

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Génie Civil

Spécialité : Structure

Par : MRABET Badiia & ALLALI Assia

Sujet

Etude numérique des poutres en béton armé soumises au cisaillement

Soutenu publiquement, le 05 / 06 / 2024 , devant le jury composé de :

BABA AHMED ISMAIL

MEDJAHED Amina

BELBACHIR Ahmed

MATALLAH Mohamed

Maître assistant « A »

Maître assistante « A »

Maître de conférences « A »

Professeur

Université de Tlemcen Président

Université de Tlemcen Examineur

Université de Tlemcen Encadreur

Université de Tlemcen Co-Encadreur

Année universitaire : 2023 /2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

On tient tout d'abord à exprimer nos profonds remerciements à mes encadrants Pr MATALLAH Mohammed et Dr BELBACHIR Ahmed, avec qui on a eu la chance de travailler. On les remercie pour leurs orientations, disponibilité, leur motivation et pour nous avoir accompagné durant notre travail.

On exprime notre gratitude à Mr. BABA AHMED Ismail qui nous fait l'honneur de présider notre jury de thèse.

Nos remerciements vont également à Mm.MEDJAHED Amina pour avoir participé au jury et examiné notre travail.

Nous tenons à remercier Mr. TAIBI Abdelsemi d'avoir consacré un peu de sons temps pour nous aider.

Dédicace

Je dédie ce projet de fin d'étude à :
L'âme de mon père, qu'il repose en paix.
Ma sœur et mon binôme ALLALI Assia.
Ma chère mère, qui m'a beaucoup et toujours encouragé et soutenu pendant mes études.
Toute ma famille de loin et de près.

MRABET Badiia.

Dédicace

Je dédie ce projet de fin d'étude à :

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

*Mon frère « **Abdelkader** » et chers sœur« **Fatema Zohra** », « **Asmaa** » et « **Fatiha** » pour leur patience, soutien et leurs sentiments d'amour aux moments les plus difficiles.*

*Ma sœur et mon binôme « **MRABET Badiia** », merci pour tous les sacrifices et les efforts que tu as fait pour réussir ce travail.*

Tous mes collègues.

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de travail, qu'ils trouvent ici mes sincères reconnaissances et gratitudes.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

ALLALI Assia.

Résumé

L'étude de la résistance au cisaillement des éléments en béton armé est un enjeu majeur dans le domaine de l'ingénierie des structures. De nombreux éléments en béton armé sont exposés à des forces de cisaillement et/ou de poinçonnement, augmentant ainsi le risque d'une rupture fragile. Ce travail est une contribution à l'analyse numérique du comportement des poutres en béton armé soumises à des forces de cisaillement à l'échelle macroscopique et mésoscopique. Les résultats obtenus sont confrontés aux données expérimentales et aux normes internationales.

Mots clés : Cisaillement, transfert de l'effort tranchant, macroscopique, mésoscopique

Abstract

The study of the shear resistance of reinforced concrete elements is a major issue in the field of structural engineering. Many reinforced concrete elements are exposed to shear and/or punching forces, thus increasing the risk of brittle failure. This work is a contribution to the numerical analysis of the behavior of reinforced concrete beams subjected to shear forces at the macroscopic and mesoscopic scales. The results obtained are compared with experimental data and international standards.

Key words: Shear, transfer of shear force, macroscopic, mesoscopic

ملخص

تعتبر دراسة مقاومة القص للعناصر الخرسانية المسلحة قضية رئيسية في مجال الهندسة الإنشائية. تتعرض العديد من عناصر الخرسانة المسلحة لقوى القص و/أو التثقيب، مما يزيد من خطر التمزق الهش. يعد هذا العمل مساهمة في التحليل العددي لسلوك العتبات الخرسانية المسلحة المعرضة لقوى القص على المقياس الميكروسكوبي والميزوسكوبي. تمت مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها مع البيانات التجريبية والمعايير الدولية.

الكلمات المفتاحية: القص، نقل قوة القص، المقياس الميكروسكوبي والميزوسكوبي.

Sommaire :

Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Généralités.....	3
I. 1 Introduction :.....	3
I. 2 Cisaillement sous chargement statique et dynamique :.....	4
I. 2. 1 Cisaillement sous chargement statique :.....	4
I. 2. 2 Cisaillement sous chargement dynamique :.....	5
I. 3 Les composants soumis aux forces de cisaillement dans les structures :.....	7
I. 3. 1 Poteaux :.....	7
I. 3. 2 Poutres :.....	8
I. 3. 3 Dalles :.....	8
I. 4 Effort tranchant :	8
I. 5 Modes de rupture par cisaillement :	10
I. 5. 1 Modes de rupture des poutres en béton armé :.....	11
I. 5. 1. 1 Poutres sans armatures transversales :.....	11
I. 5. 1. 1. 1 Rupture par cisaillement et flexion :.....	11
I. 5. 1. 1. 2 Rupture par cisaillement et compression :.....	12
I. 5. 1. 1. 3 Rupture par cisaillement avec glissement :.....	12
I. 5. 1. 1. 4 Rupture par fendage :.....	13
I. 5. 1. 2 Poutres avec armatures transversales :.....	13
I. 5. 1. 2. 1 Rupture d'effort tranchant -flexion :	14
I. 5. 1. 2. 2 Rupture d'effort tranchant – traction diagonale :.....	14
I. 5. 1. 2. 3 Rupture d'effort tranchant – compression :.....	14
I. 5. 1. 2. 4 Rupture d'encrage :.....	15
I. 5. 2 Modes de rupture des voiles en béton armé :.....	15
I. 5. 2. 1 Voiles élancés :	15
I. 5. 2. 2 Voiles courts :	16
I. 6 Mécanismes de résistance contre le cisaillement :.....	17
I. 6. 1 La résistance du béton sans fissures :.....	17
I. 6. 2 L'action d'arche :	17
I. 6. 3 L'engrènement des granulats :.....	18
I. 6. 4 L'effet goujon :	18
I. 6. 5 L'action de l'armature de cisaillement :.....	18
I. 7 Facteurs affectant la résistance au cisaillement :.....	19

I. 7. 1	L'effet d'échelle :	19
I. 7. 2	Quantité des armatures longitudinales :	20
I. 7. 3	Portée en cisaillement :	21
I. 7. 4	Résistance du béton :	22
I. 8	L'importance et la fonction des armatures de cisaillement :	22
I. 9	Conclusion :	23
Chapitre II :	Réglementations et modèles	25
II. 1	Introduction :	25
II. 2	Modèles simplifiés pour évaluer la résistance au cisaillement :	25
II. 2. 1	Théorie modifiée du champ de compression (MCFT) :	25
II. 2. 2	Théorie de la fissure critique de cisaillement (Critical Shear Theory) :	26
II. 3	Normes réglementaires :	28
II. 3. 1	Voiles en béton armé :	28
II. 3. 1. 1	RPA99 V2003 (Règlementation Parasismique Algérienne) :	28
II. 3. 1. 2	Eurocode 2 :	29
II. 3. 1. 3	Code ACI (American Concrete Institute) :	31
II. 3. 1. 4	Modèle FIB pour le béton :	32
II. 3. 2	Poutres en béton armé :	33
II. 3. 2. 1	RPA99 V2003 (Règlementation Parasismique Algérienne) :	33
II. 3. 2. 2	Eurocode 2-2005 :	34
II. 3. 2. 3	Code ACI 318-05 :	34
II. 3. 2. 4	FIB Model Code 2010 :	35
II. 4	Conclusion :	36
Chapitre III :	Modélisation macroscopique	37
III. 1	Introduction :	37
III. 2	Caractéristiques géométriques des échantillons :	37
III. 3	Caractéristiques matérielles :	38
III. 4	Disposition expérimentale et équipement de mesure :	39
III. 5	Résultats et discussion :	40
III. 5. 1	Comportement global :	40
III. 6	Présentation du programme Cast3M :	42
III. 7	Etude paramétriques :	44
III. 7. 1	Interprétations des résultats :	45
III. 7. 1. 1	L'influence du module d'écroutissage 'Em' :	45
III. 7. 1. 2	L'influence du paramètre de pondération de l'endommagement 'Alpha' :	46

III. 7. 1. 3 L'influence de la résistance de traction du béton 'FTB' :	47
III. 7. 1. 4 L'influence de l'énergie de fissuration 'GFB' :	48
III. 8 Analyse finale :	49
III. 9 Calcul de l'effort tranchant :	49
III. 10 Cartes d'endommagement :	50
III. 11 L'ouvertures des fissures :	52
III. 12 Conclusion :	54
Chapitre IV : Modélisation Mésoscopique	55
IV. 1 Introduction :	55
IV. 2 L'approche mésoscopique :	55
IV. 3 Approche mésoscopique sous différentes sollicitations :	55
IV. 3. 1 Traction pure :	56
IV. 3. 1. 1 Comportements globaux et locaux sous traction :	56
IV. 3. 2 Flexion simple :	58
IV. 3. 3 Compression :	60
IV. 3. 3. 1 Comportement de l'échantillon sous contrainte de compression :	60
IV. 4 Simulation mésoscopique de la poutre D1 en béton armé :	61
IV. 4. 1 Comportement global :	62
IV. 5 Conclusion :	63
Conclusion Générale & Perspectives	65
Références Bibliographique	67

Liste des figures :

Figure I-1 : Rupture par cisaillement dans une façade de bâtiment [7].	3
Figure I-2 : Rupture en cisaillement des poutres de l'entrepôt Wilkins à Shelby.	5
Figure I-3 : Rupture en cisaillement d'un mur (séisme de Turquie, mai 2003).	6
Figure I-4 : Hôtel Van Nuys (a) rupture de cisaillement d'un poteau (b) flambage d'une barre longitudinale [12].	6
Figure I-5 : Kobé 1995 – Fissure de cisaillement (type brèche) d'un voile de contreventement d'un bâtiment de 12 niveaux non effondré.	7
Figure I-6 : Rupture en cisaillement d'une poutre [17]	8
Figure I-7 : Des efforts concentrés, comme près des colonnes, peuvent provoquer une rupture de la dalle par poinçonnement [19].	8
Figure I-8 : Rupture par effort tranchant [20].	9
Figure I-9 : Localisation des fissurations dans une poutre [21].	10
Figure I-10 : Vallée de Kani et modes de rupture des poutres en béton armé [33].	11
Figure I-11 : Rupture par cisaillement et flexion [34].	12
Figure I-12 : Rupture par cisaillement et compression [34].	12
Figure I-13 : Rupture par cisaillement avec glissement [34].	13
Figure I-14 : Rupture par fendage [34].	13
Figure I-15 : Comparaison des types de ruptures dans la zone de cisaillement [35].	14
Figure I-16 : Modes de rupture de voiles élancés [36].	16
Figure I-17 : Modes de rupture de voiles courts [36].	17
Figure I-18 : Action d'arche dans les poutres profondes [39].	18
Figure I-19 : Effet de goujon des barres d'armature longitudinales [41].	18
Figure I-20 : Effet d'échelle obtenu par les tests de [44].	20
Figure I-21 : Tests effectués par Kuchma et al, [48].	21
Figure I-22 : Contrainte Nominale de Cisaillement en fonction du rapport a/d à différents taux des armatures longitudinales.	21
Figure I-23 : Influence de la résistance de compression sur la contrainte nominale de cisaillement.	22
Figure I-24 : Deux poutres isostatiques dont la première ne comporte pas d'armatures transversales [19].	23
Figure II-1 : Equilibre d'une section de béton soumise au cisaillement [59].	26
Figure II-2 : Détermination de la section critique et déformation longitudinale [60].	27
Figure III-1 : Informations sur l'armature des poutres examinées (Les dimensions sont en mm) [25].	38
Figure III-2 : Système d'essai de flexion en trois points [25].	40
Figure III-3 : Réponse Force-Flèche des trois tailles [25].	41
Figure III-4 : Profils de fissurations pour les trois poutres [25].	42
Figure III-5 : Logo de Cast3M.	43
Figure III-6 : L'effet du changement de module d'écroutissage sur l'étude numérique (D1, D2 et D3).	45

Figure III-7 : L'effet de variation du paramètre de pondération sur l'analyse numérique (D1, D2 et D3).....	46
Figure III-8 : L'impact du paramètre ' résistance de traction du béton ' sur l'étude numérique (D1, D2 et D3).....	47
Figure III-9 : Résultats du paramètre ' l'énergie de fissuration ' sur l'analyse numérique.....	48
Figure III-10 : Réponse (force-flèche) des trois poutres D1, D2 et D3.....	49
Figure III-11 : Evolution de l'endommagement des poutres D1, D2 et D3.....	51
Figure III-12 : Illustration sur l'évolution des ouvertures des fissures des poutres D1, D2 et D3.....	53
Figure IV-1 : Maillage d'un échantillon en béton armé soumis à la traction. Conditions aux limites, jeune âge + traction [73].....	56
Figure IV-2 : Le comportement mécanique global du béton sans prise précoce sous une charge de traction est examiné [73].....	57
Figure IV-3 : Endommagement et fissures d'un spécimen en béton sous effort de traction [73].....	58
Figure IV-4 : Maillage mésoscopique de la poutre [72].....	58
Figure IV-5 : Courbe de force en fonction du déplacement de la poutre en béton [72].....	59
Figure IV-6 : Illustration sur évolution des ouvertures des fissures et d'endommagement de la poutre entaillé [72].....	60
Figure IV-7 : Maillage d'un échantillon en béton armé soumis à la compression.....	60
Figure IV-8 : Réponse force-déformation d'un spécimen soumis à la compression.....	61
Figure IV-9 : Dommages et fissurations d'un échantillon de béton sous contrainte de compression.....	61
Figure IV-10 : Maillage en éléments finis à l'échelle mésoscopique et macroscopique de la poutre D1 en 2D.....	62
Figure IV-11 : Réponse force-déplacement pour la poutre D1.....	63
Figure IV-12 : Illustration de l'évolution des ouvertures des fissures de la poutre D1 à l'échelle mésoscopique.....	63

Liste des tableaux :

Tableau I-1 : Mode de rupture en fonction de (a/d) [32].	11
Tableau II-1 : Diamètre maximal \emptyset_s des barres pour la maîtrise de la fissuration [63].	30
Tableau II-2 : L'espacement maximal \emptyset_s des barres pour la maîtrise de la fissuration [63]. ...	30
Tableau III-1 : Spécifications des échantillons [25].	38
Tableau III-2 : Formulation du mélange de béton [25].	39
Tableau III-3 : Caractéristiques mécaniques du béton [25].	39
Tableau III-4 : Caractéristiques mécaniques d'acier [25].	39
Tableau III-5 : Comparaison entre différentes réglementations avec les résultats numériques et expérimentaux.	50
Tableau IV-1 : Paramètres appliqués à la modélisation de chaque élément du maillage.	62

Introduction Générale

Le béton armé est une combinaison de béton et de barres d'acier, tirant parti des propriétés mécaniques complémentaires de ces deux matériaux. Il est largement utilisé dans la construction, en particulier dans les domaines du bâtiment et du génie civil. Alors que le béton est principalement résistant à la compression mais moins à la traction, l'acier, lui, est résistant à la fois à la traction et à la compression. Cette synergie entre les deux matériaux confère au béton armé une résistance à la fois à la compression et à la traction [1].

Les composants nécessaires pour fabriquer un mélange de béton sont l'eau de gâchage, le ciment, le sable et les granulats. La composition du béton dépend de son utilisation prévue et des propriétés des matériaux qui le composent. La production de béton nécessite une formulation appropriée, adaptée aux caractéristiques des matériaux et aux propriétés physiques et mécaniques souhaitées pour le béton final [1].

En générale, les éléments des structures en béton armé se déforment de manière ductile lorsqu'ils sont soumis à des contraintes (solicitations) de flexion [2]. Cependant, lorsque ces éléments sont soumis à la flexion et à l'effort tranchant, leur comportement et leurs modes de fissuration deviennent plus complexes et dépendent de divers paramètres tels que l'élanement, le type et la densité du ferrailage longitudinal et transversal, ainsi que de la forme de la section transversale [2].

La poutre est un élément fondamental dans la construction en béton armé, et comprendre son comportement en cisaillement est crucial pour comprendre le comportement mécanique global d'une structure en béton armé [2]. L'étude du cisaillement reste un défi incomplètement résolu en raison, d'une part, de la fragilité et de l'hétérogénéité du béton, et, d'autre part, de la diversité des armatures et de la qualité variable de l'adhérence. Cette complexité se reflète dans les divers règlements et techniques, où l'on constate une variété d'opinions sur le comportement structurel du béton face à l'effort tranchant [3].

Dans le passé, la prise en compte des sollicitations en effort tranchant a été en partie évitée en appliquant des marges de sécurité, avec uniquement la rupture en flexion prise en considération [3]. Certains aspects des mécanismes de résistance en cisaillement restent encore mal compris, et des paramètres importants n'ont pas été étudiés en profondeur, voire pas du tout jusqu'à présent. Parmi ces paramètres figurent le taux d'acier transversal, le rapport entre la longueur de cisaillement et la hauteur utile de la section, l'effet d'échelle et le taux

d'acier longitudinal. Ces lacunes expliquent en partie les écarts persistants entre les résultats des tests et les prédictions théoriques fournies par les règles de calcul de la résistance en cisaillement [4].

Cependant, pour garantir une sécurité homogène, de nombreux chercheurs ont proposé des approches basées sur des résultats expérimentaux. Leur travail consiste à évaluer le risque de rupture par effort tranchant en examinant les contraintes dans le béton et les armatures, en tenant compte de la fissuration et de la disposition des armatures [3]. Il pourrait sembler que la compréhension des propriétés du béton, basée sur des essais en laboratoire réalisés sur des échantillons de taille réduite, fournirait une estimation précise du comportement des structures. Cependant, il est important de noter que certaines caractéristiques mécaniques des structures varient en fonction de leur taille. C'est ce qu'on appelle l'effet d'échelle, qui affecte notamment les contraintes nominales maximales [5]. Ainsi, notre étude numérique vise à comprendre l'apparition du phénomène de cisaillement dans des poutres en béton armé soumises à une charge concentrée, et à comparer les résultats obtenus avec l'expérimental.

Ce travail est divisé en quatre chapitres :

Le premier chapitre se concentre sur une étude bibliographique portant sur l'effet du cisaillement, sous chargement statique ou dynamique. Il présente les composants des structures exposés aux forces de cisaillement, en mettant particulièrement en avant les différents modes de rupture par cisaillement dans les poutres et les voiles en béton armé. Une classification des mécanismes de résistance au cisaillement ainsi que les facteurs qui influent sur cette résistance sont détaillés. L'importance des armatures de cisaillement est également abordée.

Le deuxième chapitre présente deux théories simplifiées pour évaluer la résistance au cisaillement, ainsi que quelques codes de conception et règlements concernant les poutres et les voiles en béton armé.

Le troisième chapitre présente une description de l'étude expérimentale, ainsi qu'une étude numérique basée sur une approche macroscopique en 3D de trois poutres en béton armé réalisée à l'aide du logiciel cast3M. Une comparaison entre les résultats numériques et ceux de l'expérience est ensuite discutée. Le quatrième chapitre propose une analyse mésoscopique des échantillons de béton armé soumis à diverses sollicitations.

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction :

Le cisaillement des poutres en béton armé demeure un phénomène complexe, dont les mécanismes ne sont pas aussi bien compris que ceux de la flexion ou de la compression [6]. Différentes formes de constructions peuvent être sujettes à des effets de cisaillement, résultant de diverses causes. Ces effets de cisaillement peuvent avoir des répercussions à la fois esthétiques et fondamentales sur la solidité de la structure. C'est pourquoi il est impératif d'optimiser la conception des bâtiments afin de minimiser le risque de cisaillement. Mais qu'est-ce que cet effet de cisaillement exactement et quelles en sont les causes ? [7].

L'effet de cisaillement :

L'effet de cisaillement se produit lorsque des contraintes mécaniques excèdent les contraintes normales appliquées à un matériau. Fondamentalement, il représente une pression latérale non prévue sur la façade d'une structure, qui est initialement conçue pour supporter uniquement des charges verticales. Les contraintes imprévues, circonstancielles ou exceptionnelles peuvent ainsi générer cette pression horizontale ou longitudinale sur la paroi du bâtiment [7].



Figure I-1 : Rupture par cisaillement dans une façade de bâtiment [7].

Par quoi est-il causé ?

L'effet de cisaillement résulte d'une tension horizontale ou longitudinale, induisant un mouvement latéral, notamment dans le sens de la largeur. Ces mouvements sont généralement déclenchés par des secousses sismiques. Ce phénomène est compréhensible étant donné les forces impliquées dans les tremblements de terre [7]. La résistance au cisaillement des poutres en béton armé est influencée par divers mécanismes et paramètres complexes qui sont inter-

reliés. Le cisaillement, souvent associé à une rupture de type fragile, nécessite une exploration approfondie. C'est pourquoi, en phase de conception, il est recommandé d'assurer une résistance en cisaillement toujours supérieure à celle en flexion. Cette recommandation vise à prioriser la rupture en flexion, qui est de type ductile et présente des signes précurseurs, la rendant ainsi plus sécuritaire que la rupture fragile par cisaillement [6].

I. 2 Cisaillement sous chargement statique et dynamique :

I. 2. 1 Cisaillement sous chargement statique :

Une charge statique dans les structures en béton armé se produit lorsque les charges sont réparties de manière inégale le long d'une section transversale, provoquant des forces internes qui tendent à déplacer les parties de la structure parallèlement à cette section. Si ces forces dépassent la capacité de résistance du matériau, elles peuvent entraîner des déformations ou des ruptures [8]. L'effet d'échelle (sera détaillé dans le titre I. 7. 1) n'a été lié à la géométrie (en particulier la hauteur) des poutres qu'après un événement tragique survenu à l'entrepôt aéronautique Wilkins, à Shelby, aux États-Unis, en 1955. Une rupture en cisaillement s'est produite sur des poutres en béton d'environ 1000 mm de hauteur, malgré des calculs effectués conformément au code de conception en vigueur à l'époque (Figure I-2). Il est important de noter qu'avant 1966, la plupart des spécimens de poutres testées en laboratoire avaient une hauteur maximale de 380 mm, hauteur sur laquelle étaient basés les modèles de prédiction de la résistance en cisaillement [9] .

Une enquête a été lancée pour déterminer les raisons de la rupture prématurée et inattendue des poutres de l'entrepôt. L'examen initial a montré que la résistance du béton dépassait les normes minimales requises par le code en vigueur. Cependant, malgré une contrainte admissible au cisaillement de 0.62 MPa, la rupture s'est produite à seulement 0.5 MPa [6].



Figure I-2 : Rupture en cisaillement des poutres de l'entrepôt Wilkins à Shelby.

En 1955, suite à la tragédie à l'entrepôt aéronautique Wilkins, les "Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association" ont mené une enquête expérimentale. Les spécimens testés en laboratoire ont été réduits à un tiers de la taille originale des poutres de l'entrepôt. Les résultats ont montré que ces spécimens pouvaient résister à une contrainte de cisaillement à la rupture d'environ 1 MPa [10]. Cependant, les conclusions de cette étude n'ont pas permis d'identifier la principale cause de cet écart de comportement. Par conséquent, aucun soupçon n'a été émis quant à la taille des spécimens, c'est-à-dire à l'effet d'échelle [6].

I. 2. 2 Cisaillement sous chargement dynamique :

Les charges dynamiques désignent des événements intenses comme des explosions ou des impacts. Les études expérimentales et les simulations montrent que les distributions des forces de cisaillement et des moments de flexion diffèrent considérablement des distributions sous des charges lentes. Ainsi, l'analyse du cisaillement doit tenir compte de la propagation des ondes structurelles, des propriétés géométriques des éléments, des effets de la vitesse de déformation et des caractéristiques des charges dynamiques [11] .

Les figures suivantes présentant des ruptures par cisaillement dues à cause de la charge dynamique :



Figure I-3 : Rupture en cisaillement d'un mur (séisme de Turquie, mai 2003).

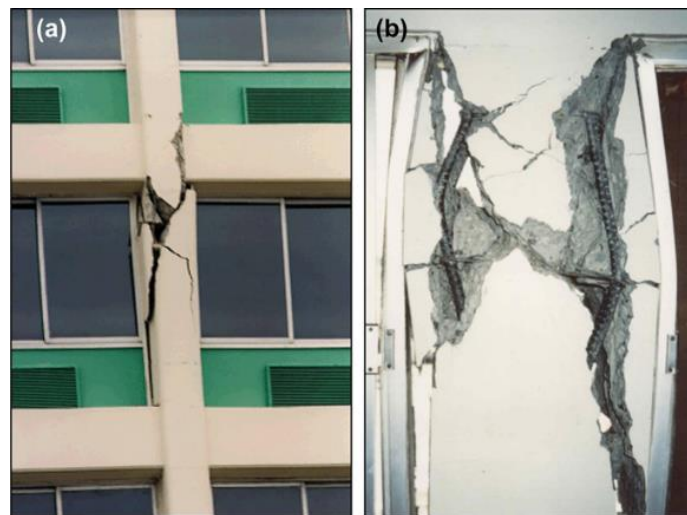


Figure I-4 : Hôtel Van Nuys (a) rupture de cisaillement d'un poteau (b) flambage d'une barre longitudinale [12].

Lors du séisme de Northridge, la structure a subi des dommages de cisaillement significatifs 18 endroits différents dans les cadres longitudinaux, les colonnes ont été particulièrement touchées, surtout 4^{ème} et 5^{ème} étages subissant une rupture en cisaillement [13]. Certains chercheurs pensent que le bâtiment aurait s'effondrer. Le premier étage comportait des murs de remplissage en maçonnerie, qui ont également été endommagés et fissurés. Ces dommages sont une rupture en cisaillement des colonnes, avec des écaillages importants [14] . Le flambement d'une colonne de l'hôtel Van Nuys est visible sur la Figure I-4 (2b) [12].



Figure I-5 : Kobé 1995 – Fissure de cisaillement (type brèche) d'un voile de contreventement d'un bâtiment de 12 niveaux non effondré.

I. 3 Les composants soumis aux forces de cisaillement dans les structures :

La défaillance par cisaillement se manifeste dans des zones où l'effort tranchant est important, comme les régions proches des appuis des poutres, les zones adjacentes aux poteaux dans les dalles soumises à des sollicitations sismiques complexes, ainsi que sur les murs et les poteaux [15].

I. 3. 1 Poteaux :

Les poteaux sont des composants structuraux principalement conçus pour supporter des charges verticales en compression. Néanmoins, ils peuvent également être soumis à d'autres forces telles que la flexion et le cisaillement, ce qui peut entraîner deux types de défaillance : la rupture due au flambage et à la compression, ainsi que la rupture par cisaillement [16]. Les poteaux peuvent être vulnérables à la rupture par cisaillement. Ce phénomène se produit lorsqu'une force transversale est appliquée à la colonne, perpendiculairement à son axe longitudinal. La rupture par cisaillement survient lorsque la contrainte de cisaillement dans le poteau dépasse la capacité du matériau à résister à cette contrainte [16].

La résistance au cisaillement du matériau dépend de facteurs tels que sa composition, sa microstructure et la nature de la force appliquée. Lorsque la force de cisaillement exercée sur la colonne dépasse sa résistance au cisaillement, la colonne se fracture [16]. Cette défaillance peut être déclenchée par divers facteurs, tels qu'une répartition inégale des charges sur le poteau, des charges excentrées, ou encore une connexion inadéquate entre les poteaux et les

poutres. Une rupture par cisaillement peut entraîner la rupture ou la torsion du poteau, mettant ainsi en danger la stabilité de toute la structure [16].

I. 3. 2 Poutres :

La poutre est un composant crucial dans la construction de structures en béton armé en génie civil [2]. Le phénomène de cisaillement dans les poutres en béton armé, caractérisé par un mode de rupture fragile, est un processus complexe influencé par plusieurs mécanismes et paramètres interconnectés [6].



Figure I-6 : Rupture en cisaillement d'une poutre [17] .

I. 3. 3 Dalles :

Lorsque des charges ponctuelles sont appliquées sur des dalles en béton armé, leur résistance varie et tend à être plus faible. La défaillance par poinçonnement survient lorsque des contraintes de cisaillement élevées se développent dans la zone soumise à une forte compression [18].



Figure I-7 : Des efforts concentrés, comme près des colonnes, peuvent provoquer une rupture de la dalle par poinçonnement [19].

I. 4 Effort tranchant :

La rupture due à l'effort tranchant est une rupture fragile qui se produit si la résistance du béton au cisaillement est insuffisante. Lorsque le niveau de chargement est élevé, des

fissures inclinées apparaissent près des appuis vers le point d'application de la charge (Figure I-8).



Figure I-8 : Rupture par effort tranchant [20].

Les différentes contraintes et sollicitations subies par une poutre sous divers types d'efforts, tels que la flexion, la torsion, la traction et le cisaillement [21]. En flexion, les efforts sont décomposés en un moment fléchissant (M), un effort normal (N), et un effort tranchant (V), qui représente la variation du moment fléchissant le long de la poutre ($V=dM/dx$). Le moment fléchissant induit des contraintes normales, tandis que l'effort tranchant génère des contraintes tangentes. Ces contraintes tangentes agissent pour s'opposer au glissement entre les plans perpendiculaires et parallèles au plan moyen de la poutre [22].

L'effort tranchant varie en hauteur de section, et pour une poutre de section rectangulaire, sa variation est parabolique, atteignant un maximum au centre de gravité [23]. Dans les sections transversales de la zone de cisaillement, comme celles présentes dans les éléments de construction comme les poutres, les contraintes principales sont positives (tensions) sur toute la hauteur de la section. Cela indique que les axes neutres de flexion et de cisaillement ne se confondent pas [24]. A partir de l'apparition des fissures l'état de contrainte dans une poutre en béton armé est entièrement différent et dépend du type et du nombre des fissures inclinées [24]. Le ferrailage d'une poutre soumise à l'effort tranchant est généralement comme suit: [21]

- Des armatures longitudinales, sous forme de barres, sont essentiellement pour résister aux contraintes normales de traction dans les structures.
- Des armatures transversales sont utilisées afin de prévenir les efforts tranchants.

Dans une poutre continue en béton sur appuis simple, chargée comme indiqué sur la Figure I-9, la fissuration à l'allure suivante (d'après Emmons) :

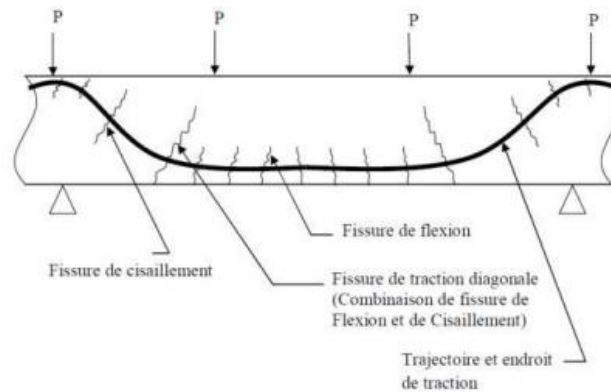


Figure I-9 : Localisation des fissurations dans une poutre [21].

En générale, dans une poutre en béton armé, les fissures résultent généralement des contraintes de cisaillement qui surpassent la résistance du béton en traction. Lorsqu'un effort tranchant est appliqué, il induit une force de traction inclinée. En cas de manque d'armature transversale adéquate, les fissures se forment et se propagent. Cela souligne l'importance cruciale de disposer d'une armature transversale suffisante pour contrer les forces de cisaillement et prévenir la détérioration structurelle [21].

I. 5 Modes de rupture par cisaillement :

Les poutres en béton armé peuvent subir trois modes de rupture : compression, traction et flexion simple [25]. Les codes et règlements de calculs qui prennent en considération ces modes de défaillance sont : (EC2 2005), (ACI 318 2008), (AASHTO 2004). Ils existent d'autres mode de rupture par effort tranchant : rupture par compression au niveau des appuis, défaillance d'ancrage des armatures [26] et délamination entre les armatures de flexion et le béton [27].

En se référant à des données expérimentales, plusieurs chercheurs (Kani, Kotsovos) [9], [28], [29], (Leonhardt, Walther) [30], (Taylor) [31] ,ont établi une classification des modes de rupture des éléments en béton armé dépourvus de ferrailage transversal. Parmi ces travaux précurseurs, celui de (Kani) [9], [28], se distingue, où une série de poutres sans cadres, présentant différents rapports a/d , ont été soumises à des tests. La distance entre l'appui et le point où la charge s'applique est représentée par 'a', tandis que 'd' désigne la hauteur effective de la section de la poutre. Les autres paramètres géométriques et matériaux sont restés constants pour tous les éléments testés. À partir des résultats illustrés sur la Figure I-10 (vallée de Kani) [25], les modes de rupture ont été regroupés en quatre catégories en fonction du rapport a/d :

- a. les poutres très profondes : $a/d \leq 1$;
- b. les poutres profondes : $1 < a/d \leq 2.5$;
- c. les poutres élancées : $2.5 < a/d \leq 6$;
- d. les poutres très élancées : $a/d > 6$.

Voici un résumé de la classification des modes de rupture selon le rapport a/d , en mettant en évidence les différents types de défaillance observés.

Tableau I-1 : Mode de rupture en fonction de (a/d) [32].

a/d	Classification	Mode de rupture
$a/d < 1$	Poutre très profonde	Rupture de l'ancrage des armatures à l'appui ou par écrasement du béton
$1 < a/d < 2.5$	Poutre profonde	Rupture par écrasement du béton dans la zone comprimée
$2.5 < a/d < 6$	Poutre élancée	Rupture en cisaillement-flexion
$a/d > 6$	Poutre très élancée	Rupture en flexion

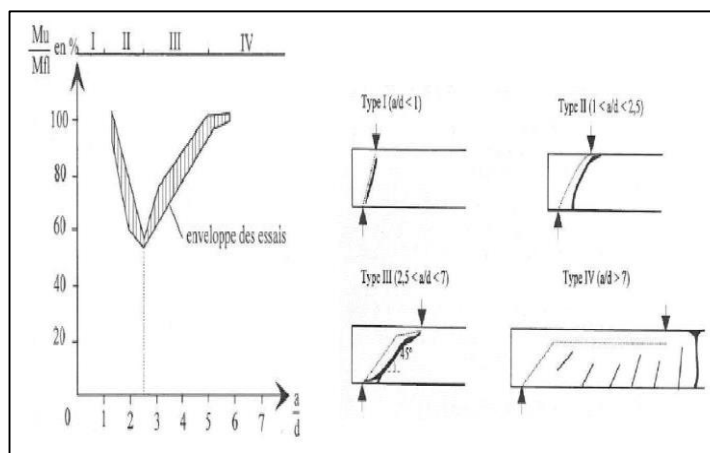


Figure I-10 : Vallée de Kani et modes de rupture des poutres en béton armé [33].

I. 5. 1 Modes de rupture des poutres en béton armé :

I. 5. 1. 1 Poutres sans armatures transversales :

I. 5. 1. 1. 1 Rupture par cisaillement et flexion :

Ce mode de rupture se distingue par la configuration des fissures illustrées dans la Figure I-11. Il peut se manifester lorsque la poutre est relativement compacte et n'est pas

suffisamment renforcée en flexion sur toute sa longueur. En cas de réduction de l'armature selon le diagramme des moments, la limite d'écoulement de l'acier de l'armature principale est atteinte en dehors du centre de la poutre, dans la région soumise simultanément à l'effort tranchant (T) et au moment fléchissant (M). Cette condition entraîne un cheminement excessif de la fissure oblique, aboutissant finalement à une rupture caractérisée par l'écrasement du béton dans la zone située au-dessus de cette fissure.

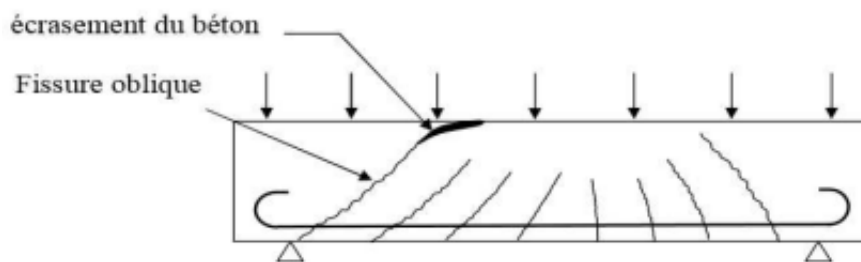


Figure I-11 : Rupture par cisaillement et flexion [34].

I. 5. 1. 1. 2 Rupture par cisaillement et compression :

Ce type de rupture peut se produire dans des poutres où l'armature principale est considérable tandis que l'armature transversale est faible, voire absente. La défaillance survient en raison de la détérioration du béton par séparation et glissement dans la zone de compression au-dessus de l'extrémité de la fissure oblique. En ce point, une pseudo-articulation se forme, induisant une rotation simultanée des deux parties de la poutre séparée par la fissure oblique (Figure I-12), accompagnée d'un glissement tangentiel.

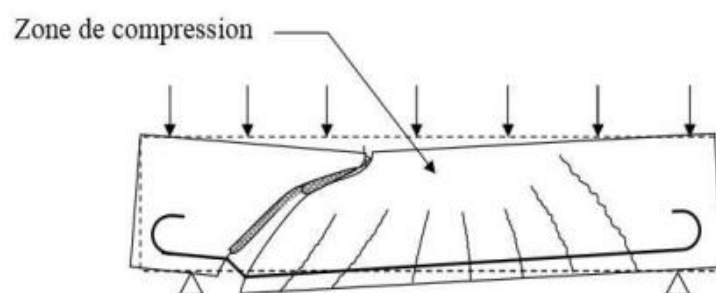


Figure I-12 : Rupture par cisaillement et compression [34].

I. 5. 1. 1. 3 Rupture par cisaillement avec glissement :

Après l'amorçage des premières fissures obliques, l'ouverture de l'une d'entre elles augmente proportionnellement à la charge, générant de nombreuses petites fissures inclinées au niveau de l'armature principale (Figure I-13). Progressivement, l'adhérence de l'acier au

béton diminue. Ultimement, l'épuisement de la capacité portante de l'élément résulte du glissement des armatures principales dans l'ancrage au-dessus de l'appui. Dans ce cas, les crochets des barres lisses peuvent causer des éclatements visibles sur les faces frontales de la poutre si l'armature locale transversale n'est pas adéquatement dimensionnée.

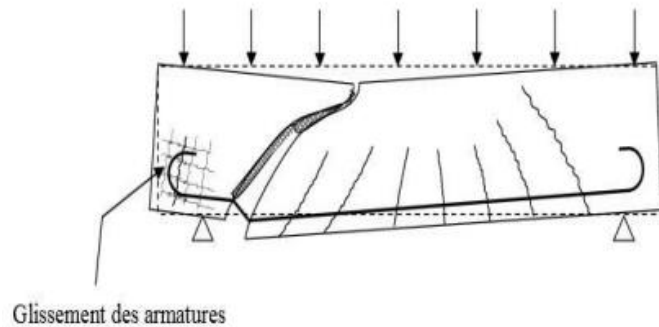


Figure I-13 : Rupture par cisaillement avec glissement [34].

I. 5. 1. 1. 4 Rupture par fendage :

La rupture par coupure se manifeste exclusivement dans des situations caractérisées par un effort transversal significatif associé à un faible moment fléchissant, notamment sur des poutres minces. Ce phénomène survient surtout lorsqu'une force concentrée est appliquée à proximité de l'appui.

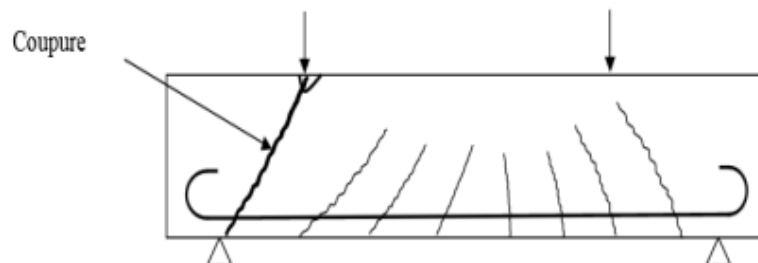


Figure I-14 : Rupture par fendage [34].

I. 5. 1. 2 Poutres avec armatures transversales :

Lorsque la poutre est pourvue d'armatures transversales, les différents modes de rupture peuvent être distingués conformément à la Figure I-15 de la manière suivante.

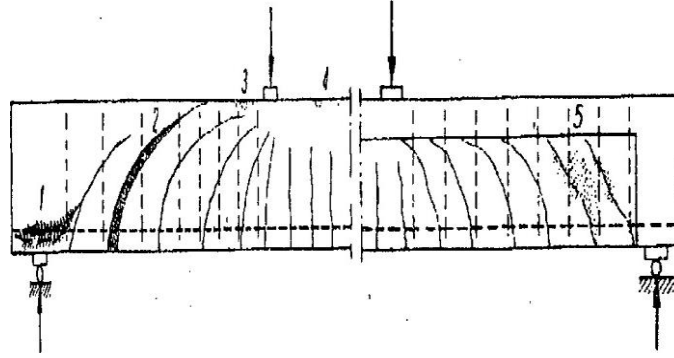


Figure I-15 : Comparaison des types de ruptures dans la zone de cisaillement [35].

I. 5. 1. 2. 1 Rupture d'effort tranchant - flexion :

La rupture (Figure I-15 (3)) se caractérise par une déformation significative de l'armature longitudinale et de l'armature d'âme, entraînant la propagation de fissures inclinées vers la zone comprimée de flexion. Cette rupture se produit lorsque le béton de la membrure comprimée échoue en raison de la réduction de sa hauteur provoquée par une fissure inclinée. Ce type de rupture est fréquent aux appuis intermédiaires des poutres continues, ainsi que pour les poutres de section rectangulaire ou en T avec une faible table de compression. Ces ruptures se manifestent avec des signes précurseurs, se présentant sous la forme de larges fissures et de déformations substantielles.

I. 5. 1. 2. 2 Rupture d'effort tranchant – traction diagonale :

Ce genre de rupture (Figure I-15 (2)) se manifeste en cas d'une insuffisance excessive du pourcentage ou de la répartition des armatures d'âme. Lorsque le pourcentage est trop bas, les armatures se rompent au moment où la première fissure oblique apparaît sous l'effet des forces de traction libérées par le béton. Ce risque est présent notamment pour les poutres très faiblement armées, mais dont le béton est de bonne qualité. Dans ces situations, l'armature d'âme ne parvient pas à contenir certaines fissures inclinées. En raison du caractère soudain et abrupt de ces ruptures, les réglementations imposent une marge de sécurité plus importante que celle prévue pour le type de rupture précédent.

I. 5. 1. 2. 3 Rupture d'effort tranchant – compression :

La rupture décrite (Figure I-15 élément (5)) se produit dans les poutres de section en I qui possèdent une large table de compression associée à une âme mince. Elle se manifeste lorsque les contraintes de compression dans les bielles, limitées par les fissures inclinées, dépassent la résistance du béton, même si les étriers demeurent en-deçà de leur limite d'élasticité. Ces ruptures se produisent prématurément.

I. 5. 1. 2. 4 Rupture d'encrage :

La rupture de ce type (Figure I-15 (1)) survient parfois de manière anticipée lorsqu'un glissement limité de l'ancrage de l'armature d'âme se produit. Cependant, le plus souvent, elle survient sans avertissement, prenant la forme :

- D'une rupture de l'adhérence ou de l'ancrage des armatures longitudinales ou de l'âme.
- D'un fendage causé par la poussée exercée sur le béton par de grosses barres à forte courbure.

I. 5. 2 Modes de rupture des voiles en béton armé :

Les caractéristiques principales influençant le comportement des voiles en béton armé comprennent leur élancement (rapport entre la hauteur H et la largeur L du voile), les dispositions et pourcentages d'armatures, ainsi que la contrainte normale moyenne. On peut distinguer deux types de voiles : les voiles élancés, avec un élancement (H/L) dépassant environ 1.5, et les voiles courts, avec un élancement inférieur à 1.5 [36].

I. 5. 2. 1 Voiles élancés :

La Figure I-16 illustre les principaux modes de rupture des voiles élancés.

- *Modes de rupture par flexion :*

Lorsque la flexion prédomine et que l'effort normal est faible, le mode de rupture habituel est la plastification en traction des armatures verticales (a1). Pour les voiles soumis à des sollicitations importantes et bien armés en flexion, la rupture en flexion par écrasement du béton (a2) peut se produire. Le mode de défaillance (a3) concerne les voiles faiblement armés en flexion, en particulier lorsque les armatures verticales sont largement réparties plutôt que concentrées aux bords.

- *Modes de rupture par flexion / cisaillement :*

Les deux derniers modes de rupture - rupture en flexion/effort tranchant :

Les modes de rupture (b1), où les armatures verticales de flexion et transversales se plastifient, et (b2), caractérisé par la rupture dans le béton de l'âme, se manifestent lorsque le cisaillement devient dominant.

Le comportement d'un voile élancé est similaire à celui des poutres, ce qui facilite l'évaluation de sa résistance et de sa déformabilité en cas de rupture par flexion ou par cisaillement à l'aide des méthodes classiques.

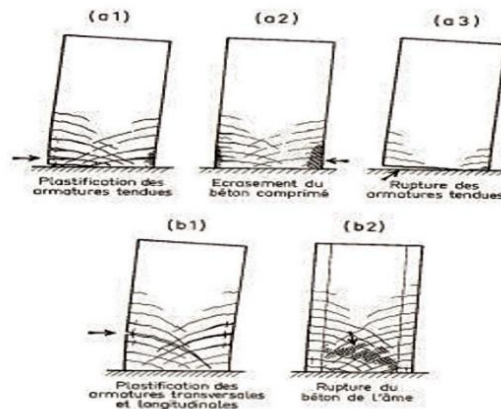


Figure I-16 : Modes de rupture de voiles élancés [36].

I. 5. 2. 2 Voiles courts :

Dans le cas des voiles courts, l'effort tranchant est généralement prépondérant par rapport à la flexion. Les principaux mécanismes de rupture sont présentés dans la Figure I-17 :

- 1- Le mode de rupture par glissement à l'encastrement, également appelé « sliding shear » (c1), se produit lorsque les armatures verticales se plastifient progressivement sous l'effet combiné de la flexion et du cisaillement, ou en raison d'une insuffisance d'armatures verticales réparties. Ce mode de cisaillement se caractérise par l'apparition d'une fissure horizontale à la base du mur, avec des lèvres de fissure qui glissent l'une par rapport à l'autre.
- 2- La rupture par effort tranchant avec plastification, éventuellement aboutissant à une rupture des armatures le long de fissures diagonales, également appelée « tension failure » (c2), est un cas fréquent.
- 3- La rupture par effort tranchant dans le béton de l'âme (c3) survient lorsque le béton à la base des bielles, qui transmettent les efforts de compression, est détruit, phénomène également désigné sous le terme de « compression failure ».

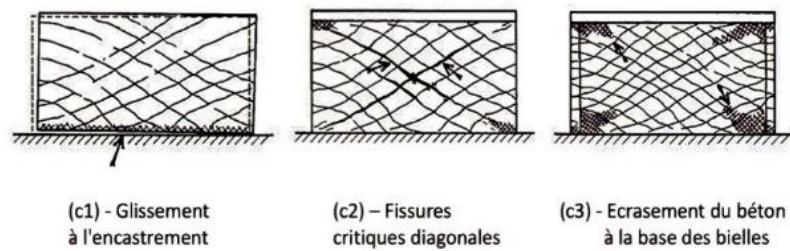


Figure I-17 : Modes de rupture de voiles courts [36].

I. 6 Mécanismes de résistance contre le cisaillement :

La résistance au cisaillement des poutres en béton armé repose sur cinq mécanismes principaux : la résistance du béton sans fissures au cisaillement, l'action d'arche, l'engrènement des granulats, l'effet goujon des armatures longitudinales et l'action de l'armature de cisaillement. Généralement, une combinaison de ces mécanismes permet de résister efficacement à l'effort tranchant. Voici une brève présentation de ces mécanismes [37].

I. 6. 1 La résistance du béton sans fissures :

Pendant longtemps, on a pensé que la résistance du béton non fissuré dans la zone comprimée était le seul moyen de résister au cisaillement des poutres fissurées en flexion. Cependant, il est maintenant reconnu que ce mécanisme ne contribue à moins de la moitié de la résistance au cisaillement, car les forces de cisaillement dans cette zone, située au-dessus de l'axe neutre, résultent d'une combinaison de champs de compression et de tension perpendiculaires [38].

I. 6. 2 L'action d'arche :

Dans les poutres profondes, l'action d'arche est notable. Lorsqu'une charge est appliquée à une distance de l'appui inférieure à 2,5 fois la profondeur de la poutre, une part importante de cette charge est dirigée vers l'appui grâce à une bielle de compression diagonale [39], tels qu'indiqué sur la Figure I-18.

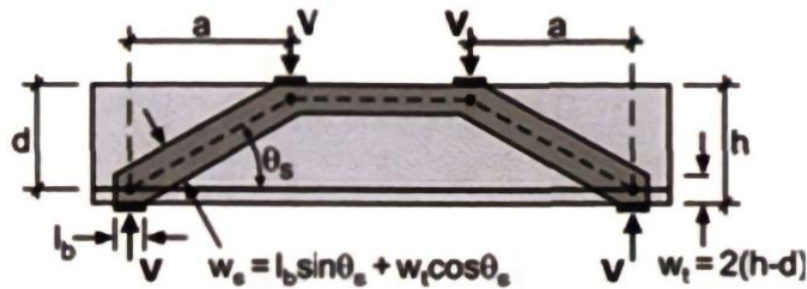


Figure I-18 : Action d'arche dans les poutres profondes [39].

I. 6.3 L'engrènement des granulats :

Après la fissuration, l'engrènement des granulats se produit, où l'effort tranchant est transmis des deux côtés d'une fissure grâce à la rugosité des surfaces (combinant friction et butée) [37].

I. 6.4 L'effet goujon :

L'effet goujon des barres d'armatures longitudinales survient lorsque le déplacement dû au cisaillement se produit à l'interface d'une fissure. À ce stade, les barres longitudinales subissent un cisaillement, ce qui contribue à résister aux contraintes (voir Figure I-19). Les principaux éléments qui influencent l'effet goujon sont la rigidité des barres et la résistance du béton environnant [40].



Figure I-19 : Effet de goujon des barres d'armature longitudinales [41].

I. 6.5 L'action de l'armature de cisaillement :

La dernière contribution provient des barres d'armatures transversales de cisaillement, qui ne sont présentes que dans les poutres renforcées en cisaillement. Elles participent à la résistance au cisaillement selon trois mécanismes [42] :

- Elles reprennent directement une partie des forces de cisaillement.

- Elles restreignent la propagation des fissures de cisaillement, maintenant ainsi le transfert des forces de cisaillement à l'interface.
- Elles confinent les barres d'armature longitudinales, améliorant ainsi l'efficacité du système de goujons.

I. 7 Facteurs affectant la résistance au cisaillement :

La résistance au cisaillement des poutres en béton armé dépend de plusieurs paramètres qui interagissent selon les mécanismes décrits ultérieurement. Lors de la comparaison des résultats de différentes expérimentations, il est essentiel de prendre en compte ces paramètres. Parmi les principaux facteurs à considérer, on trouve l'effet d'échelle, le taux des armatures longitudinales, la portée en cisaillement et la résistance du béton [37].

I. 7. 1 L'effet d'échelle :

L'effet d'échelle se manifeste par la diminution de la résistance au cisaillement d'une poutre à mesure que sa taille augmente [43]. Les conclusions de Kani [9], suggérant une significative diminution de la résistance en cisaillement en augmentant la hauteur h d'une poutre de 150 mm à 1200 mm, ont motivé d'autres chercheurs à approfondir cette observation. Les résultats des tests menés par Shioya et al. [44], sur des poutres de dimensions variables ont révélé une réduction pouvant atteindre environ 65% de la résistance en cisaillement, passant d'une hauteur effective d de 100 mm à 3000 mm, comme illustré dans la Figure I-20. De plus, les conclusions de Tan et al. [45] suggèrent que les poutres profondes sont davantage impactées par l'effet d'échelle que les poutres élancées.

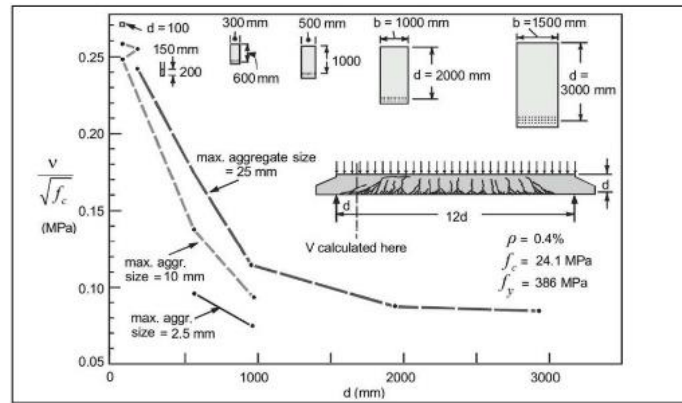


Figure I-20 : Effet d'échelle obtenu par les tests de [44].

L'explication avancée pour justifier ce phénomène repose principalement sur la capacité à absorber la contrainte de cisaillement par le mécanisme d'engrènement des granulats [43]. En effet, les observations de Shioya et al. [44], ainsi que de Sherwood et al. [46], ont démontré que la largeur des fissures augmentait pratiquement de manière linéaire avec la taille des spécimens. Cette croissance linéaire entraîne nécessairement une réduction de la friction entre les granulats. Par conséquent, les contraintes absorbées par l'engrènement des granulats contribueraient à environ 70% de la résistance totale à l'effort tranchant [47].

Par conséquent, une poutre de dimensions importantes présentera une résistance moindre à la contrainte de cisaillement par rapport à une poutre de géométrie identique mais de taille réduite. L'utilisation d'une armature transversale permet de diminuer l'espacement des fissures, limitant ainsi de manière significative l'impact de l'effet d'échelle. De plus, l'utilisation de granulats de taille plus importante peut également avoir un effet bénéfique [43].

I. 7. 2 Quantité des armatures longitudinales :

Kani [28], a étudié l'impact du taux d'armatures longitudinales sur la résistance au cisaillement des poutres sans cadres. Les conclusions de cette étude indiquent que, dans le cas d'une poutre présentant un taux d'armature élevé, l'ouverture des fissures diagonales diminue, favorisant ainsi une augmentation de la résistance au cisaillement. Cette augmentation du taux d'armatures encourage le mécanisme de l'effet de goujon, conduisant à une amélioration de la résistance au cisaillement. En plus de son influence sur l'effet d'échelle, la répartition des armatures longitudinales sur la hauteur de la poutre a été examinée par Kuchma et al. [48]. À

partir de ces tests, il a été observé que la capacité de cisaillement augmente en raison d'une contribution accrue de l'effet de goujon, comme illustré dans la Figure I-21.

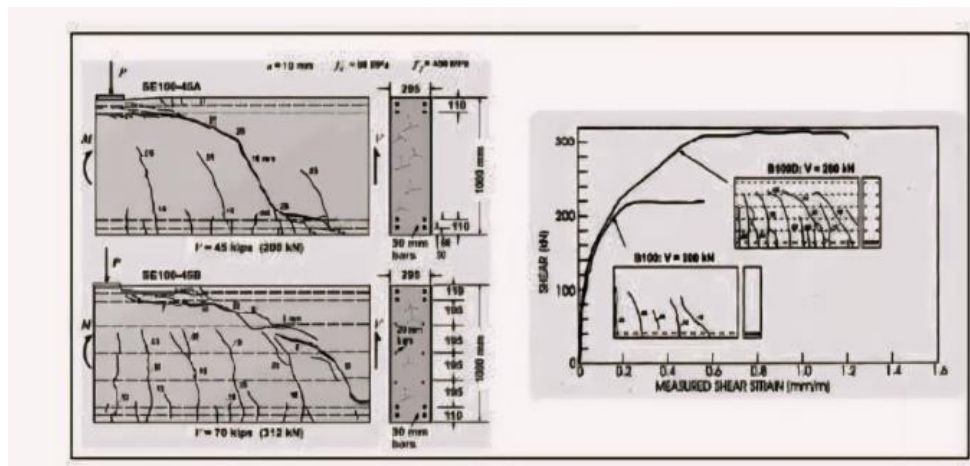


Figure I-21 : Tests effectués par Kuchma et al,[48].

I. 7. 3 Portée en cisaillement :

Divers essais, ont été entrepris pour examiner l'impact du rapport entre la travée de cisaillement et la hauteur utile de la poutre (a/d) sur la résistance au cisaillement des poutres non armées transversalement. Ces études ont révélé que la variation de ce paramètre, tout en maintenant les autres constantes, entraîne une modification du mode de rupture [28], [30]. Les poutres ont été soumises à une charge en flexion à quatre points (voir Figure I-22).

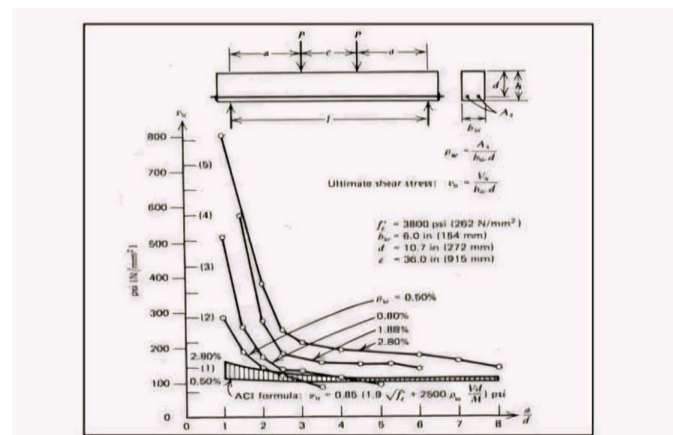


Figure I-22 : Contrainte Nominale de Cisaillement en fonction du rapport a/d à différents taux des armatures longitudinales.

Les conclusions tirées de ces résultats ont établi de manière évidente la corrélation directe entre le rapport a/d et la capacité de cisaillement des poutres en béton armé. Ces

courbes constituent le fondement de la classification des modes de rupture présentée dans la section (I. 5 et Figure I-10) [25].

I. 7. 4 Résistance du béton :

L'élévation de la résistance à la compression du béton entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement. Les rôles fondamentaux de la résistance à la compression et à la traction du béton sont cruciaux en raison de leur impact sur les mécanismes de transfert. En particulier, la résistance à la traction influence explicitement le mécanisme de transfert à travers les contraintes résiduelles, et l'ouverture des fissures diagonales est directement liée à cette contrainte [25]. La Figure I-23 illustre les résultats d'une série d'essais Angelakos et al. [49], Collins et Kuchma [50], Moody et al [51], Sarkhosh et al. [52], Sarkhosh [53], Yoon et al. [54], où la variation de la résistance au cisaillement est exprimée en fonction de la résistance à la compression [25]. Les résultats des codes de conception EC2, ACI 318, et la formule de Rafla [55], sont également comparés [25].

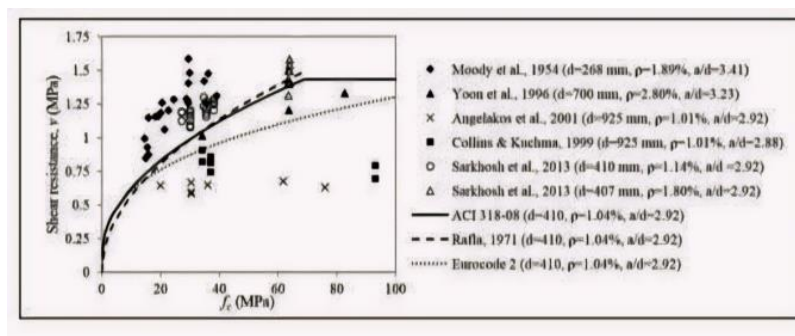


Figure I-23 : Influence de la résistance de compression sur la contrainte nominale de cisaillement.

I. 8 L'importance et la fonction des armatures de cisaillement :

Les armatures de cisaillement sont utilisées pour absorber les forces de cisaillement. Elles sont disponibles en plusieurs types [32] :

- Les étriers droits, qui sont les plus fréquemment utilisés en pratique, sont disposés verticalement.
- Barres relevées ;

L'incorporation d'armatures transversales a les effets suivants sur la résistance au cisaillement [32] :

- Contribue à augmenter la résistance.
- Les étriers limitent la formation et l'extension des fissures, améliorant ainsi la contribution du béton à la résistance.
- Elles maintiennent en place les armatures longitudinales et renforcent la structure globale.
- Renforcement de la capacité de confinement.
- Ne pas tenir compte de l'effet de la profondeur.

L'impact des armatures de cisaillement (étriers) sur le mécanisme de rupture :

La Figure I-24 illustre deux poutres isostatiques similaires, la première ne comportant pas d'armatures de cisaillement.

Ces deux poutres ont été soumises à une charge identique, composée de deux charges concentrées placées à 1/3 et 2/3 de la portée. Pendant l'essai, il a été observé que la première poutre a subi une défaillance prématurée, se manifestant par des fissures diagonales et un décollement du béton au-dessus de l'armature de flexion [19].

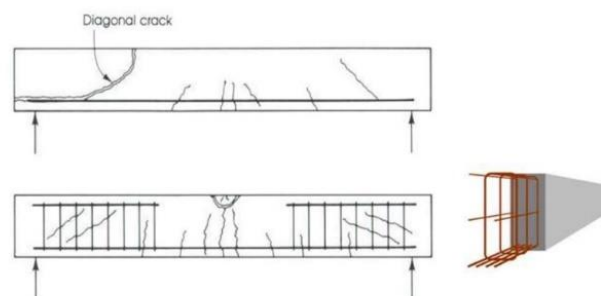


Figure I-24 : Deux poutres isostatiques dont la première ne comporte pas d'armatures transversales [19].

Dans la deuxième poutre, des étriers ont été installés pour résister à l'effort tranchant, et des armatures de construction ont été placées dans la partie supérieure. Comme prévu, la poutre s'est bien rompue en flexion à mi- portée [19].

I.9 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons identifié d'une manière significative l'effet de cisaillement, les éléments soumis à cet effet dans les structures en béton armé, tels que : poutres, poteaux et dalles. Quelques concepts relatifs à l'effort tranchant. Nous avons également vu les différents modes de rupture dans les poutres et les voiles en béton armé. Eventuellement, on a cité cinq

Généralités

mécanismes principaux de résistance au cisaillement et les paramètres qui y influencent.
Ainsi que l'importance et le rôle des armatures de cisaillement.

Chapitre II : Réglementations et modèles

II.1 Introduction :

Il est impératif de recourir aux modèles les modèles suivants pour évaluer les capacités au cisaillement des poutres et des voiles : la théorie modifiée du champ de compression (MCFT) et la théorie de la fissure critique de cisaillement (CST). Il est crucial de respecter les codes réglementaires en la matière et de ne pas les négliger.

II.2 Modèles simplifiés pour évaluer la résistance au cisaillement :

II.2.1 Théorie modifiée du champ de compression (MCFT) :

Initialement introduite dans l'étude sur la torsion pure des structures en béton armé par Mitchell et al. [56], la théorie des champs de compression diagonale néglige les contraintes de traction du béton dans une section fissurée [56]. Cette théorie a été adaptée par Vecchio et al. [57] et rebaptisée « théorie des champs de compression modifiée ». La modification consistait à évaluer la résistance à l'effort tranchant et la relation contrainte-déformation. Fondée sur l'analogie du treillis à angle variable, la théorie des champs de compression modifiée intègre les contraintes de traction dans le béton, même après l'apparition des fissures. Ainsi, la résistance au cisaillement d'une section fissurée repose sur les contraintes de compression f_2 et de traction f_1 (Figure II-1) [57].

Cette approche repose sur l'hypothèse que les contraintes tangentielles sont uniformément réparties et que l'angle d'inclinaison des fissures, noté θ , demeure constant sur toute la hauteur de la section [4]. La méthode générale de calcul de la résistance au cisaillement du béton et de l'acier, telle que prescrite par la norme canadienne CSA-A23.3-14 (2014), s'appuie sur la théorie modifiée du champ de compression [58].

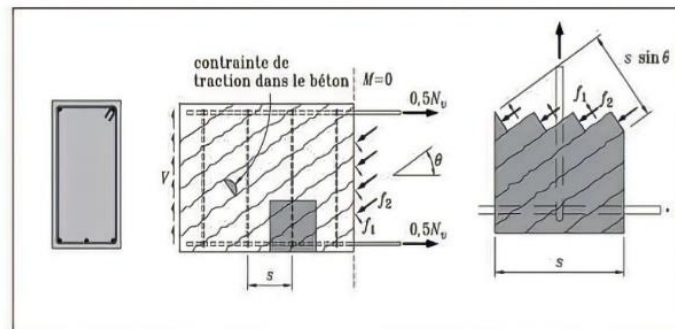


Figure II-1 : Equilibre d'une section de béton soumise au cisaillement [59].

II. 2. 2 Théorie de la fissure critique de cisaillement (Critical Shear Theory) :

Muttoni et Fernández [60], ont développé la théorie de la fissure critique de cisaillement en 2008 à l'École Polytechnique de Lausanne, spécifiquement pour les éléments en béton armé dépourvus d'armatures transversales. Cette approche repose sur l'hypothèse que la résistance au cisaillement d'un élément sans cadres dépend principalement de l'ouverture et de la rugosité de la fissure critique de cisaillement [61]. L'équation fondamentale de cette théorie est formulée comme suit :

$$\frac{V_R}{b_w \cdot d} = \sqrt{f_c} f(w, d_a) \quad (II-1)$$

V_R : Effort tranchant

b_w : largeur de l'élément

d : hauteur de l'élément

f_c : résistance à la compression du béton

w : ouverture de la fissure

d_a : la taille maximale des granulats

Cette théorie repose sur deux hypothèses fondamentales :

La résistance au cisaillement dans une section est principalement influencée par la configuration de la charge, où l'ouverture de la fissure critique peut être liée à la déformation de la fibre située à une hauteur de $0,6d$ à partir de la fibre de compression (voir Figure II-2) [25]. L'ouverture de la fissure critique, notée w , est proportionnelle au produit de la hauteur effective de la poutre et de la déformation longitudinale au niveau de la section de contrôle $w \cdot \varepsilon \cdot d$ [25].

Ces hypothèses s'appliquent exclusivement aux poutres sans armatures transversales et de section rectangulaire. La déformation 'ε' peut être déterminée en supposant que les sections planes restent planes et que le béton se comporte de manière élastique linéaire en compression [25], comme décrit par l'équation fournie :

$$\varepsilon = \frac{M}{b_w \cdot d \cdot \rho \cdot E_s (d - c/3)} \frac{0,6d - c}{d - c} \quad (II-2)$$

Ici, c représente la hauteur de la zone de compression.

$$c = d \cdot \rho \frac{E_s}{E_c} \left(\sqrt{1 + \frac{2E_c}{\rho \cdot E_s}} - 1 \right) \quad (II-3)$$

M : Moment de flexion

E_c : Module de Young du béton

E_s : Module de Young d'acier

ρ : Taux des armatures longitudinales.

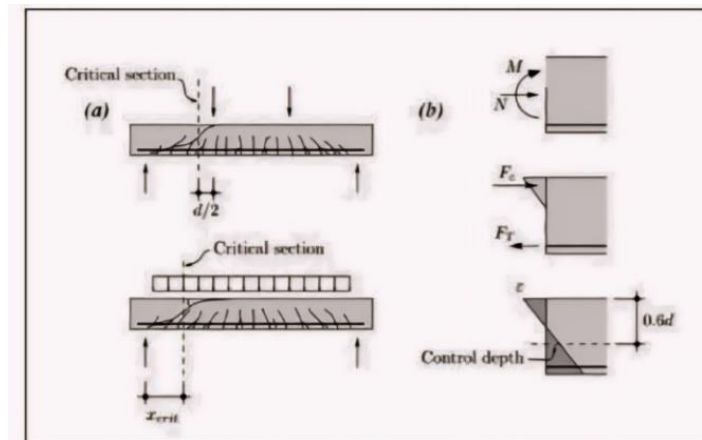


Figure II-2 : Détermination de la section critique et déformation longitudinale [60].

En tenant compte de l'impact de l'ouverture de la fissure, de la taille maximale des granulats et de la contrainte de compression du béton, l'expression de la capacité de cisaillement est formulée comme suit :

$$\frac{V_R}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{1}{6} \frac{2}{1 + 120 \left(\frac{\varepsilon d}{d g_0 + d a} \right)} \quad (II-4)$$

dg_0 Représente la taille de référence des agrégats ($dg_0 = 16\text{mm}$), da est la taille maximale des granulats. Pour des bétons à hautes performances ou légers, la taille de référence doit être $dg_0 = 0$, tandis que pour un béton ordinaire, elle est généralement de $dg_0 = 16\text{mm}$ [25] .

II. 3 Normes réglementaires :

II. 3. 1 Voiles en béton armé :

La majorité des codes de conception à travers le monde mesurent les ouvertures des fissures en se basant sur les contraintes (ou déformations) des armatures aux abords de la zone fissurée, en ignorant généralement la contribution du béton à la résistance contre l'ouverture des fissures [62].

II. 3. 1. 1 RPA99 V2003 (Règlementation Parasismique Algérienne) :

Conditions du ferrailage horizontal :

Selon la réglementation RPA99/03, ces armatures doivent être capables de supporter l'effort tranchant exercé sur le voile :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad (II-5)$$

Avec :

\bar{T} : $1.4 T_{\text{calcul}}$, T: Effort tranchant du au séisme.

b_0 : Epaisseur du voile, d : $(0.9h)$ hauteur utile.

h : Hauteur totale de la section brute. Et $\bar{\tau}_b$: Contrainte admissible du béton.

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- La section minimale est de 0.15% de la section du béton.
- Le diamètre minimal des barres est de 10mm.
- L'espacement entre barres : $S_t \leq (1,5a ; 30\text{cm})$.

Conditions du ferrailage transversal :

Selon le RPA99/V2003, en plus des armatures horizontales ou des armatures de cisaillement, il est recommandé d'utiliser des épingles, au nombre de 4 par mètre carré, pour retenir les deux nappes d'armatures verticales.

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad (II-6)$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 d} \quad (II-7)$$

Avec :

Où :

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile, d : Hauteur utile = 0.9h, et h : Hauteur totale de la section brute.

II. 3. 1. 2 Eurocode 2 :

Dans l'Eurocode 2, les ouvertures des fissures sont évaluées en calculant la différence entre la déformation des armatures tendues et la déformation du béton, le tout multiplié par une longueur définie comme la longueur de glissement, qui représente la distance entre les fissures [62].

$$W_k = S_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (II-8)$$

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

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

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

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (II-9)$$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier dépende de l'espacement maximal ou de diamètre maximal ϕ_s des barres (voir Tableau II-1 et Tableau II-2).

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (II-10)$$

$\rho_{p,eff}$ 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.

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (II-11)$$

$$A_{c,eff} = b h_{c,eff} \quad (II-12)$$

C'est l'aire de béton qui entoure l'armature tendue sur une certaine hauteur ($h_{c,eff}$).

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left[2.5(h - d); \frac{(h-x)}{3}; \frac{h}{2} \right] \quad (II-13)$$

Tableau II-1 : Diamètre maximal Φ_s des barres pour la maîtrise de la fissuration [63].

Contrainte de l'acier en (MPa)	Diamètre maximal des barres (mm)		
	$W_k = 0.4mm$	$W_k = 0.3mm$	$W_k = 0.2mm$
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 II-2 : L'espacement maximal Φ_s des barres pour la maîtrise de la fissuration [63].

Contrainte de l'acier en (MPa)	Espacement maximal des barres (mm)		
	$W_k = 0.4mm$	$W_k = 0.3mm$	$W_k = 0.2mm$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	1000	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

La longueur de glissement :

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

$$S_{r,max} = K_{3c} + \frac{K_1 K_2 K_4 \phi^*}{\rho_{p,eff}} \quad (II-14)$$

Avec :

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

$$\phi^* = \phi_s * \frac{2,9}{f_{cteff}} * \frac{10(h-d)}{h} \quad (II-15)$$

On doit remplacer ϕ_s avec un diamètre équivalent :

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 * \phi_1^2 + n_2 * \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (II-16)$$

c : enrobage des armatures longitudinales.

$K_3 = 3.4$: Pour des enrobages ' c ' supérieurs à 25mm, le coefficient K_3 est à remplacer par :

$$K_3 = 3.4 \frac{25}{c} \quad (II-17)$$

$$S_{r,max} = 1.3(h-x) \quad (II-18)$$

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

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

$K_4 = 0,425$.

II. 3. 1. 3 Code ACI (American Concrete Institute) :

Les codes américains ne fournissaient pas de formules pour calculer l'ouverture des fissures pour des éléments soumis à des efforts de cisaillement, mais ils en proposaient pour les éléments soumis à la traction et à la flexion [62].

La formule pour la traction est la suivante :

$$w = 0.1 f_s \sqrt[3]{d_c * A * 10^{-3}} \quad (II-19)$$

Pour la flexion, la formule est comme suit :

$$w = 0.091 f_s \sqrt[3]{t_b * A} \beta(f_s - 5) * 10^{-3} \quad (II-20)$$

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, et 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 inch².

On peut remplacer cette dernière quantité par $(\pi\phi^2/4)/\rho$. Cela indique que l'expression proposée n'est pas proportionnelle à ϕ , contrairement aux règlements européens.

II. 3. 1. 4 Modèle FIB pour le béton :

Ce document présente une formule pour estimer l'ouverture des fissures en fonction des contraintes principales et de la contrainte de cisaillement près de la fissuration [62].

$$w = 2l_{smax} * (\varepsilon_s - \varepsilon_c) \quad (II-21)$$

Avec :

$$l_{smax} = K * c + \frac{1}{4} \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \frac{\phi_s}{\rho_{s,eff}} \quad (II-22)$$

$$(\varepsilon_s - \varepsilon_c) = 0.339 * 10^{-3} * (\cos(\theta) + \sin(\theta)) - 0.264 * 10^{-4} \quad (II-23)$$

$$\theta = \frac{1}{2} \arctan \left(2 \operatorname{abs} \left(\frac{N_{xy}}{N_{xx} - N_{yy}} \right) \right) \quad (II-24)$$

l_{smax} : Longueur de glissement.

K : coefficient = 1.

c : Enrobage.

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

ϕ_s : Armature d'acier.

$\rho_{s,eff}$: Taux d'armatures verticales.

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 verticales et la direction des contraintes principales de traction.

II. 3. 2 Poutres en béton armé :

Dans cette section, nous aborderons les formules et équations des codes et règlements pour calculer la résistance au cisaillement des poutres en béton armé sans armatures transversales [25].

II. 3. 2. 1 RPA99 V2003 (Règlementation Parasismique Algérienne) :

Vérification de la contrainte tangentielle :

La contrainte de cisaillement est calculée au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est définie en termes de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 d} \quad (II-25)$$

Où :

τ_u : contrainte de cisaillement

T : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b_0 : la largeur de la section étudiée.

d : la hauteur utile ($d = 0.9h$)

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

❖ Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \quad (II-26)$$

❖ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] \quad (II-27)$$

Armatures transversales :

Selon l'article 7.5.2.2 du RPA99 version 2003 exige :

- La quantité des armatures transversales doit vérifier : $A_t = 0.03 s.b$ où b représente la largeur de la poutre.

- s : l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, on prend le minimum $\left(\frac{h}{4}; 1.2\emptyset\right)$.
- En dehors de la zone nodale $s \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : diamètre minimum.

II. 3. 2. 2 Eurocode 2-2005 :

L'Eurocode 2 (EC2 2005) présente une formule expérimentale pour calculer l'effort tranchant agissant sur les éléments sans armatures transversales. Cette formule inclut plusieurs paramètres [25] :

- Pourcentage des armatures longitudinales.
- Résistance à la compression du béton.
- Effort normal appliqué à la section transversale.

L'équation présente la formule proposée par l'EC2 pour les poutres sans cadres et sans effort normal :

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})}] b_w \cdot d \quad (II-28)$$

$V_{Rd,c}$: l'effort tranchant résistant.

$C_{Rd,c}$: facteur est égale à : $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ avec : $\gamma_c = 1,5$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

ρ_l : Taux des armatures longitudinales.

f_{ck} : Résistance de la compression du béton.

b_w : Largeur de la poutre.

d : Hauteur utile de la poutre.

II. 3. 2. 3 Code ACI 318-05 :

Le code ACI 318 (2008) fournit des équations pour calculer la résistance au cisaillement des éléments en béton armé, en se basant sur la résistance à la fissuration diagonale sans

prendre en compte l'effet d'échelle [25]. L'équation fournie par l'ACI 318 (2008) pour le calcul de l'effort tranchant résistant est la suivante :

$$V_c = \left[0.16\sqrt{f_c} + 17\rho_l \frac{V_d}{M} \right] b_w \cdot d \quad (II-29)$$

Avec :

V_c : L'effort tranchant résistant de la poutre.

f_c : Résistance de la compression du béton.

$\frac{V_d}{M}$: Moment concomitant à la force de cisaillement V sur la section considérée.

ρ_l : Taux des armatures longitudinales.

b_w : Largeur de la poutre.

d : Hauteur utile de la poutre.

II. 3. 2. 4 FIB Model Code 2010 :

Pour les poutres en béton armé et précontraint soumises à des efforts de cisaillement ou de poinçonnement, le code de calcul FIB 2010 (FIB 2011) propose quatre niveaux d'approximation. Une prédiction précise nécessite un niveau d'approximation élevé. Le niveau I offre une méthode d'analyse basique, le niveau II est intermédiaire en termes de complexité et de précision. Le niveau III offre la meilleure précision tandis que le niveau IV permet l'utilisation de la méthode des éléments finis non linéaire [25].

Pour évaluer la résistance au cisaillement des éléments en béton armé, il est nécessaire de calculer l'inclinaison du champ de contrainte (θ) et le coefficient de contribution du béton (k_v). Le coefficient k_v représente la force de cisaillement transférée par le mécanisme d'engrènement des granulats [25]. L'effort tranchant résistant des poutres sans armatures transversales, tel que défini par le code FIB 2010, peut être calculé en utilisant l'équation suivante :

$$V_{Rd} = k_v \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} b_w \cdot d \quad (II-30)$$

Le premier niveau est applicable uniquement aux éléments répondant aux critères suivants : résistance à la compression du béton $f_c < 64$ MPa, taille maximale des agrégats $d_a > 10$ mm, et limite élastique de l'acier $f_y < 500$ MPa [25].

$$\theta = 45^\circ \quad (II-31)$$

$$k_v = \frac{200}{1000 + 1,3z} \quad \text{si } \rho_w = 0 \quad (II-32)$$

$$k_v = 0,15 \quad \text{si } \rho_w \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \quad (II-33)$$

Avec : $z = 0,9d$

Au deuxième niveau, le modèle FIB considère la force de cisaillement résultant de la contribution du béton. Pour ce niveau, l'angle d'inclinaison du champ de contrainte peut être choisi parmi plusieurs valeurs [25] :

$$20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x \leq \theta \leq 45^\circ \quad (II-34)$$

$$k_v = 0 \quad (II-35)$$

Le troisième niveau utilise directement l'équation de la théorie modifiée du champ de compression [25].

II. 4 Conclusion :

En conclusion, l'estimation de la capacité au cisaillement des poutres et voiles requiert l'application rigoureuse des codes réglementaires en vigueur. Les modèles tels que la Théorie modifiée du champ de compression (MCFT) et la Théorie de la fissure critique de cisaillement (CST) sont des outils essentiels pour garantir la sécurité des structures. Ils fournissent des méthodes fiables pour évaluer la résistance au cisaillement, mais leur utilisation doit être combinée avec une compréhension approfondie des exigences et des recommandations des codes de construction.

Chapitre III : Modélisation Macroscopique

III. 1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous examinerons les études expérimentales menées sur des poutres en béton armé sans armatures transversales. L'objectif de cette étude est d'analyser l'influence de la taille sur le comportement mécanique et les déformations internes dans les structures en béton armé. Des essais de flexion à trois points ont été effectués sur ces poutres. La série d'essais comprenait six poutres géométriquement similaires, avec des hauteurs utiles variant de 200 mm à 600 mm. Cette étude a fourni une base de données importante sur le comportement de cisaillement du béton armé pour des tailles difficiles à obtenir en laboratoire [25]. Ces spécimens seront modélisés par une analyse numérique à l'aide du logiciel *CAST3M*. À la fin de ce chapitre, une comparaison est faite entre les résultats issus des expériences, des simulations numériques et les réglementations en vigueur.

III. 2 Caractéristiques géométriques des échantillons :

Afin d'analyser le comportement global et le mode de rupture dans les poutres en béton armé sans des armatures transversales, une étude expérimentale a été effectuée à l'École Centrale de Nantes. Les poutres testées dans cette campagne expérimentale présentent une similarité géométrique, ce qui permet d'obtenir des résultats cohérents et comparables., avec une largeur constante de 200 mm et une hauteur utile variable de 200 mm à 600 mm, comme détaillé dans le Tableau III-1 et illustré dans la Figure III-1. Le rapport entre la travée de cisaillement et la hauteur effective est maintenu constant à $a / d = 2.5$ [25].

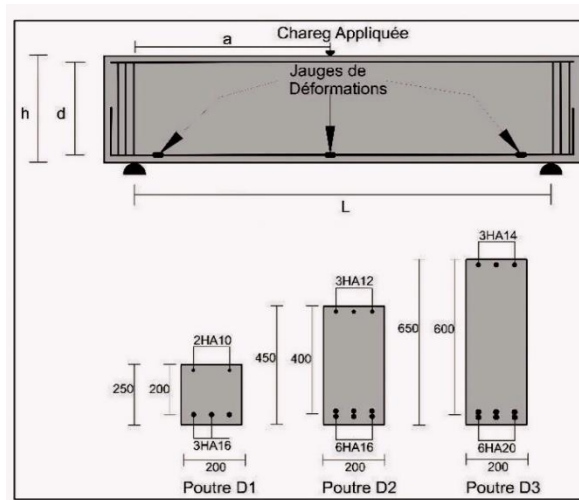


Figure III-1 : Informations sur l'armature des poutres examinées (Les dimensions sont en mm) [25].

Le taux d'armatures longitudinales reste constant pour toutes les poutres ($\rho_s = 1,5\%$). Des ancrages droits sont réalisés aux extrémités des armatures. De plus, des armatures ont été positionnées dans la partie supérieure de la poutre ($\rho_c = 0,5\%$) pour prévenir une rupture prématurée par compression. Les détails et la disposition de cet armement sont illustrés dans la Figure III-1 [25]. Chaque taille de poutre a fait l'objet de deux tests afin d'évaluer leur performance relative. Cependant, dans ce document, seule une poutre de chaque taille sera présentée [25].

Tableau III-1 : Spécifications des échantillons [25].

Poutres	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	ρ_s (%)	ρ_c (%)
D1	200	250	200	1000	1.50	0.50
D2	200	450	400	2000	1.50	0.50
D3	200	650	600	3000	1.50	0.50

III. 3 Caractéristiques matérielles :

Les poutres ont été confectionnées avec du béton ordinaire, élaboré à partir d'un mélange spécifié dans le Tableau III-2, incluant des granulats d'une taille maximale de $d_a = 16$ mm. Pour évaluer la résistance moyenne à la compression et à la traction, des essais de compression et de fendage ont été effectués sur des échantillons cylindriques ($\Phi = 110$ mm, $h = 220$ mm), comme synthétisé dans le Tableau III-3. Les propriétés de l'acier

employé sont également répertoriées dans le Tableau III-4, avec des valeurs extraites des fiches techniques des produits [25].

Tableau III-2 : Formulation du mélange de béton [25].

Ciment (Portland 52.5)	347 Kg/m ³
Sable	790 Kg/m ³
Granulats (6-10 mm)	245 Kg/m ³
Granulats (10-16 mm)	815 Kg/m ³
Eau	185 Kg/m ³

Tableau III-3 : Caractéristiques mécaniques du béton [25].

Béton	
Résistance de compression f_c	28.35 MPa
Résistance de traction f_t	3.31 MPa
Module de Young du béton E_c	30 GPa

Tableau III-4 : Caractéristiques mécaniques d'acier [25].

Armatures	
Résistance élastique f_y	500 MPa
Module de Young E_s	200 GPa

III. 4 Disposition expérimentale et équipement de mesure :

Les essais de flexion trois points (Figure III-1 et Figure III-2) visent à obtenir la réponse globale des poutres. Les spécimens D1, D2 et D3 ont été testés avec un vérin hydraulique MTS, et un système adapté a été utilisé afin de mesurer le déplacement à mi- travée grâce à un capteur laser. Des jauges de déformation ont été placés au niveau des armatures longitudinal pour la possibilité d'acquisition des déformations durant l'essai (voir Figure III-1).



Figure III-2 : Système d'essai de flexion en trois points [25].

La technique DIC, une méthode sans contact et innovante [64], [65], a été employée sur une face de chaque poutre avec deux caméras. Ces caméras, disposées à une distance de la surface de la poutre et perpendiculairement au centre de la zone d'intérêt, ont enregistré des images en continu (chaque seconde). Cette méthode mesure le champ de déplacement sur la surface entre l'image de référence et une série d'images déformées enregistrées pendant l'essai.

III. 5 Résultats et discussion :

III. 5. 1 Comportement global :

Toutes les poutres ont été testées à la même vitesse de chargement, à savoir 0,02 mm/s. L'étude du comportement mécanique des poutres s'est faite à travers des essais de flexion à trois points, permettant ainsi d'observer la réaction globale des structures. Les mesures prises incluaient le temps (en secondes), la force (en kN), la flèche (en μm) et la déformation des aciers (en $\mu\text{m}/\text{m}$).

La Figure III-3 met en lumière l'évolution de la force en fonction de la flèche pour les trois différentes tailles de poutres soumises aux tests. Chaque taille de poutre a subi deux essais, chaque spécimen étant identifié par un code D suivi de deux chiffres : le premier indique la taille de la poutre (comme illustre la Figure III-1) et le second le numéro du spécimen. Pour la taille D3, la poutre D31 est représentée par la courbe de force en fonction du temps en raison d'une difficulté d'enregistrement. Comme le montrent les données, les trois spécimens ont d'abord montré un comportement élastique, suivi d'une modification de la courbe de force due à l'apparition de fissures au milieu de l'élément sous l'effet de la flexion. Dans la plupart des essais (D12, D21, D22, D31 et D32), un seul pic a été observé.

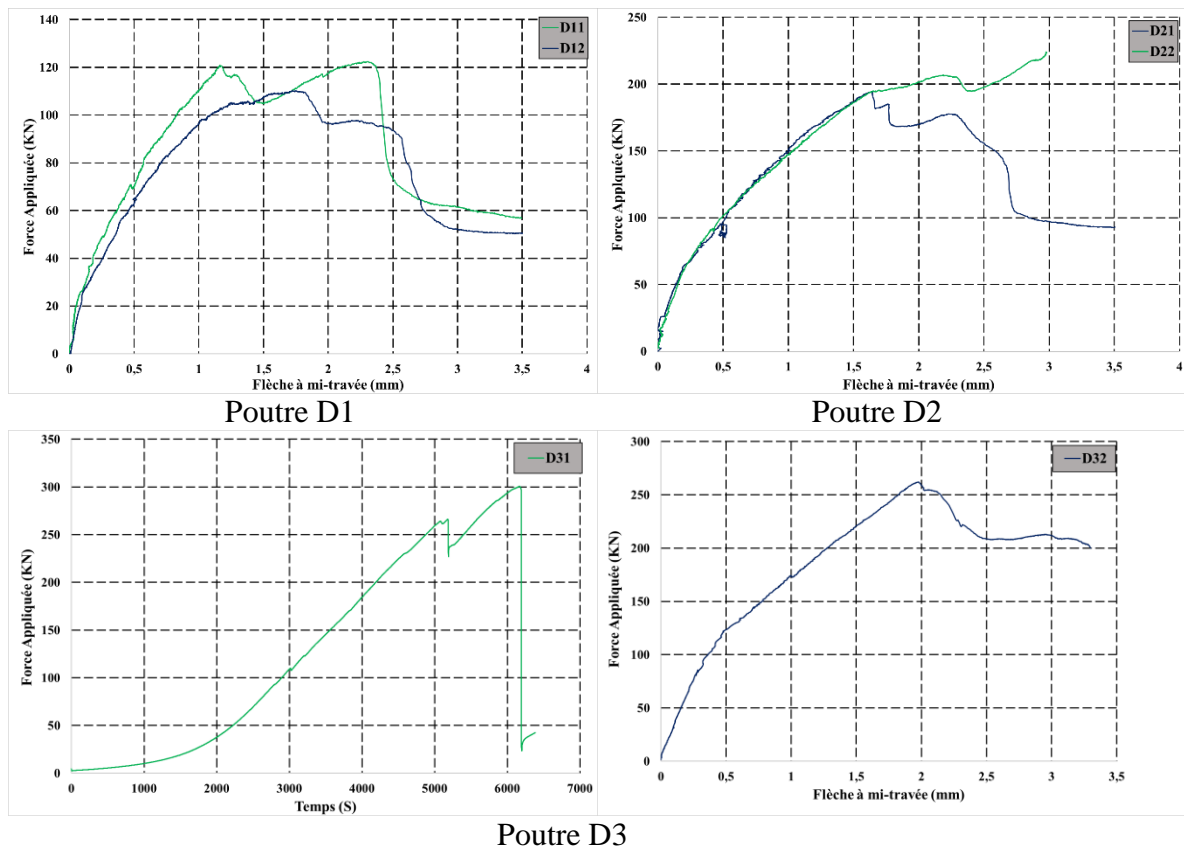


Figure III-3 : Réponse Force-Flèche des trois tailles [25].

Généralement, un seul pic caractérise la présence d'une fissure de cisaillement critique conduisant à la rupture. Dans le cas particulier de la poutre D11, une deuxième réponse pic est observée, s'expliquant par l'apparition d'une seconde fissure diagonale dans l'autre travée de cisaillement, avec une propagation stable de cette nouvelle fissure. Au cours de l'ensemble des essais expérimentaux, un unique mode de rupture a été constaté pour les trois poutres (voir Figure III-4). La rupture s'effectue en cisaillement diagonal, en accord avec les prévisions des calculs préliminaires. Notamment, la fissure diagonale critique se prolonge de manière continue à partir de la fissure de flexion la plus proche de l'appui. Dans la phase post-pic, la fissure se propage le long des armatures, entraînant ainsi leur déchaussement.

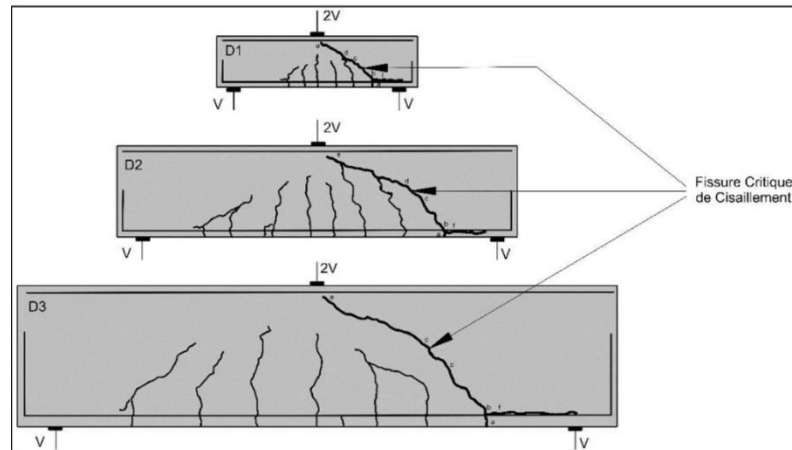


Figure III-4 : Profils de fissurations pour les trois poutres [25].

III. 6 Présentation du programme Cast3M :

Cast3M représente un logiciel de calcul utilisant la méthode des éléments finis, dédié à l'analyse de la mécanique des structures et des fluides. Il est élaboré au sein du Département de Modélisation des Systèmes et Structures (DM2S) de la Direction de l'Énergie Nucléaire du Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives (CEA) [66]. La conception de Cast3M s'inscrit dans le cadre d'une recherche en mécanique visant à créer un outil avancé destiné à soutenir la conception, le dimensionnement et l'analyse de structures et de composants [66].

Dans cette perspective, Cast3M englobe non seulement les étapes de résolution, mais également les fonctionnalités de création du modèle (préprocesseur) et d'analyse des résultats (post-traitement). Cast3M se présente comme une "boîte à outils" offrant à l'utilisateur la possibilité de développer des fonctions adaptées à ses exigences spécifiques [66].

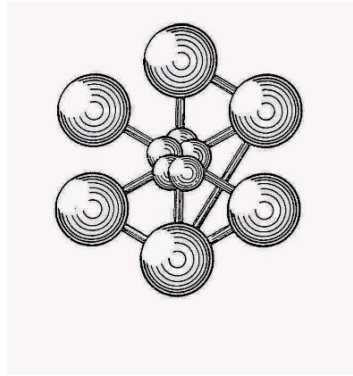


Figure III-5 : Logo de Cast3M.

L'évolution des codes de calcul a suivi de près les avancées du matériel informatique. Initialement, ces programmes étaient conçus pour résoudre des problèmes spécifiques et fonctionnaient essentiellement de manière opaque.

À l'origine, le noyau du système Cast3M comprenait trois programmes développés : un dédié au maillage, un autre à la résolution, et un dernier à la visualisation des résultats. Face à la diversité des problèmes, cette approche a évolué vers le développement de programmes de calcul distincts, capables de communiquer entre eux au besoin. Les nouveaux besoins, tels que la modélisation de structures complexes impliquant des phénomènes couplés (comme le couplage mécanique-thermique) et l'intégration des fonctions de maillage dans le processus de calcul pour l'optimisation de forme, ont incité à une révision fondamentale du problème du calcul numérique. C'est ainsi qu'a émergé Cast3M, un code de calcul nouvelle génération [66].

L'organisation d'un calcul présente une analyse globale réalisée au moyen de la méthode des éléments finis peut être subdivisée en quatre phases majeures [66] :

- Sélection de la géométrie et du maillage,
- Établissement du modèle mathématique,
- Résolution du problème discrétisé,
- Évaluation et traitement des résultats obtenus.

Chaque étape peut également être subdivisée en une série de processus élémentaires.

- 1- La sélection de la géométrie et du maillage comporte :
 - Établissement des points, lignes, surfaces et volumes.
 - Mise en œuvre de la discrétisation.
- 2- Établissement du modèle mathématique :

- a) Spécification des données décrivant le modèle, incluant :
 - Type d'analyse : déformations, contraintes planes, axis-symétrie, séries de Fourier, etc.
 - Formulation : mécanique, thermique, fluide, etc.
 - Comportement du matériau : élastique (isotrope, orthotrope, ...), plastique (isotrope, parfait, ...), etc.
 - Type d'éléments : poutres, barres, coques, etc.
 - b) Définition des propriétés matérielles (constantes d'élasticité, masse volumique, etc.).
 - c) Spécification des propriétés géométriques (section des poutres, inerties, épaisseur des coques, etc.).
 - d) Établissement des conditions aux limites.
 - e) Détermination des sollicitations.
 - f) Conditions initiales.
- 3- Résolution du problème discrétisé :
- Évaluation des matrices de rigidité et de masse pour chaque élément fini.
 - Assemblage des matrices de rigidité et de masse pour l'ensemble de la structure.
 - Imposition des conditions aux limites.
 - Application des charges.
 - Résolution du système d'équations.
- 4- Évaluation et traitement des résultats obtenus :
- Évaluation des paramètres locaux tels que déplacements, contraintes, déformations, etc...
 - Analyse des paramètres globaux incluant déformation maximale, énergie de déformation, etc...

III. 7 Étude paramétriques :

Cette section présente une analyse paramétrique du modèle étudié, où nous examinons les courbes force-flèche issues d'un test de flexion simple effectué sur un seul élément fini dans Cast3m. Les paramètres que nous avons utilisés sont les suivants :

Paramètre de pondération de l'endommagement 'Alpha' (entre 10 et 50 avec un pas de 10), le module d'écrouissage des aciers 'Hm' (pour ce module on a calculé à 50% E, 25% E et 75% E), la résistance de traction du béton 'FTB' (entre 3 et 6 MPa avec un pas de 1,5) et l'énergie de fissuration 'GFB' (entre 60 et 120 J/m² avec un pas de 20).

Cette analyse paramétrique aidera l'utilisateur à mieux appréhender comment les paramètres du modèle influent sur sa réponse.

III. 7. 1 Interprétations des résultats :

III. 7. 1. 1 L'influence du module d'écroutissage 'Em' :

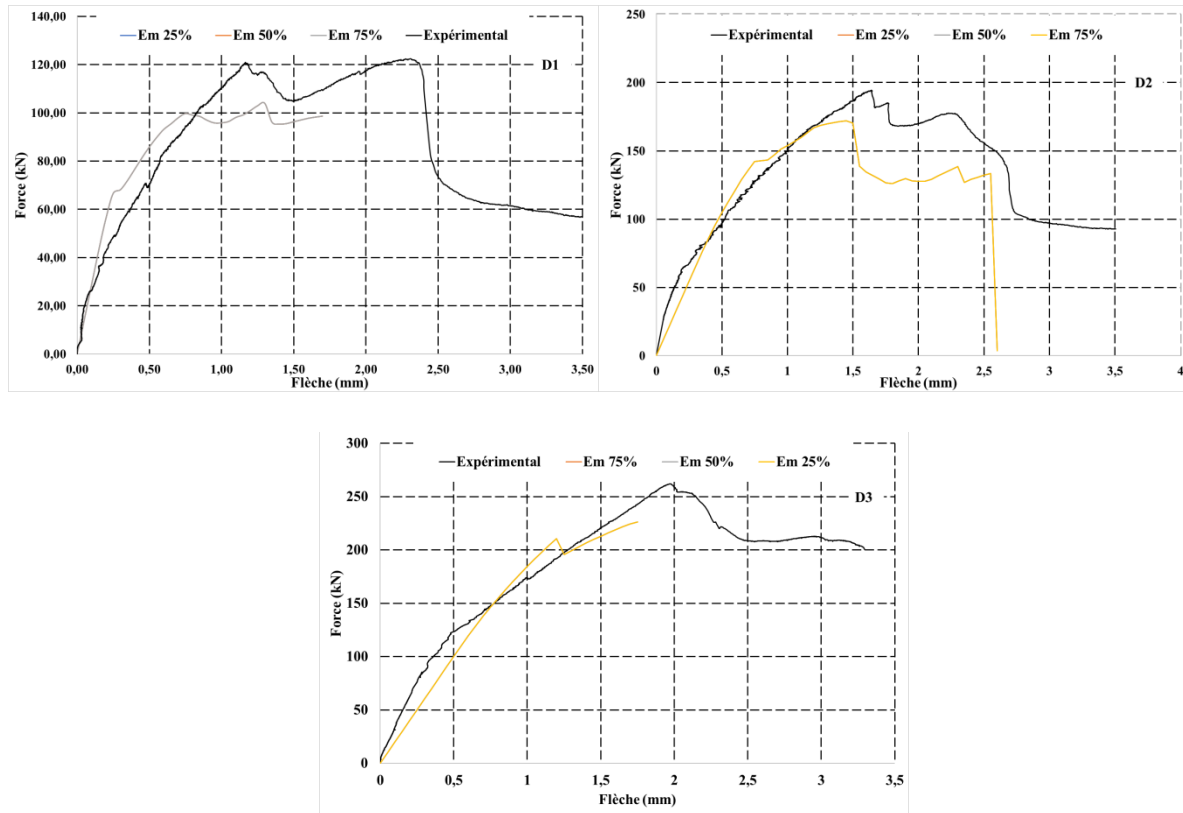


Figure III-6 : L'effet du changement de module d'écroutissage sur l'étude numérique (D1, D2 et D3).

Le coefficient d'écroutissage représente la capacité d'un acier à se déformer plastiquement après avoir dépassé son point de limite élastique [67]. La Figure III-6 nous montre l'augmentation de la force en fonction de la flèche. Pour toutes les valeurs prises de ce paramètre ($Em = 25\%$, $Em = 50\%$ et $Em = 75\%$), les résultats des trois courbes force-flèche sont proches de celle de l'expérimentale et identiques, la première courbe est appliquée sur la deuxième et la troisième courbe, ce qui explique qu'il n'y a pas d'effet d'écroutissage. L'augmentation de la force est due au durcissement du matériau causé par l'écroutissage, ce qui le rend plus résistant et moins susceptible de se déformer.

III. 7. 1. 2 L'influence du paramètre de pondération de l'endommagement 'Alpha' :

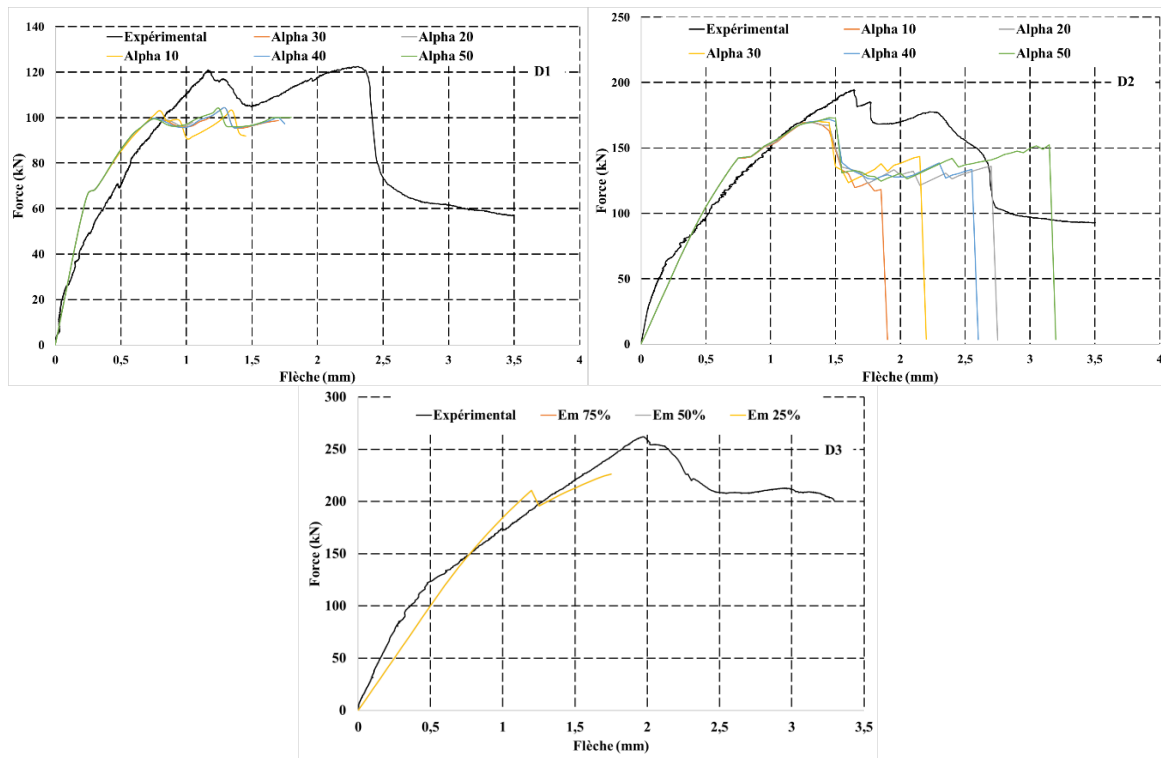


Figure III-7 : L'effet de variation du paramètre de pondération sur l'analyse numérique (D1, D2 et D3).

'Alpha' est un paramètre de pondération qui prend en compte l'endommagement lorsqu'un matériau est soumis à une compression [68] . Les trois courbes représentent la variation de la force en fonction de la flèche. Basant sur les courbes illustrées dans la Figure III-7, on constate que les courbes numériques sont presque identiques et très proches de la courbe expérimentale. Cela conclue l'absence de l'effet de pondération d'endommagement.

III. 7. 1. 3 L'influence de la résistance de traction du béton 'FTB' :

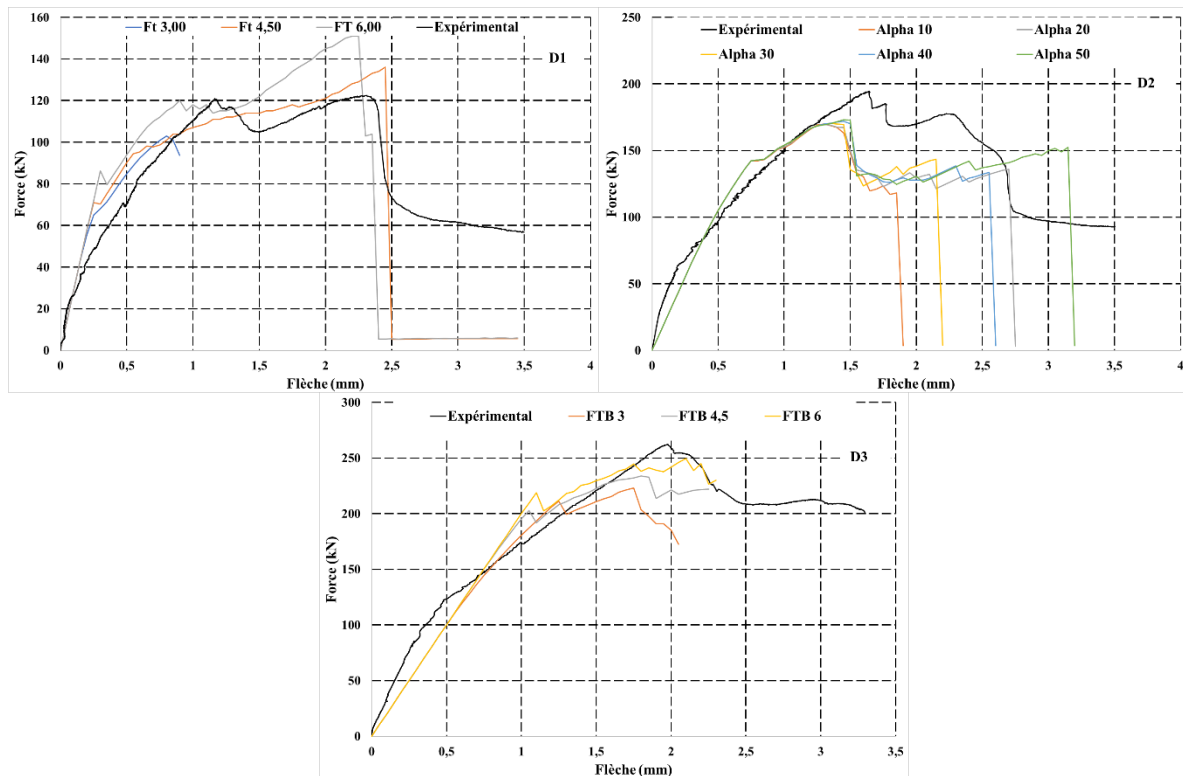


Figure III-8 : L'impact du paramètre 'résistance de traction du béton' sur l'étude numérique (D1, D2 et D3).

Le béton présente une résistance à la traction nettement inférieure à sa résistance à la compression, ce qui peut entraîner la formation de fissures lorsque cette limite est dépassée. Les méthodes d'essai traditionnelles, telles que la traction directe, la flexion de prismes non armés et le fendage, utilisées pour évaluer la résistance du béton, génèrent souvent des résultats variés et semblent indiquer que le béton est fragile lorsqu'il est soumis à des forces de traction [69]. La Figure III-8 montre que lorsque la résistance à la traction du béton passe de 3 à 6 MPa, la force augmente et se rapproche de la valeur expérimentale. Cette augmentation nous montre ainsi que l'effet du paramètre FTB existe. Lorsque la résistance à la traction de l'élément augmente, le développement de la multi-fissuration nécessite des contraintes plus fortes.

III. 7. 1. 4 L'influence de l'énergie de fissuration 'GFB' :

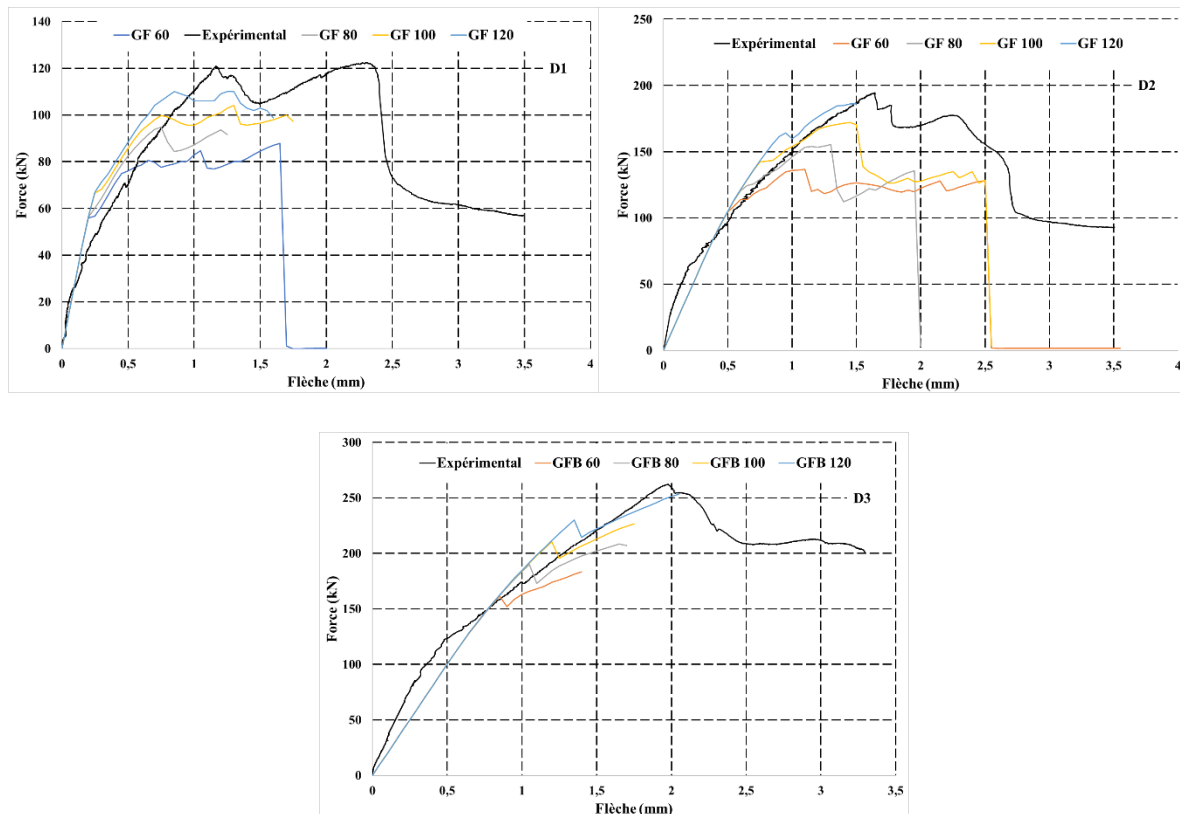


Figure III-9 : Résultats du paramètre 'l'énergie de fissuration' sur l'analyse numérique.

Dans la théorie de Griffith, l'énergie de fissuration représente l'énergie libérée lors de l'extension d'une fissure. Cette énergie doit être égale ou supérieure à celle nécessaire pour créer de nouvelles surfaces de rupture. Lorsque l'énergie libérée dépasse l'énergie nécessaire pour créer de nouvelles surfaces, la fissure devient instable et se propage de manière incontrôlée, conduisant à la rupture du matériau [70]. La Figure III-9 illustre comment la force augmente en fonction de la flèche entre l'étude expérimentale et l'étude paramétrique, lorsque l'énergie de fissuration GFB augmente de 60 jusqu'à 120 J/m² la force devient plus élevée comme indiqué sur la figure, cette augmentation rapproche la réponse de l'étude paramétrique de celle de l'étude expérimentale, ce qui suggère que l'effet du paramètre GFB est bien présent.

En résumé, un matériau ayant une énergie de fissuration élevée sera plus résistant à la propagation des fissures et donc moins susceptible de se rompre.

III. 8 Analyse finale :

Après avoir obtenu les résultats pour chaque variation des paramètres de l'étude sur les trois poutres, on a opté de choisir pour chaque paramètre la valeur qui se rapproche le plus de celle obtenue expérimentalement. $E_m = 50\% E$, $\alpha = 40$, $FTB = 3 \times 10^6$ MPa, $GFB = 120$ J/m².

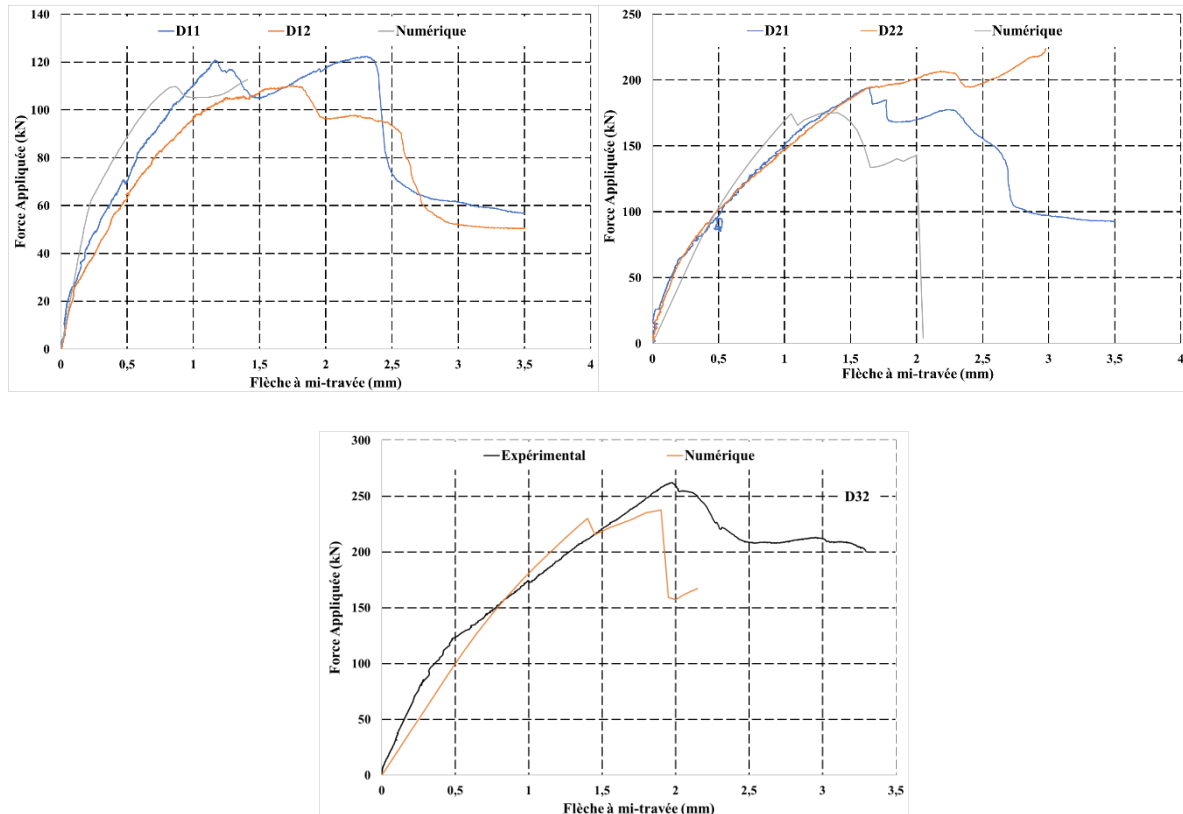


Figure III-10 : Réponse (force-flèche) des trois poutres D1, D2 et D3.

La Figure III-10 illustre une comparaison des courbes entre deux tests expérimentaux et une simulation numérique. On observe d'abord une phase élastique, suivie d'une modification de la rigidité due à la fissuration lors de la flexion, après on a une partie plastique jusqu'à avoir la rupture. Les résultats numériques montrent le même comportement par rapport aux résultats expérimentaux.

III. 9 Calcul de l'effort tranchant :

Une analyse comparative analytique a été effectuée entre les modèles de calcul de l'effort tranchant appliqué aux poutres en béton armé sans armatures transversales et les résultats obtenus à partir des analyses numériques et expérimentales réalisées dans le cadre de

cette étude. Les équations des codes ont été appliquées pour cette étude : Eurocode 2 (EC2 2005), ACI 318 (ACI 318 2008) et FIB code 2010 (FIB 2010).

Le Tableau III-5 illustre une comparaison entre les valeurs calculées par les codes réglementaires, les résultats des tests expérimentaux et les résultats issus des analyses numériques. Il est intéressant de noter qu'une observation révélatrice émerge : les résultats expérimentaux et numériques montrent une tendance à se rapprocher. Cependant, il est à souligner que les valeurs obtenues à partir des codes réglementaires sous-estiment systématiquement la résistance en cisaillement, indépendamment des dimensions de la poutre. Cette sous-estimation suggère que ces codes ne prennent pas adéquatement en compte l'effet d'échelle et l'influence de tous les mécanismes comme l'effet de goujon et l'engrènement des granulats.

Tableau III-5 : Comparaison entre différentes réglementations avec les résultats numériques et expérimentaux.

Poutre	d (mm)	V_{expérimental} (kN)	V_{EC2} (kN)	V_{ACI} (kN)	V_{FIB} (kN)	V_{numérique}(kN)
D1	200	60,46 55,11	33,53	39,21	28,42	56,375
D2	400	97,28 118,46	57,33	88,61	56,84	87,225
D3	600	150,30 131,01	79,46	148,22	85,27	118,755

III. 10 Cartes d'endommagement :

L'endommagement désigne la dégradation progressive du matériau qui se manifeste juste avant l'observation de la rupture macroscopique du matériau [71]. La

Figure III-11 illustre le processus de l'endommagement du béton pour les poutres D1, D2 et D3.

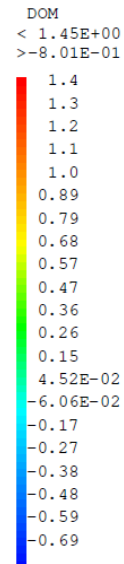
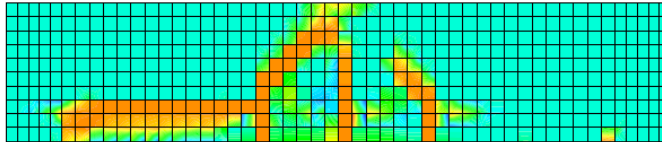
Em=50% E

FTB= 3.e+6 MPa

Alpha= 40

GFB= 120 J/m²

(D1)



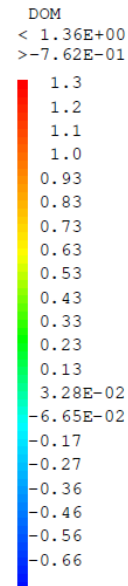
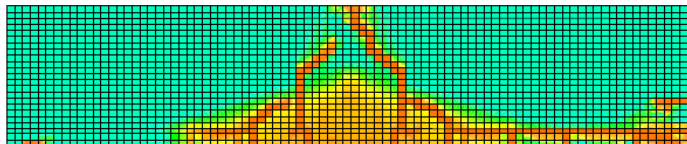
Em=50% E

FTB= 3.e+6 MPa

Alpha= 40

GFB= 120 J/m²

(D2)



Em=50% E

FTB= 3.e+6 MPa

Alpha= 40

GFB= 120 J/m²

(D3)

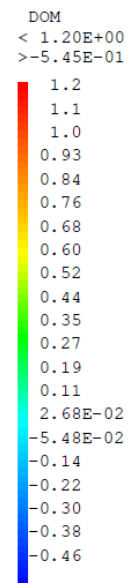
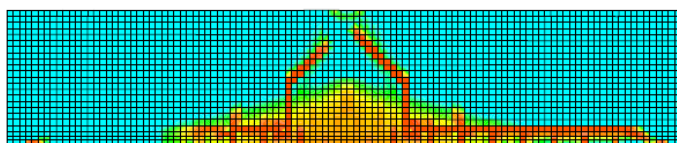


Figure III-11 : Evolution de l'endommagement des poutres D1, D2 et D3.

III. 11 L'ouvertures des fissures :

Les fissures peuvent se former dès les premiers stades dans une structure en béton armé. Initialement, elles commencent sous forme de microfissures, qui sont causées par la composition même du béton. Ces microfissures s'aggravent lorsque la charge exercée sur la structure devient significative, dépassant ainsi la limite de traction du matériau. En conséquence, ces fissures peuvent évoluer vers des macro-fissures, pouvant finalement conduire à la défaillance de la structure [62]. La Figure III-12 présente des illustrations montrant comment les ouvertures des fissures évoluent en adoptant l'approche macroscopique.

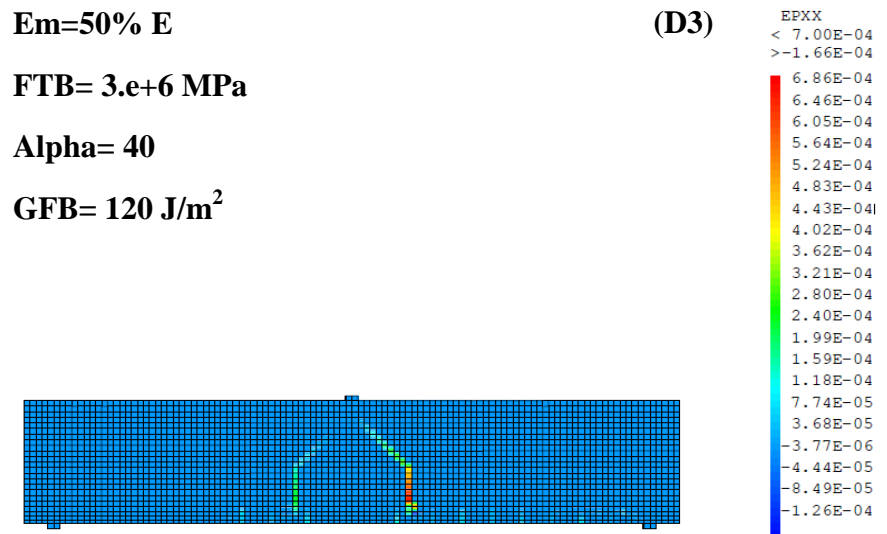
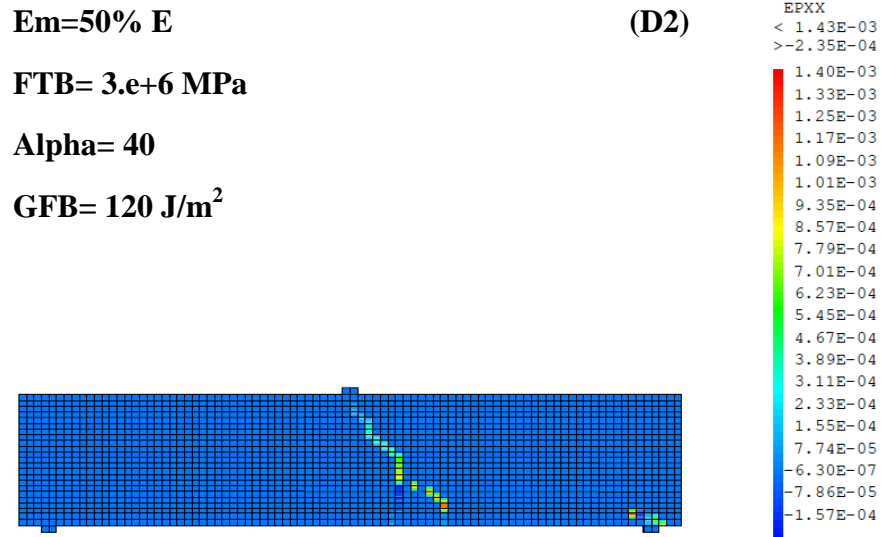
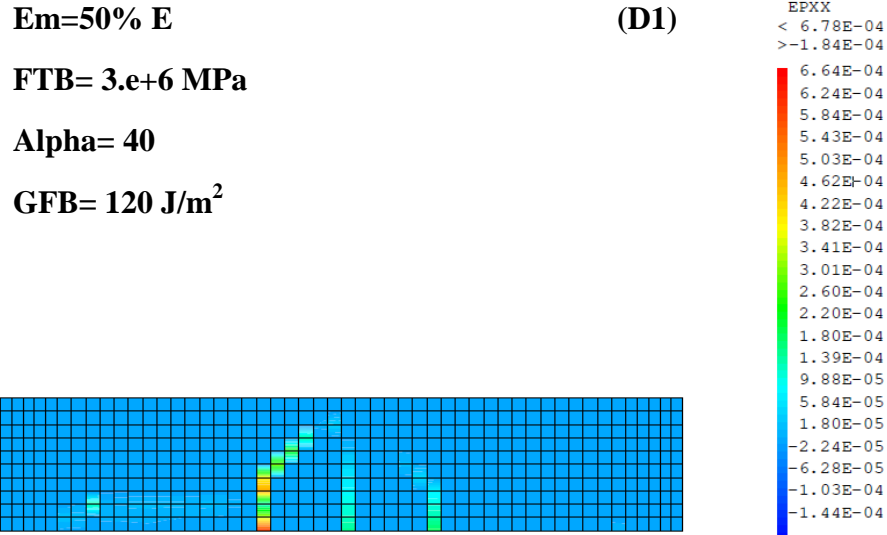


Figure III-12 : Illustration sur l'évolution des ouvertures des fissures des poutres D1, D2 et D3.

III. 12 Conclusion :

Ce chapitre expose une série d'expériences et d'analyses numériques menées pour examiner le comportement des poutres courtes en béton armé, où la défaillance résulte d'une résistance insuffisante au cisaillement. L'objectif de ce chapitre est d'adopter une approche macroscopique pour définir la réponse des trois poutres en termes de force et de déformation, on conclut que la rupture due au cisaillement est influencée par les dimensions de la poutre, les normes de conception (Eurocode, ACI et Code FIB) donnent une estimation trop basse de la résistance au cisaillement.

Chapitre IV : Modélisation Mésoscopique

IV. 1 Introduction :

Ce chapitre offre une analyse approfondie du comportement des spécimens en béton armé soumis à diverses sollicitations, mettant particulièrement l'accent sur le processus d'endommagement et de fissuration. Pour ce faire, nous avons adopté une approche de modélisation mésoscopique, qui permet une exploration détaillée des mécanismes à l'échelle intermédiaire entre le niveau microscopique et macroscopique. Cette méthodologie de simulation numérique spécifique au béton nous permet d'étudier de manière précise et exhaustive les interactions complexes entre les constituants du matériau, telles que la matrice de béton, les agrégats et les armatures, ainsi que les processus de fissuration qui émergent sous l'effet des charges appliquées. En utilisant cette approche, nous sommes en mesure de capturer les phénomènes d'endommagement progressif, fournissant ainsi des informations essentielles pour comprendre le comportement global du béton armé dans des conditions réelles de chargement.

IV. 2 L'approche mésoscopique :

À l'échelle microscopique, le béton est caractérisé comme une pâte de ciment durcie, présentant une grande hétérogénéité interne. Cette description permet d'explorer les aspects micromécaniques des divers phénomènes de dégradation qui se produisent au sein de la matrice de ciment. En revanche, à l'échelle macroscopique, le béton est généralement considéré comme un matériau homogène. Cependant, cette approche macroscopique nécessite un grand nombre de paramètres pour rendre compte de manière adéquate de la complexité du comportement du béton. La modélisation à l'échelle mésoscopique se positionne entre ces deux approches. Elle implique l'utilisation d'un volume élémentaire représentatif et se concentre sur l'étude des phénomènes micromécaniques au sein de la pâte de ciment, tout en permettant une analyse plus détaillée des propriétés du matériau à une échelle intermédiaire [72].

IV. 3 Approche mésoscopique sous différentes sollicitations :

Les réponses globales à une échelle intermédiaire, sous diverses sollicitations telles que la traction pure, la compression et la flexion simple, seront présentées en détail. Cela permettra d'appréhender de manière exhaustive les comportements du matériau dans

différentes conditions de chargement, offrant ainsi une vision plus complète de ses propriétés mécaniques.

IV. 3. 1 Traction pure :

Un échantillon de béton est soumis à une traction uni-axiale ainsi qu'à des contraintes isostatiques. Les calculs pour la traction sont réalisés en contrôlant les déplacements (Figure IV-1) [73].

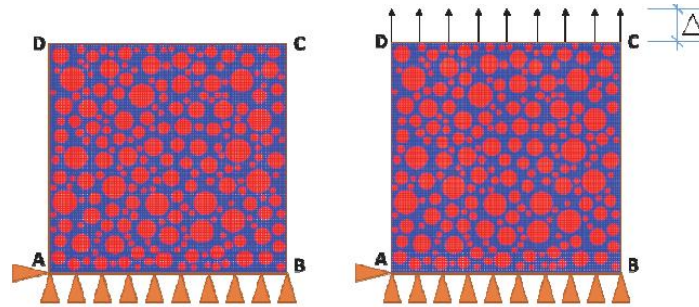


Figure IV-1 : Maillage d'un échantillon en béton armé soumis à la traction. Conditions aux limites, jeune âge + traction [73].

IV. 3. 1. 1 Comportements globaux et locaux sous traction :

Le comportement d'un échantillon de dimensions 20×20 cm² est simulé sous l'action d'une charge de traction. La Figure IV-2 illustre l'évolution contrainte-déplacement d'un matériau en béton soumis à la traction. Le béton présentant un état initial montre un comportement non linéaire prématuré, attribuable à l'existence de contraintes initiales, où la phase élastique n'est pas linéaire [73].

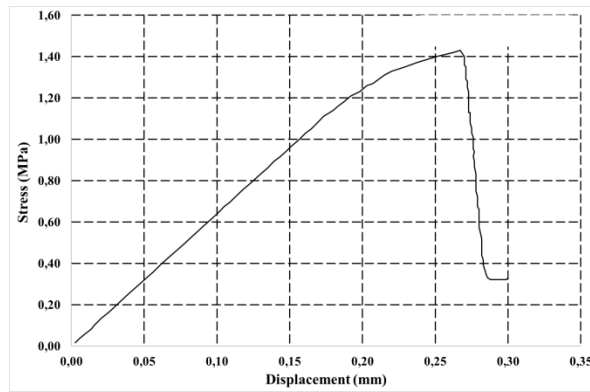


Figure IV-2 : Le comportement mécanique global du béton sans prise précoce sous une charge de traction est examiné [73].

La Figure IV-3 illustre l'évolution de l'endommagement et de l'ouverture des fissures dans le cas où le jeune âge n'est pas pris en compte, sous l'effet d'une charge de traction.

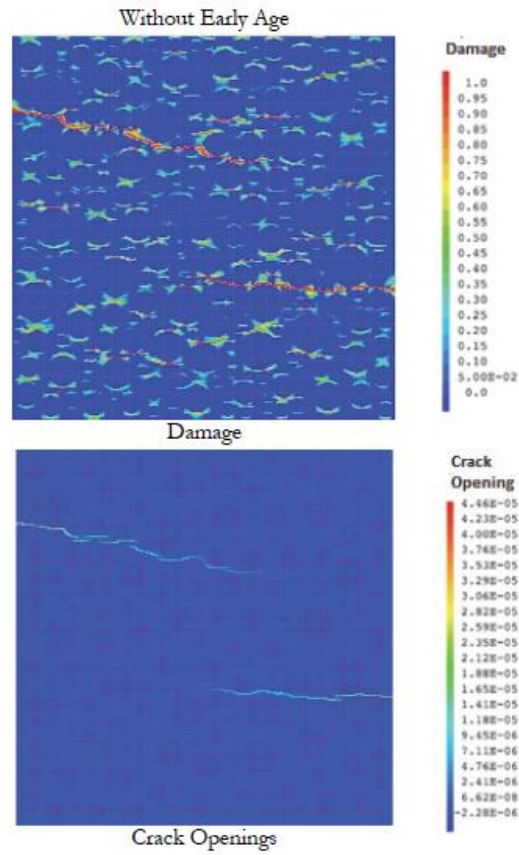


Figure IV-3 : Endommagement et fissures d'un spécimen en béton sous effort de traction [73].

IV. 3. 2 Flexion simple :

La Figure IV-4 montre le maillage d'une poutre en béton, créé à l'aide du logiciel d'éléments finis Cast3M.

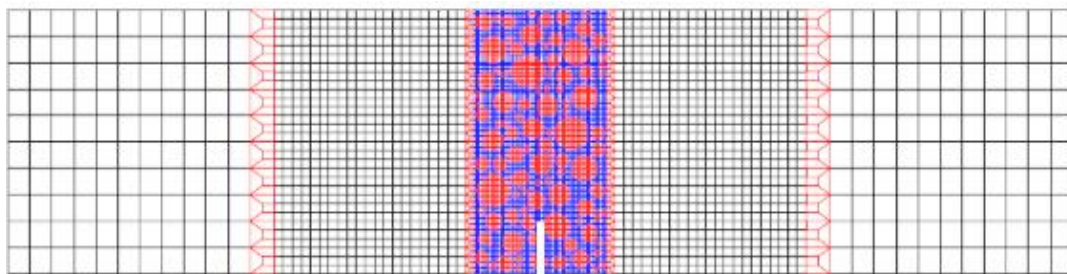


Figure IV-4 : Maillage mésoscopique de la poutre [72].

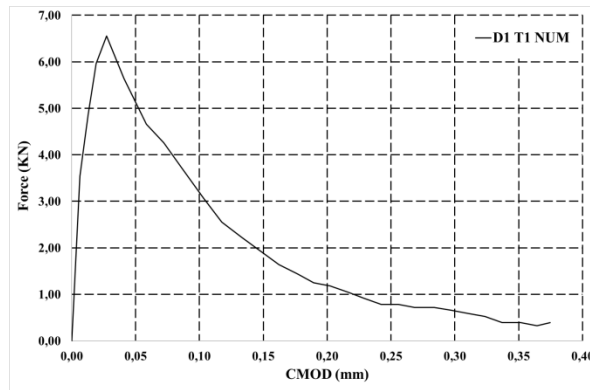


Figure IV-5 : Courbe de force en fonction du déplacement de la poutre en béton [72].

La Figure IV-5 expose la courbe de force en fonction de l'ouverture de l'entaille, résultant de l'approche mésoscopique, pour un béton de granulats de taille maximale de 20 mm. Cette visualisation offre une représentation détaillée des variations de la force en relation avec l'ouverture de l'entaille, fournissant ainsi des insights cruciaux sur le comportement mécanique du matériau dans des conditions spécifiques. [72]. La courbe illustre une reproduction convaincante du comportement global, avec une représentation satisfaisante de l'effet d'échelle sur le pic de chargement à l'échelle mésoscopique. Ces observations confirment que l'intégration du modèle d'endommagement dans l'approche mésoscopique permet une reproduction efficace du comportement mécanique réel du béton. [72].

La Figure IV-6 montre l'endommagement et l'ouverture de la fissuration de la poutre entaillée.

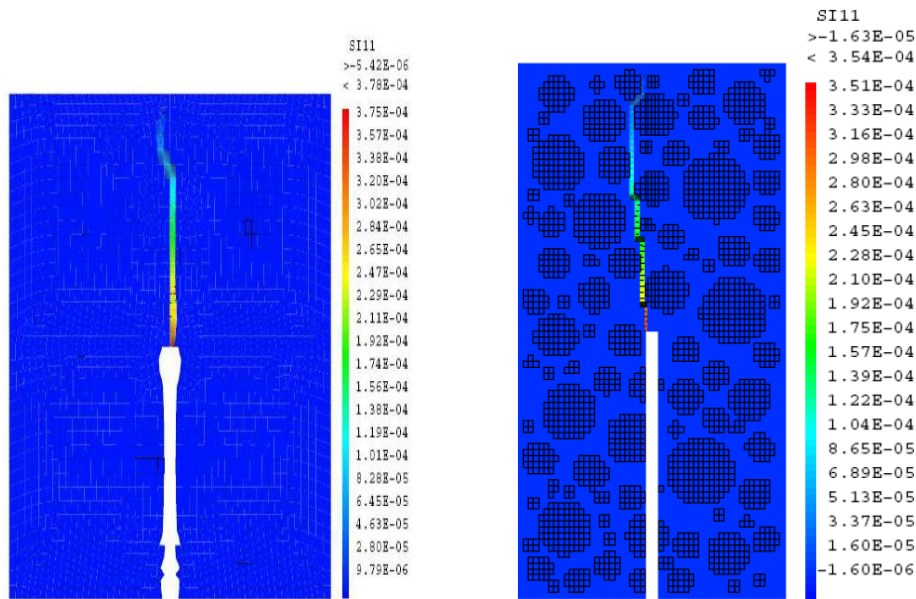


Figure IV-6 : Illustration sur évolution des ouvertures des fissures et d'endommagement de la poutre entaillé [72].

IV. 3. 3 Compression :

Un échantillon de béton est soumis à une compression uni axiale et à des contraintes isostatiques. Les calculs pour la traction sont effectués en contrôlant les déplacements comme illustré à la Figure IV-7.

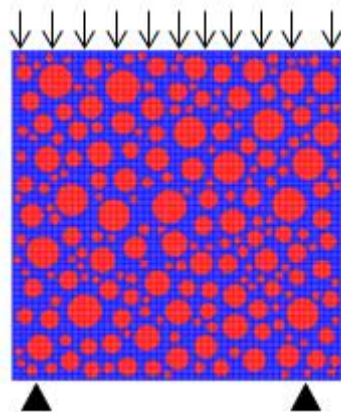


Figure IV-7 : Maillage d'un échantillon en béton armé soumis à la compression.

IV. 3. 3. 1 Comportement de l'échantillon sous contrainte de compression :

Le comportement d'un échantillon de dimensions $10 \times 10 \text{ cm}^2$ est simulé sous l'effet d'une charge de traction. La Figure IV-8 illustre comment la relation entre la force et le

déplacement d'un matériau en béton soumis à une compression évolue. On observe que la force augmente proportionnellement au déplacement.

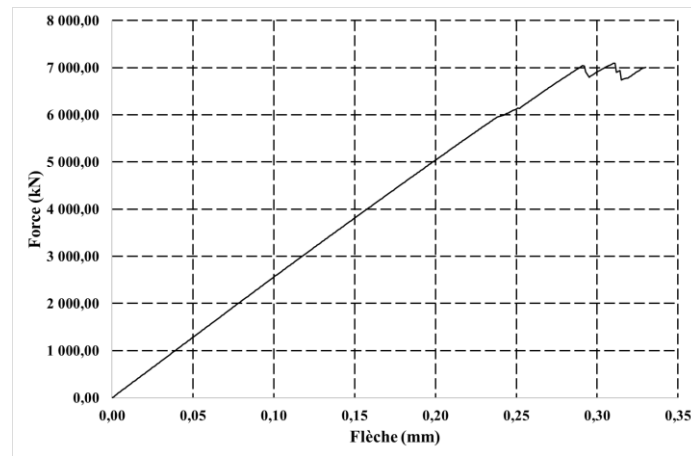


Figure IV-8 : Réponse force-déformation d'un spécimen soumis à la compression.

La Figure IV-9 montre comment l'endommagement et l'ouverture des fissures évoluent, la fissure s'ouvre parallèlement à la direction de la charge, suivant la direction dans laquelle la contrainte est appliquée. Cela indique que la fissuration suit la ligne de moindre résistance dans le matériau, facilitant ainsi la propagation de la fissure.

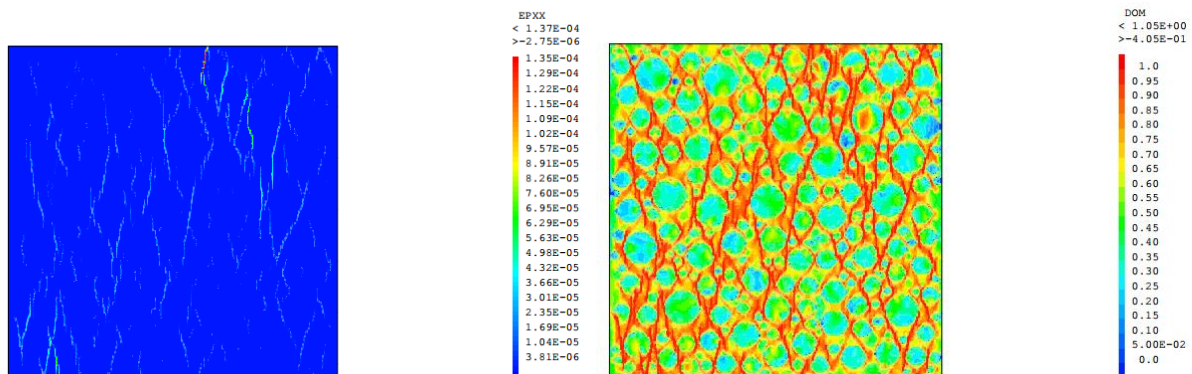


Figure IV-9 : Endommagement et fissuration d'un échantillon de béton sous une charge de compression uni-axial.

IV. 4 Simulation mésoscopique de la poutre D1 en béton armé :

La poutre est simulée sous des tests expérimentaux en 2D à l'aide d'un maillage par éléments finis, en appliquant l'hypothèse des contraintes planes. Le béton est représenté comme un matériau bi-phasique, avec deux phases (granulats et mortier) réparties de manière aléatoire. Le maillage de l'enrobage du béton est macroscopique, tandis que celui entre les armatures est mésoscopique. Les armatures de traction et de compression sont traitées comme

des éléments de plaque, avec un comportement mécanique élastique isotrope. Les caractéristiques matérielles de chaque élément de maillage sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV-1 : Paramètres appliqués à la modélisation de chaque élément du maillage.

Constituants	f_t (MPa)	E (GPa)	G_f (N/m)	f_y (MPa)
Mortier	3	25	65	/
Granulats	6	60	80	/
Béton	3	22	80	500
Armatures	/	200	/	500

La Figure IV-10 illustre le maillage de la poutre D1, réalisé avec le logiciel d'éléments finis Cast3M.

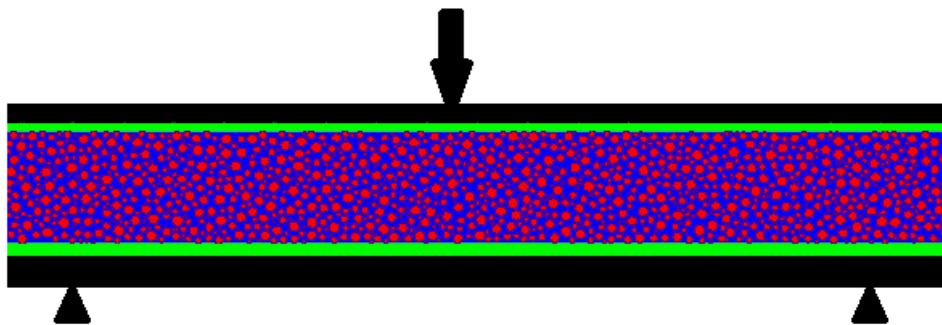


Figure IV-10 : Maillage en éléments finis à l'échelle mésooscopique et macroscopique de la poutre D1 en 2D.

IV. 4. 1 Comportement global :

La Figure IV-11 illustre l'augmentation de la force en fonction de la flèche. La courbe obtenue présente des résultats similaires à ceux de la courbe macroscopique, bien que la force maximale soit inférieure à celle prédite par la modélisation macroscopique. Cette différence s'explique par un manque de caractérisation des granulats et du mortier.

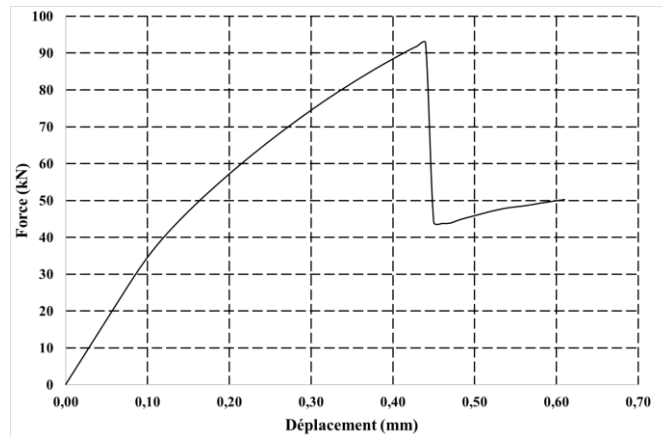


Figure IV-11 : Réponse force-déplacement pour la poutre D1.

La Figure IV-12 présente des illustrations de l'évolution des ouvertures des fissures en adoptant l'approche mésoscopique. On observe que les fissures se propagent de manière inclinée entre les granulats, entraînant des éclatements du mortier.

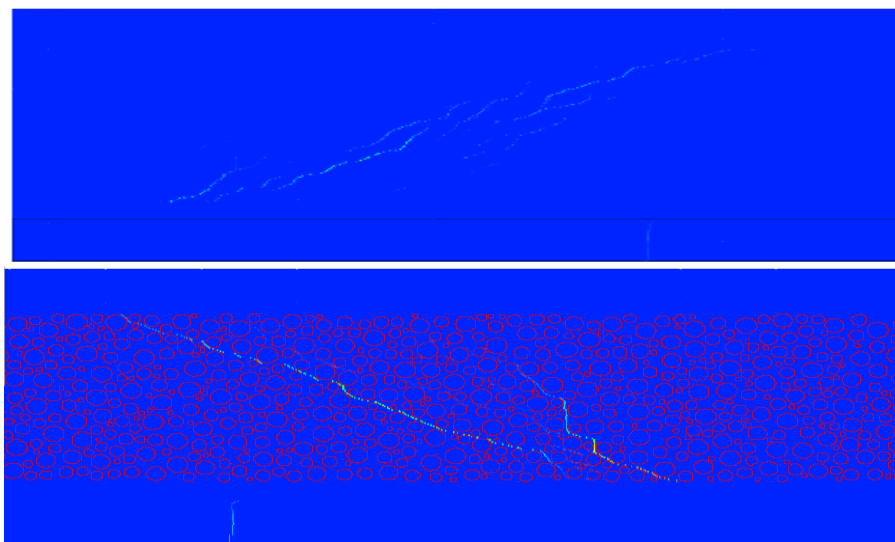


Figure IV-12 : Illustration de l'évolution des ouvertures des fissures de la poutre D1 à l'échelle mésoscopique.

IV. 5 Conclusion :

À l'échelle mésoscopique, l'analyse des divers spécimens de béton soumis à des contraintes met en lumière des schémas complexes de fissuration et d'endommagement. Ces constatations soulignent la nécessité de comprendre en profondeur la structure interne du matériau afin de prédire avec précision son comportement sous charge. Cette approche permet non seulement de mieux appréhender les mécanismes de dégradation du béton, mais

également de développer des stratégies plus efficaces pour renforcer sa résistance et prolonger sa durabilité dans diverses applications de génie civil et de construction.

Conclusion Générale & Perspectives

Dans les structures en béton armé, les éléments structuraux peuvent être soumis simultanément à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant. Dans de telles situations, les déformations ainsi que les modes de fissuration et de rupture induits par l'effort tranchant peuvent prévaloir. L'objectif principal de ce projet de fin d'études est de contribuer à l'avancement de la compréhension numérique du phénomène de cisaillement dans les poutres en béton armé dépourvues d'armatures transversales, soumises à une charge. Pour ce faire, nous avons mené une analyse numérique de divers éléments en béton armé, présentant des dimensions variées, dans le but d'étudier l'impact de l'échelle sur la résistance au cisaillement et sur l'effort tranchant. Cette approche vise à fournir des informations précieuses pour améliorer la conception et la performance des structures en béton armé dans des conditions de chargement réalistes.

Notre objectif de ce travail est d'évaluer les résultats numériques afin de les confronter à ceux obtenus par des essais expérimentaux ainsi qu'aux prédictions des codes de calcul en vigueur.

Une modélisation à l'échelle macroscopique et mésoscopique a été entreprise pour mieux appréhender le comportement des poutres en béton armé. Les résultats de l'étude macroscopique ont révélé la capacité des poutres en béton armé à subir des déformations significatives, pouvant entraîner une diminution de la résistance au cisaillement et accroître le risque de rupture. Les simulations numériques ont également mis en évidence l'impact crucial de paramètres tels que la hauteur de la poutre et la section transversale sur leur comportement mécanique lorsqu'elles sont soumises à des contraintes de cisaillement.

Dans ce domaine de recherche, plusieurs perspectives sont envisageables. Tout d'abord, il serait bénéfique d'inclure les armatures transversales dans les modèles de calcul pour mieux refléter les conditions réelles de renforcement des poutres en béton armé. Ensuite, le renforcement des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites tels que les polymères renforcés de fibres (PRF) pourrait être exploré afin d'augmenter leur résistance à l'effort tranchant. Enfin, une analyse conjointe de l'effort tranchant et de la flexion simultanément permettrait une compréhension plus approfondie et précise du comportement des poutres en béton armé dans des situations de chargement complexes. Ces recommandations ouvrent la voie à de futures recherches visant à améliorer la conception et la

performance des structures en béton armé dans diverses applications de génie civil et de construction.

Références Bibliographique

- [1] H. Dr. TAIBI, « COURS DE BETON ARME », Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf.
- [2] K. SILEM, « Comportement mécanique en mode cisaillement des poutres courtes en béton armé », Mémoire de Master, Université Mohamed El Bachir El Ibrahimi, Bordj Bou Arreridj, 2016.
- [3] N. E. Shami et F. Toukal, « Comportement des poutres en béton armé », Projet de fin d'étude, Ecole nationale polytechnique, E.N.P10, avenue HASSAN BADI, El Harrach, Alger, 1994.
- [4] A. BOUSSELHAM, « COMPORTEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS », Thèse de Doctorat, UNIVERSITÉ DU QUÉBEC, MONTRÉAL, 2005.
- [5] B. Nedjar, « Mécanique de l'endommagement. Théorie du premier gradient et application au béton », Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, 1995.
- [6] Z. E. A. BENZEGUIR, « Comportement des poutres en béton armé renforcées à l'effort tranchant à l'aide de matériaux composites : Effet d'échelle », Thèse de Doctorat, Université du QUÉBEC, MONTRÉAL, 2021.
- [7] ADESOL GROUPE Expert des profilés techniques du bâtiment, « L'effet de cisaillement sur les bâtiments », Qu'est-ce que l'effet de cisaillement des bâtiments ? [En ligne]. Disponible sur: <https://www.adesol-groupe.com>
- [8] D. David, C. W. Dolan, et A. H. Nilson, *Design of Concrete Structures*, Fifteenth Edition. New York: McGraw-Hill Education, 2016.
- [9] G. Kani, « How safe are our large reinforced concrete beams ? », *ACI J.*, vol. 64, n° 3, p. 128-141., 1967.
- [10] Richard, C. Elstner, et H. Eivind, « Laboratory Investigation of Rigid Frame Failure . », *ACI J. Proc.*, vol. 53, n° 1, p. p.637-668, 1957, doi: 10.14359/11540.
- [11] J. Magnusson, M. Hallgren, et A. Ansell, « Shear in concrete structures subjected to dynamic loads », *Struct. Concr. J. Fib*, vol. 15, n° 1, p. 55-65, mars 2014, doi: 10.1002/suco.201300040.
- [12] H. Faison, C. Comartin, et K. Elwood, *Reinforced concrete moment frame building without seismic details*. in World Housing Encyclopedia. 2004. [En ligne]. Disponible sur: <<http://www.world-housing.net>>
- [13] U. Gilmartin, S. Freeman, et S. Rihal, « Using earthquake strong motion records to assess the structural and non structural response of the 7-story van nuys hotel to the Northridge earthquake of January 17, 1994 », présenté à Proceedings of the 6th national conference on earthquake engineering, Seattle, WA, 1998.

- [14] C. K. Erdey, *Earthquake Engineering: Application to Design*. 2007.
- [15] D. N. Minh, « Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin) », Thèse de Doctorat, Université de Lyon, 2016.
- [16] M. S. Bouhadjar, « la rupture par flambage et compression, la rupture par cisaillement », Université Badji Mokhtar, Annaba, 2023.
- [17] C. AÏGONAN, « Simulation numérique du comportement d'une poutre en béton armé renforcée au cisaillement », Mémoire de Master recherche, UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI, TIZI OUZOU, 2019.
- [18] Z. A. Mlle DJELLAD, « Contribution à l'étude des dalles renforcées par des composites : Analyse expérimentale et modélisation », mémoire de Magister en génie civil, Université MOULOUD MAMMERI, Tizi-Ouzou, 2015.
- [19] B. Dr.Ir.P., « cours de béton armé ». 10 mars 2008.
- [20] G. WARDEH, B. FIORIO, E. GHORBEL, H. GOMART, et P. PLIYA, « Comportement structurel : effort tranchant », Projet National de recherche et développement, L2MGC – Université de Cergy, Pontoise, 2017.
- [21] L. Mattieu, « Investigation expérimentale et théorique sur la poutre en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de composites en PRF ancrés », Mémoire d'Ingénieur d'état, Montréal, 2010.
- [22] M. BELAZOUGUI, *Le béton armé aux états limites, Théorie et Application, Office des publications Universitaire*. 2000.
- [23] F. Albert, *Le béton armé après fissuration*, EDTIONS EYROLLES. PARIS, 1980.
- [24] N. SAIB, « prise en compte de l'effort tranchant dans la modélisation par élément finis des structures planes en béton armé », Mémoire de magister, 2008.
- [25] A. Belbachir, « Etude Expérimentale et Numérique de l'effet d'échelle dans les structures en béton armé soumises au cisaillement », Thèse de Doctorat, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 2018.
- [26] P. D. Zararis, « Shear Strength and Minimum Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Slender Beams », *ACI Struct. J.*, vol. 100, n° 2, p. 203-14, 2003.
- [27] A. K. Tureyen et R. J. Frosch, « Concrete Shear Strength: Another Perspective », *ACI Struct. J.*, vol. 100, n° 5, p. 609-15, 2003.
- [28] Kani, « Basic facts concerning shear failure », *ACI J.*, vol. 63, n° 6, p. 675-92, 1966.
- [29] M. D. Kotsovos, « Compressive Force Path Concept: Basis for Reinforced Concrete Ultimate Limit State Design », *ACI Struct. J.*, vol. 85, n° 1, p. 68-75, 1988.
- [30] F. Leonhardt et R. Walther, « Wardetiger Trager. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton », vol. 178, p. 2325-50, 1966.

- [31] H. P. J. Taylor, « Shear Strength of Large Beams », *SCE J. Struct. Div.*, vol. 98, n° 11, p. 2473-90, 1972.
- [32] M. BOUKHEZAR, « comportement et analyse d'éléments structuraux en béton armé renforcées par des matériaux composites PRF en flexion simple », Thèse de Doctorat, Université Constantine 1, 2014.
- [33] P. Casanova, « Bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure. Etude expérimentale et analyse du comportement de poutres soumises à la flexion et à l'effort tranchant », Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1995.
- [34] G.-C. TADEUSZ, « le cisaillement dans le béton armé », DUNOD PARIS, 1972.
- [35] A. ILIMI, « Comportement des poutres en béton armé vis à vis du cisaillement », projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil, école nationale polytechnique, E.N.P10, avenue HASSAN BADI, El Harrach, Alger, 1998.
- [36] V. Davido *et al.*, *Génie Parasismique*. Press de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, 1985.
- [37] P. PHILIPPE, « Renforcement des dalles épaisses en cisaillement », Mémoire pour l'obtention du grade de maître es sciences (M.S.c), Université Laval, QUÉBEC, 2011.
- [38] A. Daniel et M. P. C. Kuchma, « Advances in understanding shear performance of concrete structures », *Prog. Struct. Eng. Mater.*, vol. 1, n° 4, p. 360-369, 1998.
- [39] D. A. Kuchma et M. P. Collins, « Advances in understanding shear performance of concrete structures », *Prog. Struct. Eng. Mater.*, vol. 1, n° 4, p. 360-369, 1998.
- [40] J.-K. Kim et Y.-D. Park, « Prediction of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement », *Mater. J.*, vol. 96, n° 3, p. 213-222, 1996.
- [41] R. Ince, E. Yalcin, et A. Arslan, « Size-dependent response of dowel action in R.C. members », *Eng. Struct.*, vol. 29, n° 6, p. 955-961, 2007.
- [42] L. D. Lorenzis et A. Nanni, « Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Rods », *ACI Struct. J.*, vol. 98, n° 1, p. 60-68, 2001.
- [43] M. Eric, « Résistance en cisaillement des poutres en béton armé renforcé de fibres d'acier et synthétiques avec analyse de l'effet d'échelle », Mémoire de maîtrise, Université de SHERBOOKE, Québec, 2014.
- [44] T. Shioya, M. Iguro, Y. Nojiri, H. Akiayma, et T. Okada, « Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams. American concrete institute », *ACI Spec. Publ.*, vol. 118, p. p.259-280, 1990.
- [45] K. H. Tan, G. H. Cheng, et H. K. Cheong, « Size effect in shear strength of large beams _ behaviour and finite element modelling », *Mag. Concr. Res.*, vol. 57, n° 8, p. P. 497-509, 2005.

- [46] E. G. Sherwood, E. C. Bentz, et M. P. Collins, « Effect of aggregate size on beam_shear strength of thick slabs », *ACI Struct. J.*, vol. 104, n° 2, p. P. 180-190, 2007.
- [47] R. C. Fenwick et T. Paulay, « Mechanismes of shear resistance of concrete beams », *ASCE J. Struct. Div.*, vol. 94, n° ST10, p. P. 2235-2350, 1964.
- [48] D. A. Kuchma, P. Vegh, K. Simionopoulos, B. Stanik, et M. P. Collins, « The influence of concrete strength, distribution of longitudinal reinforcement, and member size, on the shear strength of reinforced concrete beams », 1997.
- [49] D. Angelakos, E. C. Bentz, et M. P. Collins, « Effect of concrete strength and minimum stirrups on shear strength of large members », *ACI Struct. J.*, vol. 98, n° 3, p. P. 290-300, 2001.
- [50] M. P. Collins et D. A. Kuchma, « How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings », vol. 96, n° 4, p. 482-90, 1999.
- [51] K. G. Moody, I. M. Viest, R. C. Elstner, et E. Hognestad, « Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Part 1-Tests Of simple Beams », *ACI J.*, vol. 51, n° 12, p. 317-32, 1954.
- [52] R. Sarkhosh, J. C. Walraven, J. A. den Uijl, et C. R. Braam, « Shear Capacity of Concrete Beams under Sustained Loading », In Proc. Intl IABSE Conf., Rotterdam, 2013.
- [53] R. Sarkhosh, « Shear resistance of reinforced concrete beams without shear reinforcement under sustained loading », Delft university, 2014.
- [54] Y. S. Yoon, W. D. Cook, et D. Mitchell, « Minimum shear reinforcement in normal, medium and high_strength concrete beams », vol. 93, n° 5, p. 576-84, 1996.
- [55] K. Rafla, « Empirische Formeln Zur Berechnung Der Schubtrag-Fähigkeit von Stahlbetonbalken; Teil I: Einfeldrige Rechteckbalken Ohne Schubbewehrung Bei Direkter Einleitung von Einzellasten. Strasse Brücke Tunnel. », vol. 23, n° 12, p. 311-20, 1971.
- [56] Mitchell, Denis, et Michael P Collins, « Diagonal compression field theory-a rational model for structural concrete in pure torsion », *J. Proc.*, vol. 71, n° 8, p. 396-408, 1974.
- [57] Vecchio, J. Frank, et Michael P Collins, « the modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear », *ACI J.*, vol. 83, n° 2, p. 219-231, 1986.
- [58] O. Challal, *Structures en béton armé : calcul selon la norme ACNOR A23.3-2014*, 3e édition. Québec, Canada : Press de l'université du Québec, 2016.
- [59] P. Paultre, *Structures en béton armé : analyse et dimensionnement*. 2011.
- [60] A. Muttoni et M. Fernández Ruiz, « Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width », *ACI Struct. J.*, vol. 105, n° 2, p. 163-72, 2008.
- [61] M. Fernández-Ruiz et A. Muttoni, « Applications of the Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement », *ACI Struct. J.*, vol. 106, n° 4, p. 485-94, 2009.

- [62] A. Mr TAIBI et A. Mr ZIRAR, « Evaluation l'endommagement /fissuration des voiles en béton armé sous chargement sismique : comparaison avec les règlements internationaux », Mémoire pour de Master, Université Abou Bekr Belkaid, TLEMCEM, 2017.
- [63] M. Stéphane, « Béton Armé à l'Eurocode 2 », France, 2018.
- [64] S. Y. Alam, A. Loukili, F. Grondin, et E. Rozière, « Use of the digital image correlation and acoustic emission technique to study the effect of structural size on cracking of reinforced concrete », *Eng. Fract. Mech.*, vol. 143, p. 17-31, 2015.
- [65] S. Y. Alam et A. Loukili, « Application of digital image correlation to size effect tests of concrete. 7th International Conference on fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures », p. pp: 191-197, 2010.
- [66] E. LE FICHOUX, « PRÉSENTATION ET UTILISATION DE CAST3M ». 2011. [En ligne]. Disponible sur: <https://www-cast3m.cea.fr>
- [67] A. Pascal, « Influence de la microstructure sur le coefficient d'écroissage des aciers sans interstitiels stabilisés au titane (aciers Ti-IF) », Thèse de Doctorat, L'université des sciences et technologies de LILLE, 2003.
- [68] G. Alexandre, « Modélisation de la rupture quasi-fragile d'un béton à l'échelle mésoscopique », Université de Bordeaux, France, 2017.
- [69] N. FERHAT, « Influence de la variation des caractéristiques mécaniques sur le comportement des éléments en béton armé », Mémoire de Master Recherche, Université Mouloud Mammeri, TIZI-OUZOU, 2012.
- [70] M. Erwan, « Fissuration dans les matériaux quasi-fragiles : approche numérique et expérimentale pour la détermination d'un modèle incrémental à variables condensées », Thèse de Doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, France, 2014.
- [71] K. A. Megbeme, « Modélisation multi-échelle de l'endommagement dynamique des matériaux fragiles sous chargements complexes », Thèse de Doctorat, Université de Lorraine, 2019.
- [72] N. Aissaoui, « Apport de la modélisation mésoscopique dans la prédiction de la fissuration des structures en béton : Aspects énergétiques et effets d'échelle », Thèse de Doctorat, Université Aboubakr Belkaid, Tlemcen, 2018.
- [73] M. Matallah, A. Taibi, T. T. Chimoto, et F. K. Maradzika, « Mesoscale investigation of mass concrete temperature control systems and their consequences on concrete mechanical behaviour », vol. 60, 2022, doi: 10.3221.