement visqueux inhérent à la structure est supposée constant et égale à 0.05 (5%).

II. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

L'amortissement d'hystérésis peut être représenté par un facteur d'amortissement visqueux équivalent noté (β_0) en utilisant des équations disponibles dans la littérature, le règlement ATC 40 propose de déterminer le terme (β_0) en utilisant l'équation suivante :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (\text{II.18})$$

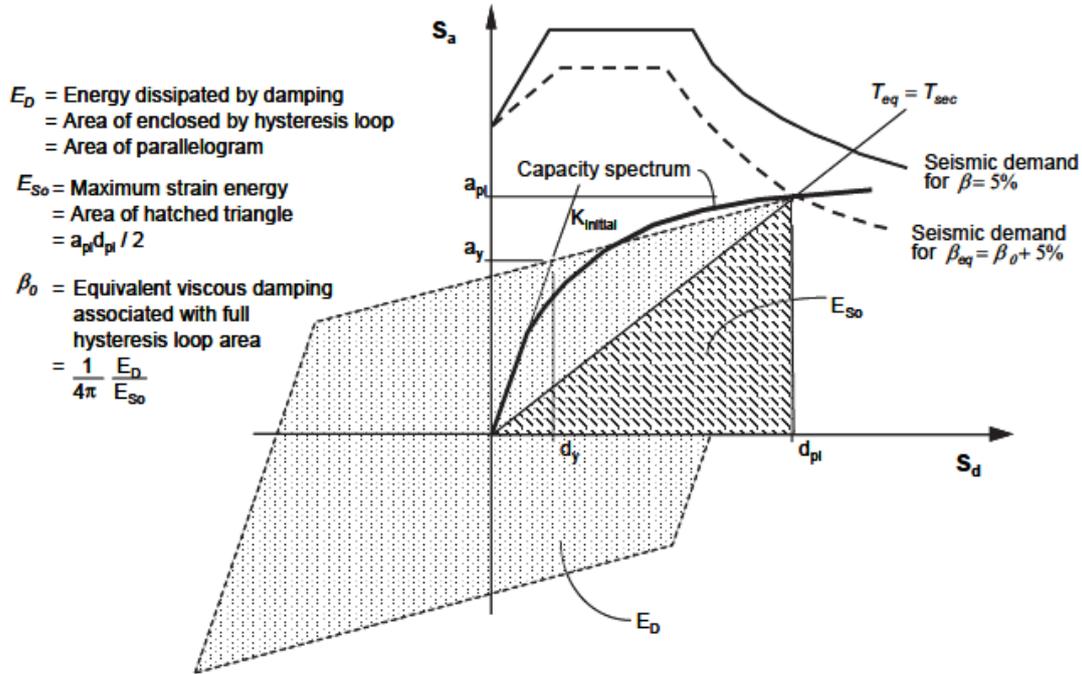


Figure II.14: Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.

Le développement de l'équation (II.18) donne une autre écriture du terme (β_0) qui est fonction des points (a_{pi} , d_{pi}) et (a_y , d_y) :

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (\text{II.19})$$

Ainsi, l'amortissement effectif (β_{eff}) associé à un déplacement maximal d_{pi} peut être exprimé par l'équation suivante :

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 5 \quad (\text{II.20})$$

$$\beta_{eff} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (\text{II.21})$$

II. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

Un facteur correcteur noté (κ) est introduit dans l'équation (II.21) pour tenir compte de la justesse de représentation de l'hystérésis de la structure par un parallélogramme.

$$\beta_{eff} = \kappa \beta_0 + 5 = \kappa \left(\frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right) + 5. \quad (II.22)$$

Le facteur κ dépend du comportement structurel du bâtiment, le règlement ATC 40 considère trois types de comportements (Type A, B et C).

Type A : La boucle d'hystérésis est sensiblement similaire à celle de la Figure II.14, le facteur κ est affecté d'une valeur égale lorsque $\beta_0 \leq 16.25$ (Tableau II.1).

Type B : La boucle d'hystérésis est relativement réduite par rapport à celle de la Figure II.14, le facteur κ est affecté d'une valeur égale à 2/3 lorsque $\beta_0 \leq 25$ (Tableau II.1).

Type C : La boucle d'hystérésis est très réduite par rapport à celle de la Figure II.14, le facteur κ est affecté d'une valeur égale à 1/3. (Tableau II.1).

Les valeurs du facteur (κ) sont données dans le tableau II.1:

Type de comportement structurel	β_0 (en pourcents)	κ
TYPE A	≤ 16.25	1.0
	≥ 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE B	≤ 25	0.67
	≥ 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE C	Toutes les valeurs	0.33

Tableau II.1: Détermination de l'amortissement effectif de la structure.

Le choix du type de comportement (Type A, B et C) dépend de la qualité des éléments structuraux mais aussi de la durée de l'onde sismique. (Tableau II.2)

Durée du séisme	Structures neuves	Structures existantes	Structures dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

Tableau II.2: Type de comportement structurel

Le spectre de demande réduit est obtenu en introduisant la valeur de (β_{eff}) dans les équations (II.16) définies précédemment.

II.3.3. Détermination du point de performance :

Dans l'ATC 40, trois procédures (A, B, C) sont proposées pour la détermination du point de performance, les procédures A et B sont des méthodes analytiques, basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est graphique. [71]

La procédure A est itérative, la convergence vers le point de performance peut nécessiter plusieurs itérations, tandis que la **procédure B** est basée sur une hypothèse simplificatrice qui conduit à une solution directe. [32]

Par conséquent, nous avons choisie d'utiliser la procédure B.

La **procédure B** repose sur l'hypothèse que la pente du segment élastique, le point (a_y, d_y) et la pente du segment poste élastique sont constants. [9]

Cette hypothèse simplificatrice implique que l'amortissement effectif (β_{eff}) dépend seulement du terme (d_{pi}) .

Les étapes de détermination du point de performance peuvent être résumées comme suit [9]:

1-Détermination de la courbe de capacité de la structure dans le format $(S_a - S_d)$ en utilisant le logiciel ETABS.(Voir Chapitre III).

2-Développement du spectre élastique amorti à $(\beta_{eff} = 5\%).$ (Eq II.16).

3- Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements (Eq II.17).

4-Représentation graphique du spectre élastique et de la courbe de capacité (Figure II.15).

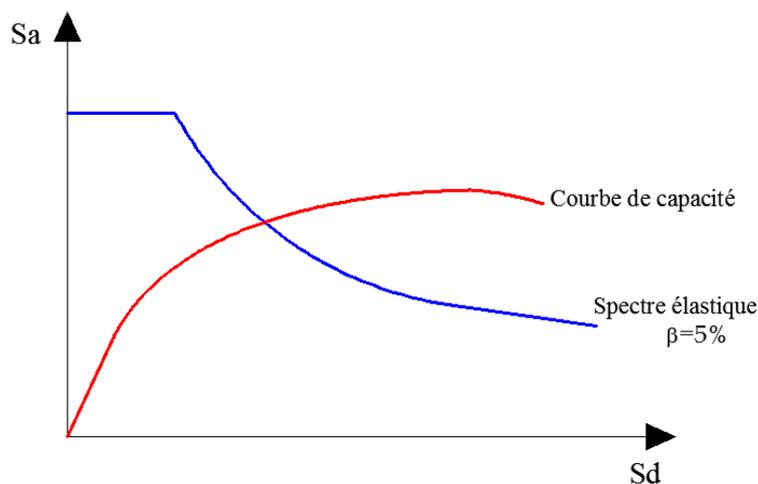


Figure II.15: Spectre élastique et courbe de capacité

II. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

5-Développement de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente qui correspond à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Un point (a^*, d^*) est défini en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux (Annexe), le segment poste élastique est déterminée en reliant ce point à un autre point (a_y, d_y) , qui est déterminé de tel façon à avoir l'égalité des surfaces A_1 et A_2 (Figures II.16 et II.17).

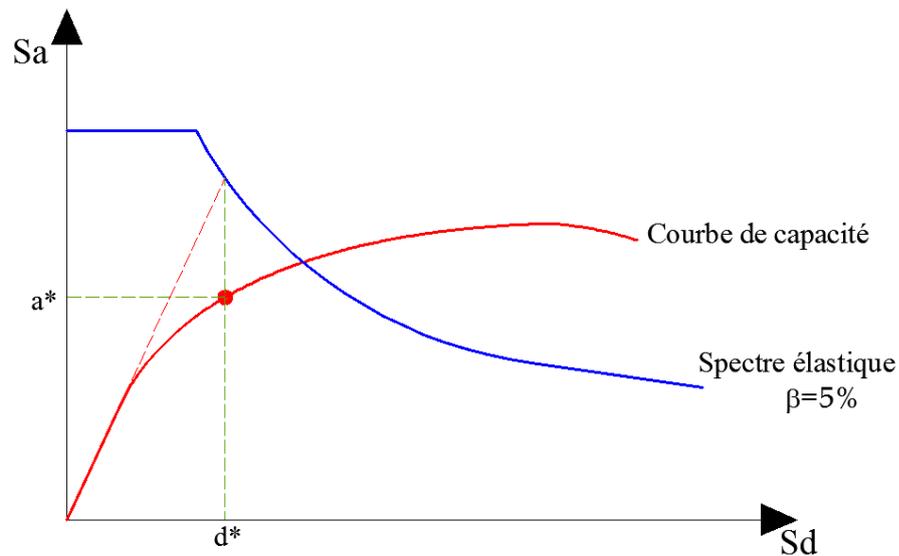


Figure II.16: Détermination du point (a^*, d^*)

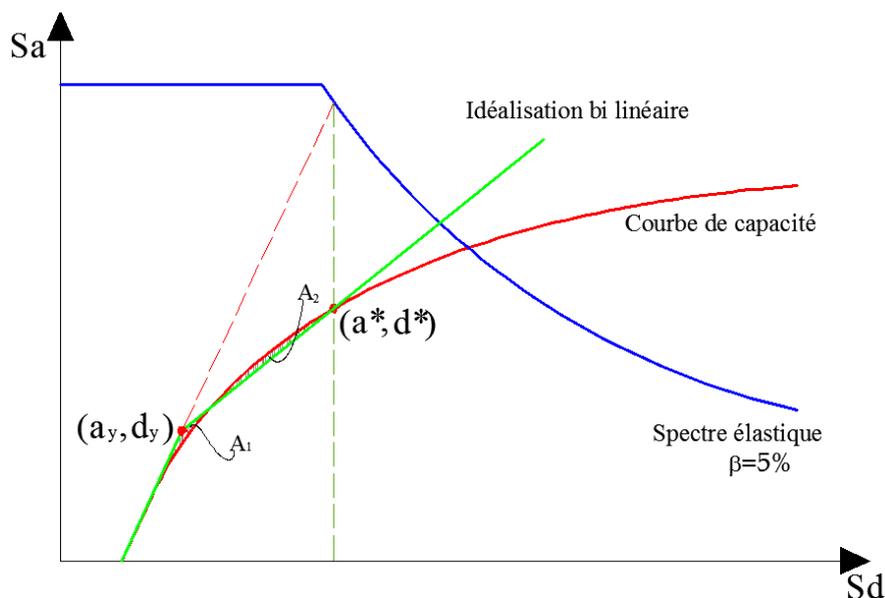


Figure II.17: Détermination du point (a_y, d_y) .

II. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

6- Calcul de l'amortissement effectif (β_{eff}) pour une série de valeurs de (d_{pi}) situés au voisinage du point (a^* , d^*).

Si on considère un point (a_{pi} , d_{pi}) sur le segment post élastique de la représentation bi linéaire, la pente du segment peut être calculée comme suit :

$$P = (a_{pi} - a_y) / (d_{pi} - d_y) = (a^* - a_y) / (d^* - d_y) \quad (II.23)$$

On peut calculer le terme a_{pi} en fonction de d_{pi} :

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y) - (d_{pi} - d_y)}{(d^* - d_y)} + a_y \quad (II.24)$$

Les valeurs du terme (a_{pi}) obtenues sont introduits dans l'équation (II.22), on obtiendra ainsi l'expression du terme de l'amortissement effectif (β_{eff}) en fonction du terme (d_{pi}).

$$\beta_{eff} = \kappa \beta_0 + 5 = \kappa \left(\frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right) + 5 \quad (II.25)$$

7-Développement et représentation d'une famille de spectres réduits ($\beta_{eff} > 5\%$.) (Figure II.18), l'amortissement effectif maximal (β_{eff}) dépend du type de comportement structurel du bâtiment:

Type A : $\beta_{eff} = 40\%$; **Type B** : $\beta_{eff} = 29\%$; **Type C** : $\beta_{eff} = 20\%$.

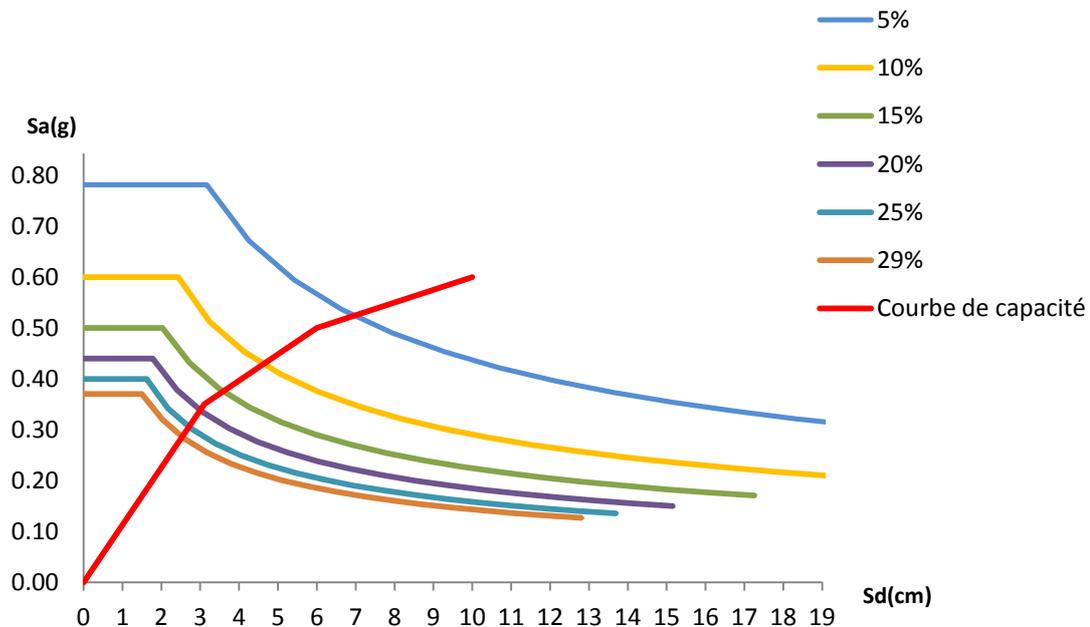


Figure II.18: Représentation d'une famille de spectres réduits.

II. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique

8-Pour chaque valeur (d_{pi}) considéré dans l'étape (6), représenter les points ($d_{pi} ; \beta_{eff}$), puis relier ces points, l'intersection de la courbe obtenue avec la courbe de capacité définie le **point de performance**. (Figure II.19)

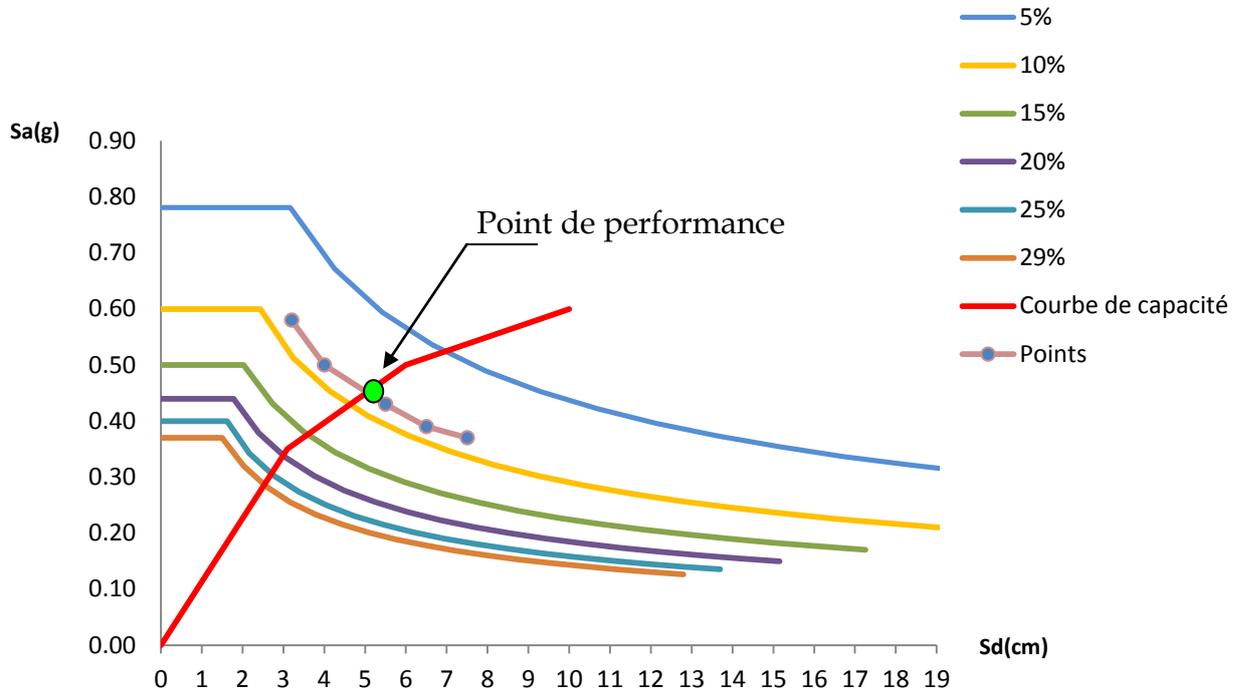


Figure II.19: Détermination du point de performance.

Chapitre III:



Analyse Push over des structures mixtes

III. Analyse push over des structures mixtes

III.1. Introduction :

L'analyse push over est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne un déplacement cible défini. [36] [76]

Pour ce faire, nous utilisons le logiciel "ETABS version 9.2", la courbe de capacité de la structure ($V_{\text{base}}-D_{\text{sommet}}$) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

Etape 1 : Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.

Etape 2 : Vérification et ferrailage de la structure.

Etape 3 : Définition du comportement non linéaire des éléments.

Etape 4 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push Over).

Etape 5 : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

III.2. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure :

La structure est dimensionnée selon le code de béton aux états limites (BAEL91) [13], et le règlement parasismique algérien (RPA2003) [69], sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel ETABS.

L'analyse linéaire élastique est basée sur la méthode des forces, les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit [27] [28]:

▪ Spécification des propriétés des matériaux :

-Masse per unit volume (masse volumique du béton): 2.5KN/m³

-Weight per unit volume (Poids volumique du béton) : 25 KN/m³

-Modulus of Elasticity (Module de Young) : 32164200 KN/m²

-Specified concrete comp strenght (contrainte max du béton à la compression): 25000 KN/m²

-Bending Reinf,Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux) : 400000 KN/m²

-Shear Reinf,Tield Stress (contrainte max des aciers transversaux) : 400000 KN/m²

▪ Modélisation géométrique de la structure :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires "Frame", les voiles par des éléments coques "Shell", et les planchers par des éléments "Deck".

III. Analyse push over des structures mixtes

▪ Chargement statique de la structure (G et Q):

En modélisant le plancher comme un élément "Deck", le logiciel prend en considération les charges dues au poids propres des poutrelles et de la dalle de compression, on introduit une charge additionnelle qui correspond aux :

Poids propre du corps creux, revêtement + sable+ mortier, cloisons intérieures...Etc.

Pour un plancher courant, $G_{\text{additionnel}} = 3.2 \text{Kn/m}^2$.

Surcharge d'exploitation Q, $Q = 1.5 \text{Kn/m}^2$.

Pour le calcul statique (charges verticales), la matrice de rigidité est obtenue par la superposition des contributions des différentes rigidités des barres et des éléments constituant la structure. Le vecteur force est composé des charges externes réparties aux nœuds de la structure.

L'analyse statique d'une structure implique la résolution du système d'équations linéaires représentée par :

$$\{\mathbf{F}\} = [\mathbf{K}] \{\mathbf{u}\} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

$[\mathbf{K}]$: Matrice de rigidité.

$\{\mathbf{F}\}$: Vecteur des charges appliquées,

$\{\mathbf{u}\}$: Vecteur des déplacements résultant de l'application de $\{\mathbf{F}\}$.

▪ Définition de l'analyse dynamique (E):

L'analyse dynamique comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale :

Analyse modale :

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amorti de vibration et les fréquences du système. Ces modes libres fournissent un aperçu du comportement de la structure.

Les fréquences naturelles et les modes propres sont directement fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure.

L'analyse modale implique la résolution de l'équation généralisée :

$$[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}] \{\boldsymbol{\phi}\} = 0 \quad (\text{III.2})$$

Avec :

\mathbf{K} : Matrice de rigidité généralisé

\mathbf{M} : Matrice Masse généralisé

\mathbf{W}^2 : Matrice diagonale des valeurs propres.

$\{\boldsymbol{\phi}\}$: Matrice des vecteurs propres correspondants aux modes de vibrations.

III. Analyse push over des structures mixtes

Analyse spectrale :

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse conçu par le **CGS**.

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

Après détermination des modes propres de la structure, l'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode :

Le coefficient de participation modal, les masses modales participantes.

Pour chaque direction :

Les efforts spectraux, déplacements, réactions et efforts correspondant à chacun des modes propres.

L'équation d'équilibre dynamique associée à la réponse d'une structure à un mouvement du sol sont données par:

$$\mathbf{K} \mathbf{u}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}(t) = \mathbf{m}_x \ddot{u}_{gx}(t) + \mathbf{m}_y \ddot{u}_{gy}(t) + \mathbf{m}_z \ddot{u}_{gz}(t) \quad (\text{III.3})$$

Pour chacun des modes retenus, l'équation du mouvement est résolue, la solution en termes de déplacement s'obtient en combinant les réponses modales en utilisant la méthode quadratique complète **CQC (Complète Quadratic Combination)** ou **SRSS**.

▪ Masses sismiques :

La masse sismique du plancher considéré dans l'analyse dynamique est égale à :

$$M_i = \frac{W_{Gi} + 0.2W_{Qi}}{g} \quad (\text{III.4})$$

▪ Combinaisons d'actions :

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

Combinaisons aux états limites [13]: ELU : 1.35G+1.5Q

Combinaisons accidentelles du RPA [69]: G+Q±E ; 0.8G±E.

▪ Diaphragmes :

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

▪ APPUI :

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations.

La phase de modélisation de la structure est **terminée**, l'analyse linéaire élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur "**Run analysis**".

III.3. Vérification et ferrailage de la structure :

Avant de passer au ferrailage de la structure, **les vérifications suivantes** doivent être effectuées [69]:

Art 4.3.4 RPA 2003 : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

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

Art 4.3.6 RPA 2003 : la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Art 5.10 RPA 2003 : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage.

Art 5.9 RPA 2003 : Vérification si les effets (P- Δ) sont négligeables.

Art 3.4 RPA 2003 : Justification de l'interaction portiques voile.

Les **contraintes admissibles** dans les éléments (poutres, poteaux, voiles) ne doivent pas dépasser les contraintes limites propres à chaque élément.

Les sections d'aciers des éléments (Poutres, Poteaux, Voiles) déterminées par l'analyse linéaire seront introduites dans le modèle de calcul en modifiant les sections définies précédemment par des **sections ferrillées**.

III.4. Définition du comportement non linéaire de la structure :

III.4.1. Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement **non linéaire** des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinge" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. [71] [60]

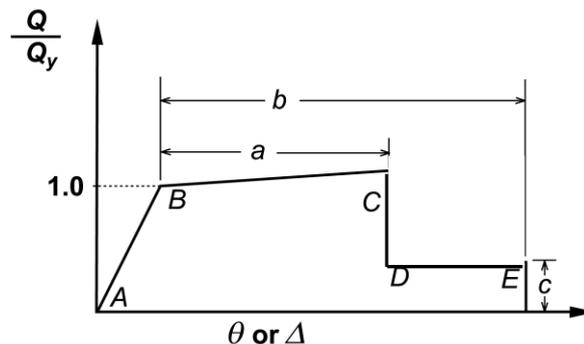
Des rotules de type moment (M_2 et M_3), cisaillement (V_2 et V_3), effort normal (P), Torsion (T), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMM). [70]

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

- **Poutres** : Rotules de flexion (Default M_3), cisaillement (Default V_2).
- **Poteaux** : Rotules de flexion (Default PMM), cisaillement suivant axe 2-2 (Default V_2), cisaillement suivant axe 3-3 (Default V_3).

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains ATC40 [9] et FEMA 273 [30].

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation. (Figure III.1)



(a) Deformation

Figure III.1 : Loi de comportement utilisée par le logiciel Etabs.

Le **segment A-B** représente la phase élastique de la section, le **point C** correspond à la capacité ultime et marque le début la phase de dégradation de la section (chute de résistance). (Segment C-D). [57]

Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime (**Point E**) correspondant à la ruine de la section.

III. Analyse push over des structures mixtes

Les valeurs des points (a, b, c) des différents types de rotules dépendent de plusieurs paramètres (effort normal, caractéristiques du béton, type d'élément, dimensions, ferrailage) [9], elles sont déterminés par le logiciel en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain Fema 273 [30]. (**Annexe A**).

▪ **Niveaux de dommages :**

Le règlement **FEMA 273** [30] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

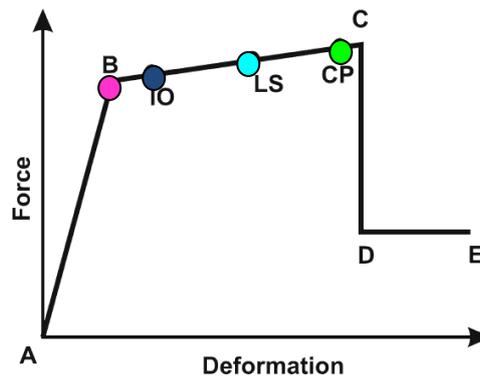


Figure III.2 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.

Au niveau **IO (Immediate Occupancy)**, les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.

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

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

Les déformations (**IO, LS, CP**) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain Fema 273 [30]. (**Annexe A**).

III. Analyse push over des structures mixtes

Les rotules de flexion "Default M₃" et de cisaillement "Default V₂" sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :

Sélection des poutres → Assign → Frame/Line → Frame Non Linear Hinges.

Dans la fenêtre qui apparaît (**Figure III.3**), pour chaque de type de rotule choisie "Hinge Property", on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœud).

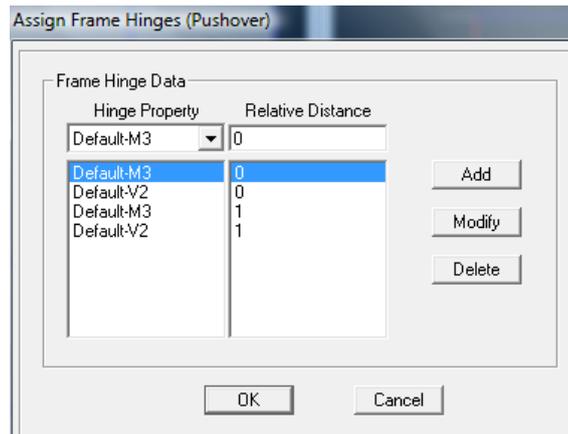


Figure III.3 : Introduction des rotules plastiques des poutres.

Pour ce qui est des poteaux, on introduit des rotules de cisaillement "V₃" et "V₂", et des rotules de type "Default PMM" qui tiennent compte de l'interaction (effort normal-moment). [71].

Dans la fenêtre qui apparaît (**Figure III.4**), pour chaque de type de rotule choisie "Hinge Property", on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux.

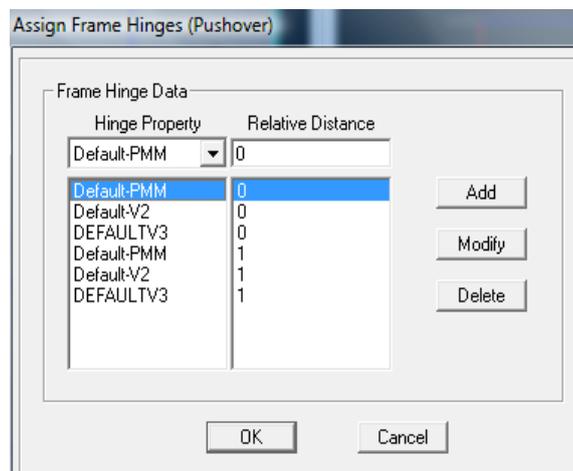


Figure III.4 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.

III.4.2. Définition du comportement non linéaire des voiles :

En résumé, le comportement non linéaire des éléments (**poutres, poteaux**) est traduit par la définition de rotules plastiques aux niveaux des nœuds, en dehors de ces zones nodales, le comportement de l'élément est supposé linéaire élastique. [11]

Le problème se pose pour la **modélisation des voiles**, plusieurs recherches ont été menées dans l'optique de déterminer la meilleure approche pour modéliser le comportement non linéaire d'un voile.

Deux grandes familles de modélisation par éléments finis existent : la modélisation **raffinée** qui peut être effectuée en utilisant des modèles d'éléments finis basés sur une interprétation détaillée du comportement local (ILE2000, Belmouden and Lestuzzi 2007, Dazio et al. 1999, Kotronis et Al 2005..Etc.), et la modélisation **simplifiée** en utilisant des **modèles macroscopiques** (Laborde(1991,2003), Vulcano 1988, Orackal et Wallace 2006,...etc.). [38]

Bien que la modélisation des voiles par un modèle **microscopique** permette une description précise de la réponse locale et globale du voile, la complexité des modèles ainsi que les difficultés rencontrées pour l'interprétation des résultats peut remettre en cause l'efficacité et la fiabilité de ces modèles. [45]

Une approche de modélisation "simplifiée" n'est en aucun cas une méthode simpliste, comme discuté par Vulcano (Vulcano et Al, 1987), la modélisation non linéaire des voiles peut être efficacement effectuée en utilisant des modèles analytiques et numériques basés sur une approche **macroscopique**. [45] [75].

Dans les approches habituelles de modélisation non linéaire, le voile est modélisé par un élément "**Poteau-Poutre**" équivalent situé sur l'axe central du voile.[31] [9].

Ce modèle se compose d'un seul élément flexionnel élastique avec des rotules plastiques placées aux extrémités pour définir le comportement non linéaire des zones critiques, les poutres supérieures et inférieures sont considérées infiniment rigides. (Figure III.5).

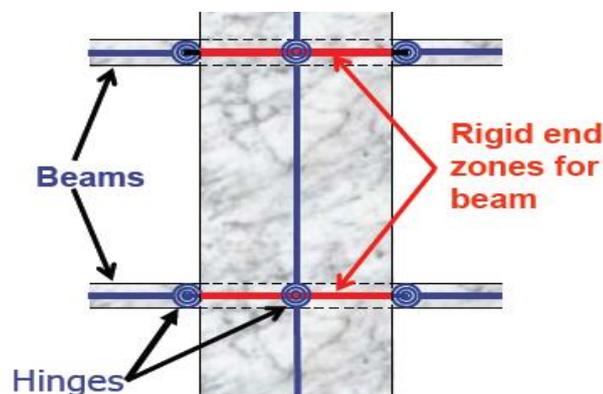


Figure III.5 : Modèle " Poteau-Poutre équivalent".

III. Analyse push over des structures mixtes

Ce modèle est plus approprié pour les voiles travaillant en flexion, un voile court ne peut en aucun cas être modélisé par un modèle "Poteau- Poutre équivalent", car ce dernier ne tient pas compte du comportement en cisaillement du mur. [10]

Le règlement américain FEMA 356 [31], propose de modéliser le voile par un modèle "Poteau- Poutre équivalent" si le rapport $h/l \geq 3$ (Figure III.5), et préconise le recours à un modèle "modifiée" dans le cas où le rapport $h/l \leq 2.5$ (Figure III.6).

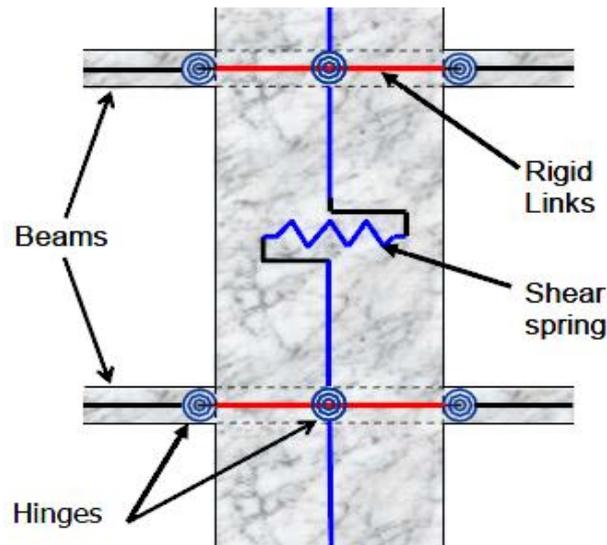


Figure III.6 : Modèle "Poteau-Poutre équivalent" modifié.

Ce modèle "modifiée" se compose d'un élément linéaire équivalent situé sur l'axe central du voile, des rotules plastiques situées aux extrémités caractérisent le comportement non linéaire en **flexion**, et un ressort horizontal traduit le comportement en **cisaillement** du voile. [31] [41]

Ainsi deux rotules plastiques de type "PMM" sont introduites à la base et au sommet du voile, et une rotule de cisaillement "V₂ ou V₃" au milieu. [70]

Les lois de comportements non linéaires des rotules (PMM, V₂, V₃) relatives aux voiles ne sont pas disponibles dans le logiciel, par conséquent, nous allons les déterminer en se référant au règlement FEMA 273. [30]

III. Analyse push over des structures mixtes

III.4.2.1.1. Loi de comportement non linéaire des rotules de flexion (PMM):

En introduisant des rotules de type (P-M₃-M₂) pour l'élément linéaire équivalent de dimension (0.2m x 4m), le logiciel affiche un message d'erreur du à la non convexité de la courbe d'interaction effort normal - moment.

Par conséquent, on a été contraint de déterminer la loi de comportement en flexion (moment-rotation) pour chaque voile en fonction de la variation de l'effort normal (N).

Pour cela, nous avons utilisé le module "SD section" du logiciel SAP 2000 version 14 qui permet de déterminer la loi de comportement (M- ϕ) du voile en introduisant les données suivantes :

- Caractéristiques du béton.
- Coffrage et ferrailage du voile.
- Effort normal agissant sur le voile.

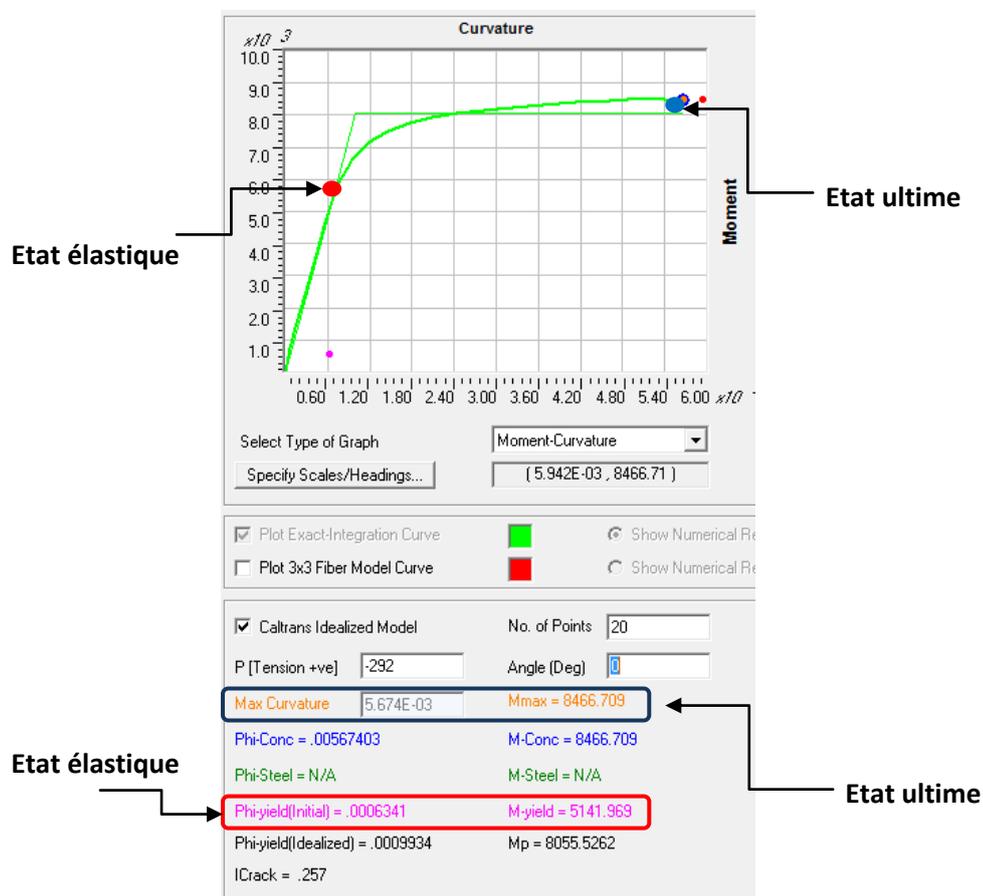


Figure III.7 : Loi de comportement (M- ϕ) voile (modèle de Caltran)

Après avoir introduit l'effort normal dans la case "P Tension +ve", on extrait les résultats correspondants à l'état élastique (Phi yield initial ; M_{yield}) et à l'état ultime (Max curvature ; M_{max}). (Figure III.7).

III. Analyse push over des structures mixtes

Pour passer de la loi moment courbure ($M-\phi$) à la loi moment rotation ($M-\theta$), il suffit de multiplier les courbures obtenues par la longueur de rotule plastique (l_p). [9]
Le règlement **ATC 40** recommande de calculer (l_p) en utilisant la formule suivante :

$$l_p = 0.5a. \quad \text{III.5}$$

a : Longueur du voile.

La loi de comportement non linéaire en flexion du voile peut à présent être introduite dans le logiciel (**Figure III.8**), comme suit :

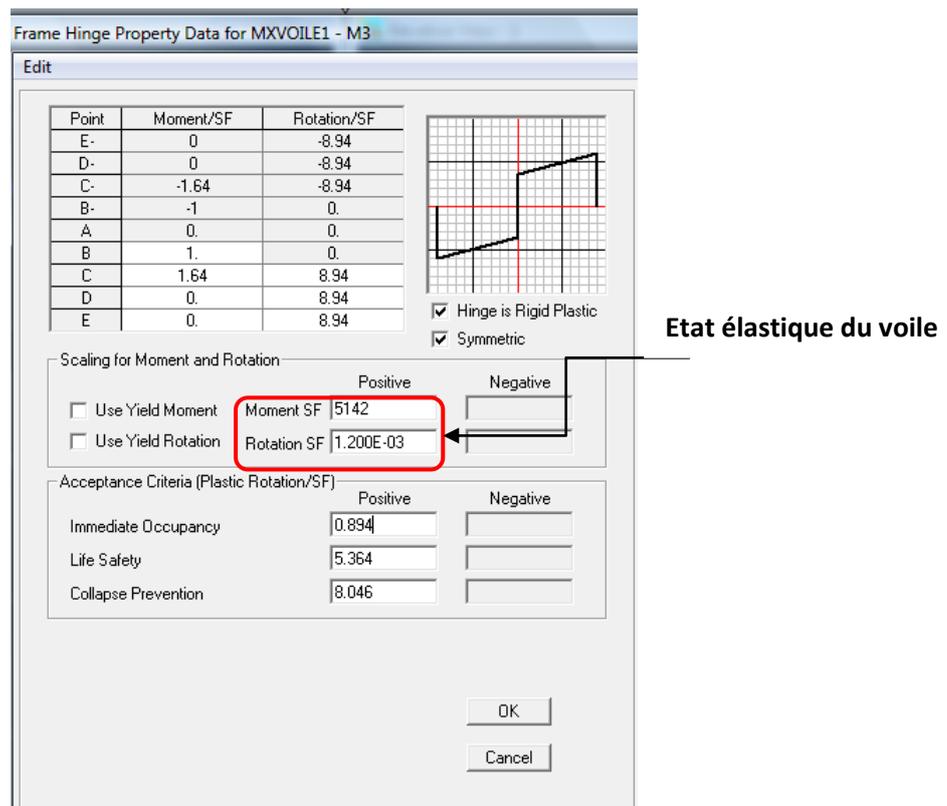


Figure III.8 : Exemple loi de comportement ($M - \theta$) voile (0.2mx4m) ferrillé en double nappe (T12/10cm) soumis a un effort normal de compression de 292KN.

▪ **Axe des abscisses (Rotations):**

La rotation élastique est injectée dans la case "**Rotation SF**", et la valeur du rapport (θ_u/θ_e) est introduite dans les cases "**C, D, E**".

▪ **Axe des ordonnées (Moments):**

Le moment élastique est injectée dans la case "**Moment SF**", et la valeur du rapport (M_u/M_e) est introduite dans la case "**C**".

Les cases "**D et E**" sont affectées d'une valeur nulle pour que l'état ultime du voile corresponde au point C.

III. Analyse push over des structures mixtes

▪ **Niveaux de dommages des rotules de flexion des voiles:**

En se basant sur les recommandations faites par les auteurs (M. Inel et H.B. Ozmen 2006 [57] ; Chung- Yue Wang and Shaing-Ho 2007 [20] ; Aknouché 2008, [7]), les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules sont déterminées comme suit :

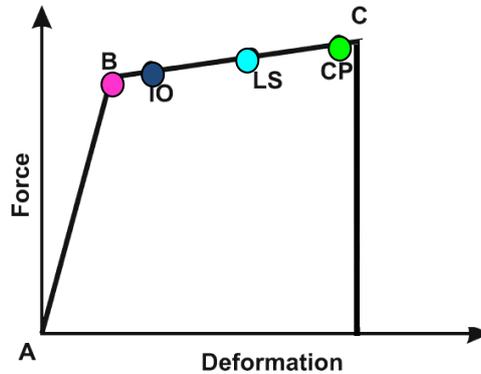


Figure III.9 : Loi de comportement (Moment-Rotation) du voile et niveaux de dommages

Immediate Occupancy : 10 % de $\theta_u - \theta_y$ (point C).

Life Safety : 60 % de $\theta_u - \theta_y$ (point C).

Collapse Prevention : 90 % de $\theta_u - \theta_y$ (point C).

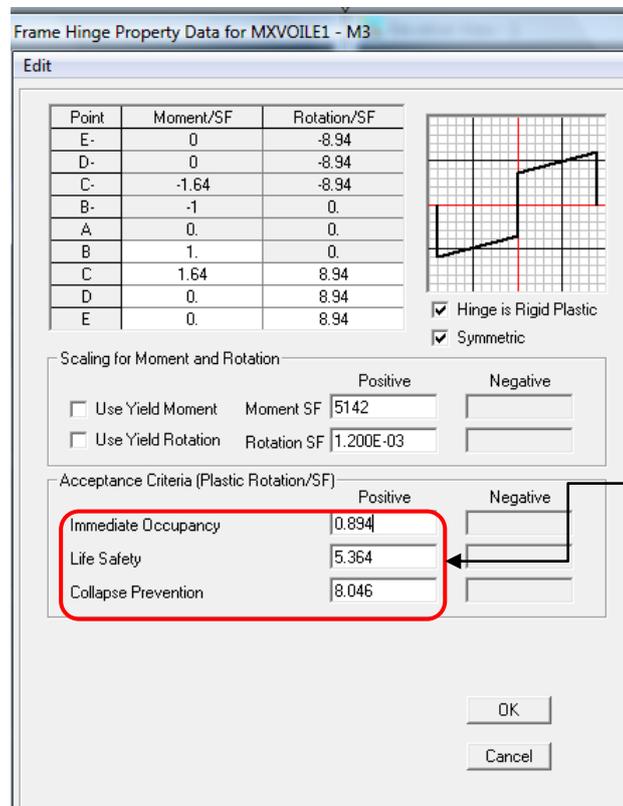


Figure III.10 : Niveaux de dommages d'un voile (0.2mx4m) ferrillé en double nappe (T12/10cm) soumis a un effort normal de compression de 292KN.

III. Analyse push over des structures mixtes

III.4.2.1.2. Loi de comportement non linéaire de la rotule de cisaillement (V_2 ou V_3):

Une rotule de cisaillement est introduite au milieu de l'élément linéaire équivalent, le choix du type de rotule " V_2 " ou " V_3 " dépend de l'orientation de l'axe local de cet élément. La rotule est définie de type " V_2 " si la longueur du voile est suivant la direction (x-x), et de type " V_3 " si la longueur du voile est suivant la direction (y-y).

En raison du comportement fragile du béton en cisaillement, le règlement FEMA 273 [30] recommande de définir les rotules de cisaillement par une courbe idéalisée (Figure III.11), **seulement** lorsque l'effort normal agissant sur le voile est inférieur à ($0.15 A f_{c28}$), au delà de cette valeur, les rotules doivent être définies avec une ductilité nulle (Comportement fragile) [30], les différents paramètres de la relation (Effort tranchant-Distorsion) sont déterminés comme suit :

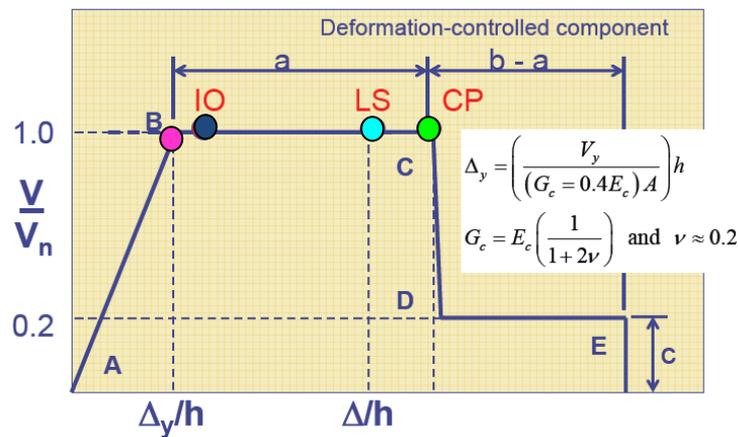


Figure III.11: Loi de comportement en cisaillement du voile (Effort tranchant-Distorsion).

Les paramètres qui caractérisent l'état élastique du voile (V_y, Δ_y) sont déterminés en utilisant les nouvelles formules proposées dans le code ATC 72 [10] comme suit :

$$V_y = A_{cv} (\alpha \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad \text{III.6}$$

$\alpha = 3$ lorsque le rapport $h_w/l_w < 1.5$ et $\alpha = 2$ lorsque le rapport $h_w/l_w > 1.5$

$\lambda = 1$ pour un béton de poids volumique ($\cong 25 \text{KN/M}^3$)

A_{cv} : Section du voile ($e \times l$)

f'_c : Résistance du béton à la compression.

ρ_t : Pourcentage d'armatures horizontales.

f_y : Limite élastique des aciers.

$$\Delta_y = \left(\frac{V_y}{(G = 0.4 E) A} \right) h \quad \text{III.7}$$

III. Analyse push over des structures mixtes

Les paramètres (a, b, c) sont définis numériquement en utilisant le tableau **III.1** [30]:

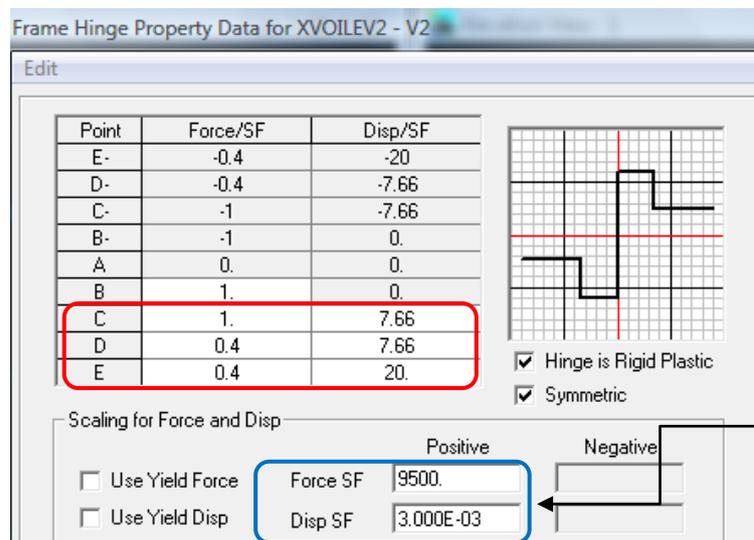
Conditions	Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) ¹		Residual Strength Ratio	Acceptable Drift (%) or Chord Rotation (radians) ¹				
				Component Type				
				Primary		Secondary		
				Performance Level				
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Shear walls and wall segments								
All shear walls and wall segments ²	0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5

Tableau III.1 : Paramètres (a,b,c) des voiles soumis au cisaillement.

Les valeurs des paramètres (a, b), qui correspondent à des distorsions (Δ/h) doivent être multipliées par la hauteur d'étage (h) pour obtenir des déplacements horizontaux. [30]

$$(a=0.023m ; b=0.06m ; c=0.40)$$

La loi de comportement non linéaire en cisaillement du voile peut à présent être introduite dans le logiciel (**Figure III.12**), comme suit :



Etat élastique du voile

Figure III.12 : Exemple loi de comportement (V - Δ) voile (0.2mx4m) ferrillé en double nappe horizontale (T10/15cm).

- **Axe des abscisses (Déplacements):**

Le déplacement élastique est injectée dans la case "Displacement SF", et les valeurs des rapports (a/Δ_y) et (b/Δ_y) sont introduites respectivement dans les cases les "C, D" et "E" .

- **Axe des ordonnées (Efforts tranchants):**

L'effort tranchant élastique est injectée dans la case "Force SF", et la valeur de "c" qui correspond au rapport " V_c/V_y " est injectée dans les cases "D" et "E".

III. Analyse push over des structures mixtes

▪ **Niveaux de dommages des rotules de cisaillements des voiles:**

Le règlement FEMA 273 [30] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

Les niveaux (IO, LS, CP) sont définis numériquement en utilisant le tableau III.1 :

Les valeurs des paramètres (IO, LS, CP), qui correspondent à des distorsions (Δ/h) doivent être multipliées par la hauteur d'étage (h) pour obtenir des déplacements horizontaux.

$$(\Delta_{IO} = 0.012m ; \Delta_{LS} = 0.018m ; \Delta_{CP} = 0.022m)$$

On introduit dans les cases correspondants a chaque état d'endommagement les rapports $\Delta_{IO} / \Delta_y ; \Delta_{LS} / \Delta_y ; \Delta_{CP} / \Delta_y$.(Figure III.13).

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.4	-20
D-	-0.4	-7.66
C-	-1	-7.66
B-	-1	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.	7.66
D	0.4	7.66
E	0.4	20.

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF Positive: 9500. Negative:

Use Yield Disp Disp SF Positive: 3.000E-03 Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	4	<input type="text"/>
Life Safety	6	<input type="text"/>
Collapse Prevention	7.333333333	<input type="text"/>

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length

Relative Length

OK Cancel

Figure III.13 : Niveaux de dommages d'un voile (0.2mx4m) ferrillé en double nappe horizontale (T10/15cm).

III. Analyse push over des structures mixtes

En résumé, le voile est modélisé par un élément "Poteau" équivalent situé sur l'axe central du voile relié a des poutres infiniment rigides. [42] [55]

Des rotules plastiques de flexion sont introduites aux extrémités, et une rotule plastique de type "V₂ ou V₃" au milieu du voile traduit le comportement en cisaillement du voile. (Figure III.14).

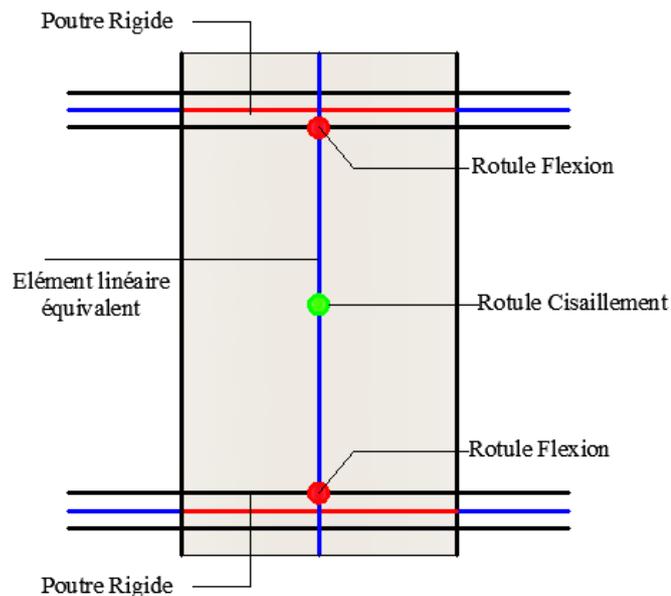


Figure III.14 : Modélisation du voile par un élément "Poteau -poutres équivalent".

Cependant il ya lieu de noter que ce modèle est une approche simplifiée, qui de ce fait néglige certaines caractéristiques du comportement observées expérimentalement , en particulier , le décalage de l'axe neutre le long de la section transversale pendant le chargement du voile, et l'interaction avec les éléments structuraux reliés au voile.[45]

Bien que d'autres modèles (modèle fibre, Modèle MVLE...etc.) auraient fournit une description plus précise de la réponse locale du voile, la complexité de ces modèles a fait que notre choix s'est porté sur le modèle "Poteau-poutres équivalent", qui en dépit de ces hypothèses simplificatrices demeure fiable et efficace pour décrire la réponse d'un voile a l'échelle globale de la structure. [38] [45]

III. Analyse push over des structures mixtes

III.5. Définition du chargement de l'analyse push over :

Après avoir défini le comportement non linéaire des éléments de la structure, on peut à présent passer à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse push over.

L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode "Déplacement contrôlé").

Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure. [11] [71]

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

Le programme permet aussi qu'une analyse sous un chargement "B" soit menée en tenant compte des résultats finaux d'une analyse sous un chargement "A" définie précédemment, cette option est généralement utilisée pour que l'analyse push over sous charges horizontales tiennent compte des résultats de l'analyse sous charges gravitaires.

III.5.1. Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Pour cela on clique sur : **Define** → **Static Non Linear / Push Over Cases**.

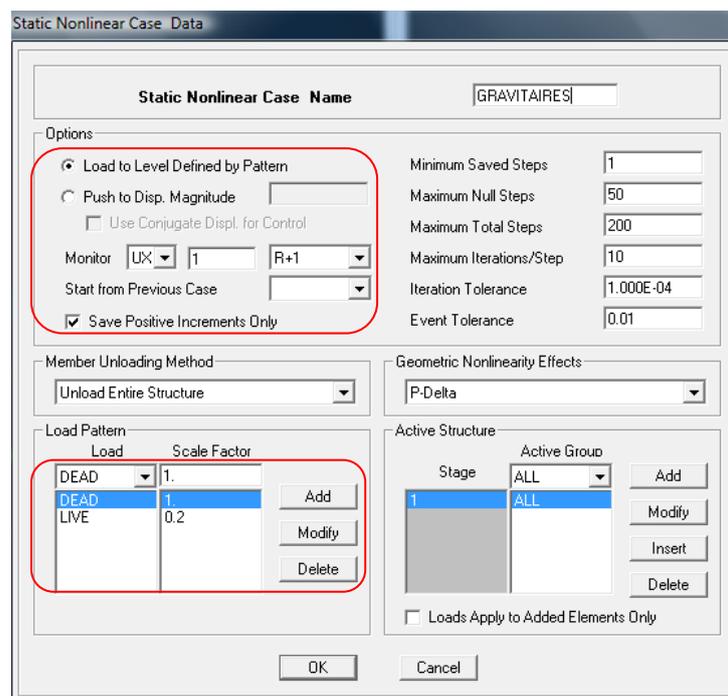


Figure III.15: Définition du chargement de l'analyse push over sous charges verticales.

III. Analyse push over des structures mixtes

Dans la fenêtre qui apparaît (**Figure III.15**), on introduit le nom du chargement "Gravitaires" dans la case Static Nonlinear Case Name.

En cochant la case "**Load to level defined by pattern**", l'analyse sera effectuée en mode "Force contrôlée" et le chargement push over introduit sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte de dialogue "**Load Pattern**".

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le **RPA 2003 [69]** pour la détermination des charges sismiques : (**G+0.2Q**).

III.5.2. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales:

À présent que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales.

La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode push over, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure **constante** durant toute la durée de l'excitation sismique. [8]

Il est évident que cette hypothèse peut être parfois insuffisante, notamment après plastification de la structure et redistribution des efforts. [8]

Des investigations faites par (Saiidi et Sozen 1981 ; Miranda 1991 ; Qi et Mohele 1991 ; Lawson et Al 1994 ; Fajfar et Fishinger 1988 ; Krawinkler et Seneviratna 1998 ; Maison et Bonowitz 1999 ; Gupta et Krawinkler 2000) ont montré que cette hypothèse peut conduire à de bonnes prédictions de la réponse sismique globale d'un système à plusieurs degrés de liberté si ce dernier oscille dans son premier mode de vibration. [38]

Il est recommandé (Fajfar 2000, Chopra 2002 et Al, Kunnath 2004) d'effectuer les analyses en appliquant au moins deux distributions de charges latérales [7]:

Une **distribution uniforme** avec des forces latérales proportionnelles à la masse sismique de chaque niveau ($S_j=m_j$).

Une **distribution modale** avec des forces proportionnelles aux forces latérales déterminées en utilisant une analyse élastique, elle doit être une des distributions suivantes :

- **Distribution triangulaire** : $S_j=m_j h_j$; ou h_j est la hauteur du niveau j par rapport à la base.
- **Distribution mode fondamental** : $S_j=m_j \phi_{j1}$; ou ϕ_{j1} est la valeur du mode propre au niveau j .

III. Analyse push over des structures mixtes

- **Distribution proportionnelles aux forces d'inertie des étages** et compatible avec la distribution des efforts tranchants dans ces étages, elle est déterminée par une analyse spectrale de la structure basée sur la combinaison modale (SRSS) (Racine carré des réponses de chaque mode) avec un nombre suffisant de modes considéré pour atteindre 90 % de la masse totale de la structure.

Dans notre cas, les structures étudiées présentent des configurations structurales simples avec des dispositions de voiles symétriques, ainsi le comportement dynamique est contrôlé par un seul mode de vibration.

Par conséquent, nous avons choisit d'utiliser la distribution de charges suivant l'allure du **mode fondamental**.

Pour définir l'analyse sous charges horizontales on clique sur :

Define → Static Non Linear / Push Over Cases.

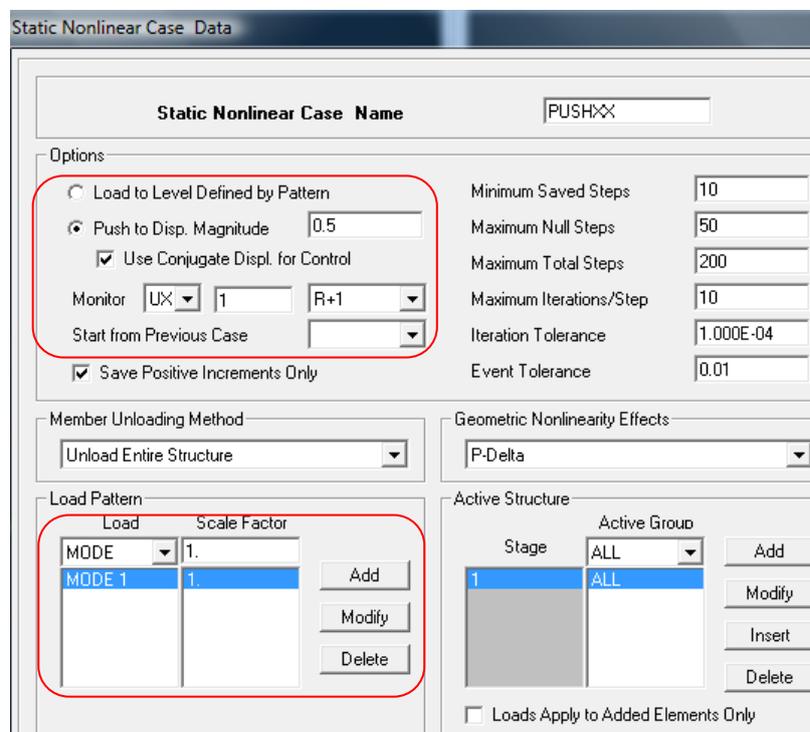


Figure III.16: Définition du chargement de l'analyse push over (Sens xx).

En cochant la case **“Push To Displacement Magnitude”**, l'analyse est effectuée en mode **“Déplacement contrôlé”**, le nœud de contrôle est définie dans les cases **“Monitor”**, le déplacement cible est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage. [70]

$$D_{\text{cible}} = h/25 \quad \text{III.8}$$

Quand au chargement push over, il sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte de dialogue **“Load Pattern”** en choisissant le mode de vibration qui mobilise la plus grand masse sismique dans la direction XX. [7] [38]

III. Analyse push over des structures mixtes

III.6. Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité :

L'analyse statique non linéaire (push over) est exécutée en cliquant sur :

Analyse → Run Static Non Linear Analysis.

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

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure III.17), on choisit le type de chargement push over défini précédemment dans la case "Static Nonlinear Case".

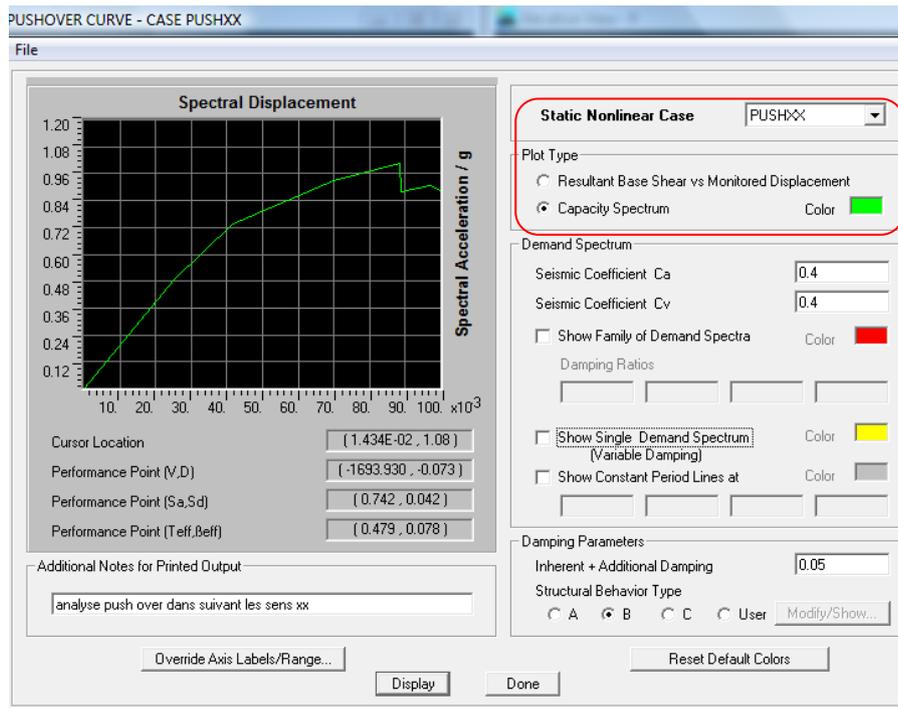


Figure III.17 : Résultats de l'analyse push over.

En cliquant sur "Capacity spectrum", la courbe de capacité est donnée dans le format (Sa/g ; Sd), les résultats peuvent être exploités sous forme de tableau comme suit :

File → Display Tables.

Step	Teff	βeff	Sd (C)	Sa (C)	Sd (D)	Sa (D)	ALPHA	PF*Ø
0	0.455	0.050	0.000	0.000	0.045	0.880	1.000	1.000
1	0.455	0.050	0.025	0.489	0.045	0.880	0.580	1.690
2	0.477	0.075	0.042	0.735	0.043	0.753	0.577	1.712
3	0.551	0.147	0.070	0.927	0.040	0.531	0.574	1.741
4	0.594	0.175	0.088	1.009	0.041	0.464	0.568	1.735
6	0.637	0.242	0.089	0.881	0.038	0.382	0.618	1.821
7	0.656	0.243	0.097	0.906	0.040	0.371	0.636	1.844
9	0.675	0.256	0.100	0.882	0.040	0.352	0.657	1.875

Figure III.18 : Courbe de capacité dans le format (Sa-Sd).

III. Analyse push over des structures mixtes

Les valeurs de la courbe de capacité obtenues sous forme d'un tableau sont représentées dans une courbe de type (S_a-S_d). (Figure III.19).

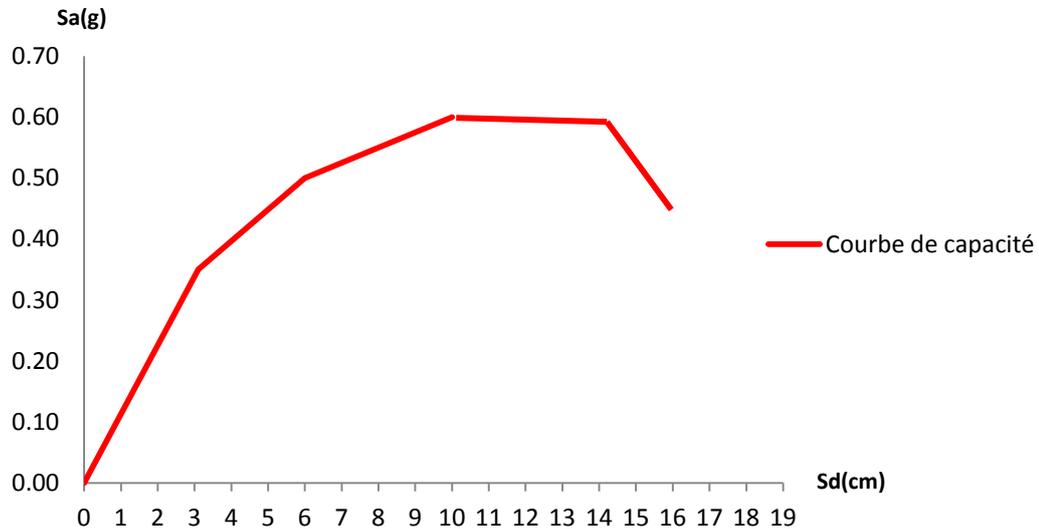


Figure III.19: Courbe de capacité de la structure.

En utilisant la **procédure B** définie dans le règlement ATC 40 [9], on peut obtenir le point de performance de la structure (Figure III.20).

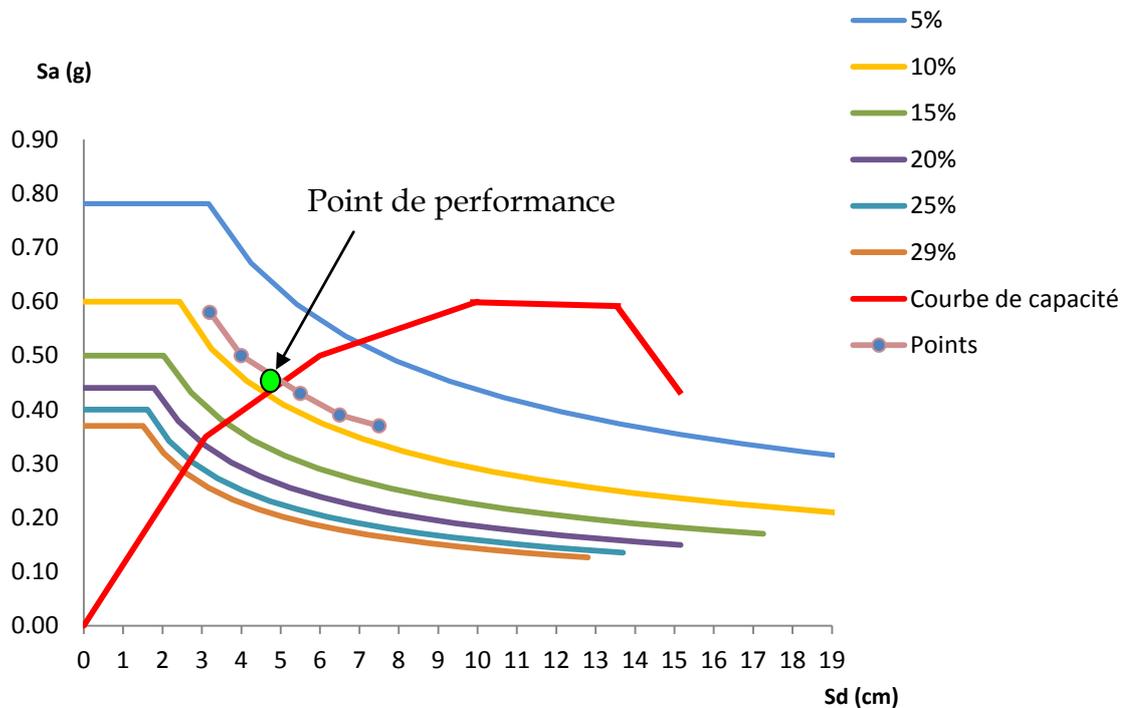


Figure III.20: Détermination du point de performance.

Chapitre IV:



Recherche de la disposition optimale des voiles

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV.1. Introduction :

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure, cependant, dans le code parasismique algérien (**RPA2003**), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment.

L'objectif de ce chapitre est d'exposer une méthode qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition de voiles.

Pour ce faire, nous avons considéré une structure régulière de dimensions (**20mx20m**), de hauteur (**R+7**), plusieurs dispositions de voiles seront étudiées, des paramètres basés sur les résultats de l'analyse push over seront utilisés comme critères de comparaison pour déterminer **la disposition optimale des voiles**.

IV.2. Les critères de comparaisons entre les variantes étudiées :

Aux termes des analyses non linéaires des variantes proposées, des critères de comparaisons sont définis comme suit :

- Déplacement inter étages maximal (D_{max}).
- Demande en ductilité (μ_D). (Degré de pénétration dans le domaine plastique).
- Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d).
- Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments (Poutres, poteaux, voiles).

Pour chaque critère de comparaison, nous procéderons à une analyse comparative des résultats, la variante qui présente les meilleurs résultats, sera considérée comme la variante optimale.

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV.3. Etude de la structure (R+7) :

IV.3.1. Description de la structure :

La structure étudiée est un bâtiment en (R+7) à usage d'habitation, la hauteur d'étage est de 3m et les dimensions en plan sont de (20m x 20m).

Le bâtiment est implanté sur un sol ferme de classe (S_2), situé dans une zone à forte sismicité (**Zone III**), le groupe d'usage selon le RPA 2003 est de classe 2, ce qui permet de fixer l'accélération de zone à 0.25g.

Les planchers ont une épaisseur de 20cm (Corps creux+dalle de compression), le béton est de classe C25, et les aciers Fe E400.

Les charges statiques considérés sont les charges dues au poids propre du plancher ($G=5.8\text{KN}/\text{m}^2$), et la surcharge d'exploitation $Q=1.5\text{KN}/\text{M}^2$.

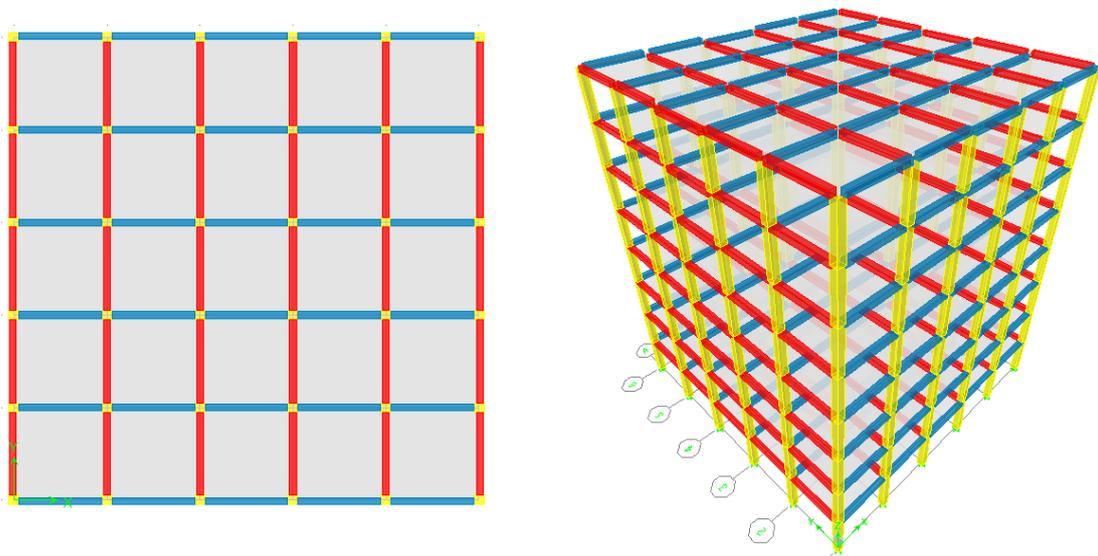


Figure IV.1: Géométrie en plan et en élévation de la structure

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV.3.2. Dimensionnement de la structure :

La structure est dimensionnée selon le code de béton aux états limites (BAEL91) [13] et le règlement parasismique algérien (RPA2003) [69] sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel ETABS.

Par ailleurs, avant de passer au ferrailage, la structure doit satisfaire les conditions suivantes [69] :

Art 4.3.4 RPA 2003 : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins 90 % de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Art 4.3.6 RPA 2003 : la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Art 5.10 RPA 2003 : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Art 5.9 RPA 2003 : Vérification si les effets (P- Δ) sont négligeables.

Art 3.4 RPA 2003 : Justification de l'interaction portiques voile.

Les **contraintes admissibles** dans les éléments (poutres, poteaux, voiles) ne doivent pas dépasser les contraintes limites propres à chaque élément.

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV.3.3. Choix des dispositions de voiles à étudier:

Afin de ne pas soumettre la structure à une torsion d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité du niveau. [58]

Par conséquent nous allons opter pour des dispositions de voiles symétriques de telle façon à avoir un comportement dynamique dominé par des oscillations de **translations pures** suivant les deux directions principales de la structure.

Par ailleurs, en raison de la symétrie parfaite de la structure étudiée (20m x 20m), nous allons effectuer des analyses push over **uniquement suivant le sens xx** en faisant varier les dispositions de voiles suivant cette direction.

Les voiles disposés suivant la direction (yy) ont été introduits dans le seul souci de satisfaire les conditions du RPA relatives aux structures mixtes, au vu de leur faible rigidité hors plan, leur position n'influence pas les résultats de l'analyse push over dans le sens (xx).

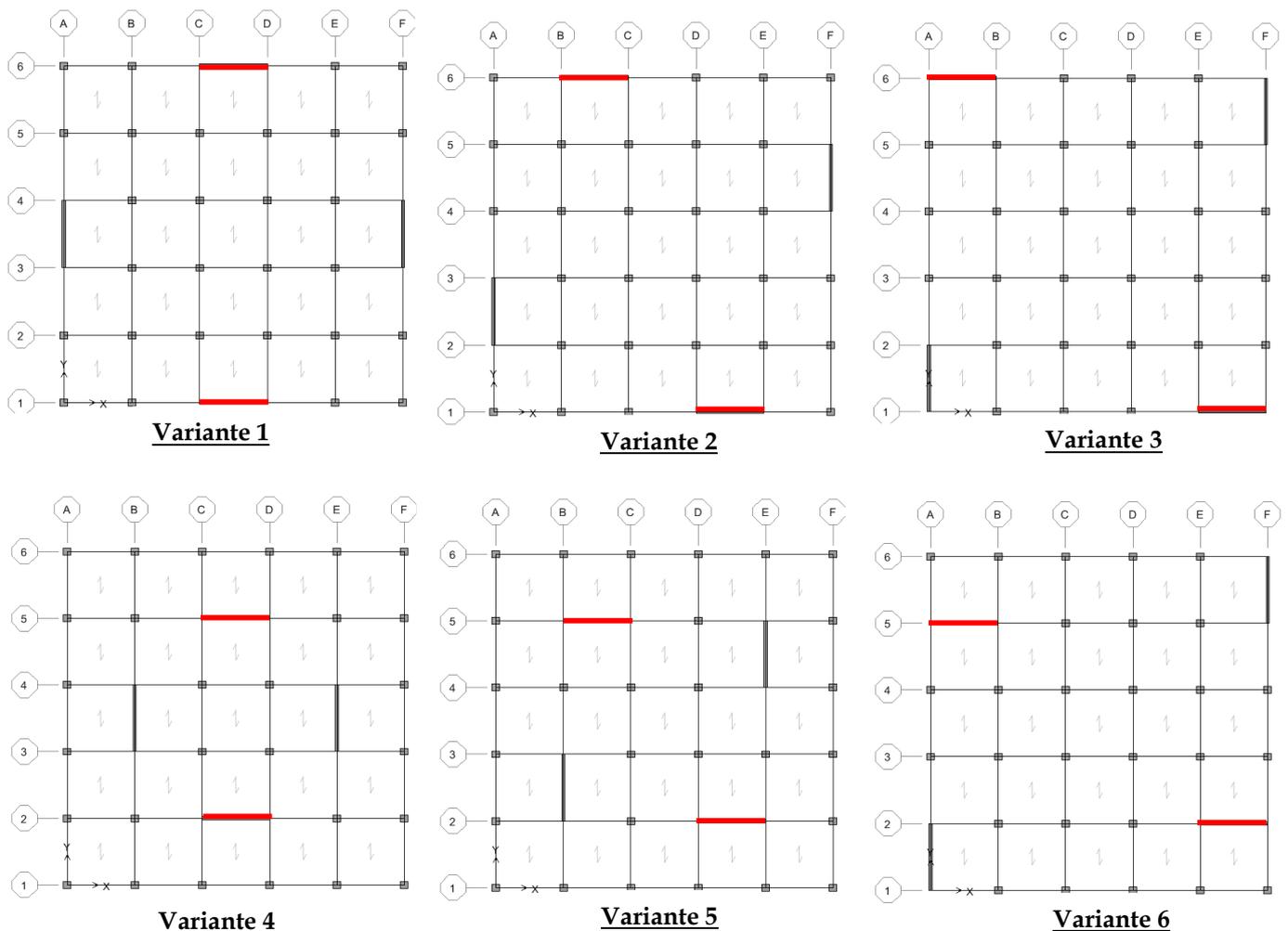


Figure IV.2 : Dispositions de voiles étudiées.

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

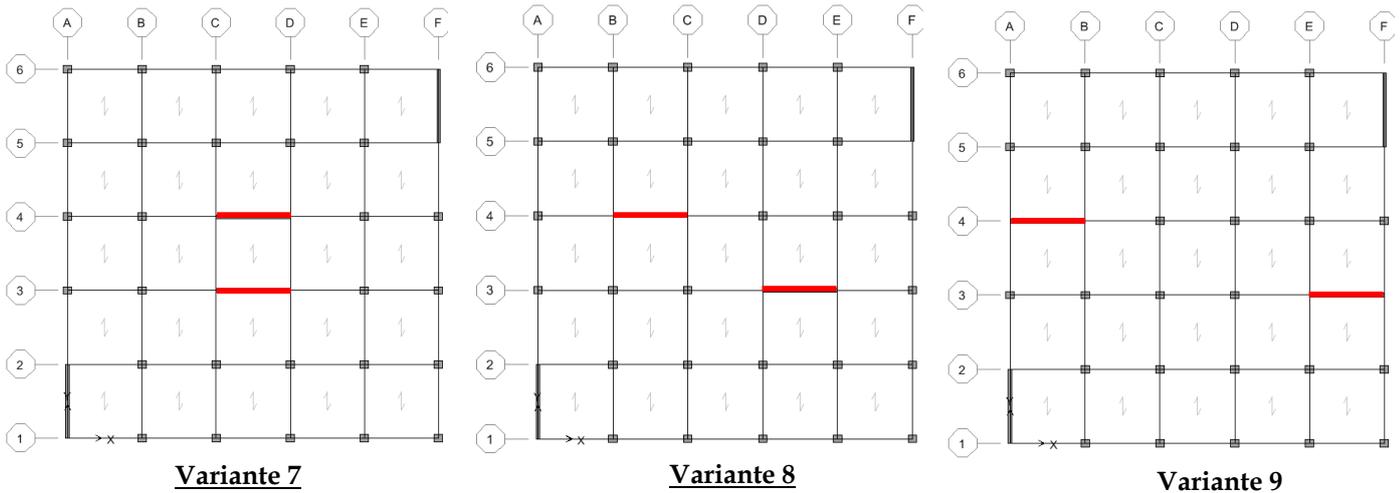


Figure IV.3 : Dispositions de voiles étudiées (suite.)

IV.3.4. Etude de la variante 1 (Exemple d'application) :

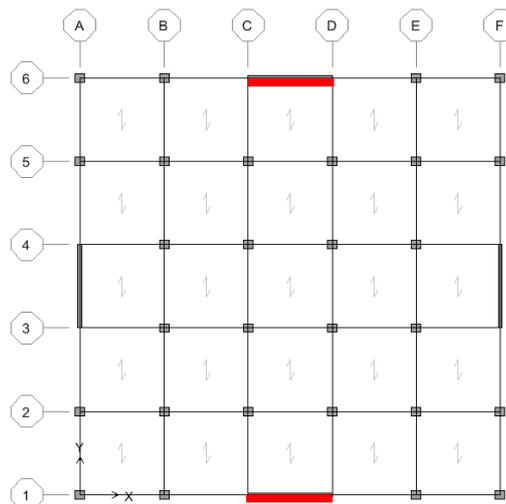


Figure IV.4 : Configuration en plan de la variante 1.

IV.3.4.1. Dimensionnement de la structure :

La structure est dimensionnée et vérifiée selon le code de béton aux états limites (BAEL91) [13] et le règlement parasismique algérien (RPA2003) [69] sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel ETABS.

- **Poteaux :** 45x40cm²
- **Poutres :** Poutres secondaires 30x35 cm² ; Poutres principales 30x35 cm²
- **Voiles:** 20 cm.

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV.3.4.1.1. Vérification du comportement dynamique :

Mode	Period (sec)	UX(%)	UY(%)	SumUX (%)	SumUY (%)	RZ(%)
1	0.71	0.00	72.73	0.00	72.76	0.00
2	0.69	73.02	0.00	73.03	72.76	0.00
3	0.51	0.00	0.00	73.03	72.76	71.30
4	0.19	0.00	15.57	73.03	88.33	0.00
5	0.18	15.35	0.00	88.37	88.33	0.00
6	0.13	0.00	0.00	88.37	88.33	16.71
7	0.08	0.00	6.22	88.37	94.54	0.00
8	0.08	6.16	0.00	94.53	94.54	0.00
9	0.06	0.00	0.00	94.53	94.54	6.48
10	0.05	0.00	2.96	94.53	97.50	0.00
11	0.05	2.95	0.00	97.48	97.50	0.00
12	0.04	0.00	1.45	97.48	98.96	0.00

Tableau IV.1: Modes propres de la structure.

Les modes 1 et 2 sont des **translations pures** suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

IV.3.4.1.2. Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

Direction xx : 12modes (**97.5%** de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 12modes (**99%** de la masse sismique de la structure)

IV.3.4.1.3. Vérification Art 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Efforts tranchants (analyse modale spectrale) :**

$V_x = 2041 \text{ KN}$.

$V_y = 2003 \text{ KN}$.

- **Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA 2003):**

$A = 0.25$. (Zone III).

$R = 5$ (structure mixte avec interaction).

$W = 27296 \text{ KN}$ (poids total de la structure sous combinaison G+0.2Q).

$D = 1.55$ (facteur d'amplification dynamique).

$Q = 1.00$ (facteur de qualité).

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

$$V_{MSE} = 2115 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 2041 > 80\% V_{MSE} = 1692 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 2003 > 80\% V_{MSE} = 1692 \text{ KN}$$

IV.3.4.1.4. Vérification Art 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser **1.0 %** de la hauteur de l'étage (3cm).

Etage	Δx (cm)	Δy (cm)
1	0.46	0.47
2	0.90	0.92
3	1.14	1.17
4	1.24	1.27
5	1.23	1.28
6	1.16	1.21
7	1.06	1.11
8	0.95	1.00

Tableau IV.2: Déplacements inter-étages.

IV.3.4.1.5. Vérification Art 5.9 RPA 2003 (Effets P-Δ):

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

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

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		Δ_k (cm)	$V_k \times H_k$	θ_x	Δ_k (cm)	$V_k \times H_k$	θ_y
1	1012	0.46	18054	<u>0.026</u>	0.47	19890	<u>0.024</u>
2	882	0.90	15300	<u>0.052</u>	0.92	15606	<u>0.052</u>
3	753	1.14	18666	<u>0.046</u>	1.17	18972	<u>0.046</u>
4	626	1.24	20808	<u>0.037</u>	1.27	21114	<u>0.038</u>
5	500	1.23	21420	<u>0.029</u>	1.28	21726	<u>0.029</u>
6	374	1.16	20502	<u>0.021</u>	1.21	20502	<u>0.022</u>
7	250	1.06	20502	<u>0.013</u>	1.11	19584	<u>0.014</u>
8	125	0.95	16218	<u>0.007</u>	1.00	15606	<u>0.008</u>

Tableau IV.3: Vérification des effets P-Δ.

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV.3.4.1.6. Justification de l'interaction portiques-voiles (Art 3.4 RPA 2003) :

Les **voiles** de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

Les **portiques** doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.

▪ Répartition des charges verticales (P):

Etage	P(KN)	P repris par les Voiles (%)	P repris par les Portiques(%)
Etage 1	27296	18.11	81.89
Etage 2	23884	18.27	81.73
Etage 3	20472	18.40	81.60
Etage 4	17060	18.52	81.48
Etage 5	13648	18.61	81.39
Etage 6	10236	18.68	81.32
Etage 7	6824	18.72	81.28
Etage 8	3412	18.69	81.31
Moyenne		18.50	81.50

Tableau IV.4: Pourcentage des efforts verticaux repris par les voiles et les portiques.

▪ Répartition des charges horizontales (V_x , V_y):

Etage	V_x repris par les Voiles (%)	V_x repris par les Portiques(%)	V_y repris par les Voiles (%)	V_y repris par les Portiques(%)
Etage 1	77.28	22.72	79.4	20.59
Etage 2	69.43	30.57	70.8	29.2
Etage 3	58.71	41.29	60.4	39.6
Etage 4	52.01	47.99	53.47	46.53
Etage 5	46.29	53.71	47.76	52.24
Etage 6	40.21	59.79	41.42	58.58
Etage 7	36.96	63.04	38.25	61.75
Etage 8	69.89	30.11	70.1	29.9
Moyenne	56.35	43.65	57.70	42.30

Tableau IV.5: Pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles et les portiques.

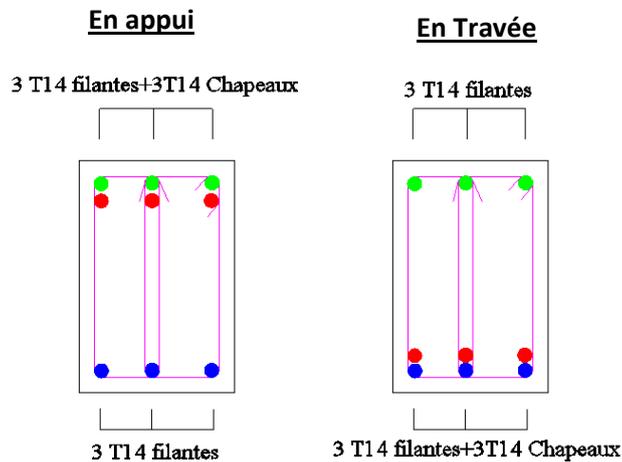
Conclusion : La structure satisfait les critères du règlement parasismique algérien (RPA2003) relatifs aux structures mixtes.

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

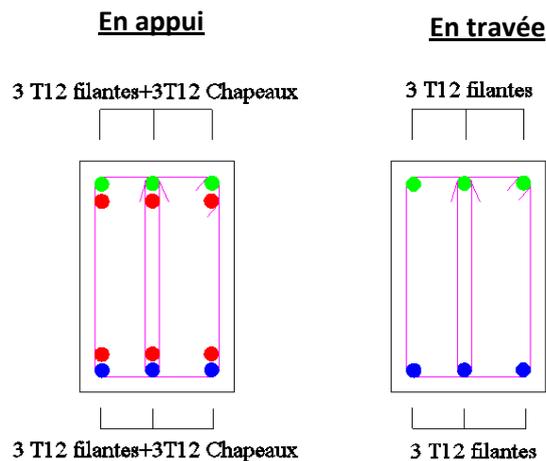
IV.3.4.1.7. Ferraillage de la structure :

Après avoir effectué les vérifications préconisées par les règlements (RPA 2003, BAEL 91), les éléments de la structure sont ferrailés comme suit :

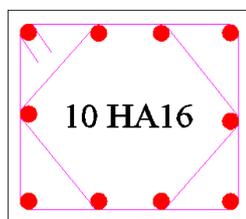
- Poutres principales (30x35 cm²):



- Poutres secondaires (30x35 cm²):



- Poteaux (45x40 cm²):



- Voiles (20cm):

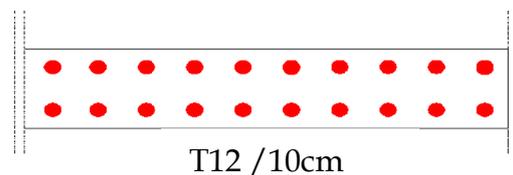


Figure IV.5 : Ferraillage des éléments (poutres, poteaux, voiles).

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV.3.4.2. Définition du comportement non linéaire des éléments :

Le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier, en dehors de ces zones, le comportement de l'élément est supposé élastique linéaire.

IV.3.4.2.1. Poutres et poteaux :

On introduit dans les zones nodales des poutres et des poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel :

- **Poutres** : Rotules de flexion (**Default M_3**), cisaillement (**Default V_2**)
- **Poteaux** : Rotules de flexion (**Default PMM**), cisaillement suivant axe 2-2 (**Default V_2**), cisaillement suivant axe 3-3 (**Default V_3**).

IV.3.4.2.2. Voiles sens xx :

Les voiles sont modélisés par un élément linéaire équivalent situé sur l'axe central du voile relié à des poutres infiniment rigides.

Des rotules plastiques de flexion (M_3) sont introduites aux extrémités, et une rotule de type " V_2 " au milieu du voile traduit le comportement en cisaillement du voile.

- **Lois de comportements des rotules de flexion M_3 :**

En raison de la variation de l'effort normal, on a été contraint de déterminer une loi de comportement en flexion (moment-rotation) spécifique pour les voiles de chaque étage.

Pour cela, nous avons utilisé le module "SD section" du logiciel SAP 2000 version 14 qui permet de déterminer la loi de comportement ($M-\theta$) du voile en introduisant le coffrage, ferrailage, et **l'effort normal** repris par le voile.

	Etat élastique			Etat ultime		Niveaux de dommages		
	N (KN)	θ_e (rd)	M_e (KN.m)	θ_u (rd)	M_u (KN.m)	θ_{I0} (rd)	θ_{LS} (rd)	θ_{CP} (rd)
1 ^{ER}	1456	0.00136	6820	0.009	9819	0.0009	0.0054	0.0081
2 ^{EME}	1276	0.00134	6555	0.009	9629	0.0009	0.0054	0.0081
3 ^{EME}	1093	0.00132	6296	0.010	9416	0.001	0.006	0.009
4 ^{EME}	907	0.00132	6070	0.010	9171	0.001	0.006	0.009
5 ^{EME}	717	0.0013	5805	0.011	8801	0.0011	0.0066	0.0099
6 ^{EME}	526	0.00128	5505	0.011	8661	0.0011	0.0066	0.0099
7 ^{EME}	334	0.00126	5206	0.011	8503	0.0011	0.0066	0.0099
8 ^{EME}	140	0.00124	4910	0.012	8322	0.0012	0.0072	0.01

Tableau IV.6: Paramètres des lois de comportements des rotules de flexion des voiles.

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

Lois de comportements des rotules de cisaillement V_2 :

Le règlement FEMA 273 [30] propose de définir les rotules de cisaillement des voiles par une courbe idéalisée (Figure IV.6) :

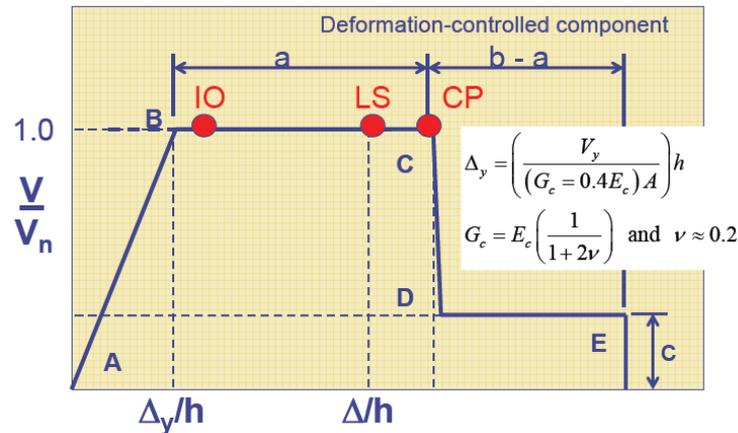


Figure IV.6: Loi de comportement en cisaillement du voile (Effort tranchant-Distorsion).

Les paramètres qui caractérisent l'état élastique du voile (V_y, Δ_y) sont déterminés en utilisant les nouvelles formules proposées dans le code ATC 72 [10] comme suit :

$$V_y = A_{cv} (\alpha \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y) = 9440 \text{ KN.}$$

III.6

$$\Delta_y = \left(\frac{V_y}{(G = 0.4E)A} \right) h = 0.003 \text{ m.}$$

En se référant au tableau (III.1), les paramètres de la loi de comportement en cisaillement sont définis comme suit:

Voiles xx	Déplacement horizontal		Ratio contrainte résiduelle	Niveaux de dommages		
	a(m)	b(m)		c	Δ_{IO} (m)	Δ_{LS} (m)
	0.023	0.6	0.4	0.012	0.018	0.022

Tableau IV.7: Paramètres des lois de comportements des rotules de cisaillement des voiles.

Après avoir défini le comportement non linéaire des éléments de la structure (poutres, poteaux, voiles), on peut à présent passer à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse push over.

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV.3.4.3. Définition du chargement de l'analyse sous charges gravitaires :

L'analyse est effectuée en mode "Force contrôlée" et le chargement définie correspond à la combinaison proposée par le RPA 2003 pour la détermination des charges sismiques : (G+0.2Q).

IV.3.4.4. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales :

L'analyse consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne le déplacement cible ou que la structure devienne instable.

La distribution des forces latérales est proportionnelle à l'allure du mode de vibration qui mobilise la plus grande masse sismique suivant la direction (xx) (Mode 2 : 73%).

IV.3.4.5. Résultats de l'analyse push over (Variante 1):

IV.3.4.5.1. Courbe de capacité de la structure (V_{base} - D_{sommet}):

ETABS v9.2.0 File:MODÈLES ETABS NEW		
PUSHOVER CURVE		
Pushover Case XX		
Step	Displacement	Base Force
0	3.281E-06	0.0000
1	0.0160	1824.3527
2	0.0188	2127.3511
3	0.0366	3210.4077
4	0.0502	3549.0701
5	0.0617	3674.9478
6	0.1083	3915.6975
7	0.2139	4151.1670
8	0.2751	4252.3540
9	0.2751	4181.8330
10	0.2754	4191.9409
11	0.2771	4197.5669
12	0.2771	4168.4883
13	0.2774	4174.1323
14	0.2780	4180.6392
15	0.2794	4185.7622
16	0.1829	-3300.7996

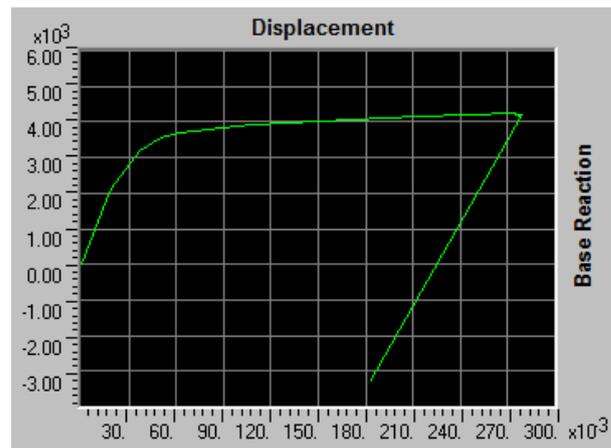


Figure IV.7 : Courbe de capacité de la structure (V_{base} - D_{sommet}).

IV.3.4.5.2. Courbe de capacité du système équivalent (S_a - S_d)

Step	Sd(C)	Sa(C)
0	0.000	0.000
1	1.135	0.095
2	1.334	0.110
3	2.620	0.159
4	3.595	0.175
5	4.416	0.182
6	7.685	0.196
7	15.089	0.207
8	19.373	0.212
9	19.373	0.208
10	19.402	0.209
11	19.518	0.209
13	19.539	0.208
14	19.583	0.208
15	19.675	0.209

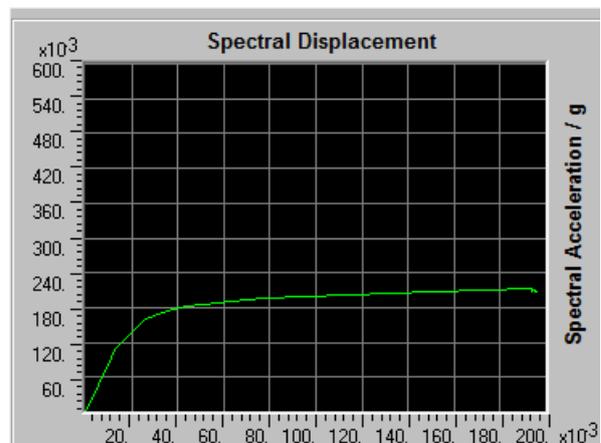


Figure IV.8 : Courbe de capacité du système équivalent à un seul DDL (S_a - S_d).

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV.3.4.5.3. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d) :

En utilisant la **procédure B** définie dans le règlement ATC 40 (Voir chapitre 2), on obtient le point de performance du système équivalent à un seul DDL (**Figure IV.9**).

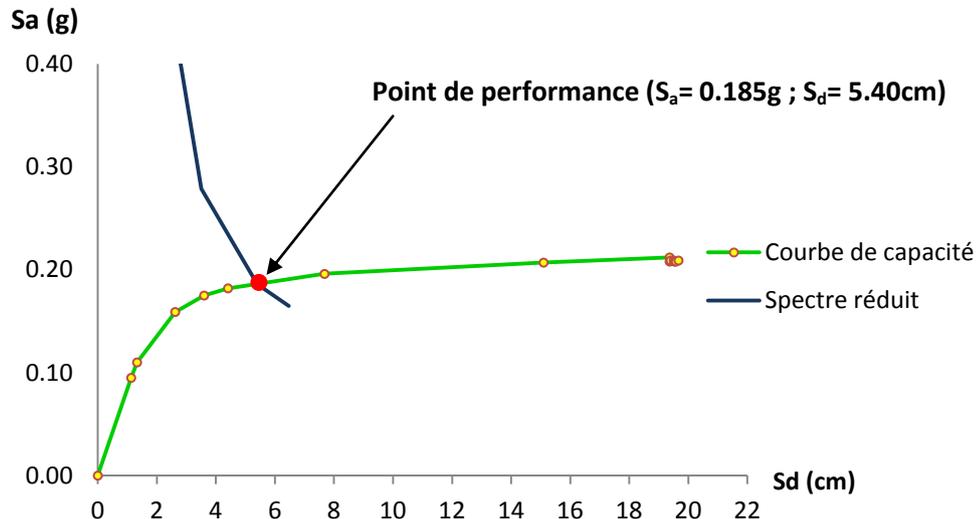


Figure IV.9 : Point de performance du système équivalent.

IV.3.4.5.4. Détermination du point de performance de la structure (V_p - D_p):

Le point de performance de la structure est obtenu comme suit (ATC 40) :

$$V_p = S_a M \alpha_1 = 3686 \text{KN.}$$

$$D_p = S_d \Gamma \phi_1 = 7.54 \text{cm.}$$

Avec :

S_a : Accélération spectrale système 1DDL. (0.185g)

M : Masse totale de la structure. (2730 KN)

α_1 : Pourcentage de masse sismique mobilisée. (0.73)

S_d : Déplacement spectral système 1 DDL. (5.40cm)

Γ : Facteur de participation modale. (44.07)

ϕ_1 : Amplitude du mode de vibration au sommet. (0.0317m)

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV.3.4.5.5. Déplacements inter-étages au point de performance (Δ_x):

Etage	Δ_x (cm)
Etage 1	0.66
Etage 2	0.98
Etage 3	1.13
Etage 4	1.18
Etage 5	1.10
Etage 6	1.04
Etage 7	0.97
Etage 8	0.89

Tableau IV.8 : Déplacements inter-étages au point de performance.

Le déplacement inter-étages maximal (D_{max}) est égal à : **1.18cm**.

IV.3.4.5.6. Demande en ductilité (μ_D):

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique.[72]

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement $D_y=1.6cm$.

Le déplacement imposé à la structure (Point de performance) correspond à un déplacement $D_p= 7.54 cm$, soit une demande en ductilité qui peut être estimé par le rapport : $\mu_D= D_p / D_e = 4.74$.

A mesure que le facteur (μ_D) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important. [72]

IV.3.4.5.7. Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) :

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement élastique limite $D_y=1.6cm$, et un effort tranchant élastique limite $V_y=1824KN$.

Soit une raideur initiale (élastique) : $K_e=114000 KN/m$.

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e).

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$K_p= V_p / D_p = 48886 KN/m.$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par [38] :

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

$$I_d= 57\%$$

Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de **57 %**.

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

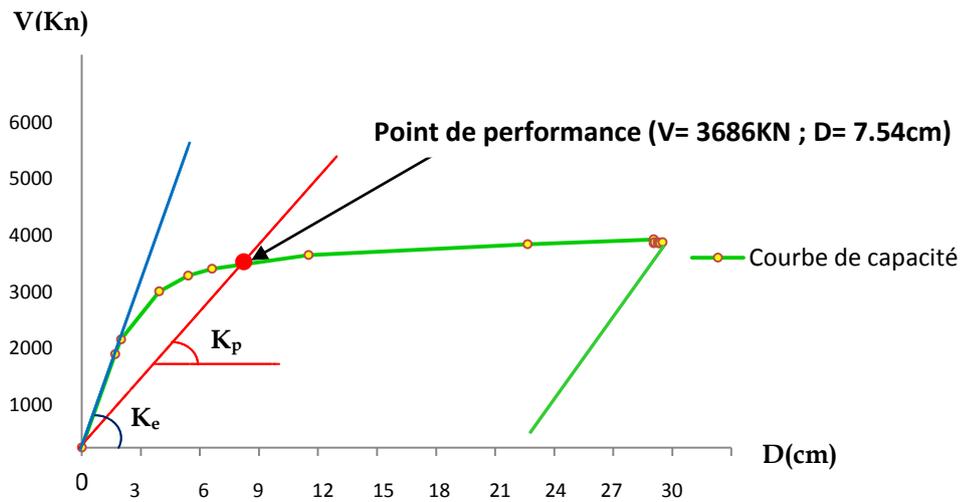


Figure IV.10 : Raideur de la structure au point de performance (K_p).

IV.3.4.5.8. Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments:

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans la structure après chaque étape de chargement de l'analyse push over, on a constaté que les premières rotules plastiques de type (B-IO) se forment à la base des voiles du RDC ainsi qu'aux niveaux des poutres adjacentes aux voiles (Figure IV.11), avant d'apparaître progressivement sur les autres poutres (Figure IV.12).

Les différentes couleurs indiquent l'état de déformation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique (Voir chapitre 3).

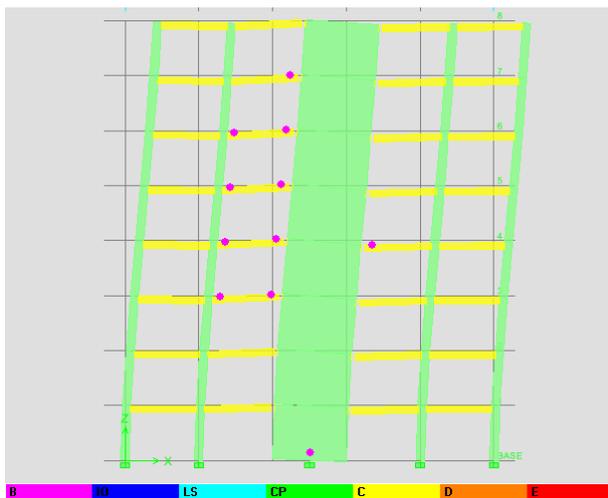


Figure IV.11

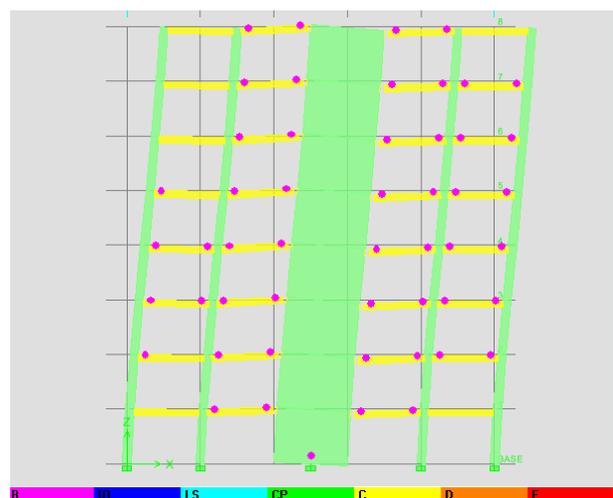


Figure IV.12

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

A mesure que la charge augmente, les voiles du RDC se déforiment d'avantage (rotules de type "IO - LS"), et des rotules de type "B- IO" apparaissent à la base des voiles du 1^{er} étage ainsi qu'aux niveaux de certains poteaux du RDC. (**Figure IV.13**).

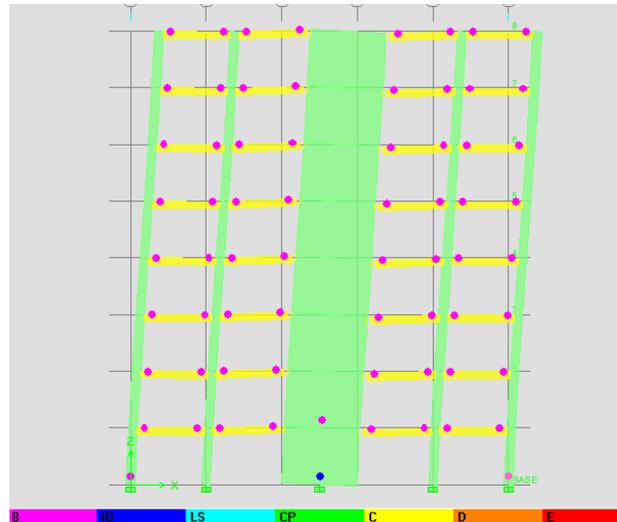


Figure IV.13

Lorsque le chargement de l'analyse push over provoque un effort tranchant à la base correspondant au point de performance, le mécanisme de ruine est un **mécanisme plastique global**, l'état de dégradation des éléments peut être décrit comme suit :

Les poutres et les poteaux subissent des dommages relativement limités (Rotules de type "B-IO"), tandis que les voiles du RDC subissent des dommages assez importants pouvant entraîner une perte significative de résistance (Rotules de type IO-LS).

IV.3.5. Analyse push over des autres variantes proposées (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9):

Les structures sont dimensionnées et vérifiées en suivant la même procédure utilisée pour l'étude de la variante 1, le même dimensionnement (Coffrage et ferrailage) est adopté pour les autres variantes proposées (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9). (Figure IV.5).

IV.3.5.1. Etude comparative des résultats:

Des analyses push over dans le sens xx sont effectuées pour les variantes proposées, aux termes de ces analyses, la disposition optimale des voiles est déterminée sur la base d'une étude comparative des résultats obtenus.

Pour chaque critère de comparaison, on procédera à une analyse comparative des résultats, la variante qui présente les meilleurs résultats, sera considérée comme la **disposition optimale des voiles**.

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV.3.5.1.1. Détermination des points de performances des structures (V_p - D_p):

En utilisant la **procédure B** définie dans le règlement **ATC 40**, nous déterminons les points de performance des variantes étudiées. (Annexe B).

Variantes	V(KN)	D (cm)
Var 1	3686	7.54
Var 2	3682	7.69
Var 3	3562	8.55
Var 4	3930	7.56
Var 5	3930	7.49
Var 6	3924	8.19
Var 7	3776	7.97
Var 8	3946	7.66
Var 9	3884	8.13

Tableau IV.9 : Points de performance des variantes étudiées

IV.3.5.1.2. Déplacements inter-étages maximal au point de performance (Δ_x):

En utilisant le logiciel **Etabs**, on obtient les déplacements inter-étages aux points de performance de chacune des neuf variantes étudiées, les déplacements relatifs maximal sont mis sous forme d'histogrammes (**Tableau IV.10**).

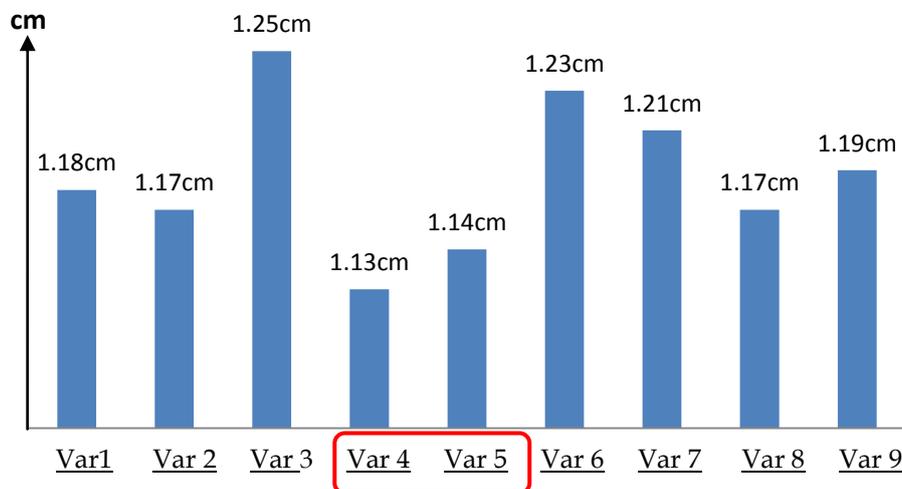


Tableau IV.10 : Déplacements relatifs aux points de performances des variantes étudiées.

▪ **Analyse des résultats :**

En analysant les résultats, on remarque que les variantes **4** et **5** ont un déplacement relatif maximal presque similaire (respectivement **1.13cm** et **1.14cm**).

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

On constate aussi que les déplacements relatifs maximaux des variantes 4 et 5 sont inférieurs par rapport aux déplacements relatifs des autres variantes de 3.5% à 9.5%.

Néanmoins, bien que ces deux variantes présentent les meilleurs résultats, les valeurs des déplacements relatifs maximaux sont assez proches, par conséquent, ce paramètre ne peut être considéré comme un critère de comparaison déterminant.

IV.3.5.1.3. Demande en ductilité (μ_D):

La demande en ductilité est estimée à travers le facteur ($\mu_D = D_p / D_e$), qui permet de situer le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique. [72]

A mesure que le facteur (μ_D) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important. [72]

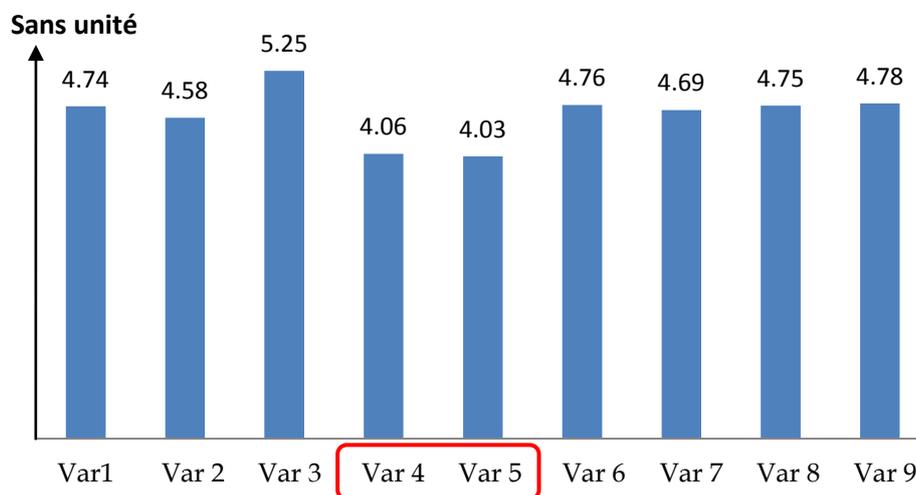


Tableau IV.11 : Demande en ductilité des variantes étudiées.

▪ Analyse des résultats :

En analysant les résultats, on remarque que les variantes 4 et 5 ont une demande en ductilité presque similaire (respectivement 4.06 et 4.03).

On constate aussi que les demandes en ductilité des variantes 4 et 5 sont inférieures par rapport aux demandes en ductilité des autres variantes de 12% à 23%.

On en conclue que les variantes 4 et 5 sont dans un état de plastification moins avancé que les autres variantes étudiées.

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV.3.5.1.4. Raideur initiale de la structure (K_e):

L'état élastique limite des structures correspond à un déplacement élastique limite D_y , et un effort tranchant élastique limite V_y , soit une raideur élastique $K_e = (V_y / D_y)$.

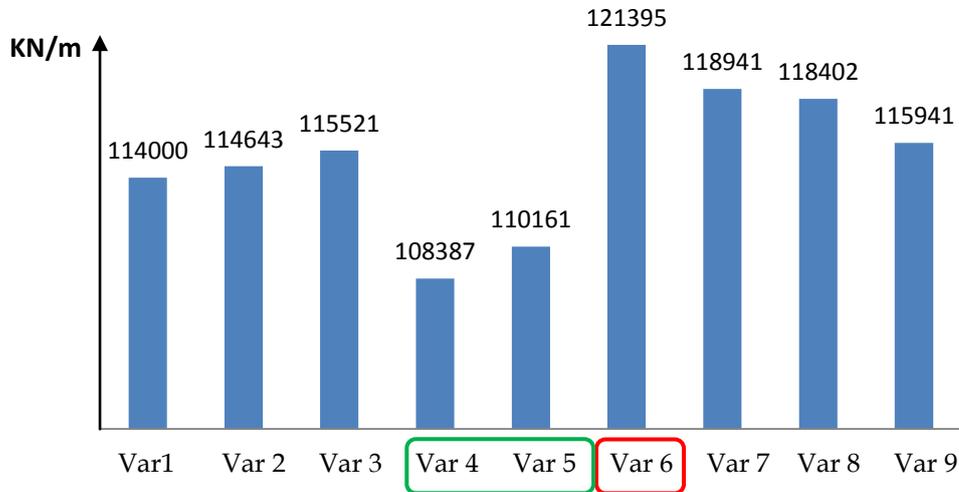


Tableau IV.12: Raideur initiale des variantes étudiées.

▪ Analyse des résultats :

La raideur initiale (K_e) traduit le comportement de la structure dans le **domaine élastique**, avec une raideur initiale de **121395KN/m**, la variante **6** présente une rigidité plus élevée par rapport aux autres variantes de **2%** à **12%**.

Aussi, il ya lieu de noter qu'à l'état élastique, les variantes **4** et **5** sont les **moins rigides**.

IV.3.5.1.5. Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d):

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e).

Au point de performance, la raideur (K_p) des variantes étudiées est égale à :

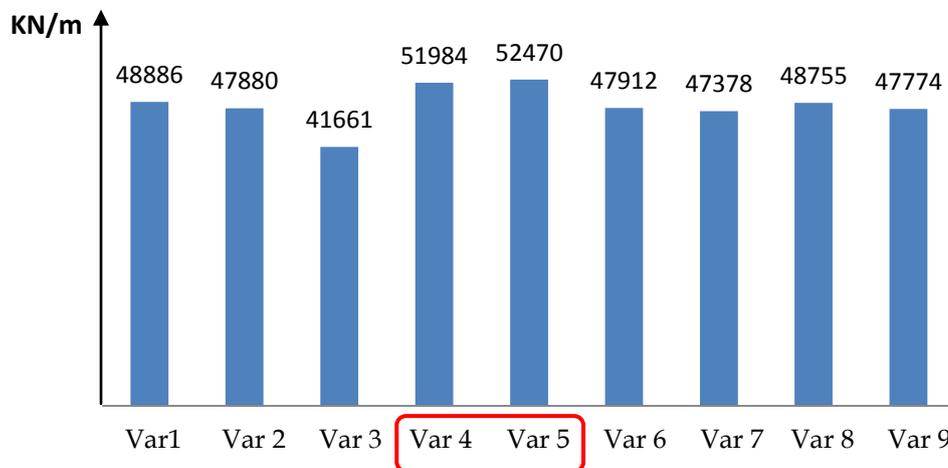


Tableau IV.13: Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante.

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

▪ Analyse des résultats :

En dépit du fait que les variantes 4 et 5 soient les moins rigides à l'état élastique, aux points de performances, ces variantes présentent les plus grandes raideurs (K_p).

Cela peut s'expliquer par un meilleur **comportement non linéaire** de ces variantes qui se plastifient avec une perte de résistance moins importante que les autres variantes étudiées, pour mieux constater cela, un indicateur de dégradation global (I_d) est défini :

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

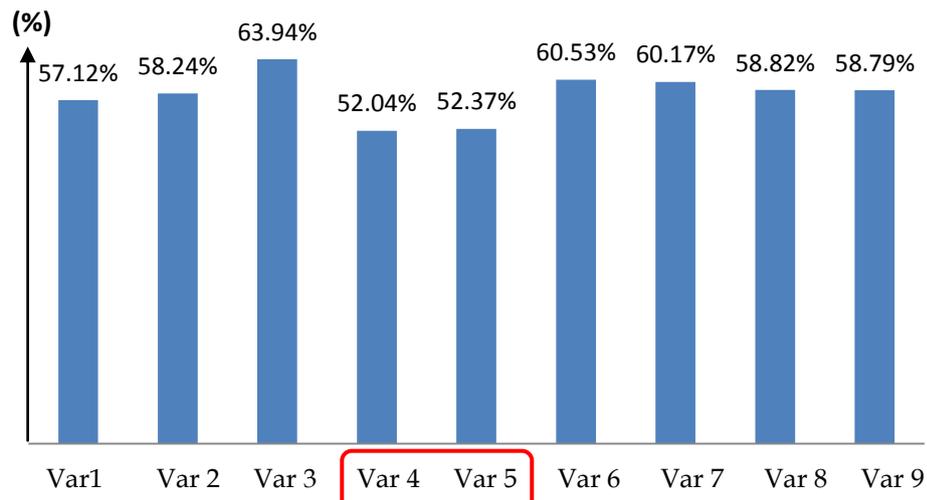


Tableau IV.14 : Indicateur de dégradation global des variantes étudiées

▪ Analyse des résultats :

En analysant les indicateurs de dégradations de chaque variante, on confirme que les variantes 4 et 5 subissent des pertes de résistance moins importantes que les autres variantes étudiées (respectivement 52.04% et 52.37%).

IV.3.5.1.6. Mécanismes de ruine et état de dégradation des éléments:

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans les structures après chaque étape de chargement de l'analyse push over, on a constaté que le mécanisme de ruine de chaque variante est un **mécanisme plastique global**, et que les états de dégradations des sections des éléments (poutres, poteaux, voiles) étaient presque similaires pour toutes les variantes étudiées, à savoir :

Les poutres et les poteaux subissent des dommages relativement limités (Rotules de type "B-IO"), tandis que les voiles du RDC subissent des dommages assez importants pouvant entraîner une perte significative de résistance (Rotules de type IO-LS").

Par conséquent, les mécanismes de ruine ainsi que l'état de dégradation des sections des éléments ne peuvent être considérés comme des critères de comparaisons déterminants dans le choix de la disposition optimale des voiles **pour cette structure**.

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

IV.3.6. Conclusions :

L'analyse comparative des résultats a révélé que les déplacements relatifs, ainsi que les séquences de formation de rotules plastiques étaient presque similaires pour les neuf variantes étudiées.

Par conséquent, ces deux paramètres ne peuvent être considérés comme des critères de comparaisons déterminants dans la recherche de la disposition optimale des voiles pour cette structure.

En analysant les autres critères de comparaison, on a constaté que les variantes 4 et 5 présentaient les plus faibles demandes en ductilité, ce qui est révélateur sur un état de plastification moins avancé, de plus, en comparant les rigidités, on a remarqué qu'en dépit du fait que les variantes 4 et 5 soient les moins rigides à l'état élastique, aux points de performances, ces variantes présentent les plus grandes raideurs.

En conclusion, nous pouvons dire qu'au terme de cette analyse comparative, les variantes 4 et 5 sont **clairement ressorties** comme étant les dispositions optimales des voiles, en effet, ces deux variantes sont dans un état de plastification moins avancé que les autres variantes, ce qui est dû à un meilleur comportement non linéaire de ces variantes, qui se plastifient avec une perte de résistance moins importante que les autres variantes étudiées.

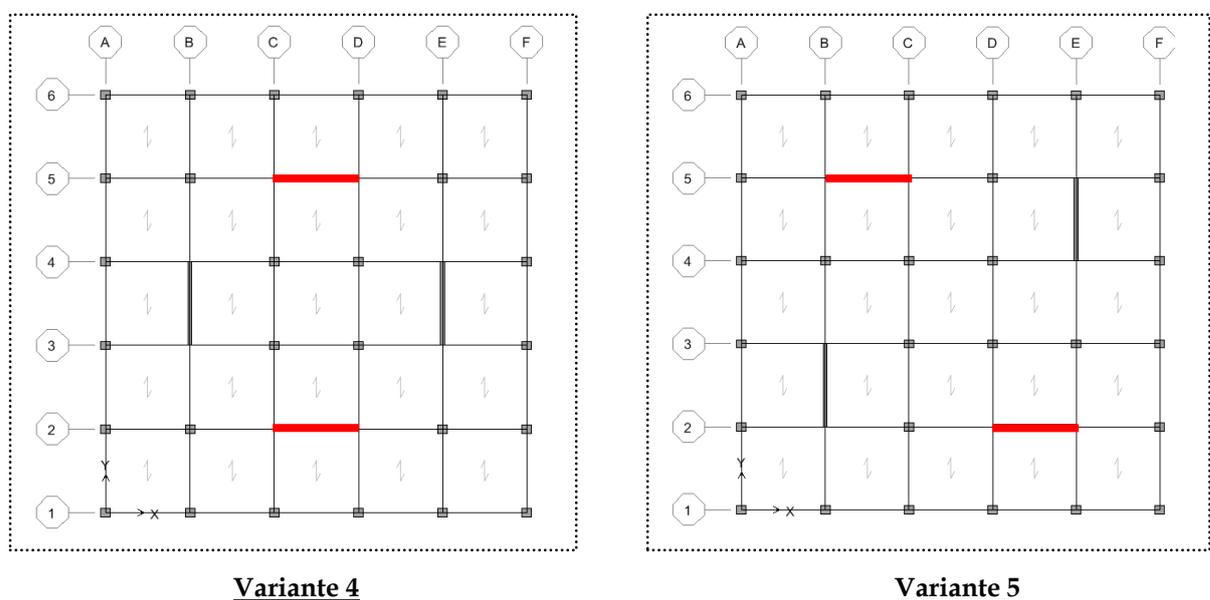


Figure IV.14 : Dispositions optimales des voiles de la structure (R+7).

La question qu'on pourrait être amené à se poser c'est pourquoi ? Pourquoi les variantes 4 et 5 ont-elles un meilleur comportement non linéaire ?

IV. Recherche de la disposition optimale des voiles.

Des éléments de réponse peuvent être apportés à cette question en se penchant sur le pourcentage des efforts sismiques repris par les voiles.

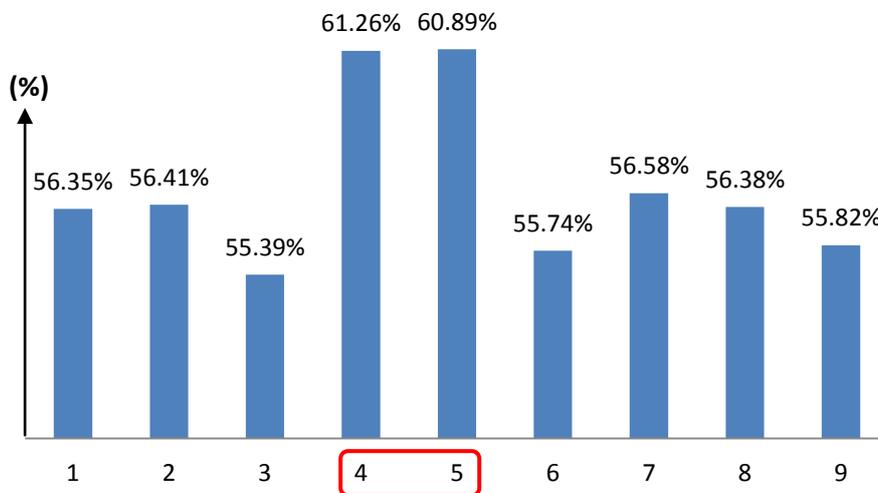


Tableau IV.15 : Pourcentages des efforts sismiques repris par les voiles des variantes étudiées

En analysant les résultats, il apparaît clairement que le pourcentage des efforts sismiques repris par les voiles des variantes 4 et 5 est supérieur à celui des autres variantes.

Ceci peut expliquer l'excellent comportement post élastique de ces deux variantes, car l'objectif de toute bonne conception parasismique est de faire reprendre aux voiles un maximum d'efforts sismiques afin de limiter la plastification des portiques.

Par conséquent, le pourcentage des efforts sismiques repris respectivement par les voiles et les portiques doit être considéré comme un **critère de comparaison** dans l'optique du choix de la disposition optimale des voiles.

Néanmoins, il ya lieu de noter que le choix d'une disposition optimale des voiles ne doit pas se faire sur la base d'une étude comparative des résultats numériques, le comportement dynamique ainsi que les mécanismes de ruine doivent constitués des paramètres décisifs par rapport aux autres critères de comparaisons.

Chapitre V:



Conclusion générale

▪ Conclusion générale :

L'expérience des séismes passés a montré qu'une bonne disposition des voiles de contreventement permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure. Cependant, dans le règlement parasismique algérien (**RPA2003**), aucun article n'est relatif à ce paramètre.

L'objectif assigné à cette étude est de proposer aux concepteurs de structures mixtes une méthode, qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de disposition de voiles.

Pour évaluer la performance sismique de la structure, nous avons proposé la méthode de capacité spectrale, recommandée par le code américain **ATC 40**.

Cette méthode consiste à superposer dans un graphe de type (S_a-S_d) la courbe de capacité de la structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (**Push Over**), et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme (**Demande spectrale**). L'intersection de ces deux courbes représente un point de performance, qui permet d'évaluer le déplacement maximal de la structure et subséquemment son degré d'endommagement.

Après avoir exposé les bases théoriques nécessaires pour la détermination des spectres de demande et de capacité, notre choix s'est porté sur le logiciel de calcul non linéaire "**Etabs Ver 9.2**", qui offre la possibilité d'extraire la courbe de capacité de la structure à l'issue d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis.

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires ayant des propriétés élastiques, le comportement non linéaire est traduit par la définition de rotules plastiques de flexion et de cisaillement aux niveaux des zones nodales.

La difficulté réside dans la modélisation des voiles, à défaut de la disponibilité d'un outil qui permet de définir le comportement non linéaire d'un élément coque, nous avons opté pour un modèle linéaire basé sur le concept de macro élément.

Ainsi, le voile est modélisé par un élément linéaire équivalent situé sur l'axe central relié à des poutres infiniment rigides, des rotules plastiques de flexion sont introduites aux extrémités, et une rotule plastique de cisaillement est définie au milieu du voile afin de traduire le comportement en cisaillement du voile.

La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode push over, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration, et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique.

La distribution des forces latérales est incrémentée de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

Après avoir exposé la procédure d'analyse push over des structures mixtes, ainsi que la méthode d'évaluation de la performance sismique proposée par l'ATC 40, notre travail a été recentré sur la problématique de notre thèse, qui s'articule autour de la disposition optimale des voiles dans une structure mixte.

L'objectif principal assigné à notre travail est de proposer aux concepteurs de structures mixtes une méthode qui permet de déterminer la disposition optimale des voiles sur la base de l'étude comparative des analyses non linéaires de plusieurs variantes.

Pour valider notre méthode, nous avons considéré comme exemple d'application une structure régulière de dimensions (20mx20m), de hauteur (R+7). Plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées, des paramètres basés sur les résultats de l'analyse statique non linéaire (**Push Over**) ont été utilisés comme critères de comparaison pour déterminer la disposition optimale des voiles.

Les critères de comparaisons utilisés sont :

- Déplacement inter étages maximal (D_{max}).
- Demande en ductilité (μ_D).
- Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d).
- Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments.

L'analyse comparative des différents critères de comparaisons a mis en évidence l'excellent comportement non linéaire de deux variantes, qui sont clairement ressorties comme étant les dispositions optimales des voiles.

Pour justifier l'excellent comportement post élastique de ces variantes, nous nous sommes intéressés aux pourcentages des efforts sismiques repris par les voiles des différentes variantes étudiées, on a constaté que le pourcentage des efforts sismiques repris par les

voiles était plus élevé dans les deux variantes optimales, ce qui peut justifier leur excellent comportement non linéaires, car l'objectif de toute bonne conception parasismique est de faire reprendre aux voiles un maximum d'efforts sismiques afin de limiter la plastification des portiques.

Par ailleurs, l'analyse des résultats a aussi permis de relever qu'une disposition de voiles pouvait permettre à la structure d'avoir le meilleur comportement dans le domaine élastique sans pour autant être la plus performante dans le domaine non linéaire.

Cette étude nous a surtout conduit à constater les limites du code parasismiques algérien (**RPA 2003**), car bien que les variantes proposées aient été choisies de manière à avoir un bon comportement dynamique, dans le respect des règles et recommandations faites par le code algérien, le fait qu'il y ait des dispositions qui soient meilleures par rapport à d'autres dénote de l'importance qui doit être accordée à l'élaboration d'une méthode plus fiable, qui permettrait aux concepteurs des structures mixtes de déterminer la disposition optimale des voiles.

Au terme de cette étude, nous proposons à ce que la réflexion soit engagée afin d'étoffer le règlement parasismique algérien par un critère qui fixe le pourcentage minimal des efforts sismiques repris par les voiles. L'objectif de cette démarche est d'imposer aux concepteurs des structures mixtes un nombre de voiles conséquent afin de limiter la plastification des portiques et assurer ainsi un bon comportement non linéaire à la structure.

Nous proposons aussi à ce qu'un chapitre relatif à la méthode push over soit introduit dans le prochain règlement parasismique algérien, l'objectif de cette démarche est d'imposer pour les structures élancées en zone sismique, des analyses push over en lieu et place des méthodes traditionnelles basées sur la méthode des forces .



Références bibliographiques

- [1] A.Lepage, S.L.Neuman, and J.J.Dragovich, **2006**, *Practical Modeling For Nonlinear Seismic Response Of RC Wall Structures*, 8th National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, April 18 - 22, 2006 , Manuscript 924.
- [2] A.K.Yelles-Chaouche, *Les Séismes en Algérie du Nord*, CRAAG, Algerie.
- [3] Abed Ahmed,**2010**, *cours de calcul non linéaire des structures*, Université de Tizi ousou.
- [4] Abed Ahmed,**2010**, *cours de complément de dynamique des structures*, Université de Tizi ousou.
- [5] ACI, **2008**, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)*, American Concrete Institute,Farmington Hills, Michigan.
- [6] AFPS, **2003**, *Rapport préliminaire de la mission AFPS : Le séisme du 21Mai en Algérie*.
- [7] Aknouche hassan, **2008**, *Analyse statique et dynamique non linéaire d'un bâtiment en béton armé*, séminaire CTC centre. Algérie.
- [8] Anil K. Chopra,Rakesh K. Goel, **2001**, *A Modal Pushover Analysis Procedure To Estimate Seismic Demands For Buildings: Theory And Preliminary Evaluation*, Pacific Earthquake Engineering Research Center ,University of California, Los Angeles.
- [9] Applied Technology Council, **1996**, *The seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* ,ATC40 volumes 1 and 2, Redwood City, California.
- [10] Applied technology council, **2011**, *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*, ATC 72-1 , Redwood city,California.
- [11] Ashraf Habibullah, and Stephen Pyle, **1998**, *Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis*,Published in Structure Magazine, 1998.
- [12] B. Kebaili , B. Redjel, **2009**,*Analyse Du Seisme De Boumerdes Juin 2003 Et Regles Parasismiques Algériennes*, 1st International Conference on Sustainable Built Environment infrastructures in Developing countries ENSET Oran (Algeria) - October 12-14, 2009.
- [13] BAEL, **1999**, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEI 91 révisé 99*.
- [14] Belmouden Y, Lestuzzi P, **2006**, *Évaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Bâtiments Existants En Suisse*, Rapport de Recherche École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- [15] Boukeloua Smail, **2008**, *Etude Des Mécanismes De Ruine Pour Des Structures Multi- étages*, mémoire de magister, université de Skikda, Algérie.

- [16] Boumekkik Ahmed, **2005**, *Analyse Pushover des Structures en Béton armé*, Rapport annuel projet de recherche CODE : J0501 / 04 / 01 / 05, Université de Batna, Algérie.
- [17] Casoli Davide, **2007**, *Assessment Of Existing Masonry Building With R.C. Shear Walls*, Master Degree In Earthquake Engineering, Université Degli Studi Di Pavia, Italie.
- [18] Chia-Wei Wu and Qiang Xue, **2006**, *Seismic Capacity Evaluation Of Kouhu Elementary School Buildings*, 4th International Conference On Earthquake Engineering Taipei, Taiwan October 12-13, 2006, Paper No. 124.
- [19] Christophe Viau, *référence internet <http://christopheviau.com/images/volcans.jpg>*.
- [20] Chung- Yue Wang and Shaing-Yung Ho, **2007**, *Pushover Analysis for Structure Containing RC Walls*, The 2nd International Conference on Urban Disaster Reduction, Taipei, Taiwan ,November, 27-29, 2007.
- [21] Cim béton, **2009**, *Béton et construction parasismique*, collection CIM béton.
- [22] Davidovici Victor, **2003**, *Rapport de mission séisme de Boumerdès 2003*, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie.
- [23] Djebbar Nabil, **2006**, *Contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments linéaires en béton*, thèse de doctorat en mécanique des structures, Université de Constantine, Algérie.
- [24] Drouna karima, **2010**, *Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP*, Mémoire de Magister, Université de Constantine, Algérie.
- [25] ETABS version 9, **2005**, *Automated Lateral Loads Manual*, Computers and Structures, University of Berkeley, California.
- [26] ETABS version 9, **2005**, *CSI Analysis Reference Manual*, Computers and Structures, University of Berkeley, California.
- [27] ETABS version 9, **2005**, *User's Guide*, Computers and Structures, University of Berkeley, California.
- [28] ETABS version 9, **2005**, *Introductory Tutorial*, Computers and Structures, University of Berkeley, California.
- [29] Eurocode 8 **2003**, *Calcul des structures pour leur résistance au séisme*, Diffusé par l'Association française de normalisation, AFNOR.

Références bibliographiques

- [30] FEMA, **1997**, *NEHRP Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273 Report*, prepared by the Building Seismic Safety Council and the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [31] FEMA, **2000**, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356 Report*, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [32] FEMA, **2005**, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project), Redwood City, California .
- [33] Ghislaine Leblanc, Guy JACQUET, **2009**, *Vulnérabilité des constructions aux séismes*.
- [34] Gregory G. Deierlein , Andrei M. Reinhorn, Michael R. Willford, **2010**, *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design*, U.S. Department of Commerce Building and Fire Research Laboratory National Institute of Standards and Technology.
- [35] Hamou kada , Ramdane kheir eddine, **2007**, *Augmentation de la capacité de la structure par l'ajout des murs voiles, méthode push over*, 7ème Colloque National AFPS 2007 Ecole Centrale Paris.
- [36] Hamou kada , Ramdane kheir eddine, **2007**, *Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode push over*, 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [37] Hemsas Miloud, Sidi Mohammed Elachachi, Denys Breysse, **2007**, *Analyse performantielle des murs voiles soumis à une action sismique*, 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [38] Hemsas Miloud, **2010**, *Modélisation par macro élément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique*, thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France.
- [39] Ima M., Benjamin L., Irma J.H., Hartanto W, **2007**, *Performance Of Modal Pushover Analysis On A First Mode Dominant Moment Resisting Frame*, Université de Pelita Harapan, INDONESIA - September 26-27th, 2007.
- [40] Jacques Deverchere, **2007**, *les séismes*, Cours Licence S1: Risque naturels 2007.
- [41] John Wallace, **2008**, *Slender Wall Behavior & Modeling*, University of California, Los Angeles.
- [42] K. Galal and H. El-Sokkary, **2008**, *Advancement In Modeling Of RC Shear Walls*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.

Références bibliographiques

- [43] Kadid Abdelkrim, **2004**, *Analyse Sismique Tri Dimensionnelle des Structures en Béton Armé*, Rapport annuel projet de recherche CODE : J0501 / 04 / 01 / 04, Université de Batna.Algérie.
- [44] Kheir-Eddine Ramdane , Hiroto Kato , Koichi Kusunoki, **2007**,*Problèmes de la torsion dans le bâtiment*, 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [45] Kutay Orakcal, John W. Wallace, and Joel P. Conte, **2004**, *Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls Model Attributes*, ACI Structural Journal/September-October 2004, Title no. 101-S68.
- [46] Kutay Orakcal, Leonardo M. Massone and John W. Wallace, **2006**, *Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled-Shear-Flexural Responses*, Pacific Earthquake Engineering Research Center,University of California.
- [47] L. Zeghichi, A. Merzougui & B. Mezghiche, **2005**, *Lecture Dans Le Règlement Parasismique Algérien*, Courrier du Savoir – N°06, Juin 2005, pp.67-69.
- [48] Lars Abrahamczyk, Corina Schott , Jochen Schwarz **2004**, *Vulnerability Of RC Frame Structures In Turkish Earthquake Regions : Modeling And Analysis*, 13th World Conference On Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 220.
- [49] Leonardo M. Massone , Kutay Orakcal And John W. Wallace,**2004**, *Flexural And Shear Responses In Slender RC Shear Walls*,13th World Conference On Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 1067.
- [50] M. Hamizi, A. Kahil, S. Boukais, NE. Hannachi, **2011**, *Recherche de la position optimale des voiles et endommagement des structures sous charges dynamiques*, communication de 10ème congrès de mécanique Oujda 2011, Maroc.
- [51] M. Hamizi, N.E. Hannachi, A.Kahil, **2009**, *Evaluation de la performance sismique d'un bâtiment à ossature en portiques autostables en béton armé*, 9ème congrès de Mécanique-Marrakech, 2009.
- [52] M. Mekki, SM. Elachachi, M. Zoutat, **2009**, *Nouvelles Approches De Modelisation Non Linéaire Des Structures En Béton Arme*, 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran , 2009.
- [53] M.Iqbal Shuharwardy, **1999**, *Performance Based Design Modeling for Pushover Analysis Use of the Pushover Curve*,Computers and Structures, University of Berkley,California.
- [54] Manuel Alfredo López Menjivar, **2004**, *A Review Of Existing Pushover Methods For 2-D Reinforced Concrete Buildings*,PHD thesis,earthquake engineering,Université Degli Studi Di Pavia,Italie.

Références bibliographiques

- [55] Matej Fischinger And Tatjana Isaković, **2000**, *Benchmark Analysis Of A Structural Wall*, 12th world conference on earthquake engineering, Auckland, Nouvelle Zélande, Paper No. 416.
- [56] Mehdi Poursha, Faramarz Khoshnoudian, AbdoReza S. Moghadam, **2008**, *Assessment of conventional nonlinear static procedures with FEMA load distributions and modal pushover analysis for high-rise buildings*, International Journal of Civil Engineering. Vol. 6, No. 2, June 2008.
- [57] Mehmet Inel, Hayri Baytan Ozmen, **2006**, *Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings*, Elsevier journal of Engineering Structures 28 (2006) 1494–1502.
- [58] Milan Zacek, **2004**, *Conception Parasismique Niveau D'avant Projet*, Cahier Numéro 1, Collection Conception Parasismique, Milan Zacek.
- [59] Milan Zacek, **2004**, *Vulnérabilité Et Renforcement*, Cahier Numéro 2, Collection Conception Parasismique. Milan Zacek.
- [60] Mohamed Nour El-Din Abd-Alla, **2007**, *Application Of Recent Techniques Of Pushover For Evaluating Seismic Performance Of Multistory Buildings*, Master Of Science In Structural Engineering, Cairo University.
- [61] Naveen Kwatra, **2010**, *Performance Based Seismic Design Of Buildings*, Master Of Engineering In Civil Engineering , Thapar University Patiala, India.
- [62] ONS, *Site internet Office national des statistiques.(www.ons.dz)* .Algérie
- [63] Ourabah A, Hamouche S, Seghir A Et Tahakourt A, **2010**, *Analyse Push over D'une Structure Auto Stable (R+8) Push over Analysis Of Multi story Structures*, Symposium International Sur La Construction En Zone Sismique Université Hassiba Benbouali De Chlef (Algérie), 26 - 27 Octobre 2010.
- [64] Paolo Martinelli, **2007**, *Shaking Table Tests On RC Shear Walls:Significance Of Numerical Modeling*, Phd Thesis, Politecnico Di Milano, Italie.
- [65] Patricia Balandier, *le séisme et les constructions en béton armé et en maçonnerie*, Document d'information à l'usage du constructeur - VOLUME 3.
- [66] Pierre Bruchez, Lionel Bussard, Stefano Campana, Guillaume Thorens, **2007**, *Modélisation parasismique*, Projet de semestre, école polytechnique de Lausanne.
- [67] Pierre Mouroux, Caterina Negulescu, **2007**, *Comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l'ATC 40 (en amortissement) et de l'Eurocode 8 (en ductilité)*, 7ème Colloque National AFPS 2007 - Ecole Centrale Paris.

Références bibliographiques

- [68] Rahul Rana, Limin Jin And Atila Zekioglu, **2004**, *Pushover Analysis Of A 19 Story Concrete Shear Wall Building*, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004 ,Paper No. 133
- [69] Règles Parasismiques Algériennes, *Rpa 99 / Version 2003*, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique. Algérie.
- [70] SAP2000, **1998**, *Detailed Tutorial Including Pushover Analysis*, Computers and Structures, Berkeley, California.
- [71] Sermin Oğuz, **2005**, *Evaluation Of Pushover Analysis Procedures For Frame Structures* , Phd Thesis, Natural And Applied Sciences Of The Middle East Technical University, Turkey.
- [72] Thomas Paulay, **1999**, *A simple seismic design strategy based on displacement and ductility compatibility*, Earthquake engineering and engineering seismology, volume 1, number 1, september 1999, pp 51-67.
- [73] Ting-Fu Wang, Feng-Yu Wang, Chih-Wen Chen, **2006**, *Seismic Enhancing Practice Of An Existing Chinese Palace Style Building*, 4th International Conference On Earthquake Engineering Taipei, Taiwan, October 12-13, 2006, Paper No. 095.
- [74] Tolga Akis , **2004**, *Lateral Load Analysis Of Shear Wall-Frame Structures*, PHD Thesis, Natural And Applied Sciences Of The Middle East Technical University, Turkey.
- [75] Vulcano, A, V. V. Bertero, and V. Colotti ,**1988**. *Analytical Modeling of RC Structural Walls, Proceedings*, 9th World Conference on Earthquake Engineering 6, Tokyo-Kyoto.
- [76] Y. Menasri, M.S. Nouaouria ,M. Guenfoud, **2010**, *Evaluation De La Vulnérabilité Sismique A L'échelle D'une Structure En Béton Arme Par L'analyse Statique Non Linéaire* , Symposium International Sur La Construction En Zone Sismique, Université Hassiba Benbouali De Chlef (Algérie), 26 - 27 Octobre 2010.
- [77] Y.M. Fahjan, J. Kubin & M.T. Tan, **2010**, *Nonlinear Analysis Methods for Reinforced Concrete Buildings with Shear walls*, The 14th Europe Conference on Earthquake Engineering 2010.
- [78] Yihai Bao, Sashi K. Kunnatha, **2010**, *Simplified progressive collapse simulation of RC frame wall structures*, Elsevier journal of Engineering Structures 32 (2010) 3153 3162.
- [79] Youssef Belmouden, **2004**, *Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre*, Bulletin de l'Institut Scientifique, Rabat, section Sciences de la Terre, 2004, n°26, 1-10.



Annexes

Annexes

- **Annexe A :** Paramètres des lois de comportements non linéaires des poutres et des poteaux, définis par le règlement **FEMA 273**, [30].

Conditions			Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Component Type				
			Primary		Secondary					
					Performance Level					
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.005	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01

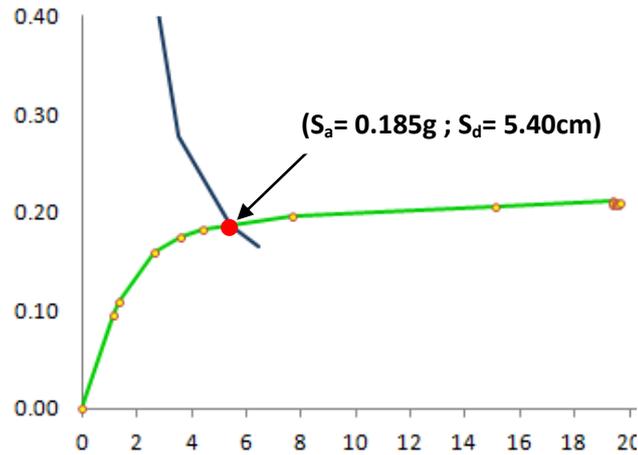
Tableau III.1 : Paramètres (a,b,c) des lois de comportement définis pour les poutres et niveaux de dommages.[30]

Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Component Type				
			Primary		Secondary					
					Performance Level					
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.015	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.015	0.025	0.2	0.005	0.01	0.015	0.01	0.025
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.0	0.005	0.015	0.010	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0	0.005	0.01	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.005	0.01	0.005	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.005	–	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.005	0.005	–	0.0	0.0	0.005	0.0	0.005
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2, or $\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$			0.0	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
Other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tableau III.2 : Paramètres (a,b,c) des lois de comportement définis pour les poteaux et niveaux de dommages.[30]

- **Annexe B** : Points de performances des variantes étudiées.
- **Variante 1:**

Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d) :



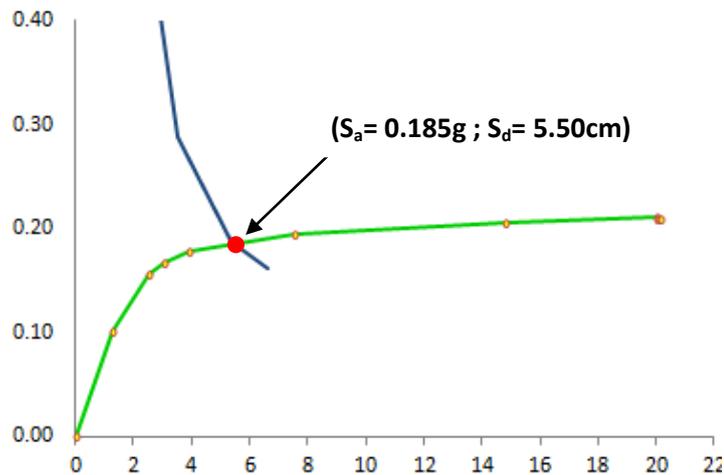
Détermination du point de performance de la structure (V_p - D_p):

$$V_p = S_a M \alpha_1 = 0.185 \times 10 \times 2730 \times 0.730 = \mathbf{3686KN.}$$

$$D_p = S_d \Gamma \phi_1 = 5.40 \times 44.07 \times 0.0317 = \mathbf{7.54cm.}$$

- **Variante 2:**

Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d) :



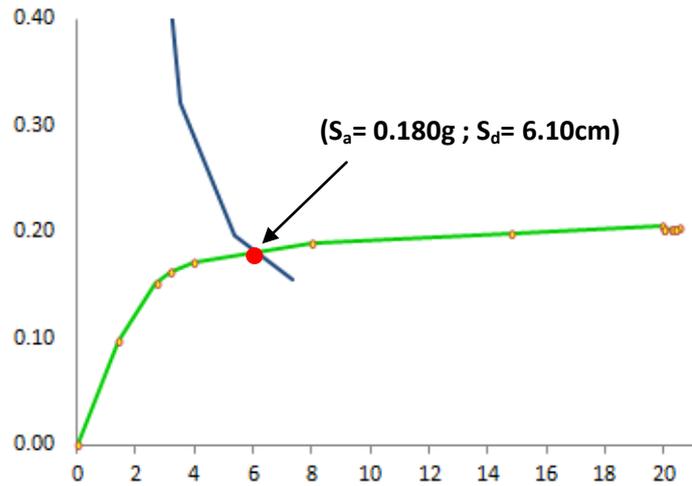
Détermination du point de performance de la structure (V_p - D_p):

$$V_p = S_a M \alpha_1 = 0.185 \times 10 \times 2730 \times 0.729 = \mathbf{3682KN.}$$

$$D_p = S_d \Gamma \phi_1 = 5.50 \times 44.07 \times 0.0317 = \mathbf{7.69cm.}$$

▪ **Variante 3:**

Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d) :



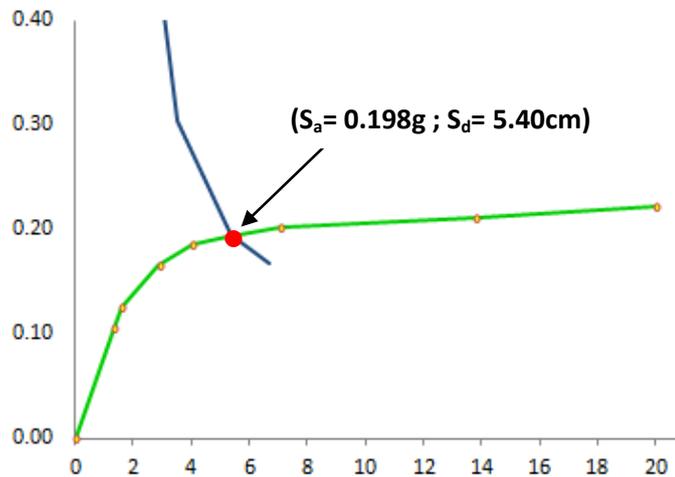
Détermination du point de performance de la structure (V_p - D_p):

$$V_p = S_a M \alpha_1 = 0.180 \times 10 \times 2730 \times 0.725 = 3562 \text{ KN.}$$

$$D_p = S_d \Gamma \phi_1 = 6.10 \times 43.98 \times 0.0319 = 8.55 \text{ cm.}$$

▪ **Variante 4:**

Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d) :



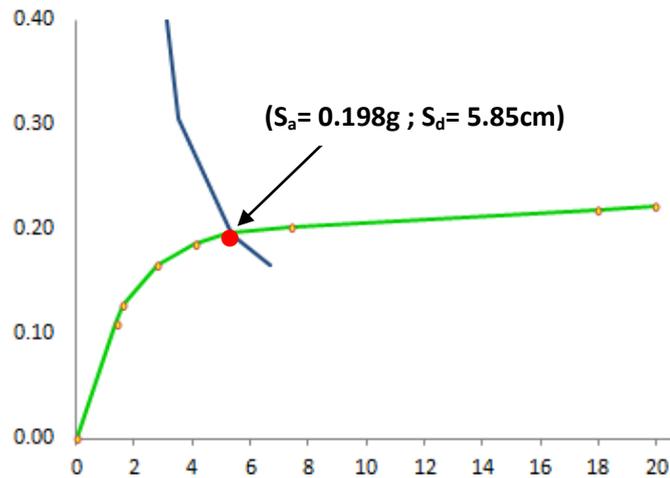
Détermination du point de performance de la structure (V_p - D_p):

$$V_p = S_a M \alpha_1 = 0.198 \times 10 \times 2730 \times 0.727 = 3930 \text{ KN.}$$

$$D_p = S_d \Gamma \phi_1 = 5.40 \times 44.07 \times 0.0318 = 7.56 \text{ cm.}$$

▪ Variante 5:

Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d) :



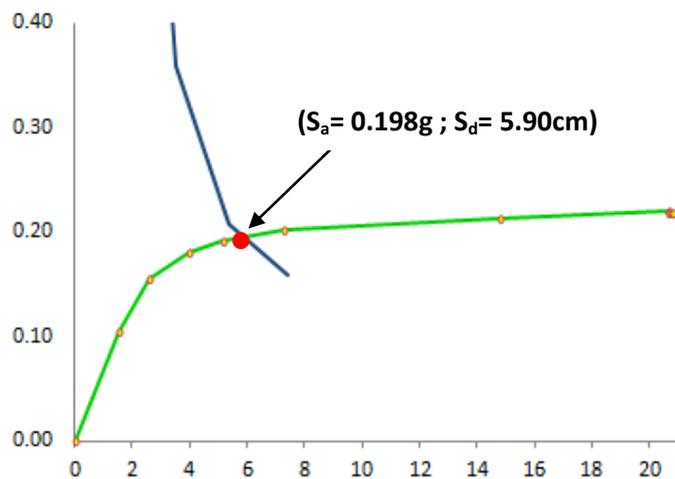
Détermination du point de performance de la structure (V_p - D_p):

$$V_p = S_a M \alpha_1 = 0.198 \times 10 \times 2730 \times 0.727 = 3930 \text{ KN.}$$

$$D_p = S_d \Gamma \phi_1 = 5.85 \times 44.07 \times 0.0318 = 7.49 \text{ cm.}$$

▪ Variante 6:

Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d) :



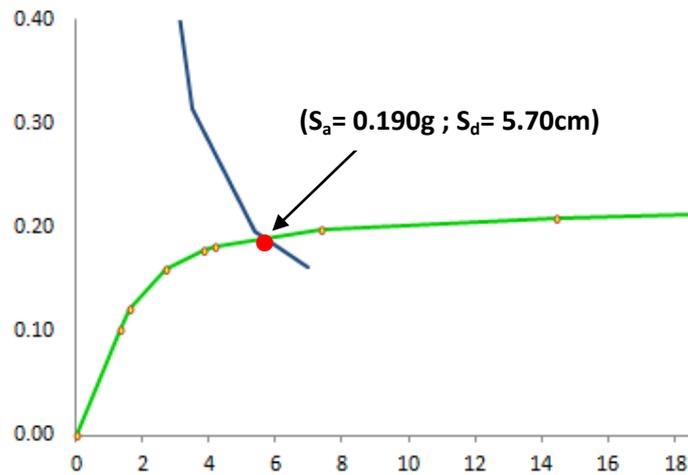
Détermination du point de performance de la structure (V_p - D_p):

$$V_p = S_a M \alpha_1 = 0.198 \times 10 \times 2730 \times 0.726 = 3924 \text{ KN.}$$

$$D_p = S_d \Gamma \phi_1 = 5.90 \times 44.00 \times 0.0316 = 8.19 \text{ cm.}$$

▪ **Variante 7:**

Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d) :

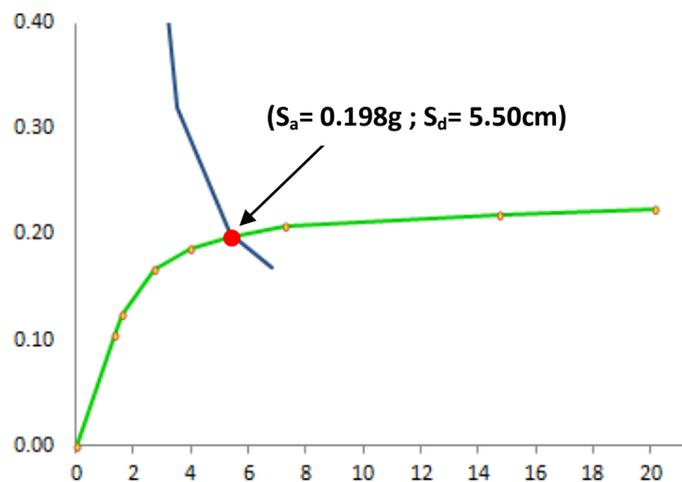


Détermination du point de performance de la structure (V_p - D_p):

$$V_p = S_a M \alpha_1 = 0.190 \times 10 \times 2730 \times 0.728 = 3776 \text{ KN.}$$

$$D_p = S_d \Gamma \phi_1 = 5.70 \times 44.11 \times 0.0317 = 7.97 \text{ cm.}$$

▪ **Variante 8:**

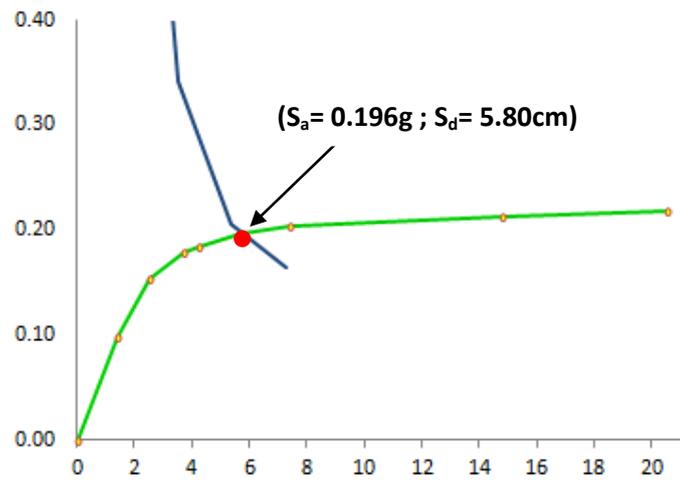


Détermination du point de performance de la structure (V_p - D_p):

$$V_p = S_a M \alpha_1 = 0.198 \times 10 \times 2730 \times 0.730 = 3945 \text{ KN.}$$

$$D_p = S_d \Gamma \phi_1 = 5.50 \times 44.12 \times 0.0316 = 7.67 \text{ cm.}$$

▪ Variante 9:



Détermination du point de performance de la structure (V_p - D_p):

$$V_p = S_a M \alpha_1 = 0.196 \times 10 \times 2730 \times 0.726 = 3884 \text{ KN.}$$

$$D_p = S_d \Gamma \phi_1 = 5.80 \times 44.07 \times 0.0318 = 8.13 \text{ cm.}$$