

List des matières

Chapitre 1 : Les voiles en béton armé sous chargement sismique

Comportement et principe de dimensionnement.

1.1. Introduction	19
1.2. Pourquoi utiliser des murs en cisaillement.....	19
1.3. Les caractéristiques essentielles influençant le comportement des murs voiles BA :	20
1.4. Mode de fonctionnement des murs voiles.....	20
1.4.1. Mode de fonctionnements des murs voiles élancés	20
1.4.1.1. Endommagements en flexion.....	20
1.4.1.2. Endommagement en flexion/cisaillement.....	20
1.4.1.3. Endommagement en cisaillement.....	20
.....	21
1.4.2. Mode de fonctionnement des murs voiles courts.....	21
1.5. Le principe de dimensionnement dans les codes de calcul :.....	21
1.6. Principe de dimensionnement des murs voile.....	23
1.6.1. Dimensionnement en capacité.....	23
1.6.2. Dimensionnement par création des rotules plastique.....	23
1.7. Les niveaux de modélisation	24
1.8. Les échelles de modélisation.....	24
1.8.1. Approche globale	24
1.8.2. Approche macroscopique.....	25
1.8.3. Approche semi-globale	25
1.8.3.1. Approche multifibre	26
1.8.3.2. Approche multicouche	26
1.8.3.2. Approche multicouche	27
2.1. Introduction	30
2.2. Le processus de fissuration dans les éléments en Béton armé	30

2.2.1. Formation des fissures.....	30
2.2.2. Ouverture des fissures	30
2.2.2.1. Cas de la fissuration accidentelle	30
2.2.2.2. Cas de la fissuration systématique :	31
2.3. Contexte règlementaire et méthodes associées	33
2.3.1. Aperçu rapide sur les approches codifiées de limitation du dommage	33
2.3.1.1. Les codes basés sur des approches en force	33
2.3.1.2. Les codes basés sur des approches en déplacement	34
2.3.1.3. FEMA 356.....	34
2.3.1.4 AIJ	34
2.3.1.5 ASCE/SEI.....	35
2.3.1.6 ATC-40.....	35
2.3.1.7 Comparaison des différents codes et commentaires	36
2.3.2. Codification des ouvertures des fissures	37
2.3.2.1. Eurocode 2.....	37
2.3.2.2. Le code ACI (American Concrete Institute)	39
2.3.2.3. CEB FIP 1990 [CEB93] :.....	40
2.3.2.4. Norme SIA 262	41
2.3.2.5. Fib model concrete (MC2010)	42
2.3.3. Les approches expérimentales pour l'estimation des ouvertures des fissures	43
2.3.3.1. Approche Chi et Kirstein.....	43
2.3.3.2. Approche Etienne Gallitre.....	43
2.3.4. La codification des efforts de cisaillement.....	44
2.3.4.1. Code BAEL	44
2.3.4.2. PS 92	45
a. Mécanisme de flexion.....	46
b. Mécanisme d'effort tranchant	47
c. Résistance limite associée	47
2.3.4.3. E.C.2.....	47

a. Résistance au cisaillement sans ferrailage réparti qui correspond à la contribution du béton :	47
b- La résistance à l'effort tranchant avec des armatures transversales réparties (non inclinées) est la suivante :	48
2.3.4.4. E.C.8.....	48
2.3.4.5. ACI 349-01.....	49
2.4.3.6. JEAG40611987	49
2.4. Conclusion.....	50
3.1. Introduction	52
3.2. Présentation du programme SAFE.....	52
3.2.1. Caractéristiques de la maquette.....	52
3.2.2. Condition aux limites	54
3.2.3. Essai de pseudo dynamique.....	55
3.4. Les modèles utilisés pour la simulation	57
3.4.1. Le modèle de Laborderie.....	57
3.4.2. Le modèle multicouche	58
3.4.3. Le modèle fichant (micro-iso).....	59
3.4.4. Loi de comportement de l'acier	59
3.3.5 Les paramètres utilisés pour la loi élasto-plastique sont :	59
3.5. Histoire de chargement.....	60
3.6. Résultats et discussions	61
3.6.1. Résultat push-over (Statique monotone)	61
3.6.1.1. Voile T10.....	61
3.6.1.2. Voile T12.....	62
3.6.2. Résultat cyclique	62
3.6.2.1. Approches multi couches	62
3.6.2.2 Approche multi fibres :	63
3.6.3 Comparaison approche macroscopique Vs. Expérimentation.....	65
3.6.3.1 Courbe effort-déplacement (statique-monotone)	65

3.6.3.2. Courbe effort déplacement (cyclique (T10)).....	65
3.5.3.3 Courbe effort déplacement (cyclique (T12)) :.....	68
3.6.3.4. Discussions des résultats globaux :	71
3.7. Résultats en termes comportement local (endommagement-fissuration)	72
3.7.1. Cas d'un chargement push-over	72
3.7.2. Cas cyclique	74
3.7.3. Discussion des résultats locaux (cartes d'endommagement)	79
3.8. Conclusion.....	80
4.1. Introduction	82
4.2. L'évolution des ouvertures de fissures OUVFISS	82
4.3. Les résultats du comportement local (Ouverture des fissures)	83
4.3.1. Cas statique	83
4.3.2. Cas cyclique	87
4.4. Comparaison des ouvertures des fissures avec la réglementation.....	91
4.5. Comparaison les ouvertures des fissures avec expérimental	93
4.5.1. Discussion	93
4.6. Comparaison effort-tranchant avec la réglementation internationale.....	94
4.6.1. Cas statique	95
4.6.2. Cas cyclique	95
4.6.3. Commentaire	96
4.7. Conclusion.....	96
Conclusion et perspective.....	97

List des illustrations

FIGURE1. 1:DOMMAGES SUBIS PAR LES VOILES (A) RUPTURE DE SECTION A LA BASE DU VOILE (SEISME DE BOUMERDES DU 21/05/2003) ; (c) ENDOMMAGEMENT AUX NIVEAUX DE NŒUD POTEAUX FORTE POUTRE FAIBLE. (B-D) : RUPTURE EN CISAILLEMENT DES VOILES (SEISME DE L'AQUILA 06/04/2009.	19
FIGURE1. 2::MODES DE RUPTURE DE VOILES ELANCES (DAVIDOVICI ET AL, 1985).....	21
FIGURE1. 3: MODES DE RUPTURE DE VOILES COURTS (DAVIDOVICI ET AL. 1985).....	22
FIGURE1. 4:: COMPORTEMENT DUCTILE D'UN VOILE ELANCE. RUPTURE DUE A LA FLEXION.	22
FIGURE1. 5: COMPORTEMENT NON DUCTILE D'UN VOILE. RUPTURE DUE A L'EFFORT TRANCHANT.....	23
FIGURE1. 6::PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT SELON LES REGLEMENTS (EC8 VS PS92)[XUAN HUY NGUYEN ,2006].	23
FIGURE1. 7: MODELISATION SMART2008 : TROIS TYPES D'APPROCHES (A) APPROCHE GLOBALE ; (B-C) APPROCHE LOCALE ; (D) APPROCHE SEMI-LOCAL (LERMITTE 2010).....	24
FIGURE1. 8:PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE L'ELEMENT POUTRE MULTIFIBRE [CEDRIC G.2006].	26
FIGURE1. 9::PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE L'ELEMENT POUTRE MULTICOUCHE. [MOHAMMED IBRAHIM 2003].	27
FIGURE2. 1:PRESENTATION DE LA DEFORMATION D'ACIER (HAUT) ET DE BETON (BAS) EN FONCTION DE LA LONGUEUR DE LA BARRE DANS LE CAS DE FISSURATION ACCIDENTELLE. [ETIENNE GALLITRE, 2008].	31
FIGURE2. 2: REPRESENTATION DES DEFORMATIONS DE L'ACIER ET DU BETON AVEC L'AXE DE LA BARRE D'ACIER EN ABSCSSE DANS LE CAS DE LA FISSURATION SYSTEMATIQUE [ETIENNE GALLITRE, 2008].	32
FIGURE2. 3: CONTRAINTE D'ACIER A LA FONCTION DE LEUR DEFORMATION MOYEN [ETIENNE GALLITRE, 2008].	32
FIGURE2. 4: ELEMENT SOLLICITE EN TRACTION.	39
FIGURE3. 1:PLAN DE FERRAILLAGE (T10).	53
FIGURE3. 2:PLAN DE FERRAILLAGE (T10).	54
FIGURE3. 3: PLAN DE FERRAILLAGE (T12).....	54
FIGURE3. 4: ILLUSTRATION DE PRINCIPE DU DISPOSITIF DE CHARGEMENT.	55
FIGURE3. 5: DIFFERENTES APPROCHES UTILISEES DANS LA MODELISATION (A)MULTIFIBRE (B) MULTICOUCHE (C) APPROCHE MACROSCOPIQUE.....	57
- FIGURE3. 6:REPOSE UNI AXIALE DU MODELE [LA BORDERIE, 1991]. [PANAGIOTIS.K, 2006].	57
FIGURE3. 7:LOI DE COMPORTEMENT DE L'ACIER ELASTO-PLASTIQUE. [D. COMBESURE, 2001].	59
FIGURE3. 8:: DEPLACEMENT –TEMPS (T10).....	60
FIGURE3. 9: : DEPLACEMENT –TEMPS (T12).....	60
FIGURE3. 12:LA REPOSE GLOBAL (EXPERIMENTAL VS NUMERIQUE (CYCLIQUE)) POUR VOILE (A) T10 ET (B) T12- MULTI COUCHES.	63
FIGURE3. 13:LA REPOSE GLOBAL (EXPERIMENTAL AVEC NUMERIQUE (CYCLIQUE)) POUR VOILE T10 (A) ET T12 (B)-MULTI FIBRES.....	64
FIGURE3. 14:COURBE DE CAPACITE MACRO AVEC SEMI-GLOBAL (MULTICOUCHE).	65
FIGURE3. 15:COMPARAISON DIFFERENT CYCLES NUMERIQUES AVEC EXPERIMENTALES SAFE (T10) PAR APPROCHE MACROSCOPIQUE.....	68
FIGURE3. 16: COMPARAISON DIFFERENT CYCLES NUMERIQUES AVEC EXPERIMENTALES SAFE (T12) PAR APPROCHE MACROSCOPIQUE.....	71
FIGURE3. 17:EVOLUTION ENDOMMAGEMENT PAR TRACTION (CISAILLEMENT) VOILE T10.	73
FIGURE3. 18: EVOLUTION ENDOMMAGEMENT PAR TRACTION VOILE T12.....	74
FIGURE3. 19:EVOLUTION D'ENDOMMAGEMENT POUR DIFFERENT CYCLE T10 ET COMPARAISON AVEC L'EXPERIMENTAL.....	77

FIGURE3. 20: EVOLUTION D'ENDOMMAGEMENT POUR DIFFERENT CYCLE T12 ET COMPARAISON AVEC L'EXPERIMENTAL..... 79

FIGURE4. 1: ILLUSTRATION SUR EVOLUTION DES OUVERTURES DES FISSURES POUR VOILE T10. 85

FIGURE4. 2: ILLUSTRATION SUR EVOLUTION DES OUVERTURES DES FISSURES POUR VOILE T12. 87

FIGURE4. 3: LA CARTE DE L'OUVERTURE DE FISSURES POUR UN DEPLACEMENT DE 0.78MM..... 87

FIGURE4. 4: LA CARTE DE L'OUVERTURE DE FISSURES POUR UN DEPLACEMENT DE 5.43MM..... 88

FIGURE4. 5: LA CARTE DE L'OUVERTURE DE FISSURES POUR UN DEPLACEMENT DE 11.57MM. 89

FIGURE4. 6: LA CARTE DE L'OUVERTURE DE FISSURES POUR UN DEPLACEMENT DE 13.50MM. 89

FIGURE4. 7: LA CARTE DE L'OUVERTURE DE FISSURES POUR UN DEPLACEMENT DE 0.25 MM. 89

FIGURE4. 8: LA CARTE DE L'OUVERTURE DE FISSURES POUR UN DEPLACEMENT DE 0.85MM..... 90

FIGURE4. 9: LA CARTE DE L'OUVERTURE DE FISSURES POUR UN DEPLACEMENT DE 2.60MM. 90

FIGURE4. 10: LA CARTE DE L'OUVERTURE DE FISSURES POUR UN DEPLACEMENT DE 7.8MM..... 91

Liste des tableaux

TABLEAU2. 1: TABLEAU INDIQUANT LES LIMITES DES DOMMAGES SELON LE CODE DE CALCUL FEMA 365.....	34
TABLEAU2. 2: INDIQUE LES LIMITES DES DOMMAGES SELON LA REGLEMENTATION JAPONAISE.	34
TABLEAU2. 3: TABLEAU DONNE LES LIMITES DRIFT ENDOMMAGEMENT.....	35
TABLEAU2. 4: DRIFT LIMITE DONNE PAR ATC -40.....	36
TABLEAU2. 5: SYNTHESE DES DRIFTS LIMITES DONNES DANS LES CODES.	36
TABLEAU2. 6:DIAMETRE MAXIMAL Φ_s DES BARRES POUR LA MAITRISE DE LA FISSURATION [S.MULTON-2012].	38
TABLEAU2. 7: DIAMETRE MAXIMAL Φ_s DES BARRES POUR LA MAITRISE DE LA FISSURATION [S.MULTON-2012].	38
TABLEAU3. 1: DESCRIPTION DE LA MAQUETTE SAFE.	53
TABLEAU3. 2:CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE ET MECANIQUE DES MAQUETTES SAFE.	56
TABLEAU3. 3: TABLEAU DES PARAMETRES DU MODELE UNILATERAL UTILISES DANS LA SIMULATION. [D. COMBESCURE, 2001].....	58
TABLEAU3. 4:LES PARAMETRES DE MODELE MULTICOUCHE.....	58
TABLEAU3. 5: LES PARAMETRES DE FICHANT UTILISE DANS LA MODELISATION.....	59
TABLEAU3. 6:TABLEAU DES PARAMETRES DU MODELE ELASTO-PLASTIQUE UTILISES DANS LA SIMULATION.	59
TABLEAU4. 1: IDENTIFICATION PARAMETRE DE MODELE (OUVFISS) UTILISEE DANS LA SIMULATION.	83
TABLEAU4. 2: COMPARAISON ENTRE DIFFERENT REGLEMENTATIONS AVEC LES APPROCHES DE MODELISATION.	93
TABLEAU4. 3: COMPARAISON LES OUVERTURES DES FISSURES (MC2010, MACRO, MULTICOUCHE ET EXPERIMENTALE) POUR T10 ET T12.....	93
TABLEAU4. 4: COMPARAISON LES EFFORTS DE CISAILLEMENT STATIQUE POUR DIFFERENT CODE DE CALCUL.	95
TABLEAU4. 5:COMPARAISON LES EFFORTS DE CISAILLEMENT DYNAMIQUE POUR DIFFERENT CODE DE CALCUL.	96

Notations et symboles utilisés

W : ouverture de fissure.

l_s : Longueur de glissement.

ε_s : Déformation de l'acier suivant l'axe de la barre.

ε_c : Déformation du béton.

ε_{sr1} : Déformation de l'acier au point de non glissement sous l'action des forces provoquant la fissuration du béton.

ε_{sr2} : Déformation de l'acier au droit de la fissure.

ε_{sm} : Déformation moyenne des aciers sur la longueur de glissement.

ε_{cm} : Déformation moyenne du béton sur la longueur de glissement.

ε_{c1} : Déformation du béton au point de glissement nul.

ε_{s1} : Déformation de l'acier dans l'hypothèse d'absence de fissuration.

ε_{s2} : Déformation de l'acier au droit de la fissure.

$\Delta\varepsilon_{sr}$: variation de déformation entre le point de non glissement et la section fissurée.

σ_{s2} : Représente la contrainte de l'acier au droit de la fissure.

σ_{sr} : Représente la contrainte de l'acier juste avant la fissuration.

$S_{r,max}$: Espacement maximal des fissures.

ε_{sm} : Allongement moyen des armatures, sous la combinaison d'actions considérée, tenant compte de la contribution du béton tendu.

ε_{cm} : Allongement moyen du béton entre les fissures.

β_{tm} : Facteur permettant de passer de la déformation maximale de l'acier à la déformation moyenne.

σ_s : Contrainte de l'acier dépende de l'espacement maximal ou de diamètre maximale Φ_s des barres.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier au droit de la fissure.

σ_{sr} : Contrainte de l'acier à l'instant où la fissure est provoquée.

$\rho_{p,eff}$: Ratio d'armature calculée par rapport à une section dite «Effective» du béton.

$A_{c,eff}$: est l'aire de béton entourant l'armature tendue sur une hauteur ($h_{c,eff}$).

Φ_s : Diamètre des barres.

c : Enrobage des armatures longitudinales.

f_s : Contrainte dans les aciers.

f_y : Limite élastique des aciers.

E_s : Module élasticité d'acier.

σ_s : Contrainte d'acier au voisinage de la fissuration.

f_{ct} : définit comme le produit entre taux armatures et la contrainte au voisinage de fissure.

N_{xy}, N_{xx}, N_{yy} : Les contraintes principales en MPA.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

σ_{cm} : Contrainte moyenne de compression.

σ_n : Contrainte normal.

f_{ck} : Résistance du béton en compression à 28 jours.

f_{cd} : Résistance de dimensionnement du béton en compression en MPA.

V_{Rdi} : Résistance au glissement en MPA.

$\frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}}$: Rapport entre la contrainte caractéristique de béton et la contrainte de cisaillement.

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

Introduction générale

La simulation du comportement linéaire et non-linéaire des structures en béton armé soumises à des chargements sismiques est un problème d'actualité. Des séismes plus ou moins puissants (Kobe (Japon), Izmit (Turquie) ou Athènes (Grèce), ...) ont montré que même les constructions conformes aux codes parasismiques de dernière génération ne sont pas à l'abri des catastrophes naturelles.

Les voiles sont des structures verticales à deux dimensions. Ils présentent généralement une grande résistance et rigidité vis-à-vis des forces horizontales dans leurs plans. Ils sont très présents dans les constructions. Ils jouent un rôle très important pour la sécurité sous chargement sismique.

La dégradation que peuvent subir des murs voiles en béton armé est toujours susceptible d'apparaître. Plusieurs études de recherche ont été réalisées pour évaluer l'endommagement du béton en termes d'ouverture de fissures. A l'heure actuelle, les codes de conception et de dimensionnement proposent des formules empiriques, pour que l'ingénieur puisse obtenir des informations sur les mécanismes de rupture des éléments et l'évolution des ouvertures des fissures.

Les murs voiles soumis à un chargement sismique dans leurs plans. L'estimation des ouvertures de fissures causées par le chargement de cisaillement induit par le séisme n'est pas une tâche facile comparée aux cas de traction ou de compression simple. Les règlements parasismiques ont généralement tendance à surestimer les ouvertures des fissures en utilisant des coefficients de sécurité amplifiés et aussi, en négligeant quelques paramètres tels que les effets d'échelle et les effets de vitesse. C'est la raison pour laquelle une coordination internationale est donc nécessaire pour la compréhension et la prédiction du comportement sismique des murs voiles en béton armé, cette dernière a pour objectif d'améliorer les codes de calcul, et pour vérifier si les règles de conception estiment bien les paramètres locaux.

Les codes de conception cherchent à limiter la participation des ouvertures des fissures uniquement par les contraintes des aciers en excluant les contraintes de béton, ce qui est vrai uniquement dans le cas des sollicitations normales d'une poutre soumise à la flexion. Or dans les murs voiles ; les sollicitations engendrées par le séisme sont très complexes.

Plusieurs travaux expérimentaux et numériques traitent le comportement des voiles sous différentes sollicitations ont été réalisées. Parmi ces programmes ; le programme CASSBA (Conception et Analyse Sismique des Structures en Béton Armé), CAMUS c'est la continuité du programme CASSBA (conception et analyse des murs sous séisme), dans ce dernier, on a testé des voiles élancés faiblement armé sur une table vibrante dans le laboratoire LNEC (laboratoire national for civil engineerings) a Lisbonne, le but de ce programme est de démontrer la légitimité de la conception eurocode8 et PS92 et aussi la prédiction du comportement sismique des structures en béton armé. Le programme SAFE (Structure Armé Faiblement Elancé) a été élaboré en 2000 en collaboration entre deux sociétés EDF et COGEMA dans le laboratoire ELSA,JRC, ISPRA par des essais pseudo dynamique, l'objectif de ce programme est de voir le comportement des structures courtes fortement armées qui sont utilisées dans le dimensionnement des ouvrages nucléaires.

L'objectif de notre étude est de confronter la modélisation numérique à l'expérimentation et aux règlements internationaux traitant le dimensionnement des murs voiles sous chargement sismique. Des informations globales (Courbe de capacité) et d'autres, locales (Ouverture de

fissures) sont évaluées numériquement et comparées à l'expérimentation et aux codes de conception.

Le présent travail comporte quatre parties :

Le premier chapitre est dédié à une étude bibliographique sur le comportement des murs voile sous sollicitation sismique et à la présentation des différentes échelles de modélisation. Le deuxième chapitre expose quelques codes de conception et leurs méthodes de calcul des efforts de cisaillement et l'évaluation des ouvertures des fissures.

Le troisième chapitre traite une modélisation de la maquette SAFE (Structure Armée Faiblement Elancé) par différente approche avec le logiciel CAST3M, ces simulations ont pour but d'étudier la capacité et les performances des modèles élasto-plastique en dommageable à reproduire le comportement structurel des murs voiles en béton armé.

Le quatrième chapitre est consacré à l'évaluation des ouvertures des fissures par la procédure OUVFISS dans la partie post traitement et d'évaluer les efforts de cisaillement, on comparant avec la réglementation internationale. Finalement, des conclusions et des perspectives de ces travaux sont présentées.

Chapitre 01

**Les voiles en béton armé sous chargement sismique :
Comportement et principe de dimensionnement.**

1.1. Introduction

L'utilisation des voiles en béton armé comme des éléments porteurs pour les constructions parasismiques devient de plus en plus fréquente. La raison est que les murs de contreventement, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et sont particularité de prendre les efforts horizontal, ont une grande capacité de dissipation énergie lors d'un événement sismique.

Les structures des murs en cisaillement (voile) ont été pratiquées depuis 1960 pour les immeubles moyens et grands hauteur et pour les ouvrages spéciaux (les ouvrages nucléaires) dans de nombreux pays qui sont exposés au risque sismique.

Pour rendre les voiles comme des éléments de résistances et comme des éléments de dissipation d'énergie dans les risques majeurs (séisme), il est primordial de connaître leur comportement linéaire et non linéaire en termes d'endommagement et d'ouverture des fissures sous différentes excitations (solicitations).

La figure 1.1 illustre quelque photo de modes de rupture des voiles en béton armé sous sollicitation sismique.



Figure1. 1: Dommages subis par les voiles (a) Rupture de section à la base du voile (Séisme de Boumerdes du 21/05/2003) ; (c) endommagement aux niveaux de nœud poteaux forte poutre faible. (b-d) : Rupture en cisaillement des voiles (Séisme de L'Aquila 06/04/2009).

1.2. Pourquoi utiliser des murs en cisaillement

Il y a plusieurs raisons d'utiliser les murs voiles comme des éléments résistants aux efforts sismiques. Parmi ces raisons :

- Rendre la structure plus rigide.
- Diminuer les phénomènes d'instabilité.
- Rendre le comportement de la structure plus fiable par rapport aux structures auto Stable.
- L'utilisation des voiles réduit l'influence des éléments non porteurs sur le comportement de la structure, influence que nous ne maîtrisons pas aujourd'hui.

- Un voile fissuré garde une partie de sa résistance, ce qui n'est pas général le cas d'un poteau.
- Réduire les déplacements horizontaux lors des séismes qui abaissent la conséquence psychologique sur les habitants de haut bâtiment, et aussi réduire le coût de réparation des dommages des éléments non porteurs.

1.3. Les caractéristiques essentielles influençant le comportement des murs voiles BA :

- Élançement qui peut être défini comme le rapport entre la hauteur et largeur du voile (H/L).
- Les caractéristiques géométriques des éléments.
- Le pourcentage et la disposition des armatures (ex armatures horizontales empêchent l'ouverture des fissures).
- Intensité de l'effort normal et de l'effort de cisaillement induit par le séisme.
- Type de chargement : statique ou cyclique, monotone.

1.4. Mode de fonctionnement des murs voiles

Les règlements parasismiques dans le monde classifient les voiles selon leur élançement on distingue 2 types des voiles :

Les voiles élancés : qui ont un élançement de l'ordre supérieur de 1,5.

Les voiles courts : qui ont un élançement de l'ordre inférieur de 1,5.

Pour les deux types, les voiles ont un comportement différent et un mode de rupture Différent vis-à-vis des sollicitations.

1.4.1. Mode de fonctionnements des murs voiles élancés

Les modes de ruine des voiles élancés sont représentés sur la figure 1.2. Chaque mode de rupture et discuté brièvement dans la partie suivant :

1.4.1.1. Endommagements en flexion

a. Mode F1 : rupture par plastification des armatures verticales tendue et endommagement de béton par compression. C'est le mécanisme le plus fiable qui correspond à la formation des rotules plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. Ce mode de ruine apparait dans les voiles plus élancés soumis à des efforts de cisaillement modérés et un effort de compression faible.

b. Mode F2 : rupture par écrasement du béton, ce mode de ruine est rencontré pour les voiles assez fortement armé, sollicité par des efforts normaux plus importants.

c. Mode F3 : la ruine s'effectue par la rupture fragile des armatures verticales tendues c'est un mode qui est rencontré dans les voiles faiblement armés aux extrémités. Pour améliorer la notion de ductilité, il faut concentrer les armatures dans l'extrémité.

1.4.1.2. Endommagement en flexion/cisaillement

Mode F/T : ce mode de ruine consiste à la plastification des armatures verticales de flexion et armatures transversales, c'est ce qui se produit pour les voiles qui sont sollicités par des efforts de flexion plus au moins importants ou avec insuffisance des armatures horizontales.

1.4.1.3. Endommagement en cisaillement

Mode T : la rupture se fait par écrasement de béton de l'âme, ce mode de rupture est rencontré dans le cas des efforts de cisaillement plus important.

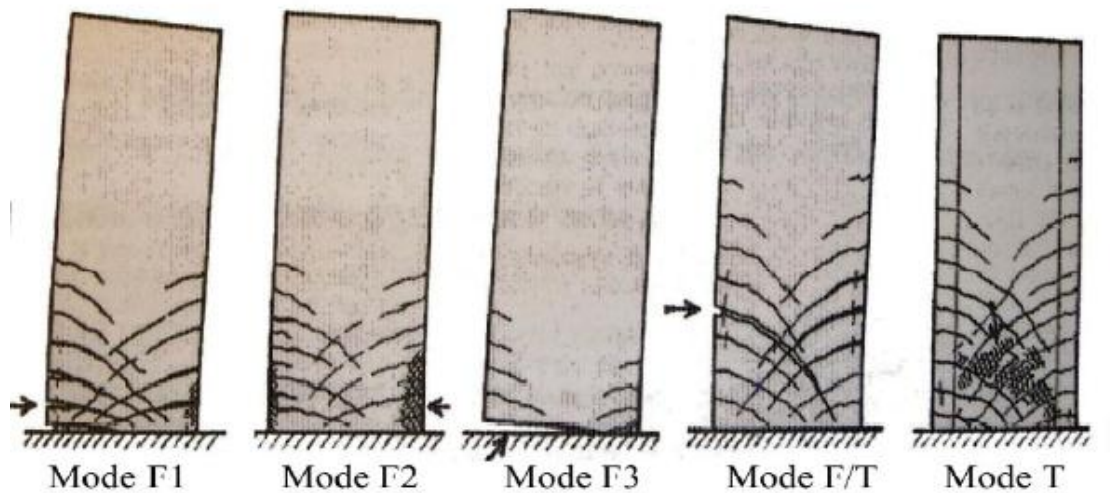


Figure1. 2::Modes de rupture de voiles élancés (Davidovici et al, 1985).

1.4.2. Mode de fonctionnement des murs voiles courts

Dans les voiles courts, on distingue 3 modes de ruine :

Mode T1 : Endommagement par glissement (Sliding shear) : La rupture par glissement à l'encastrement est obtenue par plastification progressive des armatures verticales. Ce type de ruine engendre une perte importante sur la rigidité et de la dissipation énergie.

Mode T2 : Endommagement par plastification des aciers horizontaux ou verticaux (tension-failure) : Rupture par effort tranchant et rupture des armatures le long de fissure diagonale c'est un cas aussi fréquemment rencontré.

Mode T3 : Endommagement par ruine par compression du béton de la diagonale (compression-failure) : Rupture par écrasement du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

1.5. Le principe de dimensionnement dans les codes de calcul :

La plupart des codes de construction parasismique dans le monde essaient de dimensionner des bâtiments résistant aux séismes de façon à ce que l'énergie sismique doive être absorbée et dissipée par des déformations post-élastique (plastique, endommagement, ...).

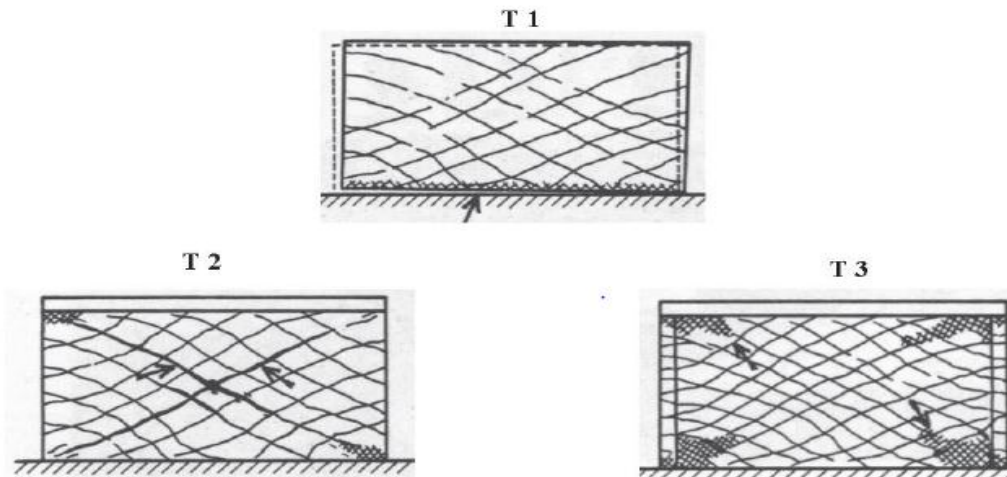


Figure1. 3: Modes de rupture de voiles courts (Davidovici et al. 1985).

Le calcul d'un voile court en flexion ne peut plus être basé sur l'hypothèse de la planéité des sections. Si l'on veut assimiler son comportement à celui d'une poutre, il faut enrichir la cinématique de la poutre en la dotant d'une distribution non-linéaire des déformations. Dans la plupart des cas le calcul est effectué en utilisant des éléments plaques (Panagiotis Kotronis, 2006).

Les codes réglementaires parasismiques préconisent des coefficients du comportement q inférieurs pour des structures à voiles par rapport aux structures à portiques, malgré l'influence bénéfique des voiles sur leur comportement. La raison en est la volonté d'éviter des ruptures fragiles. Alors que les voiles pour lesquels la flexion est prépondérante présentent en général une grande capacité de dissipation d'énergie (Figure 1.4), les voiles cisailés ne sont pas suffisamment ductiles et les courbes efforts tranchant/cisaillement sont pincées (Figure 1.5). Pour ces voiles, il n'y a pas de mode fondamentalement ductile, à moins de dispositions d'armatures tout à fait spécifiques.

Aujourd'hui nous savons pourtant comment dimensionner une structure pour éloigner la possibilité d'une rupture par effort tranchant. La tendance actuelle est donc pour une augmentation des coefficients de comportement dans les codes réglementaires.

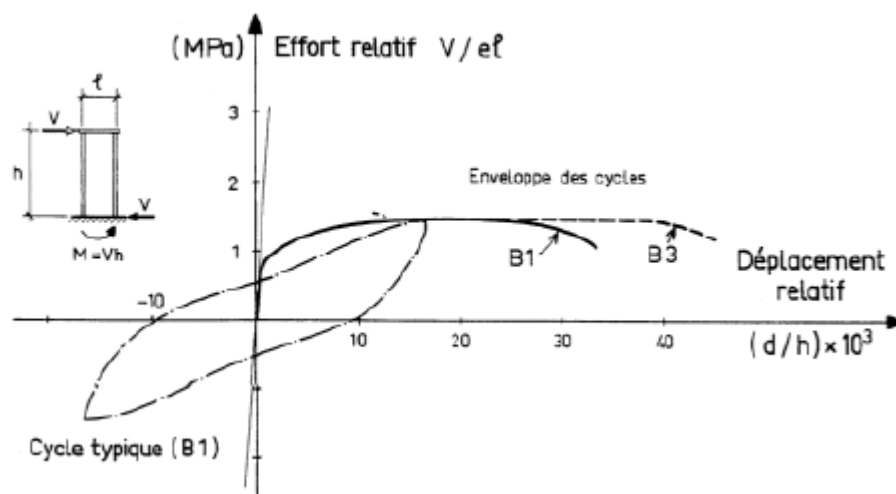


Figure1. 4:: Comportement ductile d'un voile élancé. Rupture due à la flexion.

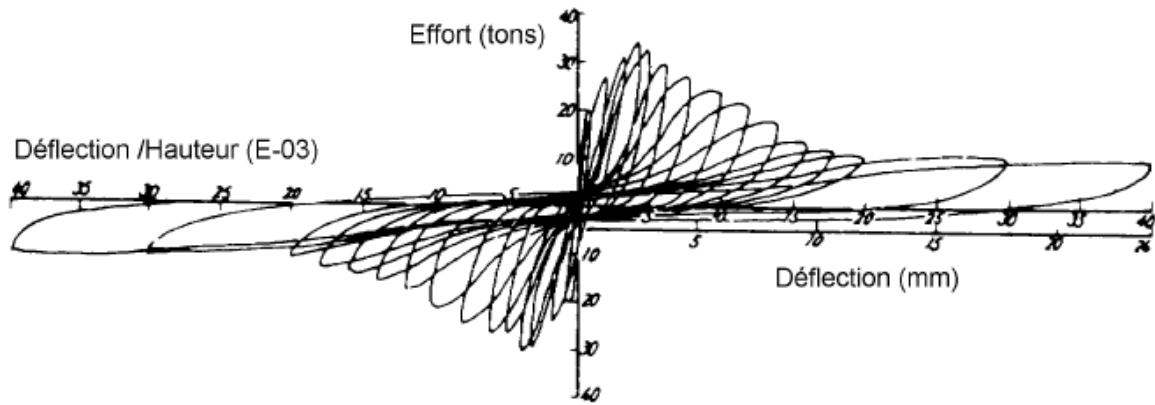


Figure1. 5: Comportement non ductile d'un voile. Rupture due à l'effort tranchant.

1.6. Principe de dimensionnement des murs voile

Dans tous les règlements parasismiques, deux principes de dimensionnement sont retenus :

1.6.1. Dimensionnement en capacité

Ce principe, utilisé dans l'eurocode 8, qui prévoit la formation d'un mode de rupture par création des rotules plastique à la partie inférieure du voile qui est supposée encastree, une grande capacité de ductilité qui s'organise dans cette région, pour assurer la dissipation d'énergie il faut éviter la rupture fragile par effort tranchant en assurant de la plastification de la zone critique et augmenter la ductilité par présence des cadres disposés autour des armatures verticales.

1.6.2. Dimensionnement par création des rotules plastique

Il existe d'autre conception de dimensionnement sismique par exemple des réglementations française PS92. Le fonctionnement de voile doit assurer la dissipation d'énergie par endommagement de béton (ouverture des fissures) et plastification des aciers en transformation d'énergie par soulèvement des masses, ces voiles devraient avoir un fonctionnement multi-fusible résultant en une ductilité répartie et une fissuration distribuée sur toute la hauteur.

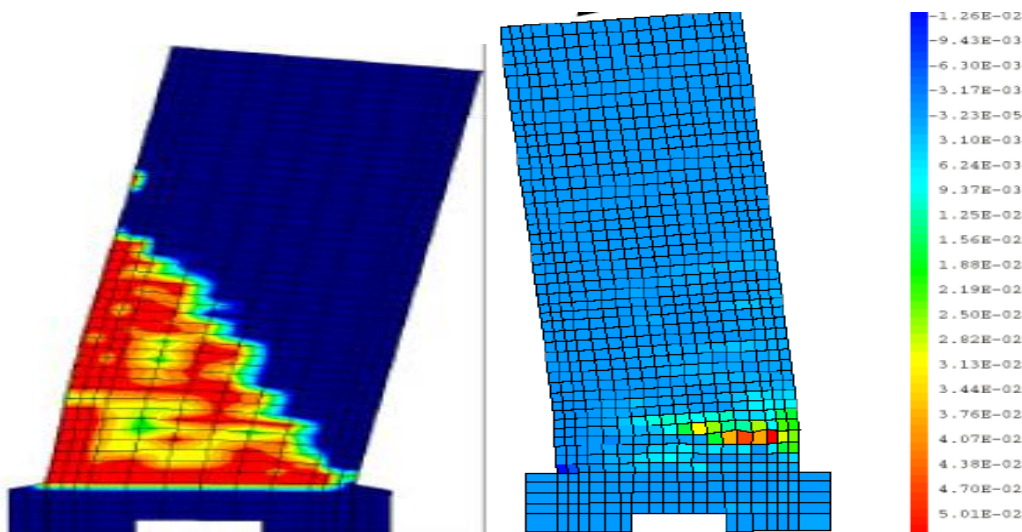


Figure1. 6::principe de dimensionnement selon les règlements (EC8 vs PS92)[Xuan Huy Nguyen ,2006].

1.7. Les niveaux de modélisation

La modélisation des structures passe d'abord par le choix d'un niveau de modélisation et d'une échelle de discrétisation. Nous pouvons distinguer quatre niveaux de modélisation [MESTAT et al 1995] :

1.7.1. Le niveau géologique : il vise à traiter une structure dans un environnement naturel par référence à des données géologiques. Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont prises en compte même si sa géométrie peut être simplifiée. Le but de ce type de modélisation est de déterminer les déformations du sol et celles de l'ouvrage. Ce niveau de modélisation est bien adapté à la simulation des ouvrages géotechniques comme les ouvrages des soutènements, les barrages-poids

1.7.2. Le niveau global : il vise à traiter une structure dans son ensemble, comme un bâtiment modélisé par des éléments poutres ou plaques et/ou coques par exemple (structure benchmark, structure Nice).

1.7.3. Le niveau semi-local : il correspond à l'étude d'un élément de structure. Pour un bâtiment, c'est le comportement des planchers soumis à des charges localisées qui peut être visé par exemple, les voiles sollicités aux cisaillements.

1.7.4. Le niveau local : il correspond à l'étude d'une partie détaillée de la structure. Pour un bâtiment, il s'agit des parties dont les dimensions sont faibles comparés aux éléments.

1.8. Les échelles de modélisation

La modélisation numérique est un outil incontournable dans le domaine de l'analyse et de l'étude des structures/ouvrages de génie civil. Elle contribue à la compréhension du comportement mécanique des matériaux utilisés dans les constructions afin de maîtriser les mécanismes entraînant leur dégradation et permettre ainsi la prédiction de leur comportement sous diverses sollicitations.

Plusieurs approches peuvent être adoptées afin de modéliser le comportement d'un élément de structure soumise à des chargements mécaniques : on peut citer trois approches : approche globale, approche semi-globale et approche macroscopique et ils existent d'autres approches de modélisation voir la figure 1.7.1

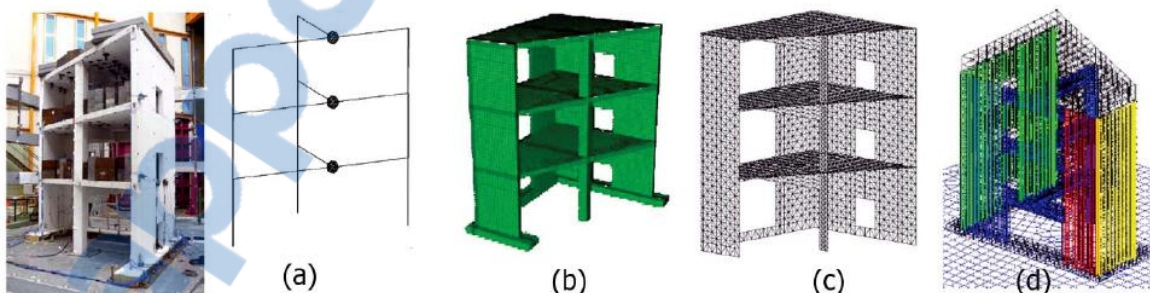


Figure1. 7: Modélisation SMART2008 : Trois types d'approches (a) Approche globale ; (b-c) Approche locale ; (d) Approche semi-local (Lermitte 2010).

1.8.1. Approche globale

Le principe de cette approche consiste à intégrer les lois de comportement global qui sont des relations entre les variables généralisées. Les déformations généralisées ($\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_x, \gamma_y, \gamma_z$) et les contraintes associées (M_x, M_y, M_z, T_y, T_z ou N_x). Ce niveau bien adapté à l'étude des structures complexe sous chargement sismique, la formulation des lois de comportement s'appuie sur la théorie classique de la plasticité avec introduction de seuil de plasticité $f(N, V, M)=0$ ou la mécanique d'endommagement par association d'une variable

interne qui présente la ruine de matériaux. Ce type de modélisation bien avancé est intégrée dans les nouveaux codes de calcul par exemple EC8.

Concernant la modélisation des éléments de structure, l'état de l'art des modèles globaux développés pour le calcul des voiles est moins avancé que celui des modèles construits pour le calcul des poutres et des poteaux. En effet, dans le cas des voiles en béton armé, les déformations inélastiques dues à l'effort tranchant peuvent avoir une influence notable sur la réponse globale. Une première approche pour prendre en compte ces effets réside dans l'enrichissement des modèles de flexion. Ainsi, la loi de flexion de Takeda a été modifiée par (Roufaiel and Meyer (1987)) afin de décrire le pincement des boucles d'hystérésis associée à la fissuration diagonale par cisaillement. [Khuong LENGUYEN, 2015]

Le comportement de matériaux ainsi que les mécanismes de formation d'ouverture et refermeture des fissures ne peuvent pas être considérés.

Parmi les avantages d'approche globale

- Elle est adaptée à la modélisation des structures minces de type coque (dalle et voile).
- elle est peu coûteuse en temps CPU et en taille mémoire.
- elle peut être combinée à l'emploi d'autres éléments de structure (coques multicouches, ...).

Les inconvénients d'approche globale

- Elle ne permet pas de représenter finement les phénomènes mécaniques et les réponses locales.
- la mise en œuvre de modèles de comportement globaux nécessite une identification des paramètres pouvant être difficile.

1.8.2. Approche macroscopique

Ce type de modélisation basé sur la théorie de thermodynamique et l'approche locale très utile pour la validation du comportement expérimental d'un élément de structure et pour confirmer les modèles globaux. Les lois de comportement des matériaux sont entièrement décrites par des variables locales (contrainte –déformation), ce type de modélisation est en général indépendant de la géométrie de la structure. Ce type de modélisation donne des informations locales sur l'état de la fissuration et de l'endommagement. L'analyse est relativement lourde, prendre un temps plus important à cause de l'élaboration de modèle théorique et implémentation dans le code de calcul par le modélisateur.

Parmi les avantages et les inconvénients d'approche locale.

- elle permet de représenter finement des géométries complexes du type nœuds d'ossatures ou zones que l'on cherche à modéliser avec précision (y compris l'ensemble du ferrailage longitudinal et transverse).
- elle permet de représenter tous les types de chargement.
- elle permet d'accéder aux grandeurs globales et locales.
- elle est plus coûteuse en temps CPU et en taille mémoire que les modélisations semi-globales et globales.

1.8.3. Approche semi-globale

Cette approche est un compromis entre les 2 approches précédentes, cette dernière permet d'utiliser le modèle local du comportement du béton et acier, dans le cadre de la cinématique simplifiée qui permet un calcul des variables statiques locales (contrainte) qui sont intégrées pour les variables statiques généralisées, et donne une idée sur les variables internes tel que l'endommagement du béton et les ouvertures des fissures.

La modélisation des poutres a donné lieu au développement d'éléments multicouches par La Borderie (1991) et Merabet (1990) pour des analyses bidimensionnelles et d'éléments multifibres par (Kotronis and Mazars 2005; Mazars et al. 2006) pour des analyses tridimensionnelles. L'avantage important de ces approches réside dans le couplage implicite

des efforts de flexion et de l'effort normal. Cette approche est la mieux adaptée pour la modélisation des systèmes de poutres et poteaux. Dans ce cadre, elle a permis d'obtenir d'excellents résultats, en statique comme en dynamique. Dans le cas des voiles relativement élancés, l'approche semi-locale (semi-globale) peut apporter des résultats intéressants, à condition que la perturbation apportée par l'effort tranchant ne soit pas très importante. Dans le cas des voiles faiblement élancés, Kotronis and Mazars (2005) ont proposé un modèle d'endommagement continu et différente stratégie numériques simplifiés pour simuler le comportement de ces murs soumis à des mouvements sismiques. Pour la modélisation 2D des murs en béton armé dont le comportement est contrôlé principalement par la flexion, un élément de poutre d'Euler est adopté. Pour les problèmes 3D, un élément de poutre de Timoshenko multifibres ayant des fonctions d'interpolation d'ordre supérieure a été développé. Enfin, pour décrire le comportement des murs à faible élancement, les auteurs proposent un modèle béton armé équivalent (ERC model). La comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux des murs testés sur une table vibrante montre les avantages, mais aussi les limites de l'approche adoptée [Khuong LENGUYEN, 2015]

1.8.3.1. Approche multifibre

L'approche multifibres s'appuie sur une cinématique du type poutre Timoshenko ou Euler-Bernoulli. Un élément de structure présente donc deux niveaux de discrétisation. Le premier niveau est réalisé à travers des éléments poutre et, le second niveau consiste à discrétiser chaque section selon un certain nombre de fibres. Ainsi, au premier niveau, il est possible de définir les déformations généralisées (effort normal, efforts tranchants, moments fléchissant), le lien entre ces deux quantités étant fait au moyen de termes de rigidité lorsque le comportement est élastique. Elle permet aussi de nous donner idée claire sur les déformations locales dans une structure en termes d'endommagement et ouverture des fissures.

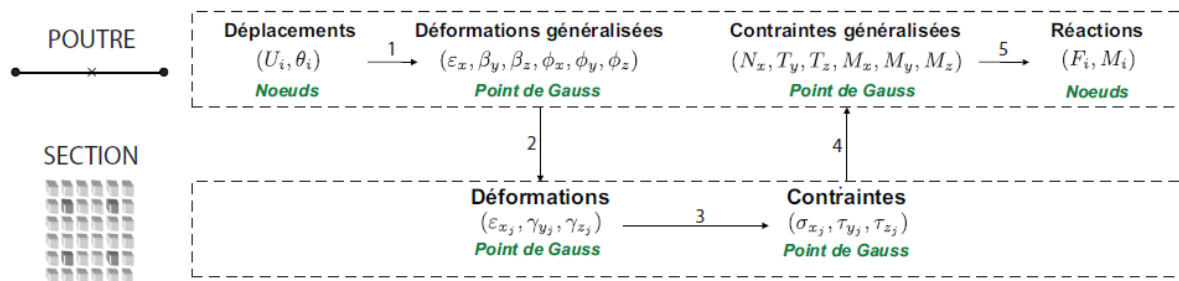


Figure1. 8:Principe de fonctionnement de l'élément poutre multifibre [Cédric G.2006].

Les avantages et inconvénients de modélisation multifibre :

- Elle est adaptée à la modélisation des éléments de type poutre.
- Moins coûteuses dans le temps exécution et la mémoire de stockage.
- Elle permet de réduire la taille de problème par rapport à un modèle en élément massif (approche globale).
- Ce type modélisation il est adaptable pour des structures simples.
- C'est un modèle robuste pour définir le comportement local de béton.

Inconvénient de cette approche ne permet pas de représenté le ferrailage transversal de la structure.

1.8.3.2. Approche multicouche

Une plaque multicouche est un ensemble des éléments finis basé sur la théorie des plaques. Ce niveau de modélisation consiste à découper par des couches de béton armé suivant la troisième dimension (épaisseur h).

Contrairement à la modélisation multifibre qui associe les lois de comportement pour chaque fibre, ce type de modélisation associe les lois de comportement local en terme (contrainte déformation) pour différents matériaux.

Dans le cadre d'une modélisation multicouche, il y a deux niveaux d'intégrations. Il y a la modélisation dite «plane» qui sera représentée par des cellules (de support géométrique plan avec trois points de Hammer sur la surface) et une modélisation suivant l'épaisseur (perpendiculaire au support géométrique, discrétisée en couches).

1.8.3.2. Approche multicouche

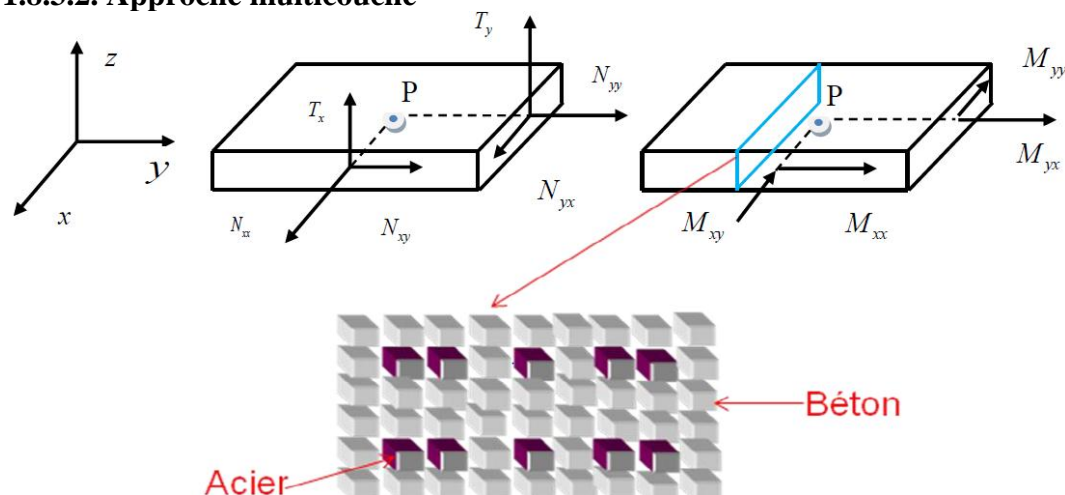


Figure1. 9::Principe de fonctionnement de l'élément poutre multicouche. [Mohammed Ibrahim 2003].

Parmi les avantages d'une modélisation multicouche :

- C'est une solution très fiable et robuste pour l'analyse non linéaire des structures pour différent chargement.
- Elle est adaptée à la modélisation des structures minces de type (voile, dalle, fondation).
- La réduction des problèmes (passage global vers un passage semi-global) en termes de modèle (passage à échelle massif vers une structure simple).
- Rapidité dans le temps d'exécution.
- Le seul inconvénient elle ne permet pas de représente le ferrailage transversal de manière fiable.

1.9. Conclusion

Le comportement des murs voiles soumis à des efforts tranchants est un problème d'actualité dans le monde entier. Pour comprendre le comportement linéaire et non linéaire des voiles soumis à des sollicitations sévères plusieurs programmes ont été élaborés pour la prédiction de comportement des voiles au chargement sismique et améliorer les codes de calcul sismique (développement des formules pour les ouvertures des fissures et effort de cisaillement statique et dynamique). Le chapitre suivant est dédié à une exposition des différents règlements traitant les ouvertures de fissures et les efforts de cisaillement dans un mur voile soumis à un chargement sismique.

Chapitre 02

Codification des ouvertures des fissures et des efforts de cisaillement selon la réglementation.

2.1. Introduction

La fissuration dans les ouvrages en béton armé est un processus très complexe que nous maîtrisons très peu d'aujourd'hui. En effet la plupart des réglementations limitent les contraintes des aciers sans tenir de la contribution de béton pour la résistance aux différentes sollicitations.

Les formules actuelles qui sont élaborées par les codes de calcul pour estimation des ouvertures des fissures sont exprimées en fonction des contraintes des aciers aux droits des fissures, la formule est bien adaptée pour des éléments qui sont soumis aux sollicitations en flexion ou effort normal tel que les poutres et les poteaux, or ceci n'est plus le cas pour les voiles soumis aux cisaillements (cisaillement statique et dynamique) ou le béton contribue dans la résistance aux efforts tranchants.

Dans ce chapitre on va présenter brièvement les différents codes qui traitent le calcul d'effort tranchant et l'évaluation des dommages en termes d'ouverture des fissures.

2.2. Le processus de fissuration dans les éléments en Béton armé

Dans une structure en béton armé, les fissures peuvent apparaître très tôt. Elles prennent tout d'abord la forme des microfissures (due à la composition de béton) qui se propagent lorsque le chargement devient important et que la limite en traction est dépassée, des macro-fissures peuvent apparaître et se développer jusqu'à la rupture de la structure.

2.2.1. Formation des fissures

Pour qu'il y ait une fissure, il faut un glissement de l'acier dans le béton sur une longueur qui s'appelle longueur de glissement l_s , ce glissement dû à la différence entre la déformation de l'acier et le béton dans une longueur, l'ensemble de ce terme est variable le long de la barre et la durée de chargement, en fonction du temps.

2.2.2. Ouverture des fissures

L'étude de la fissuration du béton a débuté par celle des tirants du fait de la simplicité apparente de ces éléments travaillant dans une seule direction. Ce sont les résultats de ces premières études qui ont donné lieu aux premières formulations codifiées dans la réglementation française sur la fissuration, c'est-à-dire celles figurant dans les règles CCBA 68. La formule proposée pour ouverture des fissures c'est la différence entre déformations acier et le béton multiplié par la longueur de glissement.

$$W = l_s * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (2.1)$$

Avec :

l_s : Longueur de glissement.

ϵ_{sm} : Déformation moyenne des aciers sur la longueur de glissement.

ϵ_{cm} : Déformation moyenne du béton sur la longueur de glissement.

Ces deux grandeurs physiquement simples sont en fait non accessibles par un calcul direct et d'autant moins qu'il faut distinguer deux cas très différents, celui de la fissuration (accidentelle) et celui de la fissuration (systématique), ces deux notions explicitées ci-dessous.

2.2.2.1. Cas de la fissuration accidentelle

Ce cas donne lieu au schéma de déformation de l'acier en fonction de son abscisse sur la barre pouvant être représenté sur la figure (2.1) :

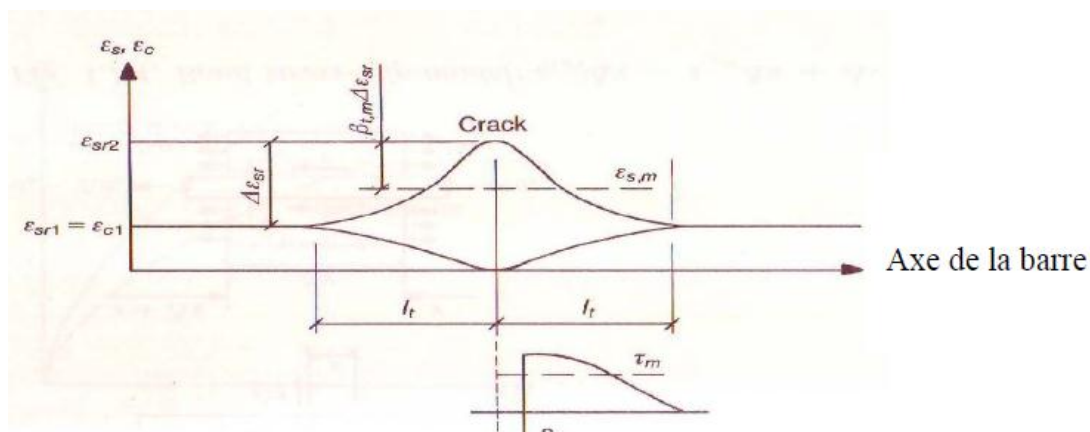


Figure2. 1:présentation de la déformation d’acier (haut) et de béton (bas) en fonction de la longueur de la barre dans le cas de fissuration accidentelle. [Etienne Gallitre, 2008].

La fissuration accidentelle présente une particularité par rapport à la fissuration systématique, un point de glissement nul c.-à-d.la déformation de béton égale à celle de l’acier.

Avec :

ϵ_{sr2} : Déformation de l’acier au droit de la fissure (grandeur accessible dans un calcul béton armé) conventionnel dans le cas des poutres ou des tirants.

ϵ_{c1} : Déformation du béton au point de glissement nul : grandeur accessible avec certaines précautions (avant fissuration systématique), puisque dans ce cas il s’agit de la déformation du béton armé considéré en dehors de la zone fissurée.

ϵ_{sr1} : Déformation de l’acier au point de glissement nul.

ϵ_{c1} : Déformation du béton au point de glissement nul.

$\Delta \epsilon_{sr}$: Différentiel maximal de déformation de l’acier le long de la barre (différence de deux grandeurs accessibles).

La grandeur $[\beta_{t,m} , \Delta \epsilon_{sr}]$, permettant de passer de la déformation maximale à la déformation moyenne est accessible par l’intermédiaire de ce coefficient β_{tm} égal à un facteur d’intégration de la déformation de l’acier le long de la barre. Ce coefficient est voisin de 0,5, valant 0,6 compte tenu du caractère convexe de la courbe représentant ϵ_s le long de la barre

Dans le cas des poutres ou des tirants, où on a accès à ϵ_{s2} , puisque l’on considère que tout l’effort de traction passe par les seuls aciers, on a

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s2} - \beta_{t,m} (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) \quad (2.2)$$

2.2.2.2. Cas de la fissuration systématique :

Lorsque la fissuration est systématique, on obtient le schéma donné par la (figure 2.2) :

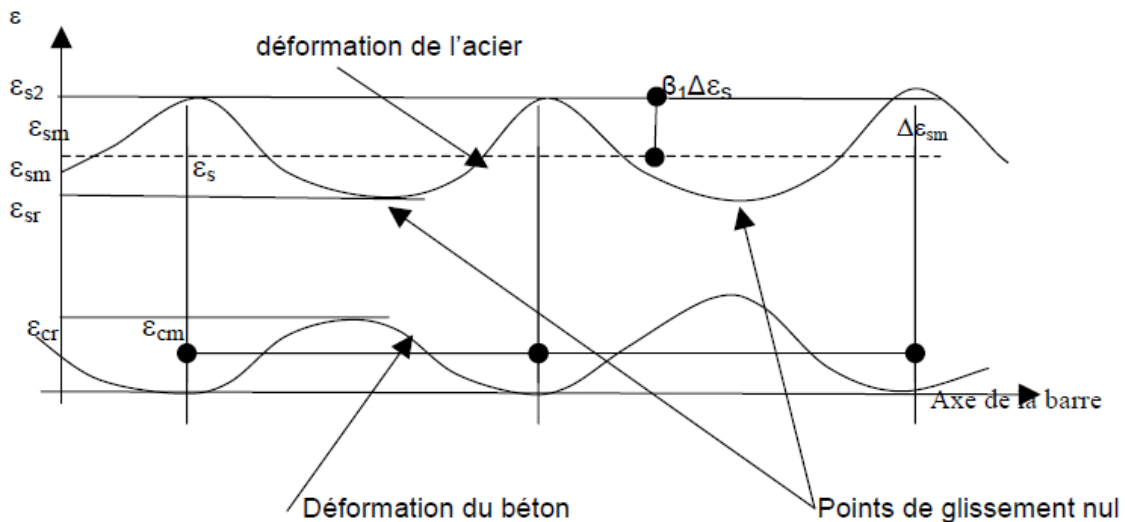


Figure2. 2: Représentation des déformations de l'acier et du béton avec l'axe de la barre d'acier en abscisse dans le cas de la fissuration systématique [Etienne Gallitre, 2008].

Toutes les fissures sont apparues et les déformations de la structure se traduisent essentiellement par une augmentation de la déformation des aciers et de l'ouverture des fissures ; la déformation du béton entre les fissures est quant à elle plafonnée par sa capacité de déformation (les pics de déformation du béton ne sont pas identiques).

Lorsque les déformations vont encore augmenter, l'allongement des aciers croit jusqu'à leur limite élastique et au-delà : la raideur correspondante va se rapprocher de la raideur des aciers seuls. Mais ces déformations « moyennes » des aciers comportent une ordonnée à l'origine non nulle correspondant aux restrictions de déformations dans les zones de glissement nul. Il est d'usage de représenter l'ensemble de ces phénomènes sur le diagramme de la figure (2.3) visualisant la déformation moyenne des aciers qui constitue la donnée de base pour estimer l'ouverture de fissure.

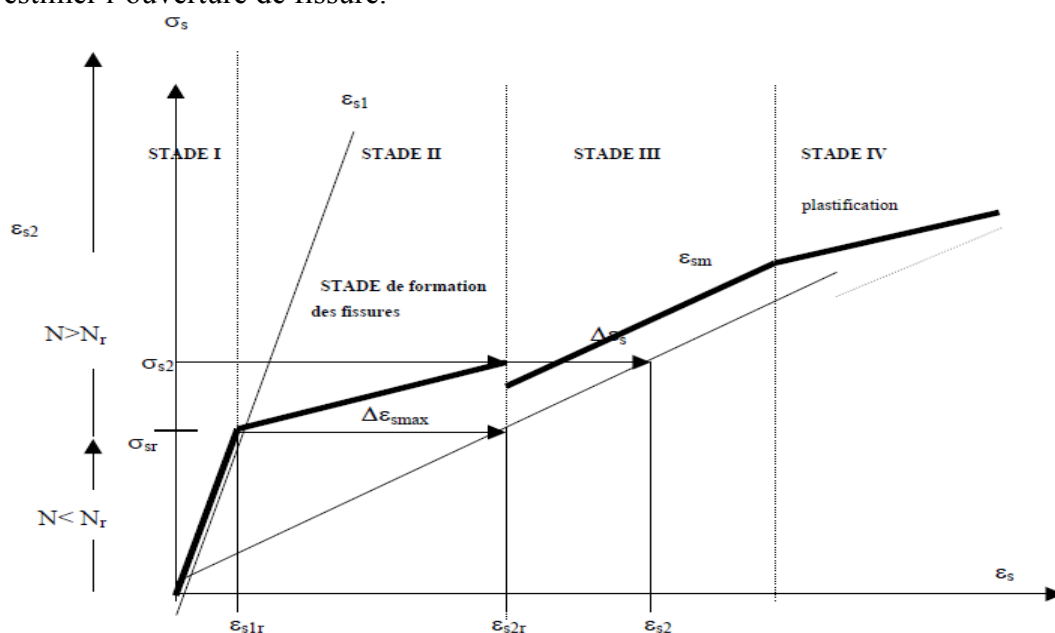


Figure2. 3: contrainte d'acier à la fonction de leur déformation moyen [Etienne Gallitre, 2008].

Avec :

σ_{s2} : représente la contrainte de l'acier au droit de la fissure.

σ_{sr} : représente la contrainte de l'acier juste avant la fissuration.

Ce phénomène est appelé “stiffening effect“ : au fur et à mesure que les déformations augmentent, l'effet relatif du béton autour des aciers diminue, car le glissement augmente et l'effet restrictif du béton diminue.

Le stade initial I correspond à l'absence de fissures. Le stade II intermédiaire correspond à la phase d'apparition de la première fissure jusqu'au début de la fissuration systématique. Les fissures apparaissent les unes après les autres, avec des longueurs de glissement dont l'extrémité à glissement nulle (entre les fissures) connaît des points où la déformation de l'acier est égale à celle du béton. Le stade III correspond à la fissuration systématique avant plastification des aciers (domaine de fonctionnement qui va nous intéresser). La totalité des fissures est apparue et l'augmentation des déformations s'accompagne d'une augmentation de la taille des fissures. De plus, au point de glissement nul la déformation des aciers n'est pas nécessairement identique à celle du béton.

Le stade IV est celui de la plastification des aciers qui s'accompagne d'une diminution de la raideur.

La distinction entre ces différents stades est fondamentale pour accéder aux grandeurs qui nous occupent (principalement l_s et ϵ_{sm}), Le passage du stade I au stade II s'opère par un transfert de la totalité de l'effort sur la section d'acier seul. La possibilité de ce transfert est conditionnée par la condition (très théorique) de non-fragilité. [Etienne Gallitre, 2008].

2.3. Contexte règlementaire et méthodes associées

2.3.1. Aperçu rapide sur les approches codifiées de limitation du dommage

2.3.1.1. Les codes basés sur des approches en force

Les approches en force correspondent à la culture des ingénieurs en général, elles constituent donc la base de la plupart des codes à vocation normative. Mais en analysant la réglementation BAEL, on observe tout de même que cette dernière en introduisant la notion d'états limites a donné un critère en déformation pour l'état limite ultime (critère à 1 % d'allongement des aciers par exemple, soit 5 fois la limite élastique conventionnelle). Cette notion a bien entendu été reprise par les Eurocodes sur une même base, mais avec des critères définis à partir de la capacité ultime des matériaux eux-mêmes. Il s'agit toutefois de critères très locaux constituant en fait une sophistication de l'approche en force, compte tenu de la nature de la sollicitation prise en compte.

On reviendra un peu plus loin dans l'analyse plus détaillée de chacun des règlements sur les états limites de service qui constituent aussi une façon indirecte de limiter le dommage, qui trouve une traduction en termes d'ouverture de fissure relativement explicite dans l'EC2. [Etienne Gallitre, 2008].

2.3.1.2. Les codes basés sur des approches en déplacement

Se sont développés depuis une dizaine d'années, des codes basés sur des approches en déplacement. Ces approches ne sont pas seulement utiles pour un objectif de non-effondrement comme on pourrait le penser, certaines d'entre elles contiennent dans leurs énoncés également une relation un peu plus explicite entre le niveau de déformation atteint et le dommage attendu. Nous allons donc ci-après présenter très rapidement les critères fonctionnels en déplacement indiqués dans les différents codes.

2.3.1.3. FEMA 356

Le code American FEMA 356 identifie le degré de dommage pour les murs voile en fonction d'un coefficient qui s'appelle DRIFT (le déplacement différentiel entre les étages) le tableau (2.1) présente les degrés de dommage des structures en voile en béton armé.

Niveau de dommage	Niveau opérabilité	Niveau non-effondrement	Occupation immédiate	Dommages limités
La limite de déplacement entre les étages(%)	Non défini	$B < 2\%$	$B < 0.5\%$	$B < 1\%$

Tableau2. 1: Tableau indiquant les limites des dommages selon le code de calcul FEMA 365.

2.3.1.4 AIJ

Le code parasismique Japonais définit les classes de dommage selon les ouvertures des fissures et limitation des contraintes. Le tableau (2.2) donne des valeurs pour différentes classes qui sont définies selon la réglementation japonaise :

Exigence	Terme anglais donné pour traduire l'exigence	Dommage (except cracking description)	Cracking description	Strain criteria (%)
Non-effondrement	« Safety »	«no decay in lateral and axial capacity »	No limited	1-2
Dommages limités	« Restorability »	« no crush of core »	$W < 2\text{ mm}$	0.8-1
Dommages très limités	« Resparability »	« no crush of cover »	$W < 1\text{ mm}$	0.4-0.6
Réversible	« Serviceability »	« no yielding »	$W < 0.2\text{ mm}$	0.12-0.33

Tableau2. 2: indique les limites des dommages selon la réglementation japonaise.

Par ailleurs, les documents japonais analysés étaient également accompagnés d’une étude très documentée constituant les « backgrounds documents » de ce code, lesquels comprenaient des essais d’éléments de murs à l’échelle 1 et des études non linéaires associées c.-à-d. simulation d’une structure réelle. [Etienne Gallitre, 2008].

2.3.1.5 ASCE/SEI

Le document (ASCE/SEI 43-05) donne les déformations admissibles en fonction de ces états limites : (voir tableau 2.3) :

Limite dommage	Définition des limites	déplacement entre les étages (%)
A	déformations permanentes importantes, proches de l’effondrement.	0.75
B	déformations permanentes modérées.	0.6
C	déformations permanentes limitées.	0.4
D	comportement essentiellement élastique.	0.4

Tableau2. 3: tableau donne les limites drift endommagement.

Ces états limites ne décrivent pas la fissuration associée, sachant que ces définitions sont également valables pour les tuyauteries et les équipements. Ce document ouvre la voie des calculs non linéaires, qu’ils soient linéaires équivalents (sur la base des coefficients forfaitaires) ou explicites. Les analyses pseudo-statiques en poussée progressive (push-over) sont autorisées pour les structures où il existe véritablement un mode fondamental. La notion de comportement, essentiellement élastique, pose question pour un ouvrage en béton armé dont on vient de voir dans l’exploitation de SAFE que la fissuration, source de perte de rigidité, intervient très tôt et bien avant un drift de 0,4%. Nous interprétons cette notion comme un comportement élastique du matériau acier seul, justifiant ainsi le mot «essentiellement ». Nous reviendrons bien entendu sur cette question ouverte, qui dans le domaine nucléaire, pourrait être interprétée comme le domaine de validité des modèles de calculs permettant d’obtenir les spectres de planchers.

Pour compléter, il faut bien citer dans le présent sous-chapitre l’ATC-40 (compte tenu de la « popularité » de ce texte provenant du récent développement de l’approche en déplacement aux Etats Unis. Cette popularité provient du fait qu’il s’agit du seul document à caractère normatif qui donne les outils véritablement opérationnels et simples pour mener jusqu’à son terme une étude pseudo statique non linéaire avec correction d’amortissement. Cette méthode concerne avant tout l’étude d’ouvrages «plastifiés ». En effet, ce dernier document ne trouve son intérêt que si les courbes d’hystérésis reconstruites à partir de l’étude pseudo statique exhibent une plastification significative permettant de corriger l’amortissement et donc de réduire la sollicitation sismique. Or, cette plastification « facile » à obtenir pour une ossature à partir de modèles à fibres est beaucoup plus difficile à exhiber pour un bureau d’études industrielles qui ne dispose pas de modèle de comportement validé de voile en cisaillement (par exemple de type bi linéaire voire tri linéaire).

2.3.1.6 ATC-40

Ce code présente les critères fonctionnels suivants pour les voiles fonctionnant en cisaillement :

Type d'éléments	Eléments primaires			Eléments Secondaires	
Exigence fonctionnelle	Occupation Immédiate	Sécurité	Stabilité	Sécurité	Stabilité
déplacement entre les étages (%)	0.4	0.6	0.75	0.75	1.5

Tableau2. 4: drift limite donné par ATC -40.

Les éléments primaires sont ceux qui sont nécessaires dans la résistance aux efforts horizontaux, par opposition aux secondaires qui ne sont pas nécessaires.

2.3.1.7 Comparaison des différents codes et commentaires

Les différents critères sont comparés dans le tableau ci-dessous

Type d'éléments	Eléments primaires			Eléments Secondaires	
Exigence fonctionnelle	Occupation Immédiate	Sécurité	Stabilité	Sécurité	Stabilité
déplacement entre les étages (%)	0.4	0.6	0.75	0.75	1.5

(*) Ce document ne donne pas directement les valeurs, mais les formulations permettent de les obtenir.

(**) Suivant interprétation d'une synthèse du document japonais traduit en anglais et donnant des exemples.

Tableau2. 5: synthèse des drifts limites donnés dans les codes.

D'une manière générale, l'écart entre FEMA/AIJ et ASCE/ATC du tableau s'explique selon nous en partie par le fait que celui-ci concerne des voiles clairement identifiés comme « courts ».

Si le 0,75 du ASCE/ SEI correspond à un point situé significativement du côté de la sécurité pour l'état limite A, on peut par contre s'interroger sur la validité du 0,4 pour un état limite D, la question portant évidemment sur la notion de réversibilité. En effet, les essais SAFE montrent une quasi-fermeture des fissures en fin de séisme, mais une fréquence tout à fait diminuée, notion il est vrai difficile à intégrer, puisque les fréquences chutent dès 0,1 % de déplacement entre les étages.

L'absence de différenciation des états limite C et D dans le document, quel que soit le type de voile reste donc surprenant. [Etienne Gallitre, 2008].

2.3.2. Codification des ouvertures des fissures

La plupart des codes de dimensionnement dans le monde expriment les ouvertures des fissures en termes de contraintes (ou déformation) des aciers aux voisinages de la zone fissurée, et ils ont négligé la contribution de béton dans la résistance aux ouvertures des fissures.

2.3.2.1. Eurocode 2

L'Eurocode 2 estime également les ouvertures des fissures comme étant la différence entre la déformation des aciers tendue et la déformation de béton multiplier par une longueur appelée la longueur de glissement qui définit comme une distance entre les fissures.

$$W_k = S_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (2.3)$$

Avec : $S_{r,max}$: Espacement maximal des fissures,

ϵ_{sm} : Allongement moyen des armatures, sous la combinaison d'actions considérée, tenant compte de la contribution du béton tendu,

ϵ_{cm} : Allongement moyen du béton entre les fissures.

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2.4)$$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier dépende de l'espacement maximal ou de diamètre maximal Φ_s des barres (voir tableaux 2.6 et 2.7)

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (2.5)$$

Et $\rho_{p,eff}$ ratio d'armature calculée par rapport à une section dite «Effective» du béton, K_t valant 0,6 pour les chargements de courte durée et 0,4 pour les longues durées.

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (2.6)$$

$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$ (2.7) est l'aire de béton entourant l'armature tendue sur une hauteur ($h_{c,eff}$).

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left[2,5(h - d); \frac{(h-x)}{3}; \frac{h}{2} \right] \quad (2.7)$$

Contrainte de l'acier (MPa)	Diamètre maximal des barres (mm)		
	$W_k=0.4$ mm	$W_k=0.3$ mm	$W_k=0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tableau 2. 6: Diamètre maximal Φ_s des barres pour la maîtrise de la fissuration [S.Multon-2012].

contrainte de l'acier (MPa)	Espacement maximal des barres (mm)		
	$W_k=0.4$ mm	$W_k=0.3$ mm	$W_k=0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	100	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tableau 2. 7: Diamètre maximal Φ_s des barres pour la maîtrise de la fissuration [S.Multon-2012].

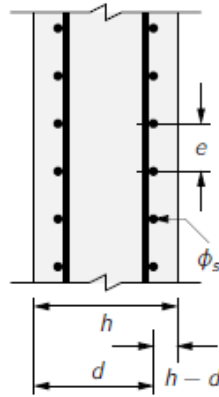


Figure2. 4: élément sollicité en traction.

-La longueur de glissement :

La distance entre fissures $S_{r,max}$ est donnée par l'expression suivant :

$$S_{r,max} = K_{3c} + \frac{K_1 K_2 K_4 \Phi^*}{\rho_{p,eff}} \quad (2.8)$$

Avec :

Φ_s : Diamètre des barres, s'il y a plusieurs barres de diamètres différents dans une même section

$$\Phi^* = \Phi_s * \frac{2.9}{f_{cteff}} * \frac{10(h-d)}{h} \quad (2.9)$$

, Φ_s doit être remplacé par un diamètre équivalent :

$$\Phi_{eq} = \frac{n_1(\Phi_1)^2 + n_2(\Phi_2)^2}{n_1\Phi_1 + n_2\Phi_2} \quad (2.10)$$

c : enrobage des armatures longitudinales,

$K_3 = 3,4$ Pour des enrobages c supérieurs à 25 mm, le coefficient K_3 est à remplacer par :

$$K_3 = 3,4 \frac{25}{c} \quad (2.11)$$

$$S_{r,max} = 1,3 (h - x) \quad (2.12)$$

$K_1 = 0,8$ pour les aciers HA, coefficient fonction des propriétés d'adhérence des barres,

$K_2 = 1$ pour la traction pure et 0,5 en flexion,

$K_4 = 0,425$.

2.3.2.2. Le code ACI (American Concrete Institute)

Les codes américains ne proposaient pas des formules pour le calcul ouverture des fissures pour des éléments sollicité par cisaillement, mais propose des formules pour les éléments soumis en traction et en flexion.

Flexion:

$$w = 0.091 f_s^3 \sqrt{t_b} * A\beta (f_s - 5) * 10^{-3} \quad (2.13)$$

Traction:

$$w=0.1f_s\sqrt[3]{d_c * A} * 10^{-3} \quad (2.14)$$

Avec : W : ouvertures en inch.

f_s : Contrainte dans les aciers supposés reprendre tout l'effort de traction au droit de la fissure en ksi.

t_b et d_c : enrobage mesuré au centre des aciers en inch.

β : Rapport entre la distance axe neutre – face extérieure tendue et la distance axe neutre – centre des aciers.

A : quantité définie comme l'aire de béton divisée par le nombre de barres d'aciers la traversant en $inch^2$

Cette dernière quantité peut être remplacée par $(\pi\Phi^2/4)/\rho$. Ce qui montre que l'expression proposée n'est pas proportionnelle à Φ comme les règlements européens.

2.3.2.3. CEB FIP 1990 [CEB93] :

a. Ouvertures des fissures (W_k) :

Il propose une formulation en fonction des contraintes dans les aciers au droit des fissures après apparition de ces dernières.

La corrosion de l'acier n'est pas accrue par la formation des fissures, Donc : on doit avoir une ouverture des fissures $W_k < W_{lim}$

Avec : $W_k = 0.3$ pour les éléments en béton armé sous la combinaison d'actions quasi-permanente et pour toutes les classes d'exposition.

$$W_k = l_{max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} + \varepsilon_{cs}) \quad (2.15)$$

l_{max} : « Longueur de glissement » égale à la distance sur laquelle il existe un glissement entre l'acier et le béton dû à la mise en œuvre l'adhérence ; l_{max} peut donc être considérée comme étant le double de la longueur d'ancrage. Les déformations ε_{sm} et ε_{cm} sont les moyennes sur cette longueur,

ε_{cs} : Déformation du retrait libre (en valeur absolue).

b. Contrainte de traction limite $\sigma_{s,lim}$ dans les armatures :

$$\sigma_{s,lim} = \left(\frac{1}{\rho'_f} + \frac{E_s}{E_{ci}} \right) f_{tm} \quad (2.16)$$

Pour ρ'_f faible et un béton de haute résistance (E_{ci} grand), on peut écrire

$$\sigma_{s,lim} \approx \frac{f_{tm}}{\rho'_f} \quad (2.17)$$

Si : $\sigma_s \leq \sigma_{lim}$: la formation d'une fissure isolée doit être envisagé,

Si : $\sigma_s > \sigma_{lim}$: on admet que la fissuration est stabilisée.

$$\rho'_f = \frac{A_s}{A'_{cf}} \quad (2.18)$$

ρ'_f : Ratio d'armature de la section d'enrobage.

Avec A'_{cf} : Représente l'aire efficace définie ci-dessus.

L'air efficace A'_{cf} tient compte de la distribution non uniforme des contraintes normales (dans le béton) dues aux forces d'adhérence, au voisinage des extrémités de la longueur de glissement.

A'_{cf} : est définie par sa hauteur efficace h'_f (ou largeur b'_f)

- Pour les dalles par exemples où les armatures de même diamètre sont disposées en un seul lit :

$$h'_f = \min\left\{2.5 \left(c + \frac{\Phi}{2}\right); \frac{(h-x)}{3}\right\} \quad (2.19)$$

Où h est la hauteur totale et x la hauteur comprimée.

- Pour un élément en traction (voiles, armatures de peau d'une âme de poutre,...) :

$$b'_f = \min\left\{2.5 \left(c + \frac{\Phi}{2}\right); \frac{b_0}{2}\right\} \quad (2.20)$$

Où b_0 est l'épaisseur totale de l'élément considéré.

c. Espacement des fissures – longueur de glissement :

c.1. dans le cas de la fissuration stabilisée : (systématique) :

$$l_{max} = \frac{\Phi}{3.6\rho'_f} \quad (2.21)$$

c.2. dans le cas de la fissuration unique : (accidentelle) : la longueur de glissement (double de la longueur d'encrage) :

$$l_{max} = \frac{\sigma_s}{2\tau_{bk}} \frac{\Phi}{\frac{E_s}{E_{ci}} \rho'_f} \quad (2.22)$$

Où $\tau_{bk} = \Phi \cdot f_{tm}$: fractile inférieure de la contrainte d'adhérence moyenne,

$\Phi = 1.8$ au premier chargement,

$\Phi = 1.35$ pour un chargement permanent ou répété.

d. Allongement moyen :

-cette expression est valable pour une fissure unique ou pour la fissuration stabilisée :

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \beta'_2 \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_s}\right) \quad (2.23)$$

Avec :

$\beta'_2 = 0.60$ pour le cas général,

$\beta'_2 = 0.38$ pour la fissuration stabilisée, sous l'effet des charges permanentes ou répétées.

Avec :

$$\epsilon_{cm} \approx \beta'_2 \frac{f_{tm}}{E_{ci}} \quad (2.24)$$

2.3.2.4. Norme SIA 262

La norme SIA 262 ils ont exprimé l'ouverture des fissures en fonction des contraintes des aciers en voisinage de la fissure et ils ont négligé la contribution des contraintes de béton.

$$\omega = \frac{\Phi \sigma_s^2}{8 f_{ct} E_s} \quad (2.25)$$

Avec :

$E_s \Phi$ Diamètre d'armature.

: Module élasticité d'acier.

σ_s : Contrainte d'acier au voisinage de la fissuration.

f_{ct} : La résistance caractéristique de béton.

ω : Ouverture des fissures.

2.3.2.5. Fib model concrete (MC2010)

Ce document propose une formule pour estimation des ouvertures des fissures en fonction des contraintes principale et la contrainte de cisaillement au voisinage de la fissuration.

$$\omega = 2 l_{smax} * (\epsilon_s - \epsilon_c) \quad (2.26)$$

Avec :

$$l_{smax} = K * c + \frac{1}{4} \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \frac{\Phi_s}{\rho_{s,eff}} \quad (2.27)$$

$$(\epsilon_s - \epsilon_c) = 0.339 * 10^{-3} * (\cos(\theta) + \sin(\theta)) - 0.264 * 10^{-4} \quad (2.28)$$

$$(2.29)$$

$$\theta = \frac{1}{2} \arctg \left(2 \text{abs} \left(\frac{N_{xy}}{N_{xx} - N_{yy}} \right) \right)$$

l_{smax} : Longueur de glissement.

K : coefficient égale 1.

C : enrobage.

$\frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}}$: Rapport entre la contrainte caractéristique de béton et la contrainte de cisaillement. des armatures égale 1.8.

Φ_s : Armature acier.

$\rho_{s,eff}$: Taux d'armature vertical.

ε_s : Déformation des aciers.

ε_c : Déformation de béton.

N_{xy}, N_{xx}, N_{yy} : Les contraintes principales en MPA.

θ : angle entre les armatures vertical et la direction des contraintes principales de traction.

2.3.3. Les approches expérimentales pour l'estimation des ouvertures des fissures

De nombreux articles ont été publiés sur ce sujet avec comme objectif d'améliorer les codes de calcul parmi ces approches :

2.3.3.1. Approche Chi et Kirstein

Il a proposé une formule qui dépend de la contribution de la contrainte d'acier au droit de la fissuration et le diamètre armature.

$$W_s = \frac{5\tau\Phi}{E_s} \left(f_s - \frac{438}{\tau\Phi} \right) \quad (2.30)$$

Avec :

W_s : Ouverture des fissures estimées.

E_s : Module élasticité de acier.

Φ : Diamètre armature d'acier.

f_s : Contrainte d'acier à la droite de fissuration.

τ : Coefficient variant de 0.786 et 1.

2.3.3.2. Approche Etienne Gallitre

D'après les essais de programme SAFE (Structure Armée Faiblement Elancé), Mr Etienne G (2008) a réussi à proposer une formule d'ouverture des fissures en fonction de la distorsion mesurée de la forme suivante :

$$W = K (f_{28})^{\frac{\Phi}{\rho}} \quad (2.31)$$

Avec : Φ diamètre moyen, $k (f_{28})$ coefficient fonction de f_{28} et ρ ratio d'armatures. Cette loi s'est vérifiée sur une plage très étendue, allant du début de la fissuration jusqu'à la ruine.

2.3.4. La codification des efforts de cisaillement

2.3.4.1. Code BAEL

Le BAEL est basé sur la théorie des états-limites ultimes et services, mais la résistance à l'effort tranchant n'est exprimée qu'au travers d'une condition d'état limite ultime.

- Le BAEL 91 ne propose pas de règle spécifique pour les voiles en béton armé, mais ils sont en général considérés comme des poutres soumises à un effort tranchant en satisfaisant les deux conditions suivantes :

Béton :

$$\tau_u = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right) \quad (2.32)$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 * d} \quad (2.33)$$

Vu : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

b_0 : Largeur de l'âme.

d : Hauteur utile de la poutre.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton en compression.

$\gamma_b = 1.15$ coefficient partiel de sécurité du béton (accidentel).

Armatures horizontales :

$$\tau_u = 0.9 \rho_h f_e + 0.3 K f_{tj} \quad (2.34)$$

Où $0.9 \rho_h f_e$ représente la contribution de l'acier et $0.3 K f_{tj}$ celle du béton.

Avec : f_{tj} Résistance caractéristique du béton en traction,

f_e Limite élastique de l'acier,

$$K = 1 + 3 \frac{\sigma_{cm}}{f_{cj}} \quad (2.35)$$

σ_{cm} Contrainte moyenne de compression,

$$\rho_h = \frac{A_t}{b_0 S_t} \quad (2.36)$$

A_t Section d'un cours d'armatures horizontales,
 S_t Espacement des cours successifs d'armatures horizontales,
 $\gamma_s = 1$ coefficient partiel de sécurité de l'acier (accidentel)

Les armatures verticales : sont justifiées par la règle dite des 'coutures' qui s'exprime de la façon suivante :

$$\tau_u = \sigma_u + \rho_h f_e \quad (2.37)$$

Où σ_u est la contrainte normale, sa valeur est considérée ici positive en compression.

2.3.4.2. PS 92

C'est un code parasismique français qui s'applique aux constructions nouvelles relevant du risque dit « normal », donc pas a priori aux constructions nucléaires relevant du risque « spécial ».

- Conventions:

f_t : Résistance en traction du béton,
 f_c : Résistance en compression du béton, (Pour le béton, le coefficient de sécurité
 γ_b Est pris égal à 1.15 et pas 1.5
 f_y : Limite élastique des aciers,
 σ_n : Contrainte normal,
 b : longueur du mur,
 a : largeur du mur (panneau central),
 S_{web} : Aire du panneau central,
 A_{web} : Section totale d'acier dans le panneau central,
 S_{fl} : Aire d'une aile,
 A_{fl} : Section totale d'acier dans chaque aile.

$$\rho_{web} = \frac{A_{web}}{S_{web}} \quad (2.38)$$

$$\bar{\omega} = 100 * \left(\frac{A_{fl}}{S_{web}} \right) \quad (2.39)$$

Ce dernier ratio est défini pour des sections rectangulaires, A_{fl} étant la section des aciers de flexion concentré à chaque extrémité.

M: Moment fléchissant à la base,

T: Effort tranchant à la base (la contrainte de cisaillement est calculée en négligeant la surface des ailes) :

$$\tau = \frac{T}{S_{web}} \quad (2.40)$$

N : Effort normal,

h : Hauteur du mur,

h' : Hauteur correspondant au point d'application des forces horizontales,

q : Coefficient de comportement.

-Efforts tranchants de fissuration :

Deux contraintes de cisaillement sont calculées, la première τ_1 correspondant à un mécanisme de flexion et la seconde τ_2 à un mécanisme d'effort tranchant.

a. Mécanisme de flexion

$$\tau_1 = \tau^* * \frac{M_{lim}}{M} \quad (2.41)$$

-La contrainte de cisaillement τ^* vaut :

$$\tau^* = (((1+q)/2) * T) / (S_{web}) \quad (2.42)$$

Et

$$M = T * h' \quad (2.43)$$

-On retrouve le coefficient pénalisant $(\frac{1+q}{2})$ pour "annuler" son effet : ce facteur ne doit s'appliquer qu'aux mécanismes de cisaillement et l'effort tranchant τ_1 correspond au mécanisme de flexion.

-Le moment limite de fissuration vaut :

$$M_{lim} = \frac{2 * I_n}{b} * \left(\frac{f_t}{b} + \sigma_n \right) \quad (2.44)$$

Avec :

Pour une section en (H) :

$$I_n = \frac{a * b^3}{12} + \frac{S_{fl} * b^2}{2} = \left(1 + \frac{6 * S_{fl}}{S_{web}} \right) * \frac{a * b^3}{12} = \left(1 + \frac{6 * S_{fl}}{S_{web}} \right) * \frac{S_{web} * b^2}{12} \quad (2.45)$$

Pour une section rectangulaire :

$$I_n = \frac{a * b^3}{12} = \frac{S_{web} * b^2}{12} \quad (2.46)$$

D'où :

$$\tau_1 = \left(\frac{1+q}{2} \right) \frac{2I_n}{bS_{web}h'} \left(\frac{f_t}{b} + \sigma_n \right) \quad (2.47)$$

Avec :

Pour une section en (H) :

$$\frac{2I_n}{bS_{web}} = \left(1 + 6 \frac{S_{fl}}{S_{web}} \right) \frac{b}{6h'} \quad (2.48)$$

Pour une section rectangulaire :

$$\frac{2I_n}{bS_{web}} = \frac{b}{6h'} \quad (2.49)$$

b. Mécanisme d'effort tranchant

-La formule suivante est utilisée :

$$\tau_2 = 0.45 \sqrt{f_t \left(f_t + \frac{2}{3} \sigma_n \right)} \quad (2.50)$$

Cette formule est valable pour un coefficient de sécurité du béton valant 1.5.

Dans le cas accidentel ($\gamma_b=1.15$), il faut la modifier :

$$\tau_2 = 0.45 \sqrt{\frac{1.5}{1.15} f_t \left(\frac{1.5}{1.15} f_t + \frac{2}{3} \sigma_n \right)} \quad (2.51)$$

c. Résistance limite associée

-Une contrainte de cisaillement limite est associée aux deux mécanismes de fissuration :

$$\tau_3 = (1 + 3\bar{\omega}) * \min(\tau_1, \tau_2) + 0.15 * \sigma_n \quad (2.52)$$

-Cette formule ne tient compte que des aciers de flexion concentrés aux extrémités du voile. Les aciers répartis apportent une résistance supplémentaire valant:

$$\Delta\tau = 0.9 f_y \rho_{web} \quad (2.53)$$

2.3.4.3. E.C.2

EC2 c'est un code européen pour le dimensionnement des structures en béton armé, pour la partie évaluation de la résistance des éléments.

-En ce qui concerne la résistance à l'effort tranchant, l'Eurocode 2 propose des règles pour les poutres ou consoles courtes qui peuvent être appliquées aux voiles en béton armé.

a. Résistance au cisaillement sans ferraillement réparti qui correspond à la contribution du béton :

La formule ci-dessous qui prend en compte l'effet du ferraillement de flexion :

$$V_{Rd,c} = [C_{rd} K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \left(\frac{2d}{a_v} \right) + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d v f_{cd} \leq 0.5 b_w d v f_{cd} \quad (2.54)$$

Avec :

$$v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (2.55)$$

d : hauteur utile de la section en millimètre.

a_v : Bras de levier de l'effort tranchant, si $a_v < 0.5d$, on prend

$$a_v = 0.5d. \quad (2.56)$$

b_w : Largueur de section en millimètre.

H : Hauteur de la section en millimètre.

A_{sl} : Section d'armature de flexion

f_{ck} : Résistance du béton en compression à 28 jours.

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \quad (2.57)$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (2.58)$$

Taux de ferrailage pour la flexion :

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02 \quad (2.59)$$

Contrainte normale en MPa :

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{b_w h} \leq 0.2 f_{cd} \quad (2.60).$$

N_{Ed} : Effort normal en N, positif en compression.

Résistance de dimensionnement du béton en Compression en MPa.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.61)$$

Pour les états-limites ultimes en situation accidentelle : $\gamma_s = 1$ et $\gamma_c = 1.2$

b- La résistance à l'effort tranchant avec des armatures transversales réparties (non inclinées) est la suivante :

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + A_{sw} f_{ywd} \leq 0.5 b_w d v f_{cd} \quad (2.62)$$

Avec :

$V_{Rd,c}$: La contribution du béton calculée plus haut.

A_{sw} : La somme des sections des armatures réparties sur largeur de $0.75 a_v$.

f_{ywd} : Limite élastique des armatures réparties.

$0.5 * b_w * d * v * f_{cd}$ représente la limite supérieure de la résistance à l'effort tranchant et correspond probablement à l'écrasement du béton de l'âme.

-Pour la vérification du non-glissement horizontal des voiles, on peut utiliser la formule concernant la résistance au cisaillement des reprises de bétonnage :

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_{cp} + \rho f_{yd} \quad (2.63)$$

Où :

V_{Rdi} : Résistance au glissement en MPa.

f_{ctd} : Résistance en traction du béton.

ρ : taux de ferrailage traversant l'interface.

f_{yd} : Limite élastique nominale des armatures.

c et μ : facteurs dépendant de la rugosité de l'interface, par exemple $c=0.45$ et $\mu = 0.7$ pour une interface rugueuse.

2.3.4.4. E.C.8

L'Eurocode 8 est applicable sur des constructions à risque normal. C'est une norme qui se base comme les PS 92 sur le principe de dimensionnement en capacité.

-EC8 pour la partie évaluation des sollicitations, la détermination de la résistance et pour les dispositions constructives supplémentaires.

-L'Eurocode 8 distingue 3 niveaux de ductilité (basse, moyenne et haute) :

a. le niveau le plus bas : la résistance au cisaillement est strictement calculée selon l'Eurocode 2 (un coefficient de ductilité de 1,5 est autorisé sans aucune disposition constructive particulière dans les zones de faible sismicité).

b. les voiles à ductilité moyenne : on distingue deux classes, celle faiblement armé fonctionnant en flexion + cisaillement avec élévation du centre de gravité et les autres dits « ductiles » qui sont plus fortement armés. Dans les deux cas, les longueurs d'ancrage dans les zones potentielles de glissement sont majorées de 50%.

c. Le niveau de ductilité élevée : (au-delà de la notion de coefficient de ductilité) introduit des conditions de résistance différentes de celles données par l'Eurocode 2.

2.3.4.5. ACI 349-01

L'ACI-349-01 (American Concrete Institute, version 2001) est un code spécifiquement dédié aux structures en béton armé des installations nucléaires. Ce texte précise notamment les combinaisons de chargements accompagnant le séisme dont la valeur la plus élevée.

Concernant la résistance à l'effort tranchant des voiles en béton armé, il utilise le coefficient de réduction de la capacité des éléments (Φ) (varie entre 0.85 et 0.9).

2.4.3.6. JEAG40611987

Le règlement japonais qui a servi pour le dimensionnement des centrales nucléaires. Pour les voiles en béton armé, ce code permet de calculer la résistance d'effort tranchante par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{0.0679 P_v^{0.23} (F_c + 180)}{\sqrt{\frac{M}{QD} + 0.12}} + 2.7 \sqrt{P_h \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_v. \quad (2.64)$$

Avec :

M : Moment de flexion.

Q : Effort tranchante.

D : Largeur de voile.

P_h : Pourcentage d'armature horizontale.

P_v : Pourcentage d'armature verticale.

F_c : Résistance caractéristique de béton en bars.

σ_{wy} : Limite élastique des armatures transversales.

σ_v : Contrainte normale de compression en bars.

De nombreux articles ont été publiés expliquant le calcul effort tranchant des voiles en béton armé. Parmi ces publications, l'article publié par M.J.N. Priestley, F.Seible et G.M. Calv cette publication prend en compte la contribution de béton et la contribution de l'acier et la force de frottement sous effort normale :

$$V_n = V_c + V_s + V_p. \quad (2.65)$$

$$V_c = K \sqrt{f_c} A_e. \quad (2.66)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y D' \cot \theta}{s}. \quad (2.67)$$

$$V_p = p \operatorname{tg} \alpha. \quad (2.69)$$

Avec :

$K = 0.29$.

A_e : Section d'effort tranchant = $0.8 A$.

D' : Bras de levier.

S : Espacement des armatures transversales.

α : Angle de frottement.

Θ : Inclinaison de bielle en général 30° .

2.4. Conclusion

D'après l'analyse des différents codes de calcul des ouvertures des fissures, on a constaté que la plupart des codes estiment les ouvertures au voisinage des contraintes des aciers en négligeant la contribution de béton. Les ouvertures des fissures dépendent de plusieurs paramètres tels que le taux armature et la durée de chargement.

Dans les codes de dimensionnement, l'effort tranchant V repris par une section est divisé en un terme apporté par le béton V_C («concrete contribution») et un terme apporté par l'acier transversal V_S («steel contribution»).

La majorité des codes de calcul classifient les degrés de dommage en fonction des ouvertures des fissures et le coefficient de déplacement entre les étages.

Chapitre 03

Validation des approches numérique sur des voiles courts soumise aux cisaillements.

3.1. Introduction

Les voiles sont des structures courant dans les constructions ordinaires et spéciales (les installations nucléaires par exemple) et sont généralement utilisés pour reprendre les efforts de cisaillement (dans le cas sismique ou statique).

Par ailleurs, les voiles en cisaillement et leur comportement vis-à-vis des diverses sollicitations deviennent un axe de recherche très important. Parmi les programmes qui ont été lancés ces dernières années pour prédire le comportement non linéaire des voiles le programme (SAFE Structure Armée Faiblement Elancé ,1998).

Le but de ce chapitre est d'évaluer le comportement non linéaire des voiles vis-à-vis du cisaillement : La réponse statique monotone (push over) et cyclique-statique est évaluée en utilisant différentes lois de comportement pour le béton et l'acier. L'approche semi-global (multifibre et multi couche) et l'approche macroscopique sont utilisées. Les simulations sont faites à l'aide du logiciel élément finis CAST3M.

L'objectif est de voir si les deux approches sont capables de représenter la réponse globale et locale des structures en béton armé, les résultats de simulation seront confrontés aux résultats des expérimentations qui sont ont été effectuées dans le cadre du programme SAFE.

3.2. Présentation du programme SAFE

Les voiles fortement armés faiblement élancés constituent une partie importante dans les ouvrages spéciaux tels que les ouvrages nucléaires d'où l'importance de suivi de leur sécurité l'évalué de leur vulnérabilité. Ceci a conduit les entreprises responsables a réaliser des programmes soit expérimental ou numérique pour estimer le degré des dommages des structures soumis à différentes sollicitations tel que les efforts de cisaillement dynamique (séisme par exemple).

Le programme SAFE (Structure Armé Faiblement Elancé) a été créé par un groupe d'exploitant nucléaire (COGEMA et EDF) en 1998 avec aide de la communauté européenne sur une série des voiles en béton armé. L'objectif principal de l'action de recherche autour de ces essais c'est d'améliorer les codes de calcul sismique des ouvrages nucléaires.

Les essais présentés ci-dessous ont les particularités suivantes (Pegon et al. 1998a) :

1. De tester une petite zone de voile soumise uniquement à du cisaillement, et non un voile complet en flexion ;
2. De se placer au plus près des conditions de réalisation effectives (dispositions constructives et taux de ferrailage correspondant à l'évolution en cours dans le nucléaire) ;
3. D'utiliser une excitation sismique ;
4. D'étudier la variation de fréquence propre de la structure avec l'endommagement et l'influence du rapport fréquence propre sur fréquence d'excitation sur les effets dynamiques ;
5. De mieux décrire et quantifier la phase de début d'endommagement correspondant à l'apparition des premières fissures et au début de la plastification des armatures. [Panagiotis K. ,2000].

3.2.1. Caractéristiques de la maquette

Les murs, ses raidisseurs ainsi que les longrines supérieure et inférieure assurant le chargement sont représentés sur la figure 3.1. Les principales caractéristiques des 13 maquettes du programme sont regroupées dans le tableau 3.2

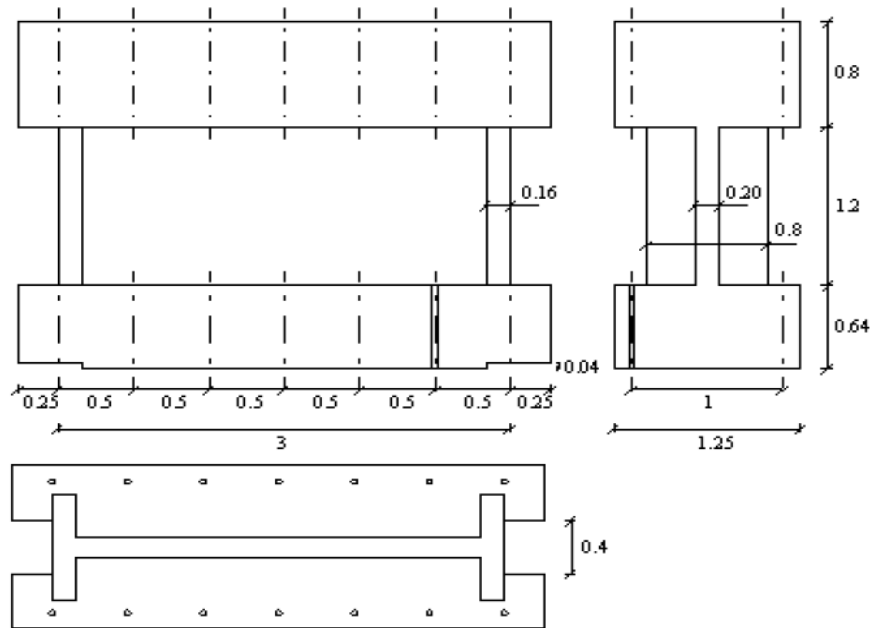


figure3. 1: plan de ferrailage (T10).

Maquette	a	b	h	s	M	ρv	ρh	σv	τd	K	ξ	f
	m	m	m	m ²	(tonne)	(%)	(%)	(MPa)	(MPa)	(MN/m)	(%)	HZ
T1	3.0	0.16	1.2	0.48	480	0.8	0.8	4	0	5696	7	17.3
T2	3.0	0.16	1.2	0.48	5700	0.8	0.8	4	0	5696	7	5.03
T3	3.0	0.16	1.2	0.48	9018	0.8	0.8	4	0	7120	7	4
T4	3.0	0.16	1.2	0.48	1102	0.8	0.8	4	0	7120	7	12
T5	3.0	0.4	1.2	0.6	2818	0.8	0.8	4	0	7120	7	8
T6	3.0	0.4	1.2	0.6	11252	0.6	0.4	3	1	7120	7	12
T7	3.0	0.4	1.2	0.6	11272	0.6	0.4	3	1	7120	7	4
T8	3.0	0.4	1.2	0.6	11252	0.4	0.4	2	0	7120	7	12
T9	3.0	0.4	1.2	0.6	11272	0.4	0.4	2	0	7120	7	4
T10	3.0	0.4	1.2	0.6	11272	0.6	0.6	3	0	7120	7	4
T11	3.0	0.4	1.2	0.6	11272	0.4	0.4	2	0	7120	7	4
T12	3.0	0.4	1.2	0.6	11272	0.11	0.11	1.44	1	7120	7	4

Tableau3. 1: description de la maquette SAFE.

$f_{c28} = 40\text{MPa}$, $f_y = 500\text{MPa}$.

f_{c28} , f_y : La résistance caractéristique de béton, nuance d'acier.

a, b, h : La géométrie des voiles.

ρ_v et ρ_h : taux d'armature suivant les deux directions.

σ_v , τ_d et K : contrainte de compression, contrainte de cisaillement rigidité conventionnelle.

ξ , f : amortissement, fréquence excitation.

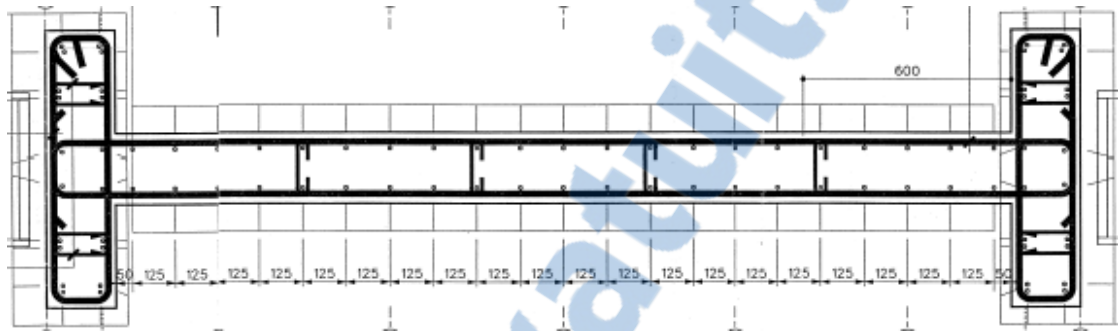


figure3. 2: plan de ferrailage (T10).

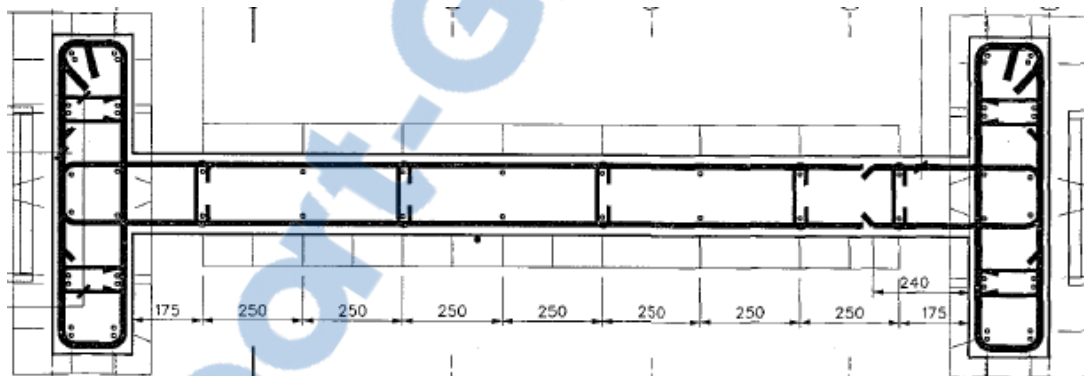


figure3. 3: plan de ferrailage (T12).

3.2.2. Condition aux limites

Tous les murs sont encastrés à la base. Des masses additionnelles posées en tête de voile sont à l'origine de la contrainte verticale moyenne à la base. Un dispositif de chargement a été conçu et construit de telle façon que la rotation de la longrine supérieure soit empêchée. Ce dispositif est réutilisé pour chacun des tests (Figure 3.4). On remarque le contrefort additionnel du côté Est, qui permet de solliciter le dispositif de chargement des deux côtés à la fois. On remarque également que le dispositif de blocage à la base, qui empêche le spécimen de glisser. Des contrevents latéraux ont été introduits, de façon à empêcher les éventuels mouvements hors plan.

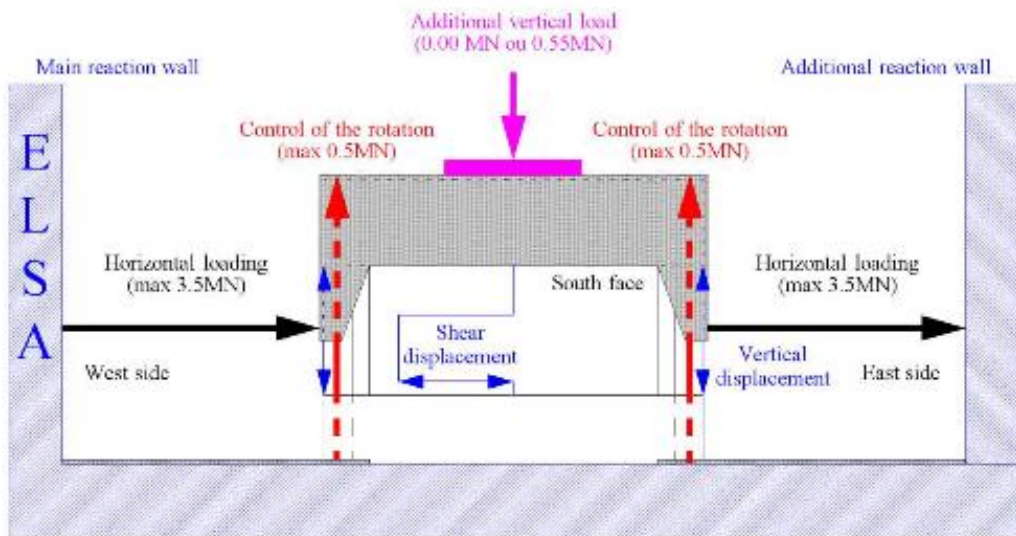


figure3. 4: illustration de principe du dispositif de chargement.

3.2.3. Essai de pseudo dynamique

La méthode pseudo dynamique (PSD) est une méthode hybride numérique/expérimentale qui combine le calcul du déplacement de la structure et la mesure de la force employée pour imposer ce déplacement. Pour des applications dans le domaine du génie parasismique, un accélérographe naturel ou généré artificiellement est introduit dans l'ordinateur équipé d'un algorithme PSD. Pour des petits pas de temps on calcul les déplacements correspondants aux degrés de liberté des points où la masse de la structure est supposée concentrée. Ces déplacements sont ensuite imposés à la structure par l'intermédiaire de vérins hydrauliques fixés sur le mur de réaction. Les réactions sont mesurées et introduites dans l'ordinateur pour le pas suivant. Les forces d'inertie (et éventuellement d'amortissement visqueux) sont calculées numériquement, ce qui permet de réaliser des tests de structures de taille réelle avec une échelle de temps dilatée et des besoins hydrauliques modérés (Donea et al. 1995). Il devient ainsi très simple de varier la fréquence propre du système en changeant la valeur de la masse fictive en translation M_2 (Figure 3.2). La méthode PSD constitue une approche complémentaire aux essais dynamiques sur table vibrante où seulement des maquettes à échelles réduites de structures peuvent être testées.

3.3. Modélisation numérique

Les simulations numériques sont effectuées sur deux voiles proposés dans le cadre de programme SAFE (T10 et T12) qui sont sollicités par cisaillement statique et dynamique par deux approches de modélisation (multicouche et multifibre) et macroscopique afin de trouver la réponse globale et locale des voiles et aussi faire une comparaison entre les deux approches en terme ouverture des fissures et la réglementation.

Les deux voiles sont en béton armé et sollicité en cisaillement statique et un cisaillement statique-dynamique, les deux spécimens ont une portée de 3m, une hauteur de 1.20m et une largeur de 20 cm avec un taux de ferrailage différent.

Les caractéristiques géométrique et mécanique sont représentées dans le tableau (tableau 3.2)

Maquette	T10	T12
Type de test	Essai PSD	Essai PSD
Condition aux limites	Rotation en tête bloquée	Rotation en tête

			bloquée
Élancement	0.46		0.46
Section du voile	m ²	0.52	0.52
Section de nervure	m ²	0.128	0.128
Renforc.Horiz.	%	0.6	0.11
Renforc .Vert.	%	0.6	0.11
Espacement	mm	125	250
Résistance en compression	MPa	40	40
Résistance en traction	MPa	3.	3.
Module de Young béton	MPa	30000	30000
Limite élasticité	MPa	570	570
Module de Young acier	MPa	200000	200000
Cont.normale en base	MPa	0.34	1
Mass (long .sup+extra mass)	Kg	25000	25000

Tableau3. 2:caractéristique géométrique et mécanique des maquettes SAFE.

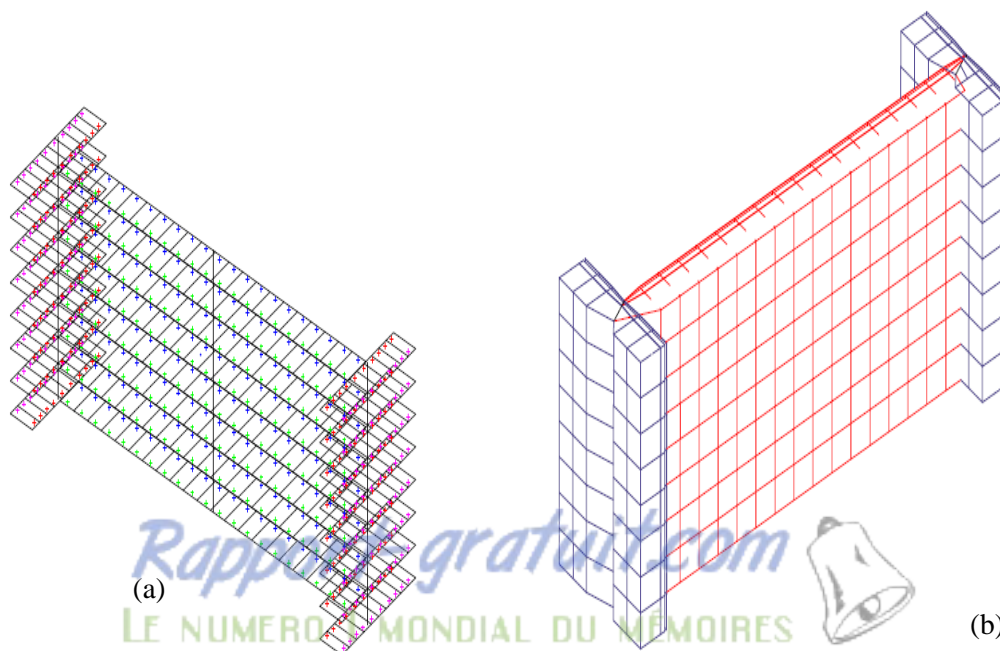
La modélisation est effectuée sur des éléments en multifibres avec une poutre de type Timochenko à deux nœuds, et des éléments en multicouches avec coque mince. Quant à la modélisation macroscopique, tous les éléments sont présentés (Voir Figure 3.5)

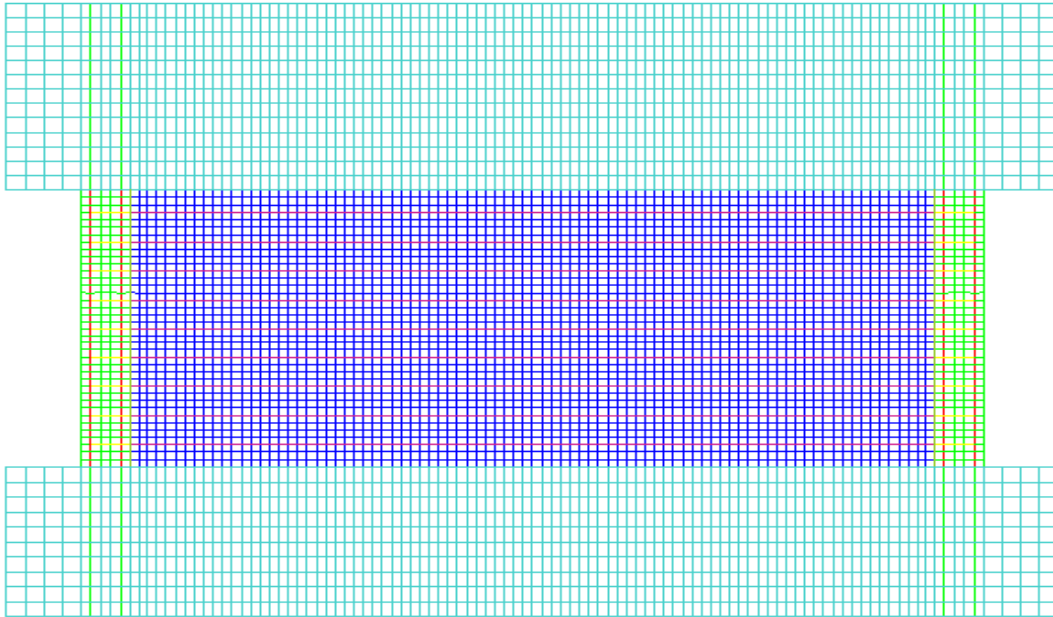
Les voiles en multi fibre sont divisés sur la hauteur en 8 sections, chaque section comporte 20 fibres en béton comportant les aciers longitudinaux pour chaque section suivant toute la longueur de voile. On suppose qu'il y' a une adhérence parfaite entre l'acier et le béton.

Les voiles en multicouche sont divisé par trois couches de béton et 2 nappes de ferrailage longitudinal avec des armatures transversales.

Dans la modélisation macroscopique, des éléments finis tridimensionnels CUB8 sont utilisés pour le béton, et des éléments poutres pour les aciers.

Les lois de comportement sont basées sur le mécanique endommagement de béton et de la plasticité parfait avec écrouissage pour les aciers.





(c)

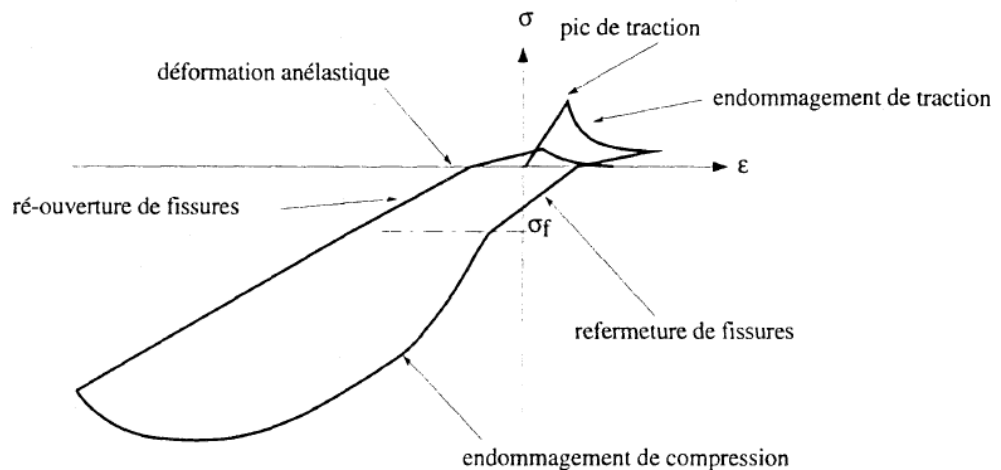
figure3. 5: différentes approches utilisées dans la modélisation (a)multifibre (b) multicouche (c) approche macroscopique.

3.4. Les modèles utilisés pour la simulation

3.4.1. Le modèle de Laborderie

Pour la modélisation multifibre, afin de modéliser le comportement non linéaire du béton on a choisi, le modèle unilatéral de la Borderie qui établit par la borderie 1991 qui prend en considération les effets unilatéraux et est caractérisé par :

- Deux variables qui contrôlent l'endommagement (une variable pour la traction et une variable pour la compression).
- Déformations anélastiques couplées avec l'endommagement.
- Phénomènes unilatéraux. Ouverture et refermeture des fissures gérées par une fonction de rigidité.



-
- figure3. 6:réponse uni axiale du modèle [la borderie, 1991]. [Panagiotis.K, 2006].

Les paramètres utilisés pour la loi unilatérale sont :

Les paramètres de modèle	Valeur
YS1 (Seuil d'endommagement en traction)	$3 \cdot 10^2$
YS2 (Seuil d'endommagement en compression)	$5 \cdot 10^4$
A1 (Paramètre d'endommagement en traction)	$5 \cdot 10^{-3}$
A2 (Paramètre d'endommagement en compression)	$6 \cdot 10^{-6}$
B1 (Paramètre pour la traction)	1.4
B2 (Paramètre pour la compression)	1.5
BETA1 (Activation de la déformation permanente en traction)	$1 \cdot 10^6$
BETA2 (Activation de la déformation permanente en compression)	$-40 \cdot 10^6$
SIGF (Contrainte de refermeture de fissure)	$3.5 \cdot 10^6$
Youn (module de Young)	30000
NU (coefficient de poisson)	0.2

Tableau3. 3: Tableau des paramètres du modèle Unilatéral utilisés dans la simulation. [D. COMBESURE, 2001].

3.4.2. Le modèle multicouche

Paramètres de modèle	valeur
YOUN ² (module de Young)	$3 \cdot 10^2$ (MPa)
NU (coefficient de poisson)	$5 \cdot 10^4$
FT (Résistance en traction)	$3 \cdot 10^6$ (MPa)
FC (Résistance en compression)	$30 \cdot 10^6$ (MPa)
G_{ft} (énergie de fissuration en traction)	200 J.m
G_{fc} (énergie de fissuration en compression)	2000 J.m

Tableau3. 4: les paramètres de modèle multicouche.

3.4.3. Le modèle fichant (micro-iso)

Pour la modélisation macroscopique on a choisi le modèle de fichant et al (1996) basée sur la théorie de plasticité et de l'endommagement avec prise en compte la refermeture des fissures, ce modèle permet de présenter correctement l'effet de cisaillement pour les structures en béton armé. Le tableau (3.5) donne les paramètres de modèle fichant :

Paramètre de modèle	Valeur
'EPSDO' Seuil en déformation pour la traction.	1.E-4
'FC' résistance en compression simple.	42Mpa
' G_f ' énergie du rupture.	100J/m ²
'ALFA' facteur influence.	40
'MPI' paramètre de plasticité.	10* Y_g

Tableau3. 5: les paramètres de fichant utilisé dans la modélisation

3.4.4. Loi de comportement de l'acier

Dans notre modélisation on a choisi de modéliser les aciers par le modèle élasto-plastique avec écrouissage linéaire, la figure donne des illustrations sur le modèle parfait-uni.

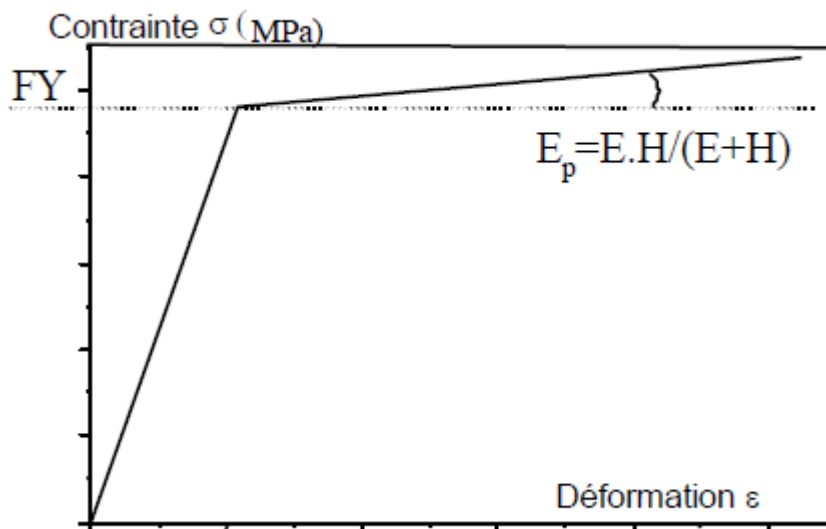


figure3. 7:loi de comportement de l'acier élasto-plastique. [D. COMBESCURE, 2001].

3.3.5 Les paramètres utilisés pour la loi élasto-plastique sont :

Paramètre de modèle	Valeur
Young (Module de Young)	2.1E+11
SIGY (Limite d'élasticité)	570E+6
H (Module d'écrouissage linéaire)	10E+8

Tableau3. 6:Tableau des paramètres du modèle élasto-plastique utilisés dans la simulation.

3.5. Histoire de chargement

Dans notre modélisation on a appliqué deux types de chargement sur les deux voiles T10, et T12. Le premier chargement c'est un chargement statique monotone en déplacement imposé (push-over) appliqué en tête des voiles. Le deuxième chargement c'est un chargement statique-cyclique proposé par le programme expérimental SAFE et le point d'excitation c'est identique comme le déplacement imposé. Les 2 figures présentent le chargement imposé appliqué sur les voiles T10 et T12.

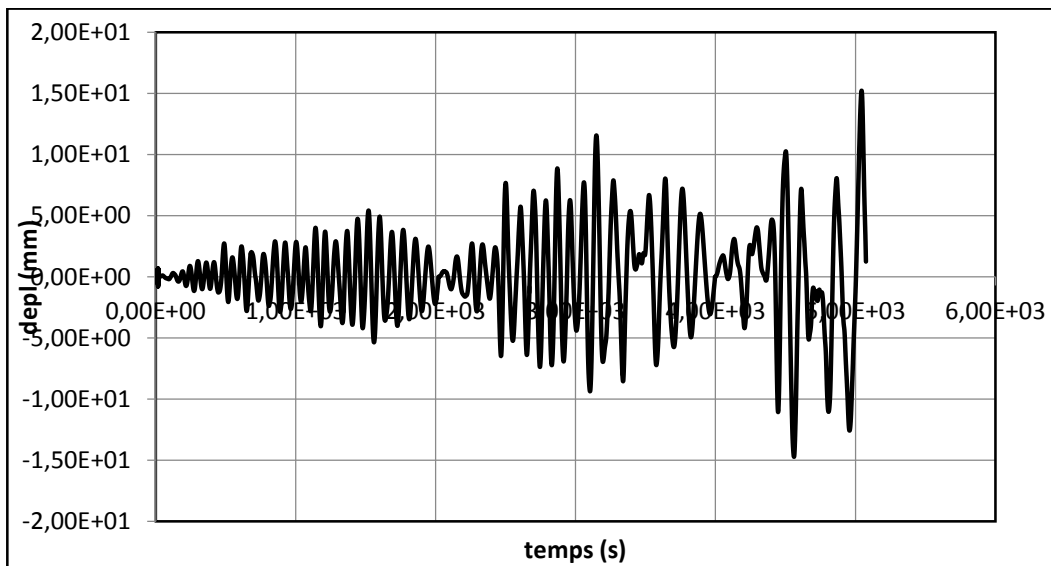


figure3. 8:: déplacement –temps (T10).

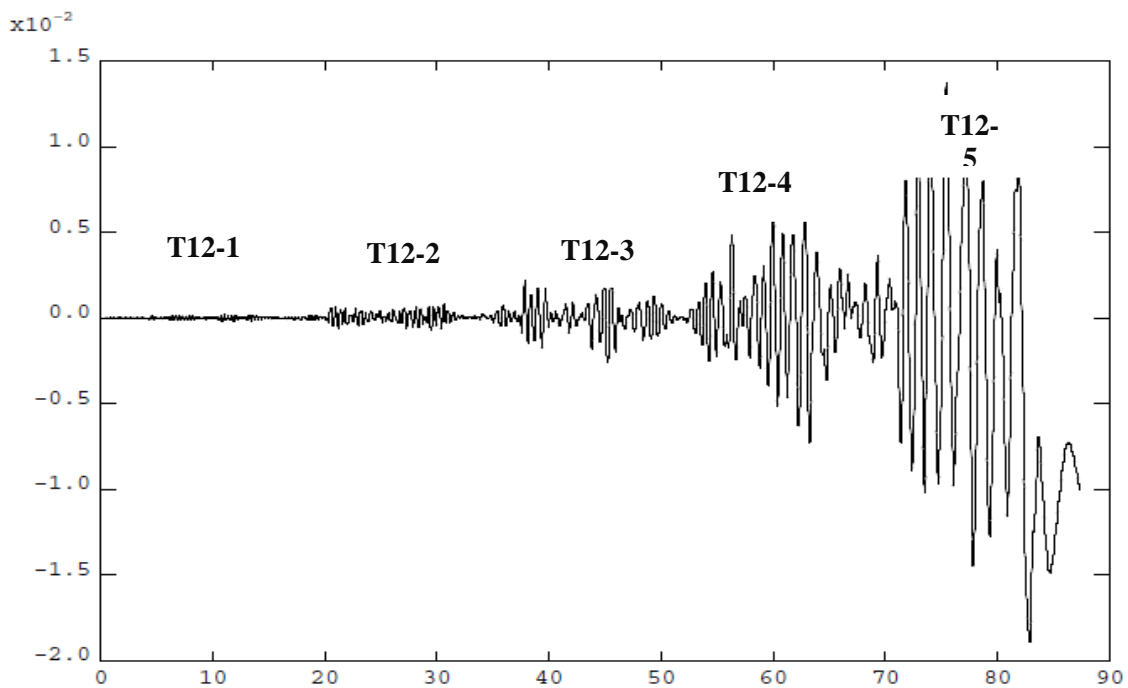


figure3. 9: : déplacement –temps (T12).

3.6. Résultats et discussions

Dans ce qui suit, on présente la réponse globale (effort-déplacement) obtenus avec les résultats expérimentaux. Dans un premier temps, les résultats des modélisations simplifiées (Multicouche/Multifibre) sont comparés avec l'expérimentation.

3.6.1. Résultat push-over (Statique monotone)

3.6.1.1. Voile T10

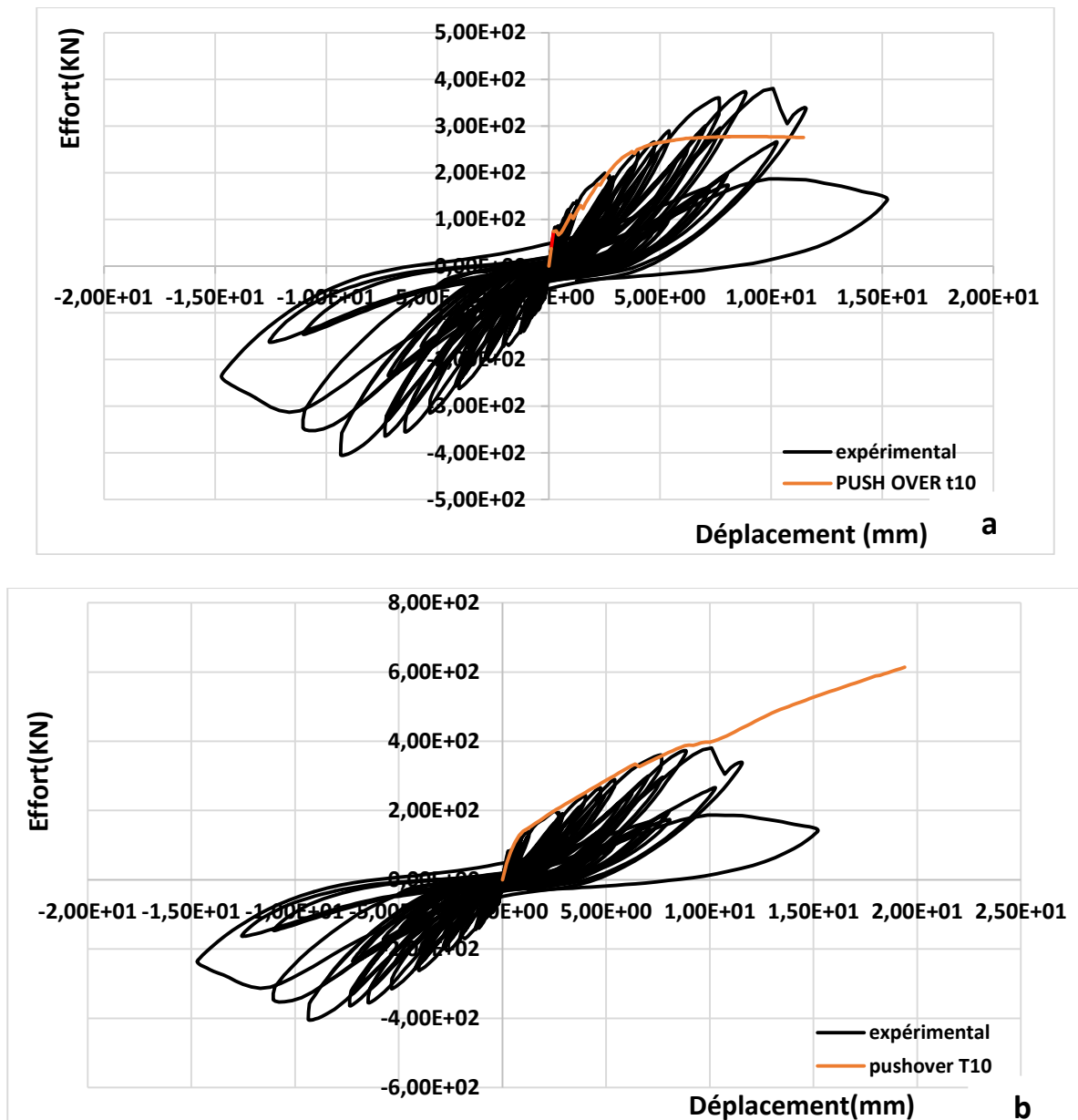


Figure 3.10 la réponse globale (expérimental avec numérique (statique)) pour voile T10 (a) Approche Multifibre (b) Approche Multicouche.

3.6.1.2. Voile T12

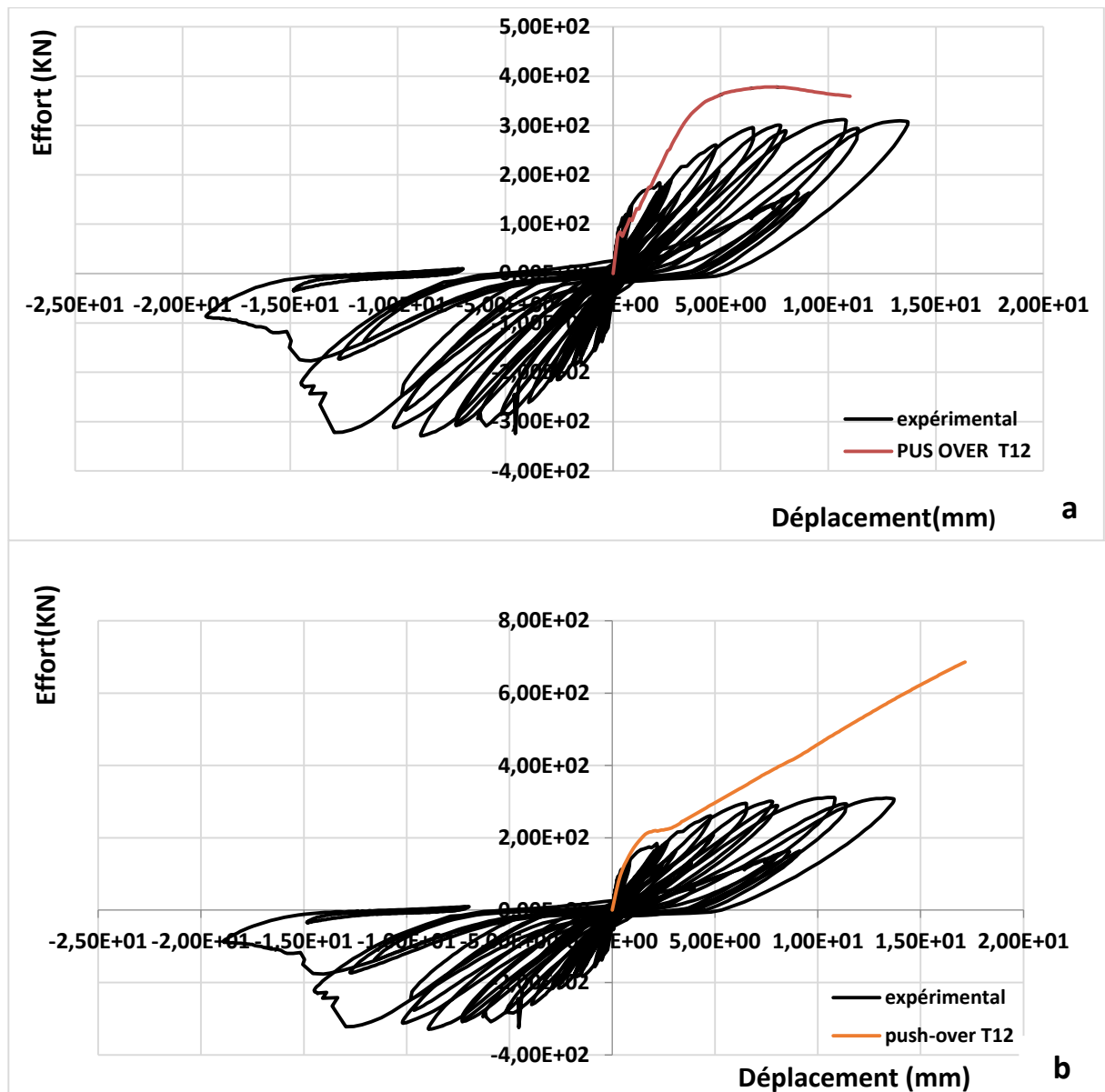


Figure 3.11 la réponse global (expérimental vs numérique (statique)) pour voile T12 (a) Approche Multifibre (b) Approche Multicouche.

3.6.2. Résultat cyclique

Les mêmes comparaisons sont réalisés pour le cas de chargement statique-Cyclique :

3.6.2.1. Approches multi couches

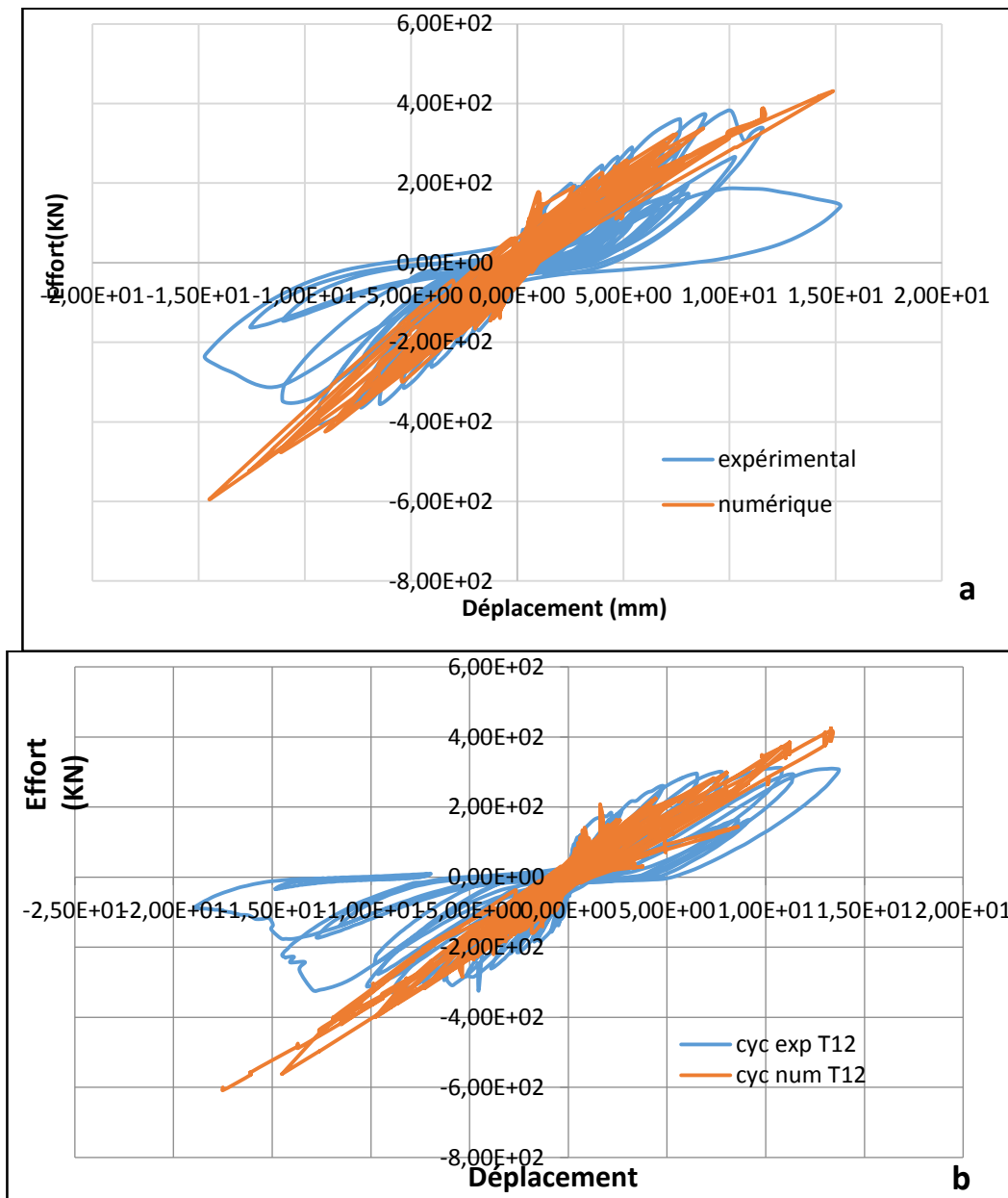


figure3. 10:la réponse global (expérimental vs numérique (cyclique)) pour voile (a) T10 et (b) T12-multi couches.

3.6.2.2 Approche multi fibres :

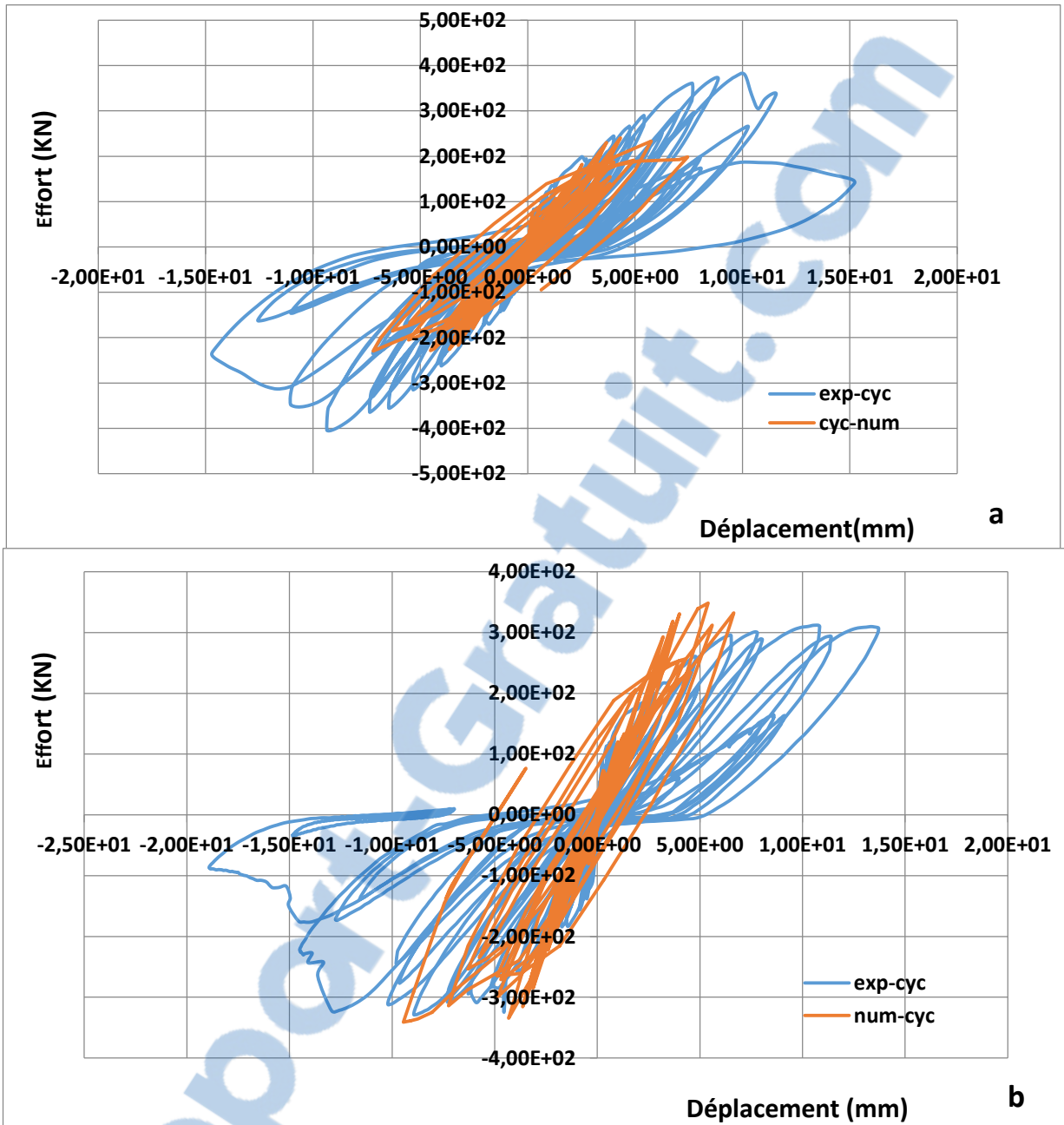


figure3. 11:la réponse global (expérimental avec numérique (cyclique)) pour voile T10 (a) et T12 (b)-multi fibres.

3.6.3 Comparaison approche macroscopique Vs. Expérimentation

3.6.3.1 Courbe effort-déplacement (statique-monotone)

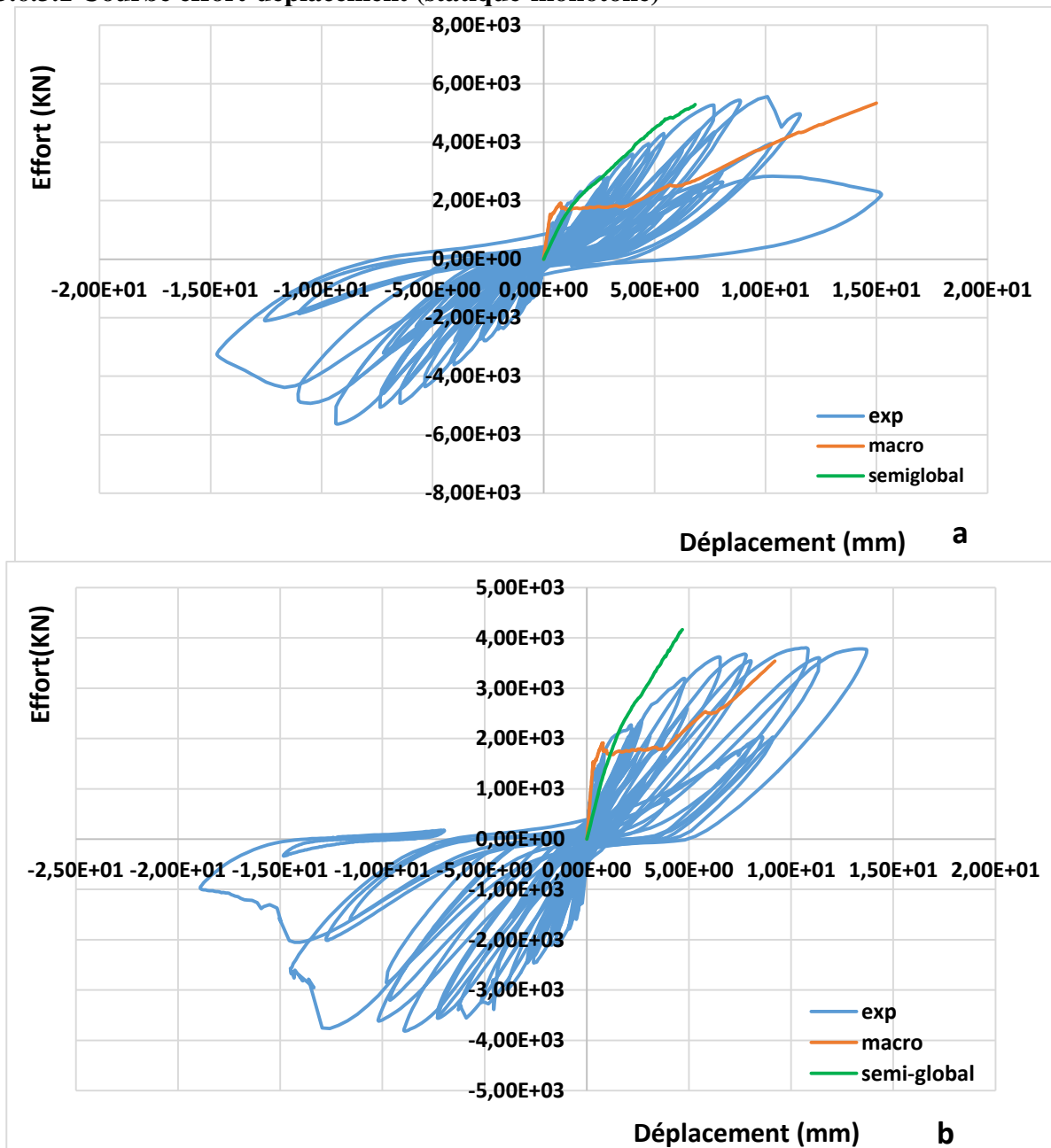
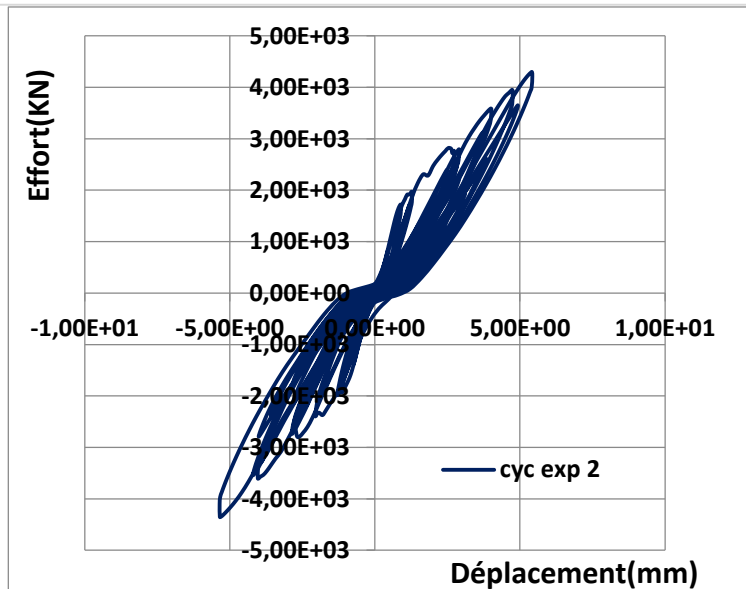
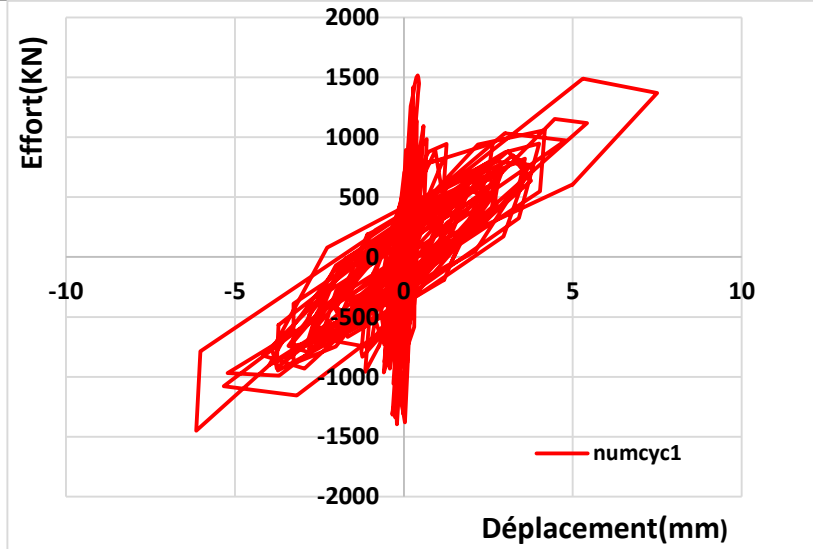
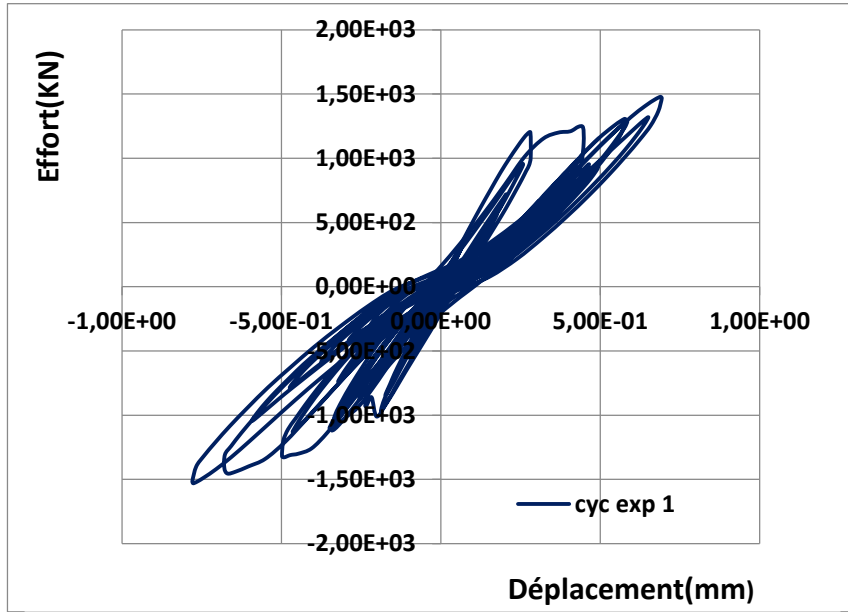


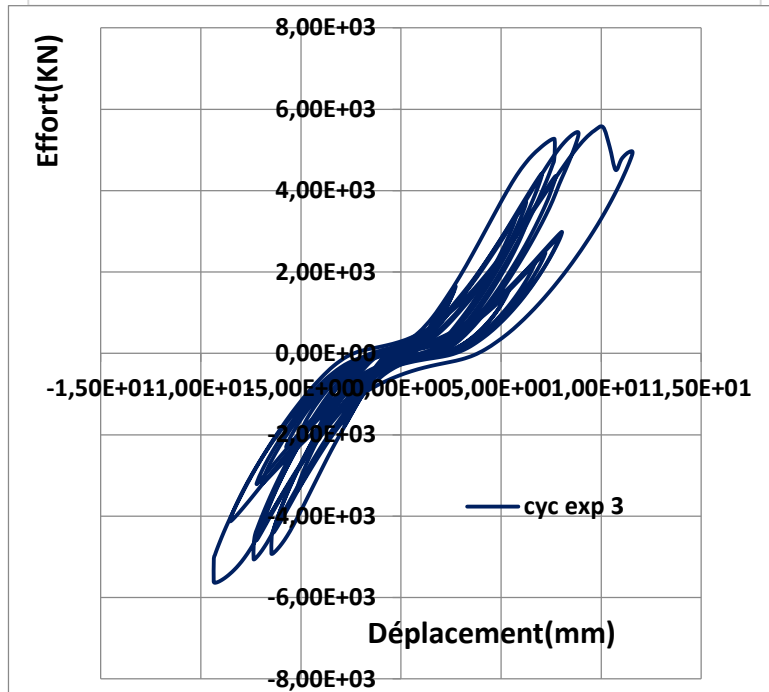
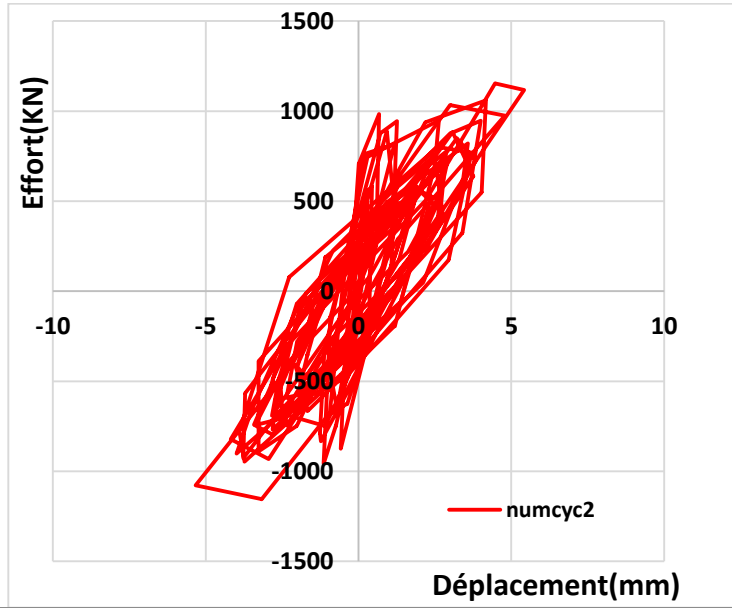
figure3. 12: courbe de capacité macro avec semi-global (multicouche).

Un chargement statique constitue une sorte de courbe enveloppe à la réponse non linéaire statique cyclique (figure 3.14). L'intérêt principal de ce calcul est d'analyser le comportement de la structure pour des niveaux de non linéarité (endommagement) proches de ceux rencontrés dans le cadre du calcul dynamique non linéaire.

La confrontation de la réponse globale expérimentale avec les résultats numériques montre que l'effort ultime estimé par le modèle passe par la réponse globale expérimentale. On peut dire aussi qu'après la plastification des armatures longitudinale la forme des cycles évolue suivant leurs comportements (comportement des aciers).

3.6.3.2. Courbe effort déplacement (cyclique (T10))





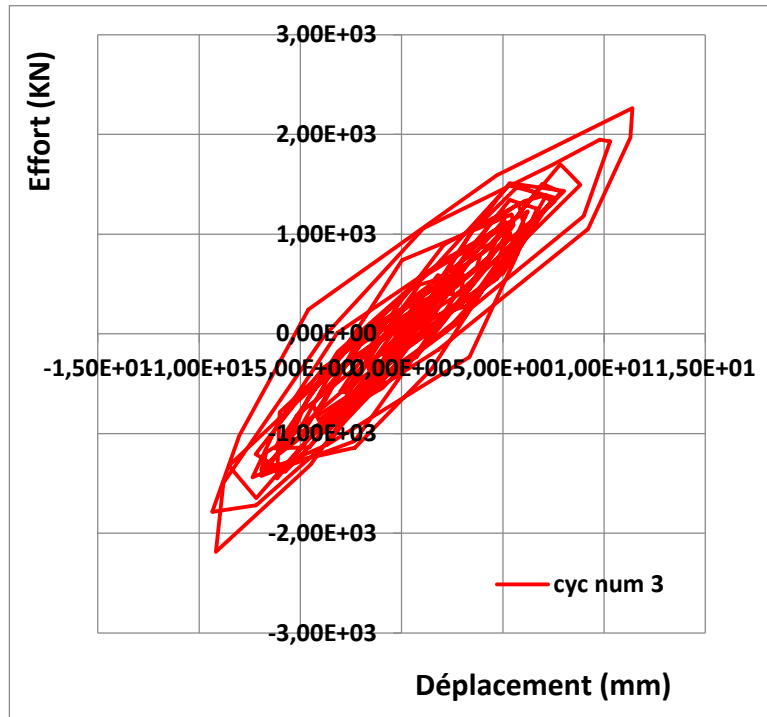
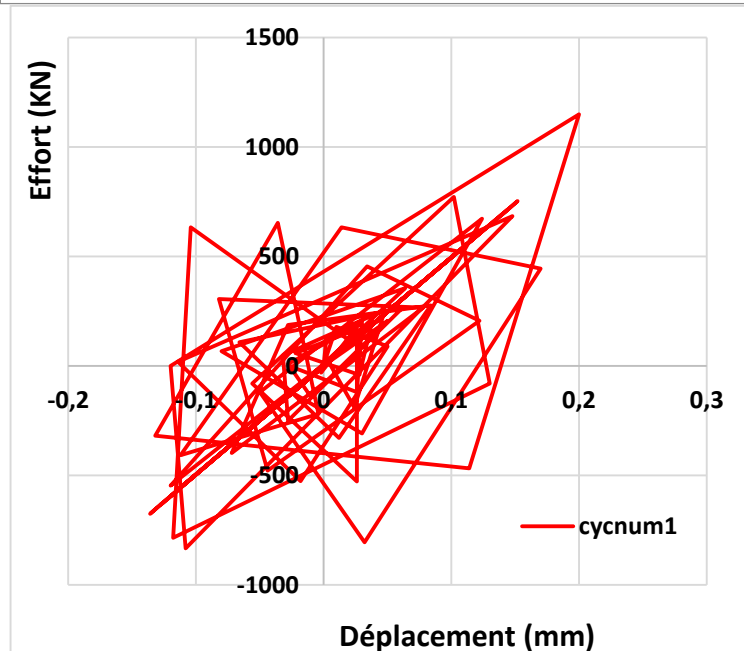
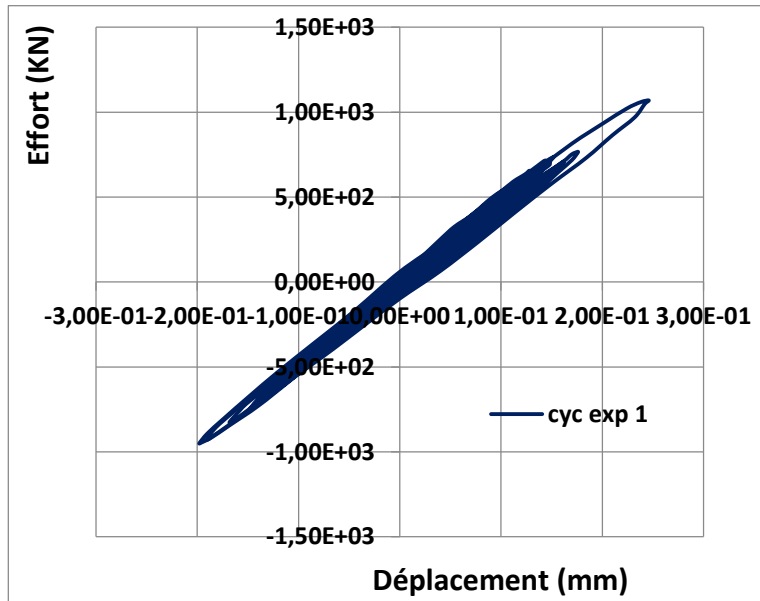
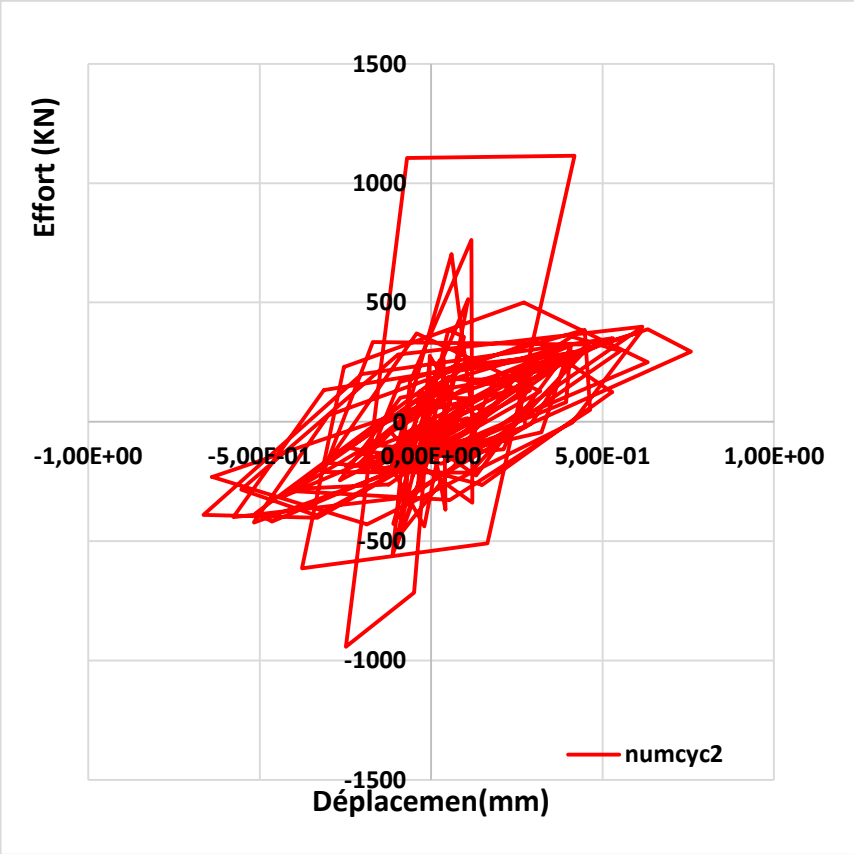
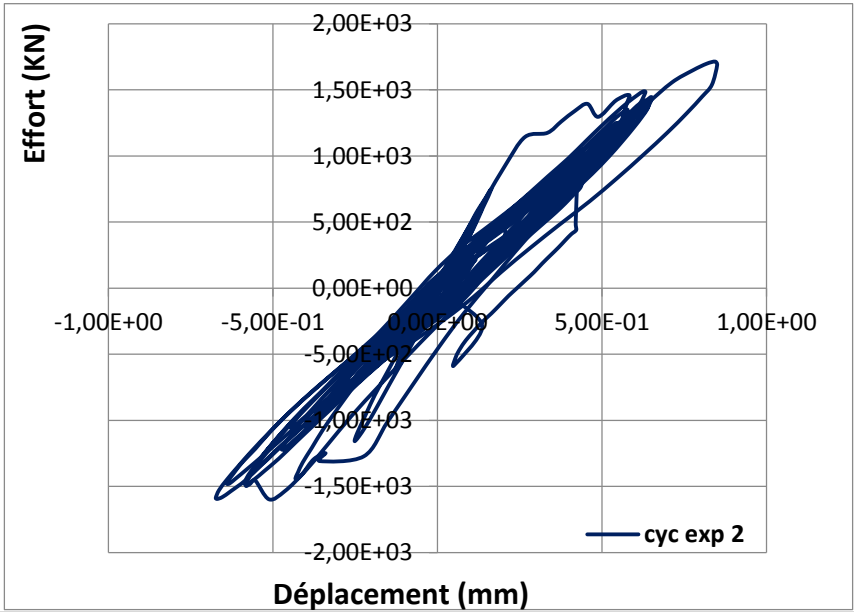


figure3. 13: comparaison différent cycles numériques avec expérimentales SAFE (T10) par approche macroscopique.

3.5.3.3 Courbe effort déplacement (cyclique (T12)) :





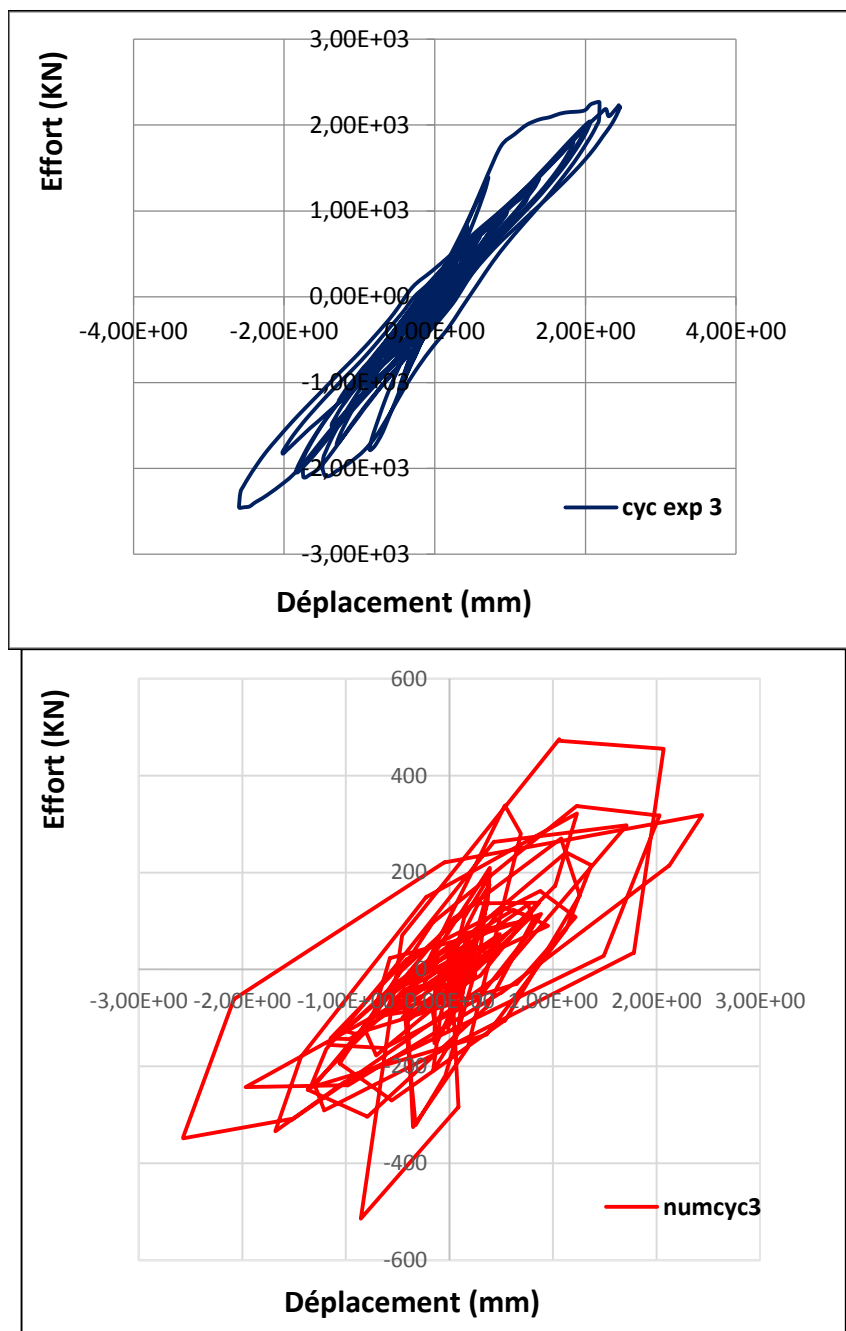


figure3. 14: comparaison différent cycles numériques avec expérimentales SAFE (T12) par approche macroscopique.

3.6.3.4. Discussions des résultats globaux :

La superposition des résultats expérimentaux et calculées montre que les efforts ultimes ont été bien estimés, mais les résultats numériques montrent aussi que les cycles 3 et 4 dissipent légèrement, une fois il y a une plastification des aciers on remarque qu'il y a une dissipation d'énergie.

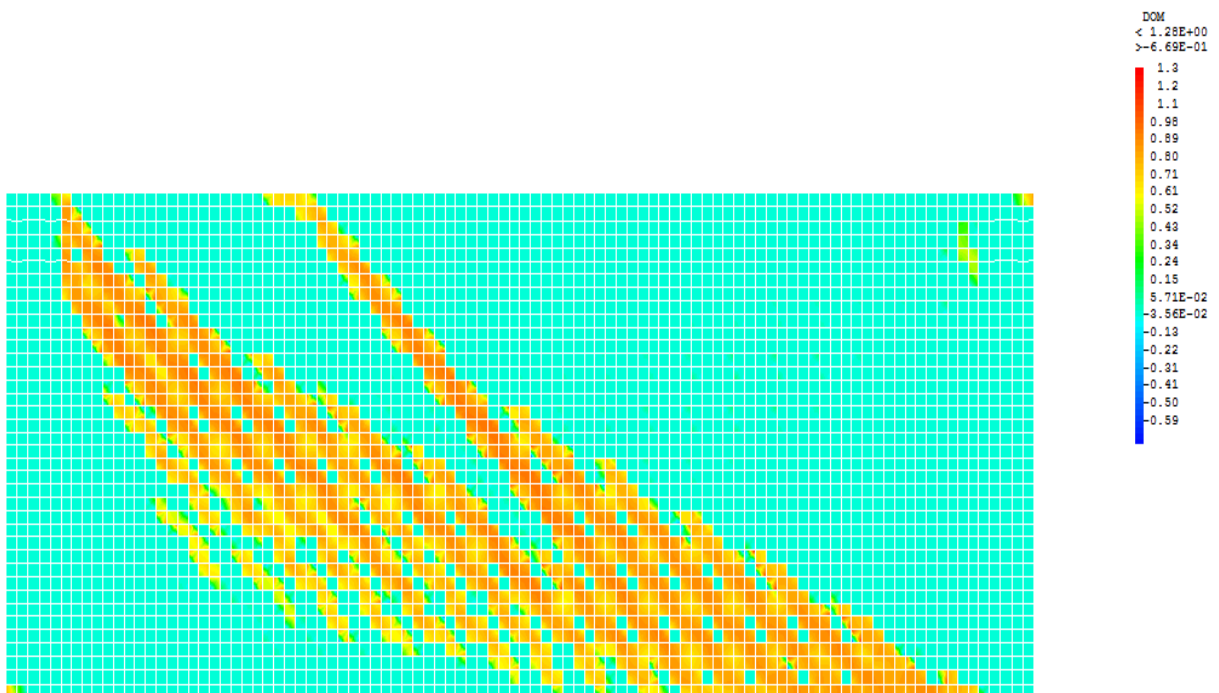
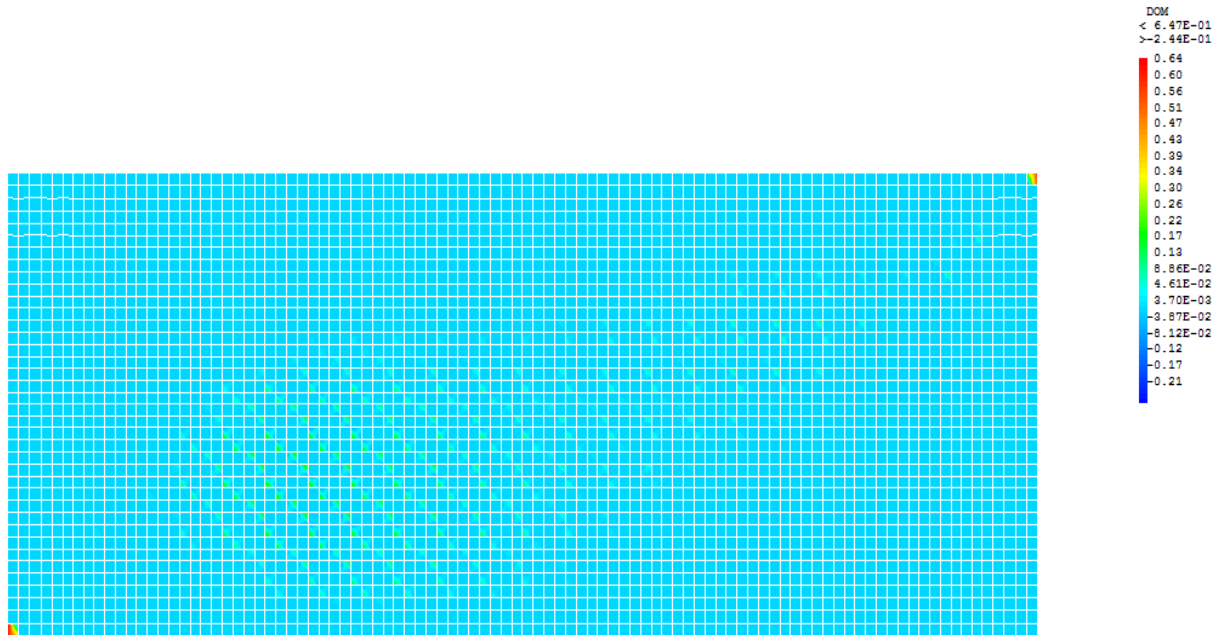
On peut noter que la diminution de la raideur globale augmente avec l'amplitude des cycles, signe d'une macro-fissuration ainsi que l'augmentation de l'énergie dissipée au sein de chacun des cycles simultanément à l'accroissement de la fissuration.

3.7. Résultats en termes comportement local (endommagement-fissuration)

3.7.1. Cas d'un chargement push-over

Avec le modèle d'endommagement du béton, la dégradation mécanique peut être représentée par l'évolution de l'endommagement dans la structure. La figure (3,17) et figure (3.18) donnent des illustrations sur le processus de l'endommagement de traction dans le béton pour différents déplacements pour les voiles T10 et T12.

a. Voile T10 :



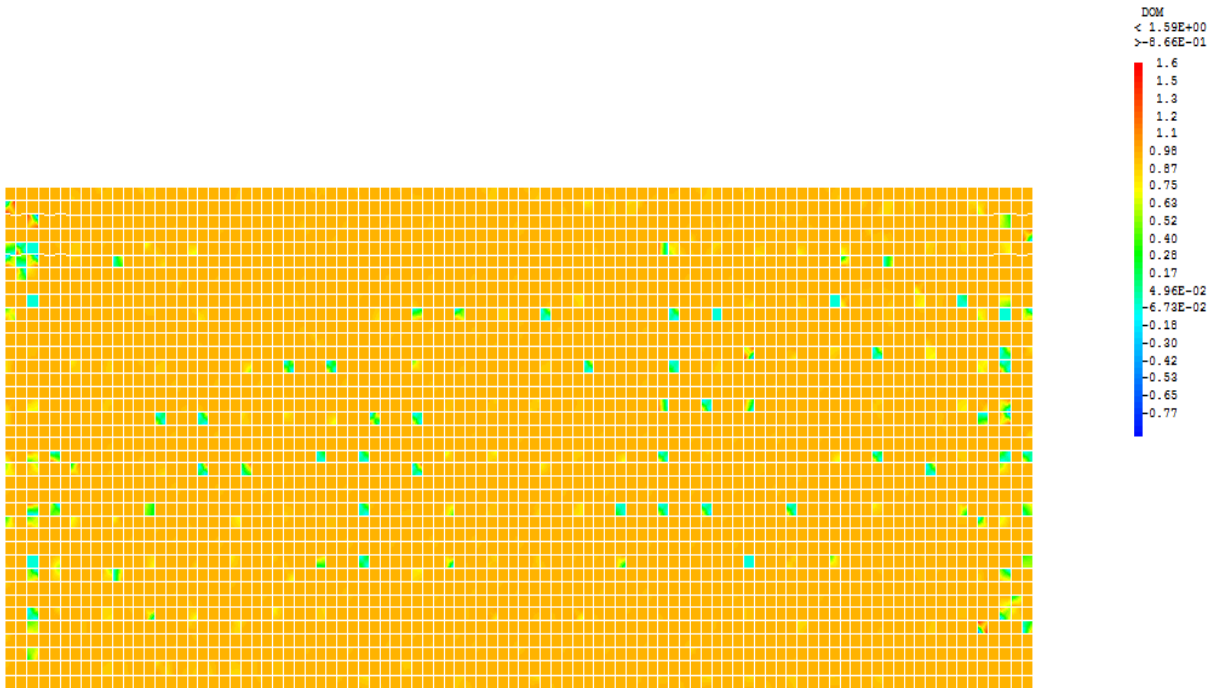
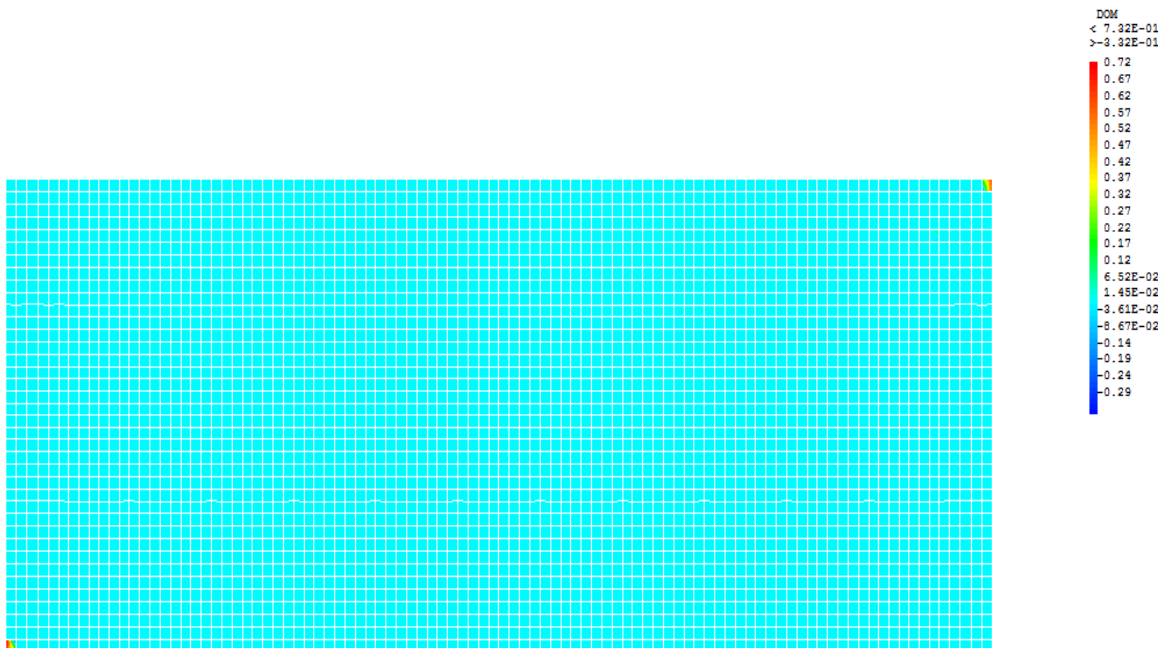


figure3. 15:évolution endommagement par traction (cisaillement) voile T10.

b. Voile T12



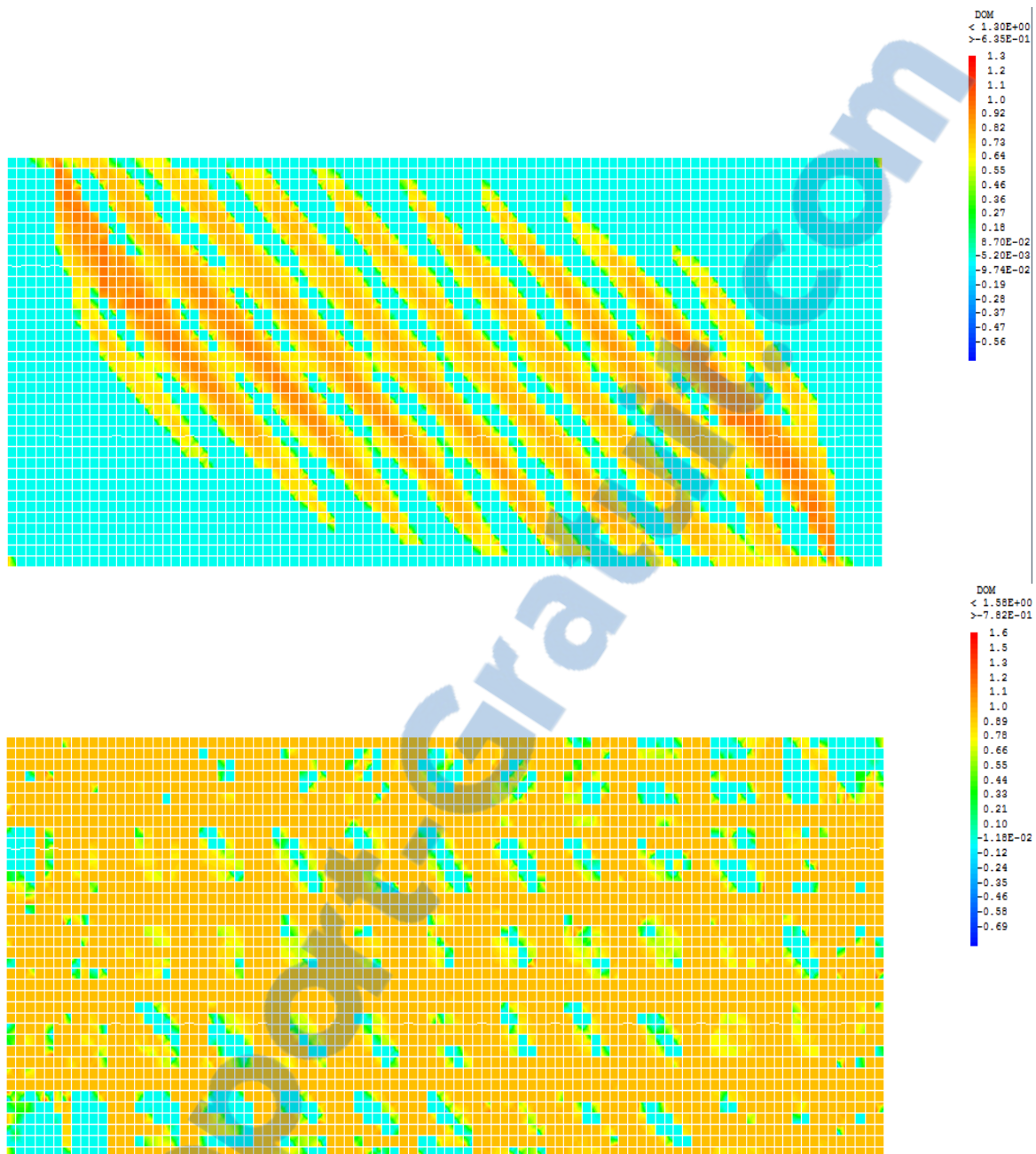


figure3. 16: évolution endommagement par traction voile T12.

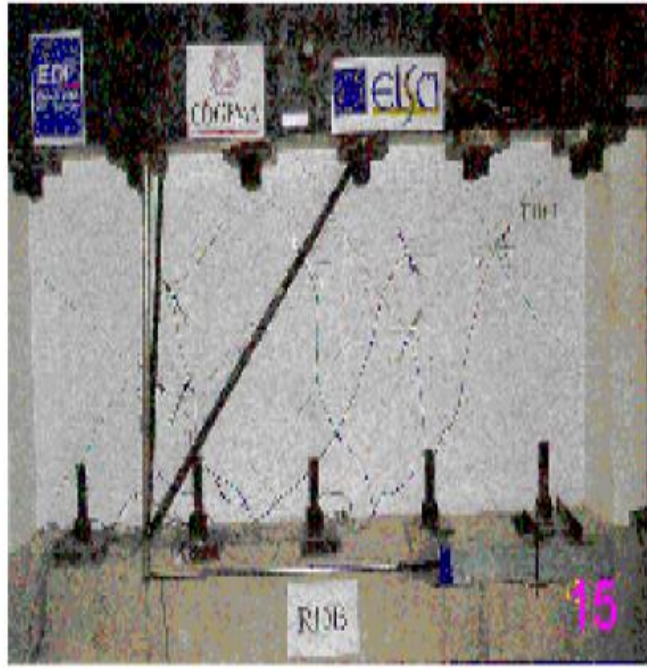
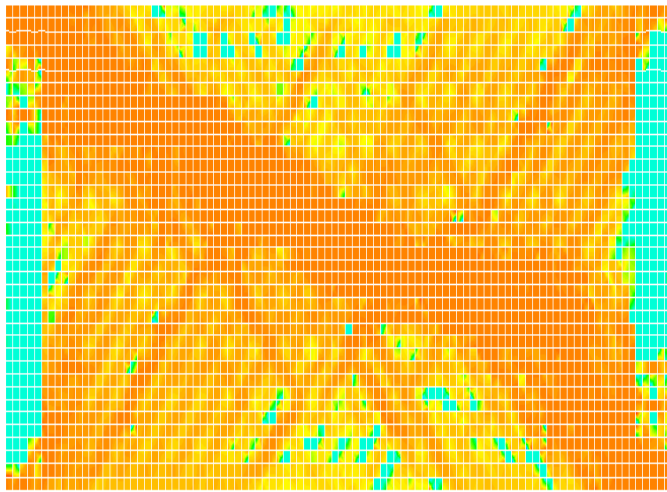
3.7.2. Cas cyclique

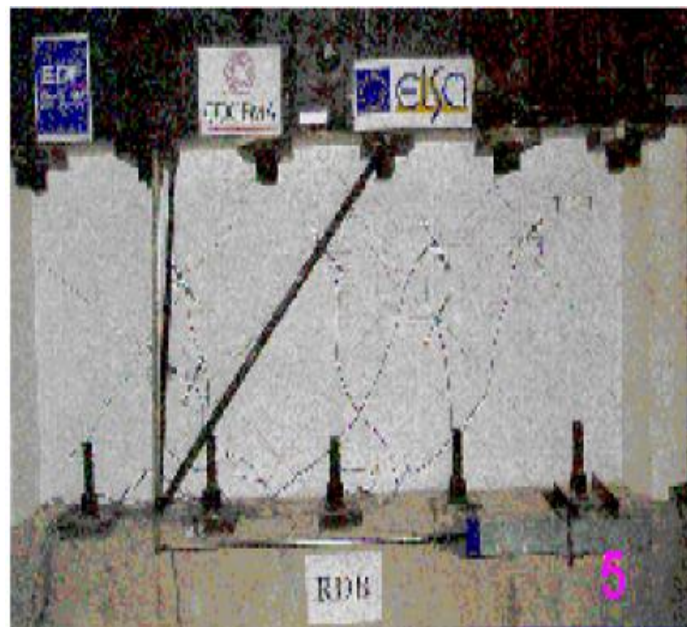
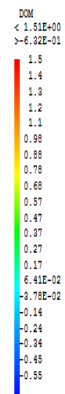
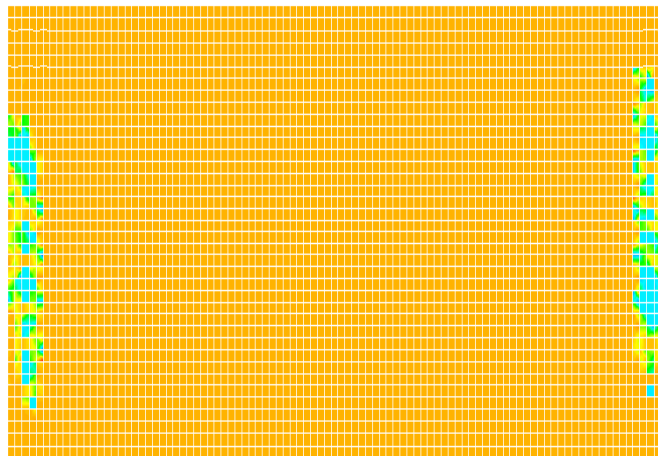
Après la validation des différentes approches de modélisation avec l'expérimental en terme global (effort –déplacement), on va présenter l'évolution de l'endommagement pour les différents cycles et faire une comparaison avec l'expérimental.

a. Voile T10

DOM
< 1.33E+00
> -7.16E-01

1.3
1.2
1.1
1.0
0.94
0.84
0.75
0.65
0.55
0.45
0.35
0.25
0.15
5.60E-02
-4.22E-02
-0.14
-0.24
-0.34
-0.44
-0.53
-0.63





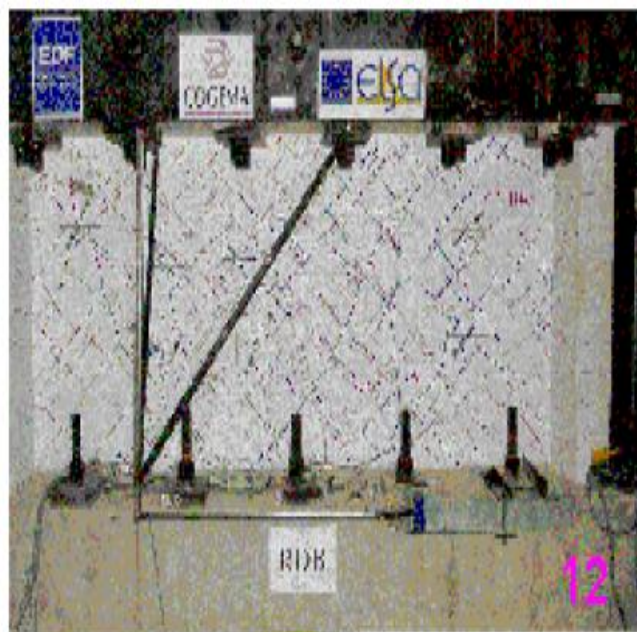
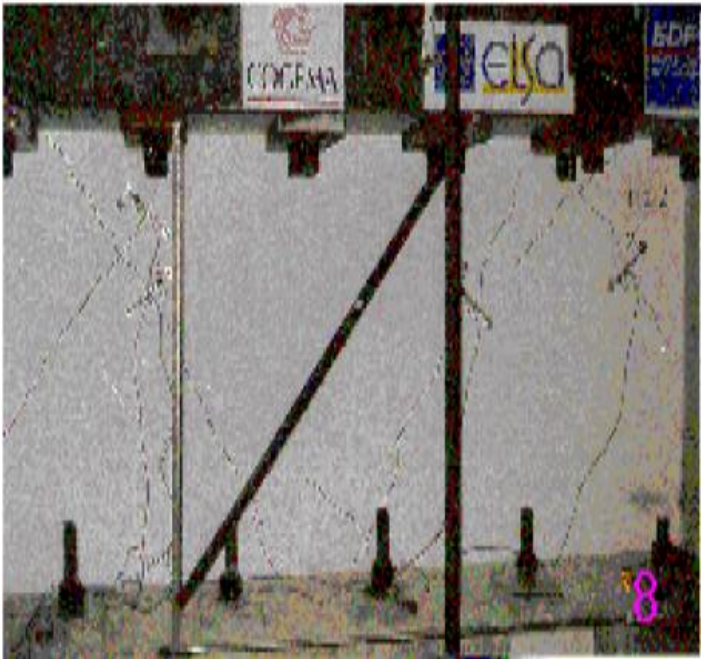
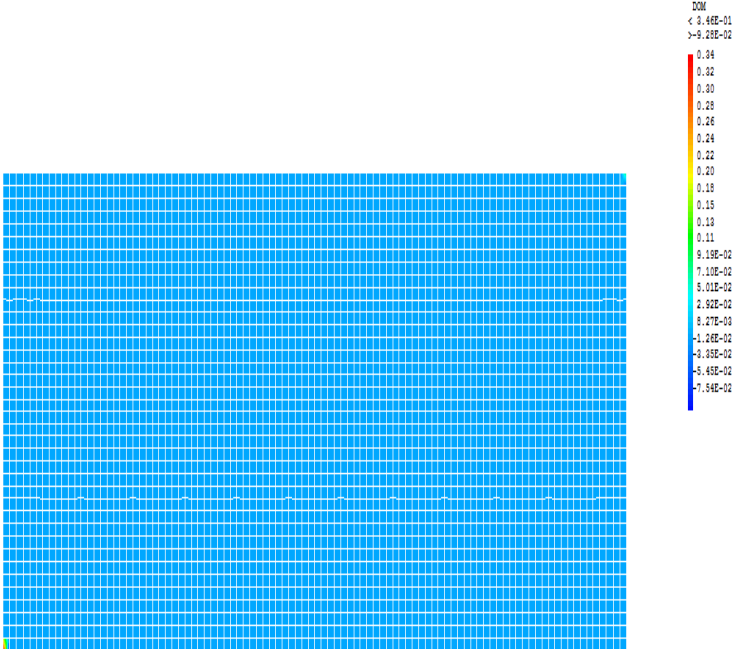


figure3. 17:évolution d'endommagement pour différent cycle T10 et comparaison avec l'expérimental.

b. Voile T12



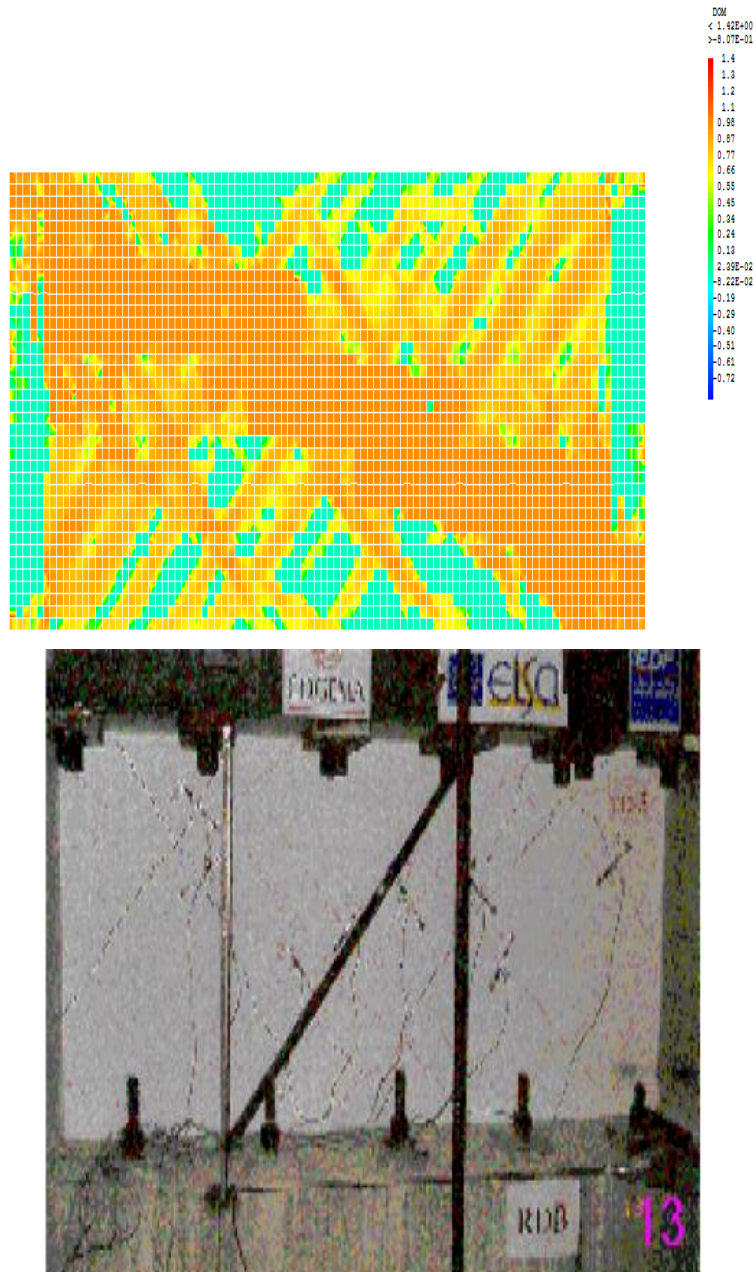


figure3. 18: évolution d'endommagement pour différent cycle T12 et comparaison avec l'expérimental.

3.7.3. Discussion des résultats locaux (cartes d'endommagement)

Les figures (3.19) et (3.20) montrent l'évolution de l'endommagement comparée avec l'ordre de répartition des ouvertures des fissures de l'expérience. Les réponses sont qualitativement similaires entre la simulation et l'expérience. On peut dire que le modèle est capable à prédire les zones d'endommagement critiques.

3.8. Conclusion

Les approches utilisées dans ce chapitre pour traiter le comportement non linéaire des voiles courtes simulent correctement le comportement global des voiles jusqu'à la ruine, mais pour les approches semi-globales on n'a pas pu reproduire l'endommagement des voiles de manière fiable.

On a utilisé l'approche macroscopique pour définir la réponse globale et locale en terme d'endommagement, afin d'améliorer les résultats expérimentaux, les essais sur les voiles ont été effectués par des instruments de mesure de champs très développés, afin de déterminer les ouvertures de fissures le long du chargement. L'objectif de chapitre suivant est d'évaluer les ouvertures de fissures et de les comparer avec les résultats mesurés et celles prédites par la réglementation.

Chapitre 04

Evaluation des ouvertures des fissures et confrontation avec réglementation internationale.

4.1. Introduction

Les codes de calcul et de dimensionnement des structures en béton armé proposent des formules empiriques pour l'évaluation des ouvertures des fissures dans les états limite de service (état limitation des ouvertures des fissures) qui prennent en considération plusieurs paramètres tel que la durée de chargement les classe exposition environnementaleex, ces formules empiriques ne peuvent pas être généralisées pour toutes les structures en béton armée.

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer les ouvertures des fissures et leur propagation par trois approches, la modélisation semi-globale et la modélisation macroscopique en utilisant la procédure OUVFISS développée par Matallah et al (2010) et on compare les résultats numériques avec l'expérimentation (programme SAFE). L'effort de cisaillement est calculé et les résultats sont comparés avec les différents règlements internationaux.

4.2. L'évolution des ouvertures de fissures OUVFISS

Une approche de modélisation continue basée sur la mécanique d'endommagement est employée pour calculer les ouvertures de fissure dans une structure en béton. M. Matallah et al (2010) ont proposés une méthode de post traitement basée sur la régularisation énergétique pour extraire les ouvertures de fissure à partir d'un calcul d'endommagement continu en éléments finis. Cette méthode peut être appliquée à tous les modèles continus d'endommagement ou/et plasticité [Medjahed Amina, 2012].

Dans les modèles basés sur les approches continues, on suppose que la fissure se localise dans une bande de largeur h sur laquelle, on considère que les microfissures sont uniformément distribuées.

La dissipation de l'énergie est constante, et donnée par la formule suivante :

$$G_f = \int_0^{\infty} \sigma d\delta \quad (4.1)$$

Avec $d\delta$: saut déplacement.

Le saut de déplacement au niveau de la fissure est calculé comme étant le produit de la déformation de rupture ε^f et la largeur de la bande h .

Dans la zone de rupture, la déformation totale est définie comme la somme de la déformation élastique et une déformation inélastique.

On considère que dans chaque élément il y a une fissure, la déformation de rupture totale est sous la forme suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^{ouf} \quad (4.2)$$

Lors d'un calcul par élément fini, on peut estimer les déformations des ouvertures de fissures à partir des contraintes anélastiques.

$$\sigma_{ij}^{in} = \sigma_{ij} - \widetilde{\sigma}_{ij} \quad (4.3)$$

Les contraintes effectives sont calculées à partir des déformations élastiques :

$$\widetilde{\sigma}_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (4.4)$$

La déformation d'ouverture de fissure est donnée par :

$$\varepsilon_{ij}^{ouf} = C_{ijkl}^{-1} \sigma_{ij}^{in} \quad (4.5)$$

L'ouverture normale à la direction de la fissure σ_n est donnée par :

$$\sigma_n = n_i \sigma_{ij} n_j \quad (4.6)$$

L'ouverture des fissures est calculée en considérant que chaque élément est traversé par une seule fissure, la valeur moyenne du déplacement est :

$$\delta_n = \int \varepsilon_n^{ouf} = \int \mathbf{n}_i \varepsilon_{ij}^{ouf} \mathbf{n}_j d\mathbf{n}. \quad (4.7)$$

Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau suivant :

Paramètre de modèle	Valeur
Kconst (Seuil d'endommagement en traction)	3 ^e +6 Pa
BETA (Seuil d'endommagement en compression)	-3 ^e +6 Pa
SSI (Constante du matériau)	4 ^e +4
G _f (Energie de rupture)	100N/m
EPSR (La déformation à la rupture)	0.267
SIGF (Contrainte de la refermeture de fissure)	1.5 ^e +6Pa

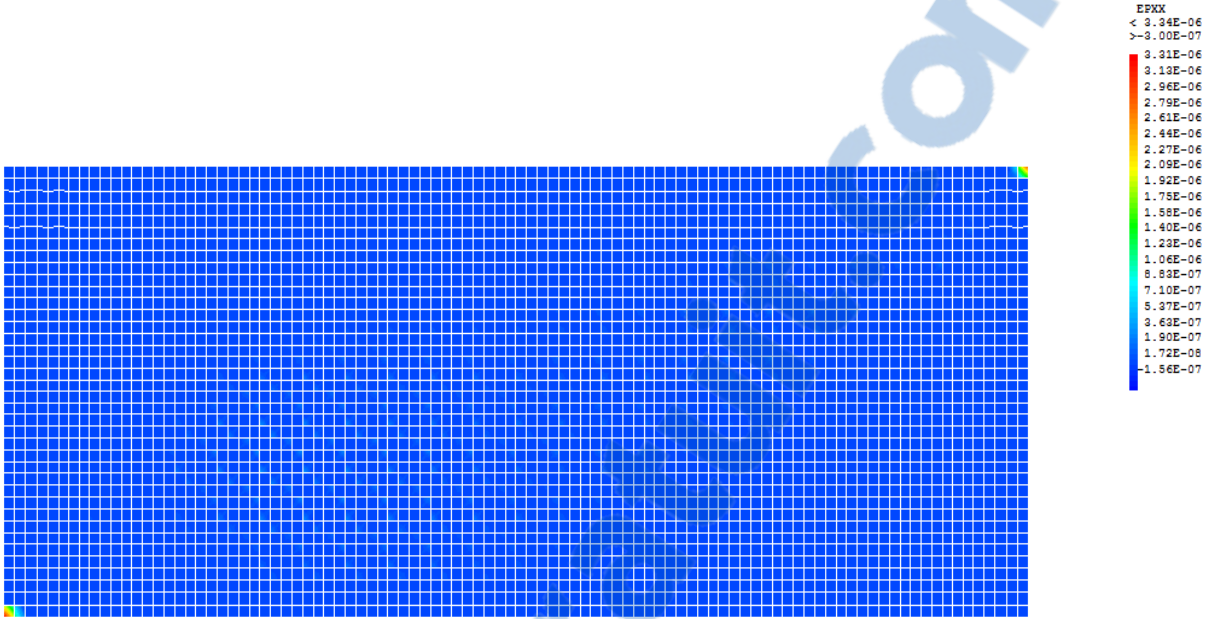
Tableau4. 1: identification paramètre de modèle (OUVFISS) utilisée dans la simulation.

4.3. Les résultats du comportement local (Ouverture des fissures)

4.3.1. Cas statique

Les quatre figures donnent des illustrations sur l'évolution des ouvertures des fissures par l'approche macroscopique, cette approche permet de représenter correctement la position des ouvertures des fissures contrairement autres approches (multi fibre et multicouche).

a. T10



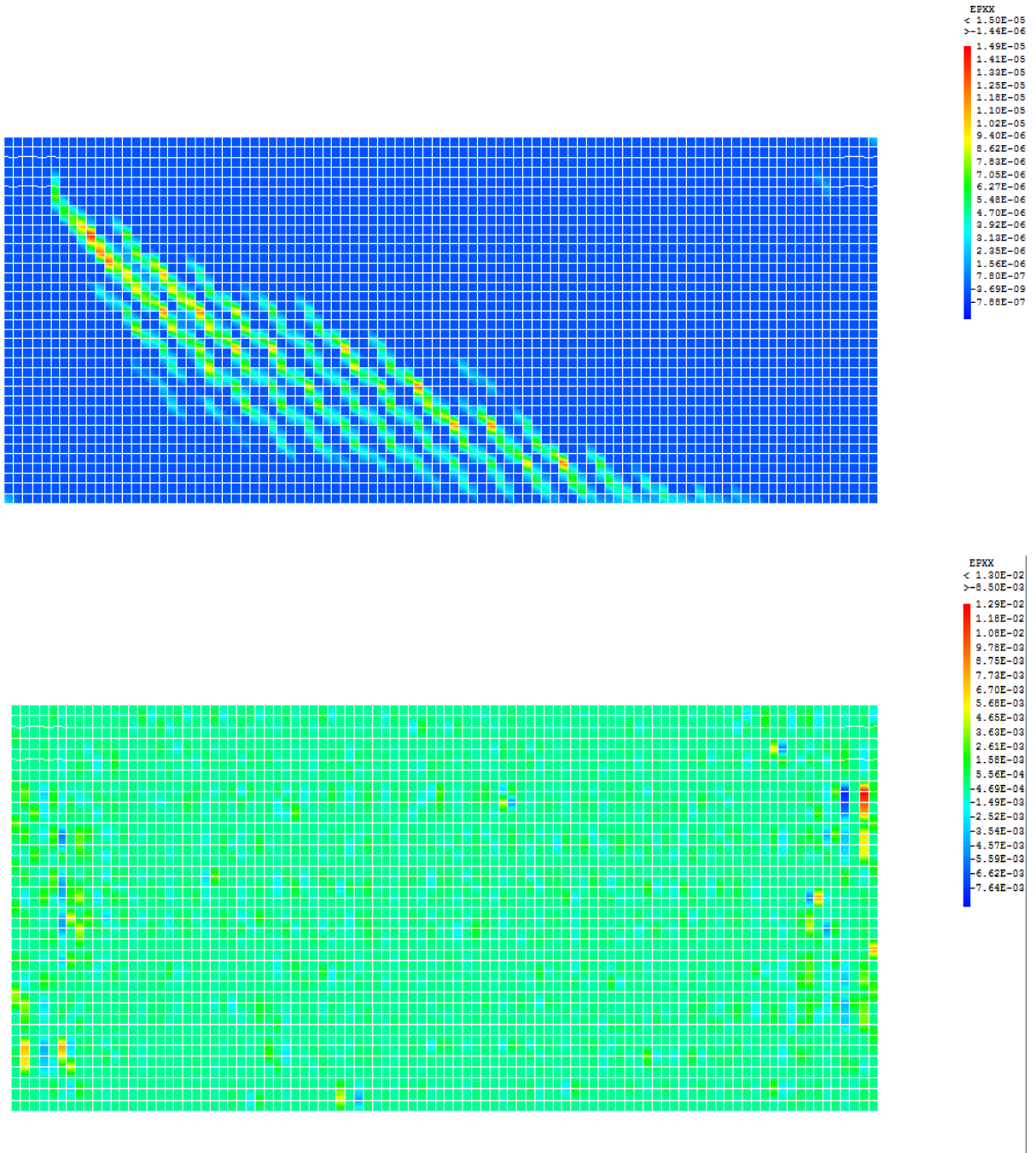
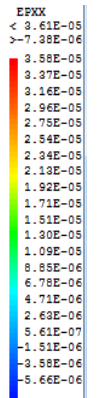
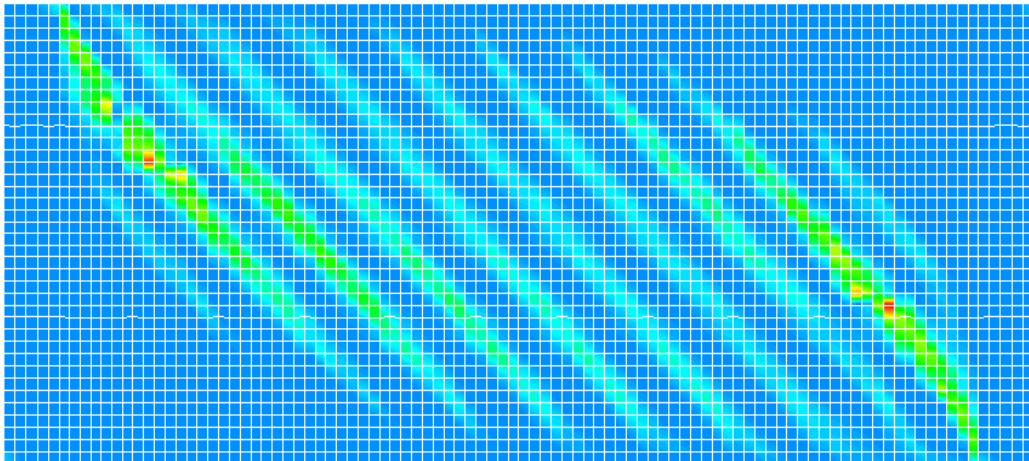
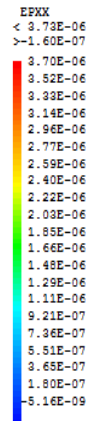
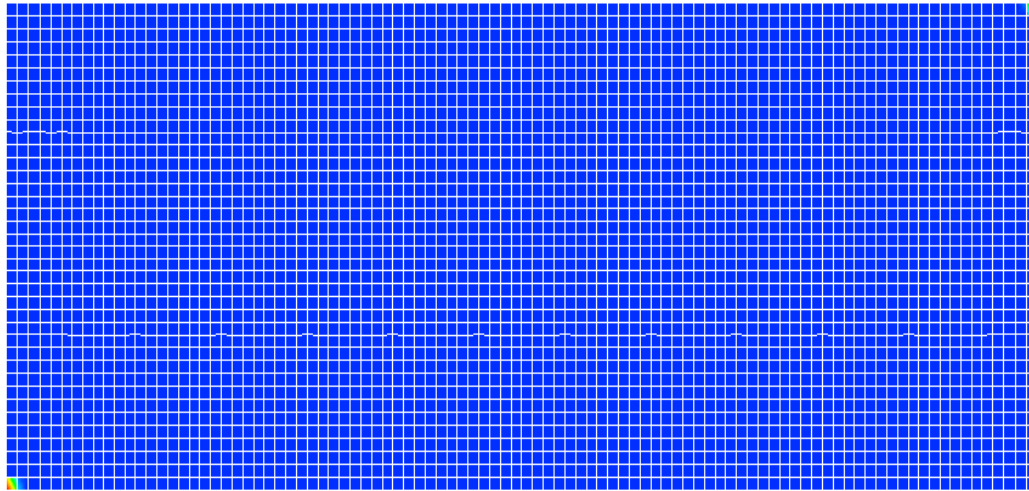


Figure4. 1:Illustration sur évolution des ouvertures des fissures pour voile T10.

b. T12 :



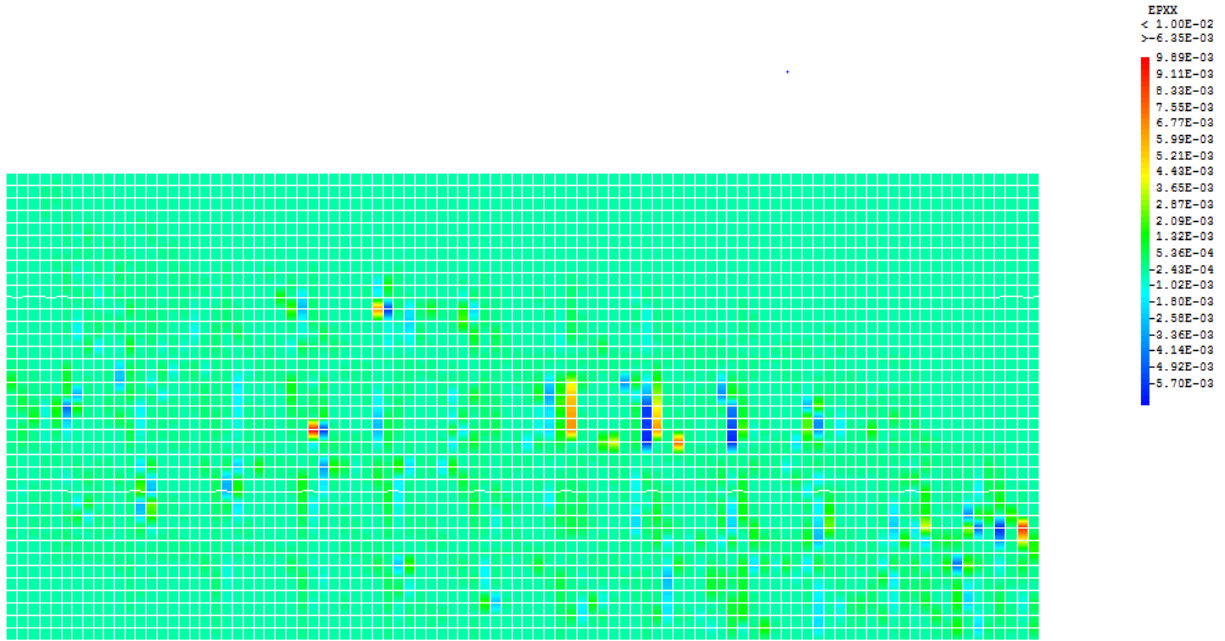


Figure4. 2:Illustration sur évolution des ouvertures des fissures pour voile T12.

4.3.2. Cas cyclique a. T10

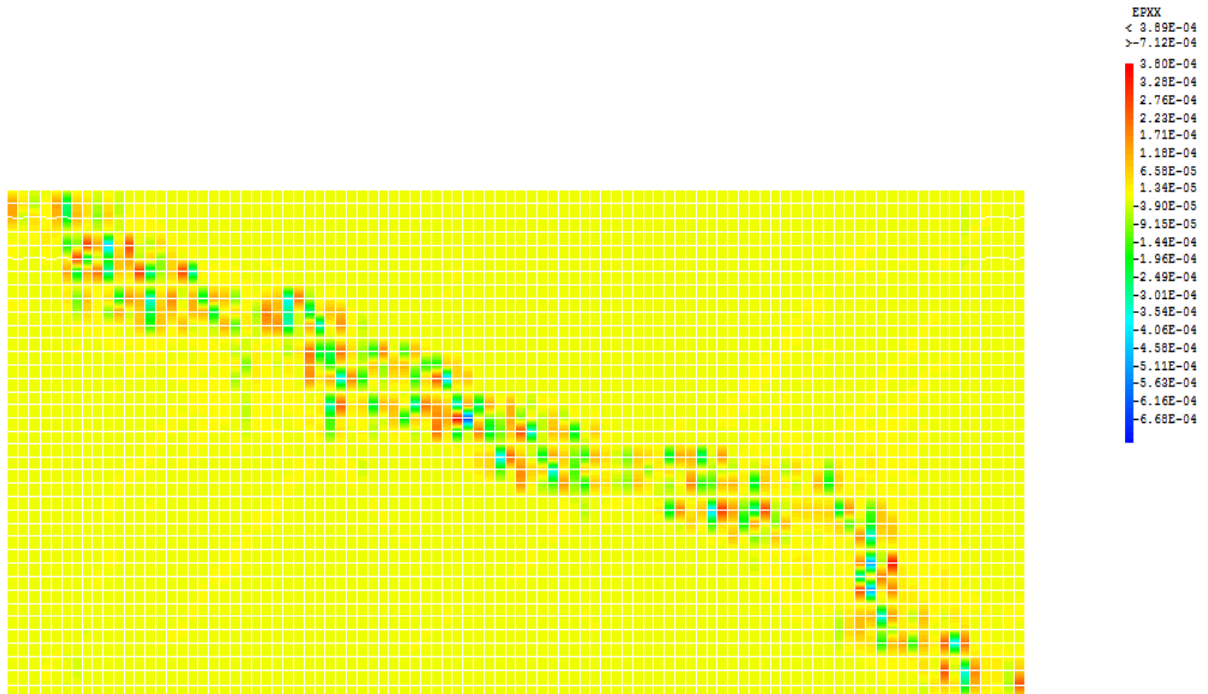


Figure4. 3:La carte de l'ouverture de fissures pour un déplacement de 0.78mm.

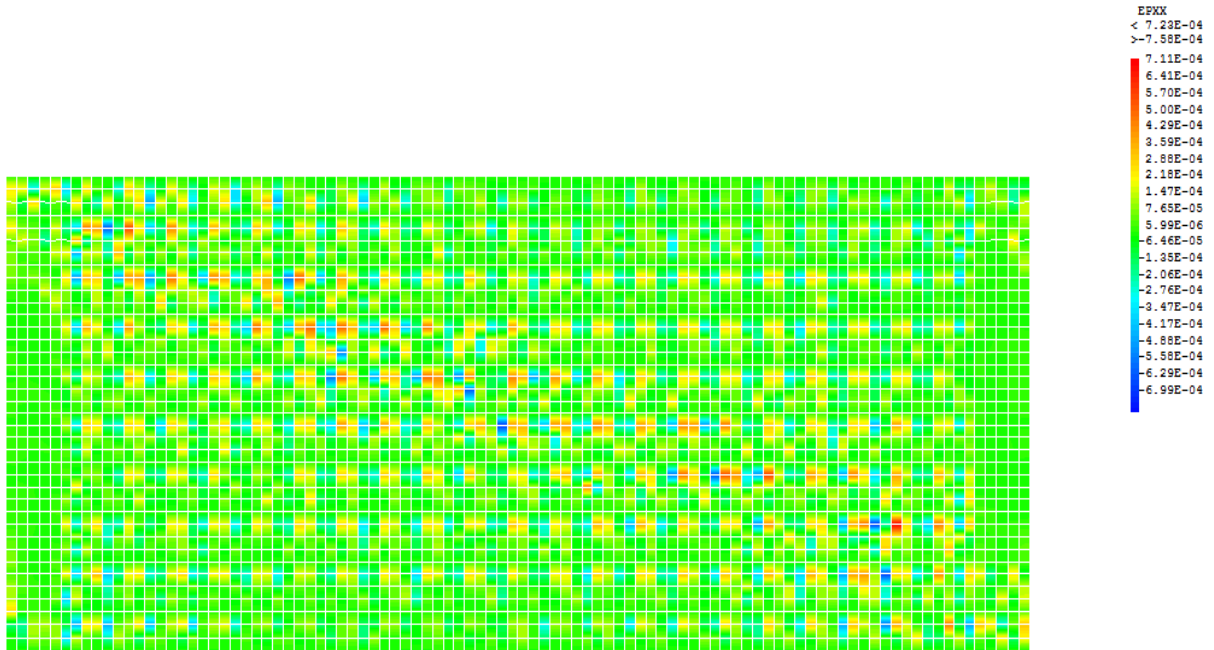
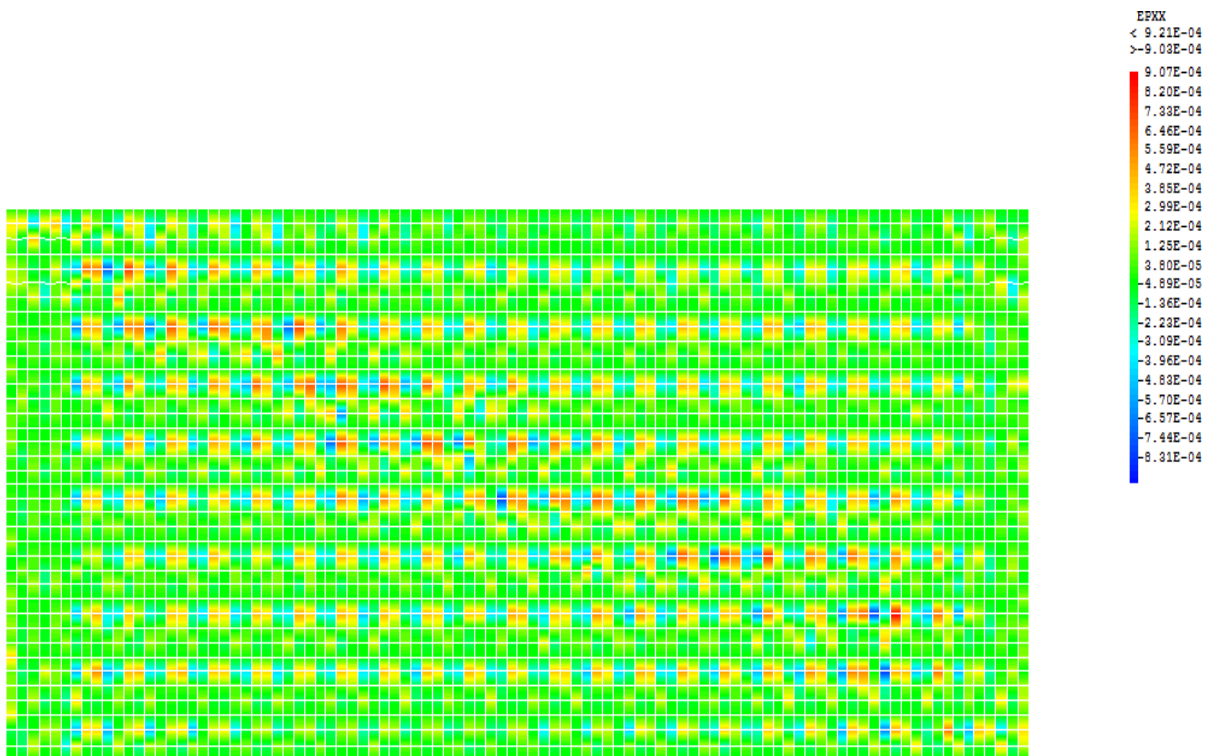


Figure4. 4:La carte de l'ouverture de fissures pour un déplacement de 5.43mm.



1

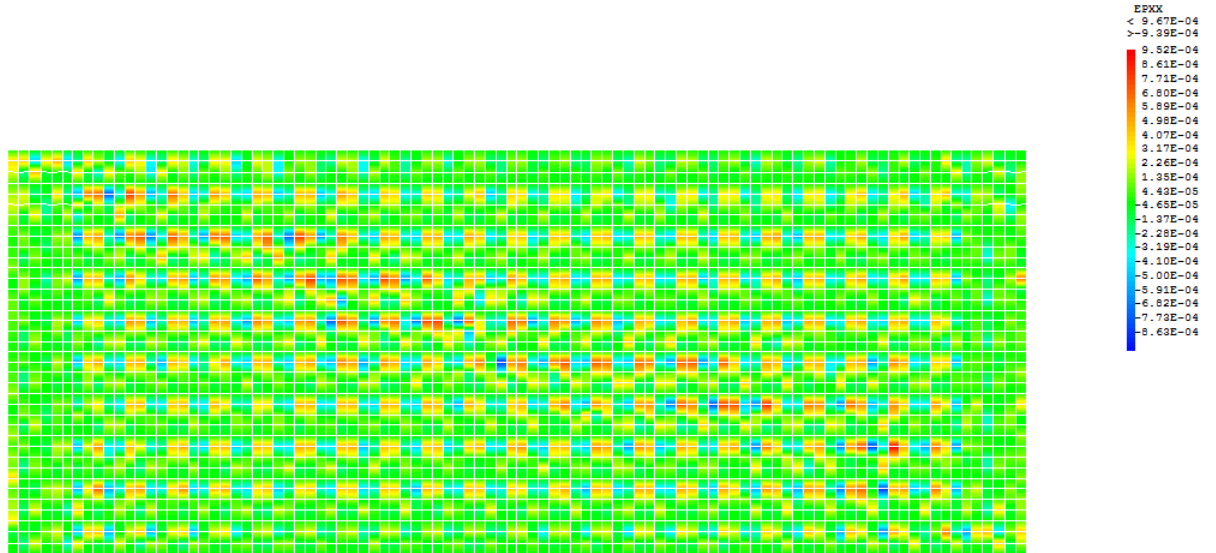


Figure4. 6:6 La carte de l'ouverture de fissures pour un déplacement de 13.50mm.

b. T12 :

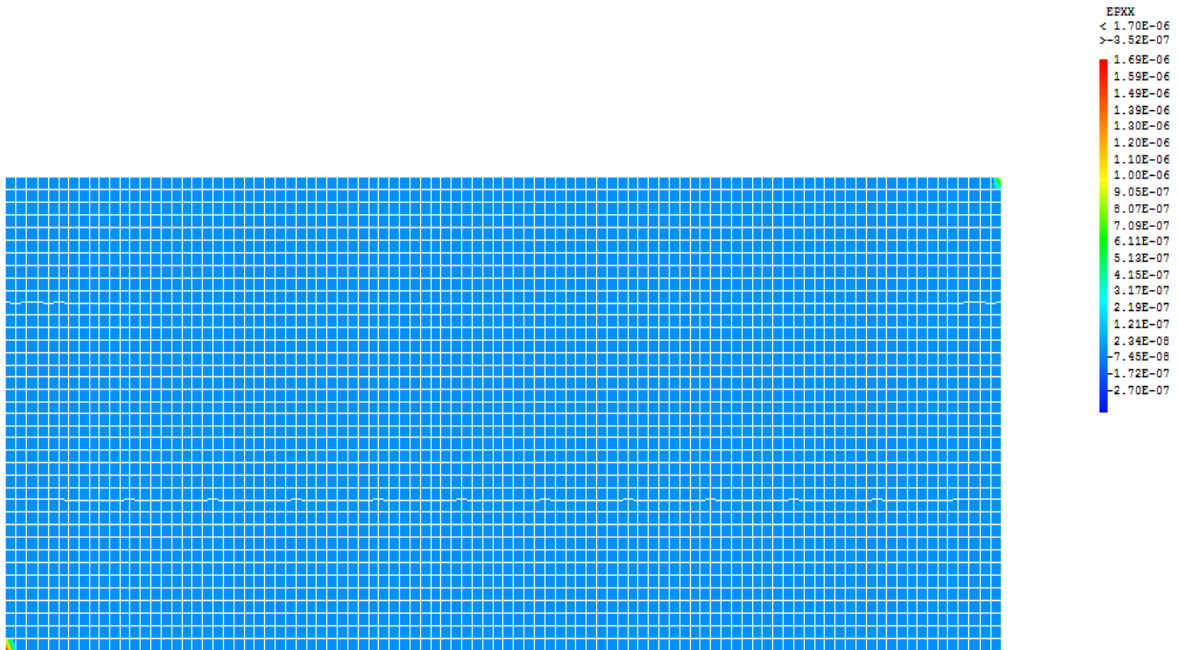


Figure4. 7:La carte de l'ouverture de fissures pour un déplacement de 0.25 mm.

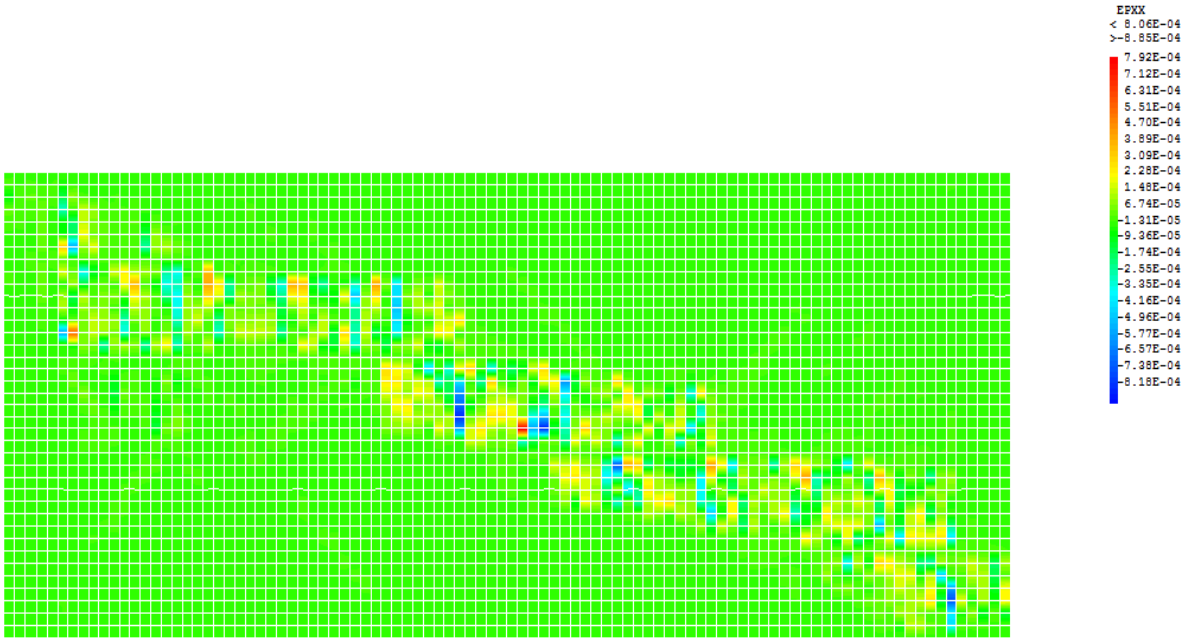


Figure4. 8:La carte de l'ouverture de fissures pour un déplacement de 0.85mm.

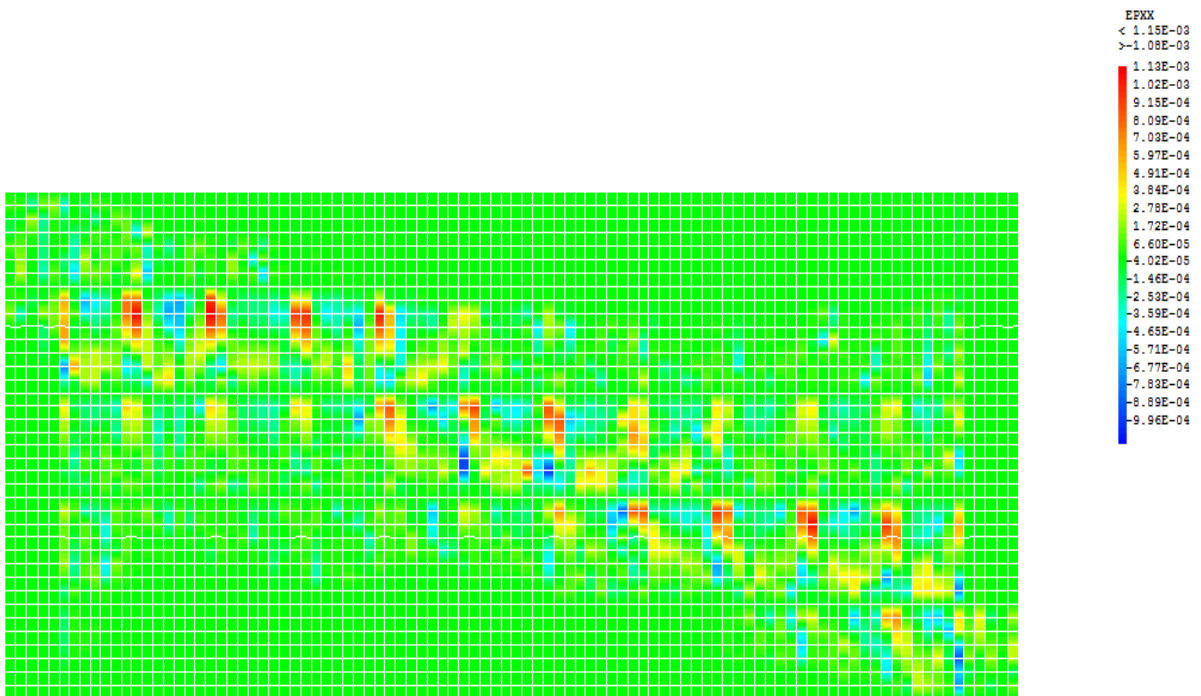


Figure4. 9: La carte de l'ouverture de fissures pour un déplacement de 2.60mm.

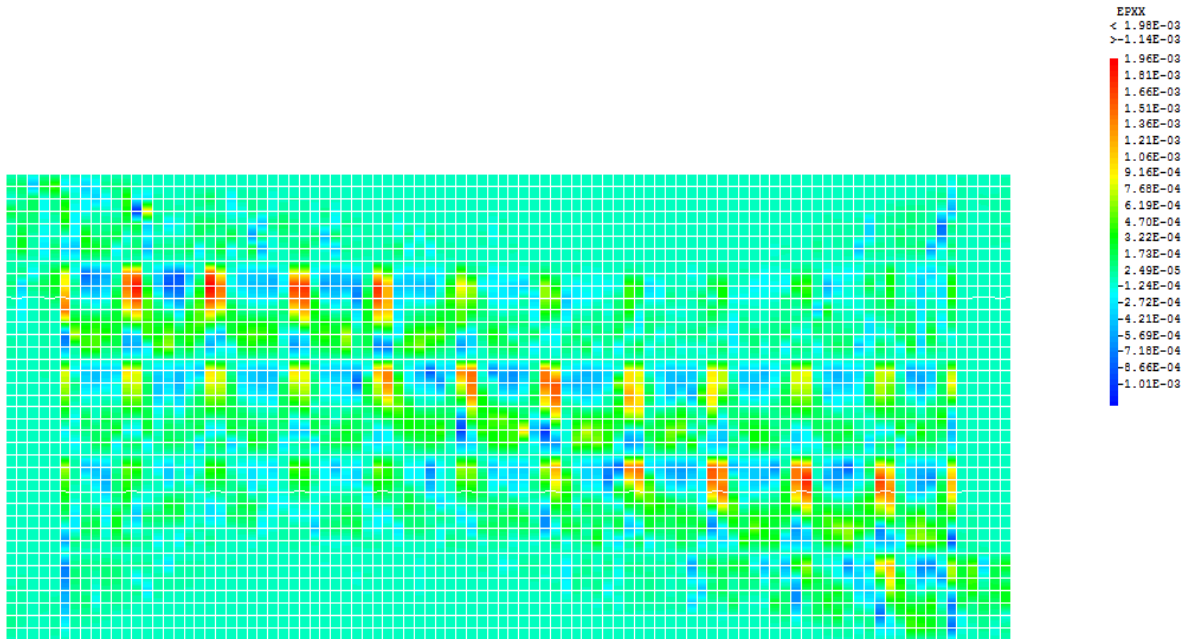


Figure4. 10:La carte de l'ouverture de fissures pour un déplacement de 7.8mm.

4.4. Comparaison des ouvertures des fissures avec la réglementation

Dans cette partie on expose les différentes formules de calcul des ouvertures de fissures données par différents règlements. Les résultats des ouvertures obtenus numériquement sont comparés à ceux évalués par la réglementation pour les deux voiles T10 et T12 (voir tableau 4.2).

- **Norme SIA262**

Les données :

$$\Phi=10\text{mm}, E_S=210000\text{MPa}, f_{ct} = 0.6\% * 350 = 2.1\text{N/mm} \text{ et } \sigma_s=350\text{MPa}.$$

$$w = \frac{10}{8} * \frac{350^2}{2.1*210000} = 0.347\text{mm}.$$

$$w = 0.347\text{mm}.$$

- **Fib model concrete:**

$$\omega = 2 l_{smax} * (\varepsilon_s - \varepsilon_c)$$

$$N_{xx} = \frac{N'_{xx}}{e} + 1*6*\frac{M_{xx}}{e} = -1074199.95 \text{ N/m}.$$

$$N_{yy} = \frac{N'_{yy}}{e} + 1*6*\frac{M_{yy}}{e} = 637512.5 \text{ N/m}.$$

$$N_{xy} = \frac{N'_{xy}}{e} + 1*6*\frac{M_{xy}}{e} = -164256.00 \text{ N/m}.$$

Nous avons extraire les valeurs de : N'_{xx} , N'_{yy} , N'_{xy} , M_{xx} , M_{yy} et M_{xy} à partir de logiciel cast3m et $e = 0.20 \text{ m}$

$$l_{smax} = K*c + \frac{1}{4} \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \frac{\Phi_s}{\rho_{s,eff}}$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left[\frac{h}{2}; 2.5 * \left(c + \frac{\Phi_s}{2} \right) \right] = 0.075 \text{ mm}$$

Avec : $h = 200$ mm et $c = 25$ mm

$$\rho_{s,eff} = \frac{A_s(1\frac{m}{l})}{h_{c,eff}} = 0.019$$

$$l_{smax} = K * c + \frac{1}{4} \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms} \rho_{s,eff}} \frac{\Phi_s}{18} = 98.10 \text{ mm}$$

Avec : $K = 1$ et $\frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} = \frac{1}{18}$

$$\Theta = \frac{1}{2} \arctg \left(2 \text{abs} \left(\frac{N_{xy}}{N_{xx} - N_{yy}} \right) \right) = 5.432^\circ$$

$$(\varepsilon_s - \varepsilon_c) = 0.339 * 10^{-3} * (\cos(\Theta) + \sin(\Theta)) - 0.264 * 10^{-4} = 3.450 * 10^{-4}$$

$$\omega = 0.0677 \text{ mm}$$

- EC2**

$$W_k = S_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) < W_{lim} = 0.3 \text{ mm}$$

Avec :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s (T10) = 320 (MPa) (à partir de tableau 2.6 (chapitre 02))

$$K_t = 0.4, c = 25, K_1 = 0.8, K_2 = 0.75, K_4 = 0.425 \text{ et } K_4 = 3,4 \frac{25}{3} = 2.267$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{b h_{c,eff}} = \frac{A_s}{b \text{Min} \left[2.5(h-d); \frac{(h-x)}{3}; \frac{h}{2} \right]} = 0.020$$

$$f_{ct,eff} = 3 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{202000}{32000} = 6.3125$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 1.250 * 10^{-3}$$

$$S_{r,max} = K_3 c + \frac{K_1 K_2 K_4 \Phi}{\rho_{p,eff}} = 184.175 \text{ mm}$$

$$W_k = 0.230 \text{ mm}$$

- Formule propose par Etienne Gallitre (2008)**

À l'aide de logiciel cast3m : $\gamma = 4.27345 * 10^{-3}$.

$$W = K * \left(\frac{40.81}{f_{c28}} \right)^{\frac{2}{3}} * \gamma * \frac{\Phi}{\rho} = 0.52 \text{ mm.}$$

Avec : $K = 1$ et $f_{c28} = 40$ MPa.

	Maquette T10 ($\Phi=10\text{mm}, \rho=0.6\%$)	Maquette T12 ($\Phi=12\text{mm}, \rho=0.11\%$)
Réglementation	Ouverture des fissures (T10)	Ouverture des fissures (T12)
EC2	0.230	0.273

MC2010	0.0677	0.10
Norme SIA	0.347	1.136
SAFE	0.63	1.02
Numérique multicouche	0.903	0.85
Numérique macroscopique	0.0584	0.1034

Tableau4. 2: comparaison entre différentes réglementations avec les approches de modélisation.

Le tableau (4.2) donne une comparaison pour les différentes formules proposées dans les codes de calcul. On peut constater que les valeurs données par l'approche macroscopique sont similaires avec ceux du modèle fibre (Mc2010). La norme SIA donne une augmentation d'ordre de 33.71% par rapport à l'EC 2 pour le voile T10 et une augmentation de cinq fois plus par rapport à l'EC2 pour le voile T12. La formule proposée par SAFE donne des valeurs 3 fois plus grandes par rapport de l'EC2. La modélisation multicouche surestime les valeurs de fissuration.

4.5. Comparaison les ouvertures des fissures avec expérimental

Maquette T10 ($\Phi=10\text{mm}$, $\rho=0.6\%$)					Maquette T12 ($\Phi=12\text{mm}$, $\rho=0.11\%$)				
Cycles	Dpl-max mm	W (mm).	W (mm).	W (mm).	Cycles	Dpl-max (mm)	W (mm).	W (mm).	W (mm).
		exp	num- mul- cou	num- macro			exp	num- mul- cou	num- macro
T10-1	0.779	0.2	0.144	0.967	T12-1	0.246	0	0.0260	0.0027
T10-2	5.426	0.7	0.950	2.940	T12-2	0.85	0.3	0.156	2.624
T10-3	11.568	1.4	5.100	4.343	T12-3	2.6	0.7	0.430	5.73
T10-4	15.229	3.5	7.203	4.701	T12-4	7.8	1.7	4.49780	8.789

Tableau4. 3: comparaison les ouvertures des fissures (MC2010, macro, multicouche et expérimentale) pour T10 et T12.

4.5.1. Discussion

D'après le tableau 4.3 on a constaté que les valeurs des ouvertures des fissures sont très différentes. Le principal résultat que l'on peut extraire de ce tableau c'est que l'ouverture des fissures augmente lorsque le déplacement appliqué est important (une relation de proportionnalité), les approches utilisées pour l'estimation des ouvertures des fissures surestiment les valeurs de fissuration.

4.6. Comparaison effort-tranchant avec la réglementation internationale

Dans cette partie on va expliquer comment calculer les contraintes de cisaillement selon les codes de conception. Pour le voile T10, pour calculer la contrainte de cisaillement on a choisi trois réglementations : un règlement japonais (JEAG), américain (FEMA 365) et un règlement européen (EC2) et après on a présenté deux tableaux récapitulatifs sur les contraintes de cisaillement pour différents codes de calcul.

Pour les données des efforts internes (moment, effort normal) on les a extraits à l'aide du logiciel **CAST3M**.

Les données nécessaires pour le calcul des contraintes de cisaillement sont

Effort normal : -35171N, Moment = 9424 N.m, Effort tranchant = $2.3936 \cdot 10^5$.

La résistance caractéristique de béton a 28j : 40MPa.

La limite élasticité d'acier : 500MPa.

$$\rho_h = \rho_v = 0.6\%$$

- **JEAG :**

$$\sigma_{wy} = 5000 \text{ bars.}$$

$$F_c = 400 \text{ bars.}$$

$$\sigma_v = \frac{-35171}{3000 * 200} = -0.586 \text{ bars.}$$

$$\tau_u = \frac{0.0679 * 0.6\%^{0.23} * (400 + 180)}{\sqrt{\frac{9424}{2.3963 * 10^5} + 0.12}} + 2.7\sqrt{0.6\% * 5000} + 0.1 * (-0.586)$$

$$= 32.5794 \text{ bars.}$$

$$\tau_u = 3.257 \text{ MPa.}$$

- **FEMA 365 :**

$$V_c = 0.25\sqrt{30 * 145.038} * (200 * 3000 - 3600) = 11356605.52 \text{ Psi}$$

$$V_s = 0.6\% * 500 * 145.038 * (200 * 3000 - 3600) = 259501989.6 \text{ Psi.}$$

$$V = 11356605.52 + 259501989.6 = 270858595.1 \text{ Psi.}$$

$$V = \frac{270858595.1}{145.038} = 18677500.897 \text{ N.}$$

$$\tau_u = \frac{17677500.897}{200 * 3000} = 3.1125 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 3.1125 \text{ MPa.}$$

- **EC2 :**

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{1.15} = 0.157.$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{(3000-30)}} = 1.25 \leq 2.0 \dots CV.$$

$$f_{cd} = \frac{40}{1.2} = 33.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{25.10^4}{3000 \cdot 200} = 0.416 \leq 6.666 \quad \dots CV.$$

$$v = 0.6 \left[1 - \frac{40}{250} \right] = 0.504.$$

Effort tranchant par apport les armatures de flexion :

$$0.5b_w d v f_{cd} = 0.5 \cdot 200 \cdot (3000 - 30) \cdot 0.504 \cdot 33.34 = 4990597.92.$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.157 \cdot 1.25 (100 \cdot 0.6\% \cdot 40)^{1/3} \left(\frac{2}{0.5} \right) + 0.150 \cdot 416 \right] \cdot 200 \cdot 3000 = 13\,960\,39.095 N$$

...CV

$$\tau_{u\text{flex}} = \frac{1396039.095}{200 \cdot 3000} = 2.327 \text{ MPa.}$$

Effort tranchant par apport les armatures de cisaillement :

$$V_{Rd} = 1396039.095 + 1080 \cdot 500 = 1936039.095 \text{ N} \dots CV.$$

$$\tau_{u\text{cisai}} = \frac{1936039.095}{200 \cdot 3000} = 3.226 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{uc} = \max(\tau_{u\text{cisai}}, \tau_{u\text{flex}}).$$

$$\tau_{uc} = 3.226 \text{ MPa.}$$

4.6.1. Cas statique

	Maquette T10 ($\Phi=10\text{mm}$, $\rho=0.6\%$)	Maquette T12 ($\Phi=10\text{mm}$, $\rho=0.11\%$)
Règlement	τ_u (Mpa).	τ_u (Mpa).
JAPAN	3.257	2.62
PS92	4.618	2.1043
EC2/EC8	3.226	1.72
BAEL	4.30	2.38
ACI 318-05	2.33	2.1165
UBT	3.93	2.42
FEMA365/ATC	3.1125	2.822

Tableau4. 4: comparaison les efforts de cisaillement statique pour différent code de calcul.

4.6.2. Cas cyclique

	Maquette T10 ($\Phi=10\text{mm}$, $\rho=0.6\%$)	Maquette T12 ($\Phi=10\text{mm}$, $\rho=0.11\%$)
Règlement	τ_u (Mpa).	τ_u (Mpa).
JAPAN	3.47	2.62
PS92	4.618	2.1043
EC2/EC8	3.89	1.72
BAEL	4.30	2.38
ACI 318-05	2.334	2.1168

UBT	3.93	2.42
FEMA365/ATC	3.1125	2.8224

Tableau4. 5: comparaison les efforts de cisaillement dynamique pour différent code de calcul.

4.6.3. Commentaire

D'après le tableau 4.3 Et 4.4 On constate que les contraintes de cisaillement sont identiques d'un code à l'autre et on a remarqué que les valeurs de cisaillement statique sont les mêmes que les valeurs de cisaillement dynamique, car les réglementations donnent des formules standards pour la vérification des efforts de cisaillement dans les voiles quel que soit la sollicitation (dynamique ou statique) , et on a remarqué dans les calculs de l'effort de cisaillement que les aciers transversaux participe à la contribution aux effort tranchant, et on observe que le taux d'armature des aciers influe considérablement sur la résistance aux efforts de cisaillement.

4.7. Conclusion

La procédure OUVFISS implémentée dans cast3M nous a permis de calculer les ouvertures des fissures à différente échelle de modélisation. Le calcul numérique nous a démontré que les zones critiques sont bien définies sur les cartes de fissuration pour le calcul statique et dynamique en utilisant une approche macroscopique, par contre l'approche semi-global ne donne pas les informations suffisant sur les ouvertures des fissures.

Pour les efforts de cisaillement, on a montré que la réglementation donne des formules pratiquement identiques pour le dimensionnement des structures en béton armé sollicité aux efforts de cisaillement.

Pour les ouvertures des fissures, on a trouvé une divergence des résultats entre l'expérimental, le numérique et la réglementation.

Conclusion et perspective

Le travail de ce mémoire s'intéresse à l'analyse de comportement non-linéaire des murs voiles sous chargement sévère (cas sismique). L'évaluation de la dégradation en termes d'ouverture de fissures est un défi pour les constructeurs et les concepteurs.

Notre objectif était de pouvoir estimer l'endommagement et les ouvertures de fissures afin de les comparer aux résultats expérimentaux et celles des codes de calcul sismique. L'objectif final est de pouvoir proposer des améliorations à ces codes ou proposer des formules qui n'existent pas pour le moment.

Le programme expérimental qui a servi à l'étude est le programme SAFE. L'avantage est que nous disposons de tous les enregistrements et mesures nécessaires à une analyse dynamique et statique.

Trois modélisations ont été réalisées Multifibres-Multicouches et Macroscopique.

Les approches simplifiées (Multifibres/Multicouches) sont capables de reproduire correctement les réponses globales. Cependant, les réponses locales sont mal évaluées. La modélisation macroscopique est celle qui donne les meilleurs résultats à l'échelle globale et locale.

Les différents codes de conception donnent une estimation de l'effort de cisaillement ultime. Une petite différence est observée entre ces codes. L'inconvénient c'est que la réglementation donne des formules standard pour le calcul d'effort tranchant des murs voile soumis au cisaillement. Quand à l'estimation des ouvertures de fissures, la plupart des codes ne proposent pas de formules pour les ouvertures à l'exception de certains codes. La modélisation numérique reste un outil nécessaire pour ce type de prédiction.

Les perspectives dans ce domaine sont nombreuses, on peut recommander les suivantes :

Contribution de l'effet échelles sur le comportement des murs voile soumise à des chargements sévères.

Influence de l'inclinaison des armatures verticales suivant les contraintes principales sur la vulnérabilité des murs voiles.

L'Etude du comportement des murs voile élancé dans le cas sismique.

Prise en compte de l'effet de l'adhérence acier –béton sur la réponse des murs voile dans événement sismique.

- ACI 224R-01 Control of Cracking in Concrete Structures reported by Committee 224 American Concrete Institute 2001.
- ACI318-05, ACI318R-05 Building code requirements for structural concrete and commentary American Concrete Institute, 2005.
- ASCE-ACI Joint Task Committee. "Shear Strength of Reinforced Concrete Members." J. Struct. Engr. 1973. 1091–1187.
- ATC 40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Applied Technology Council, November 1996.
- BAEL, 1999, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99.
- Cédric Giry «Modélisation objective de la localisation des déformation et de la fissuration dans les structures en béton armé.» Thèse de doctorat-Institut national polytechnique de Grenoble en France année 2006.
- Chetra Mang «Modélisation de la liaison acier béton dans le calcul des structures en béton armée.» Thèse de doctorat de l'université paris ouest année 2015.
- D-Combescure rapport DM2S « Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de CASTEM 2000 », 122 pages, année 06/03/2001.
- Etienne Gallitre «fissuration des voiles courte en béton armé soumis a des sollicitations sismique-évaluation des ouvertures des fissures : contribution à l'amélioration des connaissances, des données expérimentales aux pratiques d'ingénierie.» Thèse de doctorat-Institut national des sciences appliquées de Lyon en France année 2008.
- Eurocode 2 : Design of concrete structures Norme Européenne pr EN 1992-1-1 (November 2002).
- Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance Norme Européenne pr EN 1998.
- FEMA 356 : Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings Federal Emergency Management Agency, November 2000.
- Ghezali sabah «modélisation numérique de la fissuration des structures en béton armé : application à la simulation des enceintes de confinement.» Magister-université technologie Tlemcen en Algérie année 2012.
- Jacky Mazars & al. Cracking in walls .In : Control of Cracking in Reinforced Concrete Structures ,2015 ,p.93- 122, ISBN 978-1-78630-052-2.
- JEAG 4601 1987 : Technical Guidelines for aseismic Design of Nuclear Power Plan (traduction NRC ref NUREG/CR -6241).
- Khuong Le Nguyen «contribution a la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séisme.» Thèse de doctorat-Institut national des sciences appliquées de Lyon en France année 2015.
- Labbé P., Noé H. (1992), "Safe, An Experimental Evidence Of The Frequency Dependence Of Shear Wall Seismic Design Margins", *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Canadian Association for Earthquake Engineering.*
- M. Matallah. " *Modélisation numérique de l'endommagement anisotrope et unilatéral dans les structures en béton* ». Thèse de Doctorat. Université de Pau et des Pays de l'Adour, Octobre 2006.

- Medjahed Amina «approche semi global 3D pour le calcul des structures en béton armé.» Magister-université technologie Tlemcen en Algérie année 2012.
- Mohamed Ibrahim «Modélisation et calcul des murs porteurs en béton armé soumise aux effets sismique par la méthode des éléments finis : plaque multicouche multicellulaire.» Thèse de doctorat-université Mohammed V _agdal Rabat année 2013.
- Nicolae Ile «contribution a la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : apport de l'expérimentation et de la modélisation a la conception.» Thèse de doctorat-Institut national des sciences appliquées de Lyon en France année 2000.
- P. Pegon, G. Magonette, F. J. Molina, G. Verzeletti, T. Dyngeland, P. Negro, D. Tirelli et P.Tognoli «Programme SAFE : rapport du test T10» Note Technique du CCR no. I.98.71, 1998.
- P. Pegon, G. Magonette, F.J. Molina, G.Verzeletti, T.Duyneland, P.Negro, D.Tirelli et P.Tognoli (1998). Programme SAFE : Rapports des tests T10 à T12 European Commission, Joint Research Centre, ISPRA, technical notes.
- Panagiotis Kotronis «Cisaillement dynamique des murs en béton armé : modèle simplifié 2D et 3D.» Thèse de doctorat-école normal supérieure de Cachan en France année 2006.
- RAHMANI Abdallah Yacine «Contribution à la modélisation de la fissuration dans les structures en béton par la méthode XFEM» Magister-université technologie Tlemcen en Algérie année 2012.
- Saad Ammar «Modélisation du comportement, jusqu'à la rupture, en cisaillement des voiles en béton armé.» Magister-université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou en Algérie année 2013.
- Soufflet, M. &al. «Modélisation de structures voiles en béton armé soumise à du cisaillement. »,2013.
- Uniform Building Code, 1997, Volume 2. Structural engineering design provisions.
- Xuan Huy Nguyen «vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs : expérimentation et modélisation.» Thèse de doctorat-Institut national polytechnique de Grenoble en France année 2006.
- Xuan Huy Nguyen «vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs : expérimentation et modélisation.» Thèse de doctorat-Institut national polytechnique de Grenoble en France année 2006.

