

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Hassiba Benbouali de Chlef
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
Département de Génie Civil



Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :
Doctorat 3^{ème} Cycle LMD
Spécialité : Génie Civil
Option : Structures

Sous le thème :

**INVESTIGATION DU COMPORTEMENT DE
STRUCTURES EN BETON ARME SOUS L'EFFET
SISMIQUE SUIVI PAR UN INCENDIE**

Présentée par : **HAOUACH Ismail**

Devant le jury composé de :

Zamila HARICHANE	Professeure	UHB Chlef	Présidente
Mohamed BENSOUOLA	Professeur	UAIB Mostaganem	Examineur
Abdallah BENAROUS	Professeur	USD Blida 1	Examineur
Belkacem LAMRI	Professeur	UHB Chlef	Rapporteur
Abdelhak KADA	Professeur	UHB Chlef	Co-Rapporteur
Paulo PILOTO	Professeur	IPB, Portugal	Invité
Farid NECHAB	Ingénieur d'état	DGPC, Alger	Invité

2025

Remerciements

Louange à Allah, le Tout-Puissant, qui m'a donné la force, la patience et la sagesse pour mener à bien ce travail.

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à **Professeur Belkacem Lamri**, mon directeur de thèse, ainsi qu'à **Professeur Abdelhak Kada**, mon co-directeur, pour leur encadrement, leurs précieux conseils et leur soutien constant. Mes sincères remerciements vont également à **Professeur Paulo Piloto**, mon superviseur à l'Institut Polytechnique de Bragance, pour son accueil et son accompagnement scientifique.*

*Je remercie chaleureusement la présidente du jury, **Professeure Zamila Harichane** de l'Université Hassiba Benbouali de Chlef.*

*J'adresse aussi ma reconnaissance à **Professeur Mohamed Bensoula** de l'Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem et à **Professeur Abdallah Benarous** de l'Université Saad Dahlab de Blida qui ont accepté de faire partie du jury en tant qu'examinateurs.*

*Je tiens également à remercier **Monsieur le Colonel Farid Nechab**, **Directeur de la Prévention** à la Direction Générale de la Protection Civile, pour sa présence en tant qu'invité et pour son intérêt à ce travail.*

*Enfin, mes remerciements vont à tous les membres du **laboratoire LISICPE**, ainsi qu'à toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de cette thèse.*

Dédicaces

À mes chers parents,

Pour votre amour inconditionnel, votre soutien sans faille, et vos encouragements constants tout au long de ce parcours. Vous êtes ma source d'inspiration et de force.

À mon frère et ma sœur,

Pour votre présence réconfortante et vos précieux conseils. Vous avez toujours été à mes côtés, et je vous en suis profondément reconnaissant.

À toute ma famille,

Pour l'amour et le soutien que vous m'avez apportés tout au long de cette aventure. Vous m'avez encouragé à persévérer et à aller toujours plus loin.

À moi-même,

Pour la persévérance et la détermination dont j'ai fait preuve pour mener à bien ce projet. Chaque défi relevé a été une étape importante dans mon cheminement.

Résumé

Les séismes représentent une menace majeure pour les milieux urbains, provoquant des dégâts considérables aussi bien sur le plan matériel qu'humain. En plus des destructions immédiates causées par les secousses, ces catastrophes naturelles sont souvent suivies de phénomènes secondaires, comme les incendies, qui peuvent causer des dommages encore plus graves que le tremblement de terre lui-même. Ce risque supplémentaire est particulièrement préoccupant dans des pays comme l'Algérie, où la majorité des constructions sont en béton armé. Ces structures, bien que solides, sont soumises à des actions combinées et successives – d'abord le séisme, puis un incendie éventuel – qui mettent à l'épreuve leur résistance et leur durabilité. Actuellement, les normes de construction en vigueur n'intègrent pas suffisamment la possibilité d'un incendie post-sismique. Par conséquent, les bâtiments ne sont pas toujours conçus pour affronter ce type de menace, ce qui pourrait entraîner des défaillances structurelles importantes dans de telles circonstances. Cette étude vise à analyser en profondeur le comportement des structures en béton armé conçues selon CBA93 et RPA99 v2003, lorsqu'elles sont soumises à l'effet combiné d'un séisme et d'un incendie. En se concentrant sur cette double action séquentielle, l'objectif est de mieux comprendre les vulnérabilités des constructions actuelles et d'explorer des pistes pour améliorer leur conception afin de mieux résister à ces aléas. Ce travail débute par une recherche bibliographique comportant l'étude du comportement des structures en béton armé soumises à des incendies survenant après un séisme, ainsi qu'à des incendies seuls, en exposant la méthodologie correspondante. Trois aspects distincts sont pris en compte : la réponse de la structure aux forces sismiques, la réponse thermique, et le comportement aux sollicitations thermomécaniques. Il établit également les indicateurs de performance pour évaluer la résistance des structures au feu dans un contexte d'incendie post-sismique. Des modèles d'éléments finis, validés par des tests expérimentaux issus de la littérature, sont élaborés afin de simuler le comportement des structures en BA et d'estimer leur réponse à différents scénarios d'incendie post-sismique. Des analyses paramétriques sont réalisées, intégrant les non-linéarités, matérielle et géométrique, en situation de températures élevées générées par un incendie. Les résultats révèlent l'impact considérable des charges verticales, des dérives d'étage, des scénarios d'incendie et des dommages subis sur la réponse des structures en béton armé due à un incendie survenant après un séisme. Ces facteurs influencent ensemble les probabilités d'effondrement, mettant en lumière la nécessité d'une évaluation complète des risques dans le processus de conception des structures.

Mots clés : Structures en béton armé, Feu après séisme, Modélisation numérique, Analyse non-linéaire, Éléments finis

Abstract

Earthquakes represent a significant threat to urban areas, causing considerable damage both in terms of infrastructure and human lives. In addition to the immediate destruction caused by seismic activity, these natural disasters are often followed by secondary phenomena, such as fires, which can result in even more severe damage than the earthquake itself. This additional risk is particularly concerning in countries like Algeria, where the majority of buildings are made of reinforced concrete. These structures, though robust, are subjected to combined and sequential forces – first from the earthquake, followed by a potential fire – which test their resilience and durability. Currently, existing construction codes do not adequately account for the possibility of post-earthquake fires. As a result, buildings are not always designed to withstand this type of hazard, which could lead to significant structural failures under such circumstances. This work aims to conduct an in-depth analysis of the behaviour of reinforced concrete structures designed according to the CBA93 and RPA99 v2003 standards when exposed to the combined effects of an earthquake and a subsequent fire. By focusing on this sequential dual action, the objective is to better understand the vulnerabilities of current constructions and to explore ways to improve their design to better resist such hazards. This research begins with a literature review on the behaviour of reinforced concrete structures subjected to fires following an earthquake, as well as only fire events, outlining the corresponding methodology. Three distinct aspects are considered: the structural response to seismic forces, the thermal response, and the behaviour under thermomechanical stresses. It also establishes performance indicators to assess the fire resistance of structures in the context of a post-earthquake fire. Additionally, finite element models are developed to simulate the behaviour of structures exposed to high temperatures. Validated finite element models, based on experimental tests from the literature, are developed to simulate the behaviour of reinforced concrete structures and assess their response to various post-earthquake fire scenarios. Parametric analyses are conducted, incorporating both material and geometric nonlinearities under high temperatures induced by fire. The results highlight the significant impact of vertical loads, story drifts, fire scenarios, and pre-existing damage on the structural response of reinforced concrete buildings subjected to post-earthquake fires. These factors collectively influence collapse probabilities, emphasizing the necessity of a comprehensive risk assessment in the structural design process.

Keywords: Reinforced concrete structures, Fire after earthquake, Numerical modeling, Non-linear analysis, Finite elements

ملخص

تشكل الزلازل تهديداً كبيراً للمناطق الحضرية، حيث تسبب أضراراً جسيمة على المستويين المادي والبشري. بالإضافة إلى التدمير الفوري الناجم عن النشاط الزلزالي، غالباً ما تتبع هذه الكوارث الطبيعية ظواهر ثانوية، مثل الحرائق، التي يمكن أن تتسبب في أضرار أكثر خطورة من الزلزال نفسه. ويعد هذا الخطر الإضافي مثيراً للقلق بشكل خاص في بلدان مثل الجزائر، حيث يتكون معظم المباني من الخرسانة المسلحة. وعلى الرغم من أن هذه الهياكل قوية، إلا أنها تتعرض لقوى مجتمعة ومنتابعة أولاً من الزلزال، ثم من الحريق المحتمل مما يختبر قدرتها على التحمل والمتانة. حالياً، لا تأخذ القوانين الإنشائية القائمة في الاعتبار بشكل كافٍ احتمال حدوث حرائق بعد الزلازل. ونتيجة لذلك، فإن المباني لا تُصمم دائماً لمواجهة هذا النوع من المخاطر، مما قد يؤدي إلى فشل هيكلي كبير في مثل هذه الظروف. يهدف هذا العمل إلى تحليل سلوك الهياكل الخرسانية المسلحة المصممة وفقاً لمعايير CBA93 و RPA99 v2003 عند تعرضها للتأثيرات المجمعّة للزلازل والحرائق اللاحقة. من خلال التركيز على هذا التأثير المزدوج والمتتابع، فإن الهدف هو فهم أفضل لنقاط ضعف المباني الحالية واستكشاف طرق لتحسين تصميمها لتكون أكثر قدرة على مقاومة هذه المخاطر. تبدأ هذه الدراسة بمراجعة أدبية حول سلوك الهياكل الخرسانية المسلحة المعرضة للحرائق بعد الزلازل، وكذلك الحرائق وحدها، مع توضيح المنهجية المقابلة. يتم النظر في ثلاثة جوانب رئيسية: استجابة الهيكل للقوى الزلزالية، الاستجابة الحرارية، والسلوك تحت الإجهادات الحرارية الميكانيكية. كما تُحدد مؤشرات الأداء لتقييم مقاومة الهياكل للحرائق في سياق الحرائق التي تحدث بعد الزلازل. يتم تطوير نماذج العناصر المحدودة، التي تم التحقق من صحتها من خلال اختبارات تجريبية مأخوذة من الأدبيات، لمحاكاة سلوك الهياكل الخرسانية المسلحة وتقييم استجابتها لسيناريوهات مختلفة من الحرائق التي تلي الزلازل. يتم إجراء تحليلات بارامترية تأخذ في الاعتبار اللاخطيات المادية والهندسية تحت تأثير درجات الحرارة المرتفعة الناتجة عن الحريق. تكشف النتائج عن التأثير الكبير للأحمال العمودية، وانجراف الطوابق، وسيناريوهات الحريق، والأضرار السابقة على استجابة الهياكل الخرسانية المسلحة عند تعرضها لحريق بعد الزلزال. تؤثر هذه العوامل مجتمعة على احتمالية الانهيار، مما يبرز الحاجة إلى تقييم شامل للمخاطر في عملية تصميم الهياكل.

كلمات مفتاحية: الهياكل الخرسانية المسلحة، الحرائق بعد الزلازل، النمذجة العددية، التحليل غير الخطي، العناصر المحدودة

Sommaire

Remerciements	ii
Dédicaces	iii
Résumé	iv
Abstract	v
ملخص.....	vi
Liste des figures	x
Liste des symboles	xiv
Introduction Générale.....	1
1. Introduction	2
2. Contexte et Importance de l'étude.....	2
3. Problématique.....	3
4. Objectifs de la recherche	3
5. Structure de la thèse	4
Chapitre 1. Revue de la littérature sur l'effet des incendies post-sismiques sur les structures en béton armé	6
1.1. Introduction	7
1.2. Comportement des structures en béton armé sous séisme.....	7
1.3. Effets des incendies sur les structures en béton armé.....	9
1.4. Études antérieures sur les incendies post-sismiques.....	10
1.4.1. Etudes expérimentales.....	10
1.4.2. Etudes numériques	16
1.5. Conclusion	21
Chapitre 2. Méthodologie	23
2.1. Introduction	24
2.2. Procédure d'analyse séquentielle des incendies après séisme	24
2.3. Méthodologie d'application des charges gravitationnelles et sismiques.....	25
2.3.1. Application des charges gravitationnelles.....	26
2.3.2. Application des charges sismiques.....	26
2.4. Hypothèses et modélisation des endommagements.....	27
2.4.1. Hypothèses	27
2.4.2. Modélisation des endommagements	28
2.5. Analyses thermique et thermomécanique et critères de rupture	29

2.5.1.	Analyse thermique.....	29
2.5.2.	Analyse thermomécanique et critères de rupture	30
2.6.	Conclusion	32
Chapitre 3.	Etude de Cas, Validation et Simulation	33
3.1.	Introduction	34
3.2.	Présentation des cas d'étude.....	34
3.3.	Caractéristiques des matériaux à températures élevées	36
3.3.1.	Caractéristiques thermiques	37
3.3.2.	Caractéristiques mécaniques	42
3.4.	Application de la méthodologie développée	43
3.5.	Maillage et conditions aux limites	44
3.5.1.	Modèles d'éléments finis	44
3.5.2.	Maillage.....	47
3.5.3.	Conditions aux limites.....	49
3.6.	Validation du modèle.....	51
3.6.1.	Validation du modèle sismique	52
3.6.2.	Validation du modèle thermique	54
3.6.3.	Validation du modèle thermomécanique.....	57
3.7.	Simulations et analyse	59
3.7.1.	Analyses sismiques linéaires	59
3.7.2.	Analyses sismiques non-linéaires.....	61
3.7.3.	Analyse thermique en régime transitoire.....	64
3.7.1.	Mise en œuvre des simulations	65
3.8.	Conclusion	65
Chapitre 4.	Résultats et discussions	67
4.1.	Introduction	68
4.2.	Impact des incendies sur les structures préalablement endommagées par un séisme	68
4.2.1.	Analyse sismique.....	68
4.2.2.	Analyse thermique.....	70
4.2.3.	Analyse thermomécanique	74
4.3.	Analyse comparative des différents scénarios	76
4.3.1.	Comparaison des déplacements verticaux.....	77
4.3.2.	Comparaison des déplacements horizontaux	77

4.4. Conclusion	78
Chapitre 5. Etude paramétrique.....	79
5.1. Introduction	80
5.2. Analyse thermique	81
5.3. Analyse thermomécanique.....	89
5.3.1. Déplacements horizontaux	89
5.3.2. Déplacements verticaux	93
5.3.3. Effets des différents paramètres	101
5.4. Etude probabiliste	104
5.5. Conclusion	108
Conclusion générale et perspectives.....	110
A. Synthèse des principaux résultats	111
B. Contributions à la recherche	111
C. Limites de l'étude	112
D. Suggestions pour les recherches futures	113
Références bibliographiques	114
Annexe A : Temps jusqu'à la rupture de la structure étudiée	118
Annexe B : Représentation de la variation des déplacements en fonction du temps	124
1. Scénario d'incendie S1	124
2. Scénario d'incendie S2	142
3. Scénario d'incendie S3	160

Liste des figures

Figure 1-1. Déformation axiale en fonction du temps.....	11
Figure 1-2. Portique étudié avec les différentes étapes de chargement.....	12
Figure 1-3. Dérives inter-étages des différents niveaux pour les différents tests.....	13
Figure 1-4. Déformation axiale pour un poteau endommagé en fonction du temps pour différents taux de compression.....	14
Figure 1-5. Courbe d'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant des poteaux.	15
Figure 1-6. Distribution de la température dans la section des poteaux pour différents niveaux de performance ; a) IO, b) LS, c) CP, d) Température.....	16
Figure 1-7. Modèles d'éléments finis utilisés ; a) Modèle 2D, b) Modèle 3D	17
Figure 1-8. Mécanismes d'effondrement de la structure	18
Figure 1-9. Propagation du feu avec $\Delta t=20$ min	19
Figure 1-10. Endommagement simulé des voiles en béton armé	20
Figure 1-11. Modèle de la section de la poutre pour les différents types de dommages avec 3 faces exposées au feu	20
Figure 1-12. Courbe de fragilité de la structure en béton armé dans le cas d'un IPS	21
Figure 3-1. Géométrie et ferrailage des sections de la structure	35
Figure 3-2. Scénarios d'incendie considérés : S1 pour le premier niveau, S2 pour le deuxième niveau et S3 pour les deux niveaux	36
Figure 3-3. Variation de la conductivité thermique du béton en fonction de la température ..	37
Figure 3-4. Variation de la conductivité thermique de l'acier en fonction de la température..	38
Figure 3-5. Variation de la chaleur spécifique du béton en fonction de la température pour les différents taux d'humidité.....	39
Figure 3-6. Variation de la chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température	40
Figure 3-7. Variation de la dilatation thermique du béton des agrégats siliceux en fonction de la température.....	41
Figure 3-8. Variation de la dilatation thermique de l'acier en fonction de la température.	41
Figure 3-9. Courbes contrainte-déformation du béton pour les différentes températures.....	42
Figure 3-10. Courbes contrainte-déformation de l'acier pour les différentes températures. ...	43
Figure 3-11. Géométrie de l'élément fini SOLID70	45
Figure 3-12. Géométrie de l'élément fini LINK33	46
Figure 3-13. Géométrie de l'élément fini SOLID65	46
Figure 3-14. Géométrie de l'élément fini LINK180	47
Figure 3-15. Maillage pour éléments de béton et des armatures dans le modèle d'éléments finis développé ; a) Section intacte sans dommage, b) Dommages de type A, c) Dommages de type B.	48
Figure 3-16. Maillage des sections transversales des éléments structuraux.....	49
Figure 3-17. Courbe d'incendie standard ISO 834	50
Figure 3-18. Base du poteau.....	51

Figure 3-19. Dimensions du portique utilisé dans l'essai expérimental	52
Figure 3-20. Force latérale en fonction du déplacement - Modèle numérique et essai expérimental.....	53
Figure 3-21. Four d'essai au feu structural au laboratoire de l'Université de Michigan State..	55
Figure 3-22. Détails d'exposition au feu de la poutre utilisée pour la validation (Dim. en mm)	55
Figure 3-23. Emplacement des thermocouples pour la mi-travée de la poutre (section B) (Dim. en mm)	55
Figure 3-24. Comparaison de la variation de la température prédite et mesurée en fonction du temps	56
Figure 3-25. Comparaison entre la flèche à mi-travée mesurée et prédite de la poutre en fonction du temps	58
Figure 4-1. Courbe pushover de la structure étudiée.....	70
Figure 4-2. Courbes de capacité idéalisées avec spectres de réponse	70
Figure 4-3. Profils de température des poutres avec 2 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées.....	71
Figure 4-4. Profils de température des poteaux avec 2 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées.....	72
Figure 4-5. Variation de température des armatures d'acier des poutres en fonction du temps pour la section intacte.....	73
Figure 4-6. Variation de température des armatures d'acier des poutres en fonction du temps pour la section endommagée	73
Figure 4-7. Variation du déplacement vertical à mi-travée des poutres en fonction du temps en cas d'incendie seul	75
Figure 4-8. Variation du déplacement vertical à mi-travée des poutres en fonction du temps en cas d'IPS.....	75
Figure 4-9. Variation du déplacement horizontal en fonction du temps pour les structures exposées aux IPSs	76
Figure 5-1. Profils de température des poutres avec 2 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées.....	82
Figure 5-2. Profils de température des poutres avec 3 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées.....	83
Figure 5-3. Profils de température des poteaux avec 2 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées.....	83
Figure 5-4. Profils de température des poteaux avec 3 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées.....	84
Figure 5-5. Profils de température des poteaux avec 4 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées.....	84
Figure 5-6. Variation de température des armatures en acier en fonction du temps pour les poutres avec 2 faces exposées au feu : a) section intacte, b) section endommagée	85

Figure 5-7. Variation de température des armatures en acier en fonction du temps pour les poutres avec 3 faces exposées au feu : a) section intacte, b) section endommagée	85
Figure 5-8. Variation de température des armatures en acier en fonction du temps pour les poteaux avec 2 faces exposées au feu : a) section intacte, b) section endommagée	86
Figure 5-9. Variation de température des armatures en acier en fonction du temps pour les poteaux avec 3 faces exposées au feu : a) section intacte, b) section endommagée	86
Figure 5-10. Variation de température des armatures en acier en fonction du temps pour les poteaux avec 4 faces exposées au feu : a) section intacte, b) section endommagée	86
Figure 5-11. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge.....	91
Figure 5-12. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents taux chargements.....	91
Figure 5-13. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents taux chargements.....	92
Figure 5-14. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents taux chargements.....	92
Figure 5-15. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents taux chargements.....	93
Figure 5-16. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents taux chargements.....	93
Figure 5-17. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge	94
Figure 5-18. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge	95
Figure 5-19. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge	95
Figure 5-20. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge	96
Figure 5-21. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge	96
Figure 5-22. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge	97

Figure 5-23. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge.....	98
Figure 5-24. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge.....	99
Figure 5-25. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge.....	99
Figure 5-26. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge.....	100
Figure 5-27. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge.....	100
Figure 5-28. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge.....	101
Figure 5-29. Temps en fonction du taux de charge pour les différents types de dommage pour le scénario d'incendie S1	102
Figure 5-30. Temps en fonction du taux de charge pour les différents types de dommage pour le scénario d'incendie S2	102
Figure 5-31. Temps en fonction du taux de charge pour les différents types de dommage pour le scénario d'incendie S3	103
Figure 5-32. Probabilité d'effondrement en fonction du temps pour les différents niveaux de charge	105
Figure 5-33. Probabilité d'effondrement en fonction du temps pour les différentes dérives inter-étages	105
Figure 5-34. Probabilité d'effondrement en fonction du temps pour les différents scénarios d'incendie.....	106
Figure 5-35. Probabilité d'effondrement en fonction du temps pour les différents types de dommages.....	106

Liste des symboles

IPS	Incendie post-sismique
RMSE	Erreur quadratique moyenne
λ	Conductivité thermique du matériau,
λ_c	Conductivité thermique du béton
λ_a	Conductivité thermique de l'acier
C	Chaleur spécifique du matériau
C _p	Chaleur spécifique du béton
C _a	Chaleur spécifique de l'acier
ρ	Densité du matériau
σ	Contrainte
ε	Déformation
ε_c	Dilatation thermique du béton
ε_s	Dilatation thermique de l'acier
T	Température
t	Temps
x, y et z	Coordonnées spatiales.

Introduction Générale

1. Introduction

Les séismes sont largement reconnus comme l'une des catastrophes naturelles les plus dévastatrices, laissant souvent derrière eux des débris importants, des structures démolies et des infrastructures gravement compromises. Cependant, la destruction ne s'arrête pas toujours là, car d'autres calamités, telles que les incendies post-sismiques (IPS), peuvent aggraver la situation. Les archives historiques des IPS révèlent que leur impact a souvent été plus catastrophique que celui des séismes eux-mêmes. Des villes réduites en cendres, des pertes humaines importantes, des blessés, une large population sans abri et des dommages supplémentaires aux infrastructures ne sont que quelques-uns des résultats dévastateurs de ces incendies.

Ce risque additionnel revêt une importance particulière dans des pays comme l'Algérie, où la majorité des bâtiments sont construits en béton armé. Bien que ces structures soient réputées pour leur robustesse, elles doivent faire face à ces sollicitations combinées et successives. Actuellement, les réglementations de construction en vigueur ne tiennent pas suffisamment compte du scénario d'un IPS. Par conséquent, les bâtiments ne sont souvent pas conçus pour résister à ce type de menace combinée, ce qui pourrait entraîner des défaillances structurelles graves et imprévues dans de telles conditions.

Au cours des dernières années, de nombreuses recherches ont été menées afin de mieux comprendre le comportement des structures en béton armé sous l'effet combiné d'un séisme suivi d'un incendie. Ces études ont permis de mettre en lumière les mécanismes complexes de dégradation des matériaux et de performance structurelle dans de telles conditions. Les résultats obtenus ont notamment révélé que les sollicitations sismiques initiales fragilisent considérablement les structures, réduisant leur capacité à résister aux charges thermiques induites par un incendie. Malgré ces avancées, il subsiste encore des lacunes dans la modélisation et la prédiction du comportement des structures en béton armé soumises à ces deux types de charges successives, soulignant ainsi la nécessité de poursuivre les investigations dans ce domaine.

2. Contexte et Importance de l'étude

L'étude de la performance des structures en béton armé face aux IPSs revêt donc une importance capitale pour assurer la sécurité des infrastructures et des populations. Les dommages causés par un séisme affaiblissent non seulement la structure, mais favorisent également une pénétration plus rapide de la chaleur à travers les fissures. Ce processus de dégradation

accélérée est encore mal compris, ce qui souligne la nécessité d'approfondir les recherches dans ce domaine. La compréhension des interactions entre les effets, sismiques et thermiques, ainsi que la modélisation de ces phénomènes, est essentielle pour améliorer la conception et la résilience des bâtiments dans les régions à risque sismique élevé.

Par conséquent, cette recherche s'inscrit dans une démarche de renforcement des connaissances sur la manière dont les structures en béton armé réagissent face à ces contraintes extrêmes. Elle contribuera à la mise en place de meilleures pratiques de conception et de réparation, tout en aidant à prévenir les effondrements catastrophiques dans les contextes où les IPSs peuvent se produire.

3. Problématique

Les structures en béton armé sont largement utilisées dans les zones sismiquement actives en raison de leur robustesse et de leur capacité à supporter des charges importantes. Cependant, lorsque ces structures sont soumises à des séismes, elles subissent des dommages significatifs sous forme de fissurations, de déformations et de pertes de rigidité. Ce type de dégradation affaiblit considérablement leur capacité portante et augmente leur vulnérabilité à d'autres types de sollicitations, telles que les incendies.

Un des problèmes majeurs qui émerge après un séisme est l'apparition d'incendies, souvent causés par des ruptures de canalisations de gaz, des courts-circuits ou des explosions. Ces incendies, lorsqu'ils se déclenchent dans des bâtiments déjà endommagés, exacerbent les faiblesses structurelles engendrées par le séisme. La propagation de la chaleur à travers les fissures et les zones fragilisées accélère la dégradation des matériaux, en particulier le béton et l'acier d'armature, réduisant la capacité de la structure à résister aux charges supplémentaires.

La problématique de cette recherche réside dans la compréhension des interactions entre les dommages causés par un séisme et l'effet des incendies qui surviennent par la suite. Il existe un manque de données précises et d'analyses approfondies sur la manière dont ces deux phénomènes agissent ensemble pour compromettre l'intégrité structurelle. De plus, les critères de conception actuels ne prennent pas en compte ce scénario combiné, ce qui laisse les structures vulnérables dans les régions à haut risque sismique.

4. Objectifs de la recherche

L'objectif principal de cette recherche est d'évaluer la performance des structures en béton armé lorsqu'elles sont soumises à des incendies survenant après un séisme. Cette problématique,

encore peu explorée dans la littérature scientifique, est d'une grande complexité en raison des interactions entre les dommages causés par les secousses sismiques et l'exposition à des températures élevées. Les séismes endommagent les structures en créant des fissures et des zones de faiblesse qui, lorsqu'elles sont exposées à la chaleur d'un incendie, peuvent conduire à une dégradation accélérée des matériaux. Cette recherche vise à mieux comprendre ces mécanismes de dégradation afin d'améliorer la sécurité et la conception des structures en béton armé dans les zones à risque sismique élevé.

Un objectif spécifique est de développer une méthodologie d'évaluation basée sur une analyse séquentielle des charges sismiques et thermiques. Cette approche permettra de modéliser les comportements des structures endommagées, en identifiant les critères de rupture spécifiques à ce contexte. En parallèle, la recherche proposera des mesures de renforcement visant à améliorer la résilience des bâtiments face aux incendies post-sismiques.

5. Structure de la thèse

Cette thèse est structurée en cinq chapitres qui suivent une progression logique visant à aborder les différents aspects de la problématique étudiée, à savoir l'évaluation de la performance des structures en béton armé sous l'effet des IPSs.

Le premier chapitre est consacré à une revue de la littérature. Il présente les recherches antérieures concernant le comportement des structures en béton armé sous l'effet des séismes et des incendies, ainsi que les études portant sur les IPSs. Ce chapitre permet de poser les bases théoriques et d'identifier les lacunes dans les connaissances actuelles.

Le deuxième chapitre décrit la méthodologie développée pour cette étude. Il comprend la procédure d'analyse séquentielle des événements sismiques, l'application des charges gravitationnelles, la modélisation des endommagements, ainsi que les analyses thermique et thermomécanique. Ce chapitre vise à détailler la méthode utilisée pour évaluer la performance des structures soumises à des IPSs.

Le troisième chapitre présente les différents cas d'étude choisis en appliquant la méthodologie développée. Il a été décrit aussi le maillage adopté et les conditions aux limites, ainsi que la validation du modèle numérique. Les résultats des simulations sont analysés et comparés aux données existantes.

Le quatrième chapitre est consacré aux résultats et discussions en examinant l'impact des incendies sur les structures endommagées par le séisme et en analysant les différents scénarios

simulés. Il permet d'évaluer la résistance des structures face à des IPSs et de discuter des résultats obtenus.

Le cinquième chapitre propose une étude paramétrique visant à explorer l'influence de divers paramètres sur la résistance des structures en béton armé face aux incendies post-sismiques. Cette section permet d'identifier les facteurs clés et d'affiner les conclusions.

Enfin, la thèse se termine par une conclusion générale qui synthétise les résultats principaux, discute des contributions à la recherche et propose des perspectives pour des travaux futurs.

**Revue de la littérature sur l'effet des
incendies post-sismiques sur les
structures en béton armé**

1.1. Introduction

Ce chapitre a pour objectif de présenter les travaux précédents réalisés dans le domaine du comportement des structures en béton armé sous l'effet des séismes et des incendies, ainsi que les recherches portant sur les IPSs. L'analyse des études existantes permet d'identifier les lacunes dans les connaissances, de poser les bases théoriques pour les analyses à venir et de justifier la méthodologie choisie dans cette thèse.

La première partie du chapitre porte sur le comportement des structures en béton armé sous l'effet des séismes, en se concentrant sur les mécanismes de déformation et de rupture observés lors des séismes. La seconde partie se focalise sur les effets des incendies sur ces mêmes structures, en analysant l'impact de la chaleur sur le béton et l'acier d'armature. Enfin, la dernière partie présente les études antérieures qui ont traité spécifiquement des IPSs, mettant en évidence les approches et les résultats obtenus dans ce domaine.

Cette revue de la littérature offre une compréhension claire des bases théoriques et expérimentales nécessaires à la suite de l'étude, tout en définissant les points qui nécessitent des recherches supplémentaires.

1.2. Comportement des structures en béton armé sous séisme

Les structures en béton armé sont largement utilisées dans les régions sismiquement actives en raison de leur résistance mécanique et de leur durabilité. Cependant, sous l'effet des séismes, ces structures subissent des sollicitations importantes qui peuvent entraîner des déformations, des fissurations et même des effondrements [1]. Le comportement des structures en béton armé face aux charges sismiques dépend de plusieurs facteurs, tels que les propriétés des matériaux, la conception structurelle et l'intensité du séisme [2-4]. Cette section explore les mécanismes de réponse des structures en béton armé sous l'effet des forces sismiques, en mettant en évidence les processus d'endommagement.

Sous l'effet des forces sismiques, les structures en béton armé subissent principalement des sollicitations de flexion, de cisaillement et de torsion. Ces forces provoquent des déformations dans les éléments structuraux tels que les poutres, les poteaux et les dalles, affectant leur capacité à supporter les charges gravitationnelles. Le béton, en tant que matériau rigide mais fragile, tend à se fissurer sous des efforts de traction, tandis que l'acier d'armature, plus ductile, prend en charge les efforts de traction au-delà de la limite élastique du béton [5].

Le comportement sismique des structures en béton armé est aussi influencé par la manière dont elles sont conçues. Une bonne conception parasismique permet de répartir les forces sismiques de manière uniforme dans la structure, d'éviter les concentrations de contraintes et de garantir une dissipation d'énergie suffisante lors du séisme [6]. Les conceptions modernes incluent souvent des mécanismes de renforcement, tels que l'ajout d'aciers d'armature supplémentaires dans les zones critiques, afin d'augmenter la ductilité et de retarder l'apparition des fissures [7-9].

L'un des principaux modes de rupture observés lors des tremblements de terre est la rupture par cisaillement, qui se produit généralement dans les poteaux et les poutres. Ce type de rupture est particulièrement dangereux, car il entraîne souvent un effondrement brutal, sans signe préalable de déformation [10]. Les efforts de cisaillement sont concentrés dans les joints entre les différents éléments de la structure, où des fissures diagonales peuvent apparaître et s'étendre rapidement [11].

L'évaluation de la réponse sismique des structures peut être réalisée à l'aide de différentes méthodes d'analyse, classées en deux grandes catégories : les analyses linéaires et non linéaires. Les analyses linéaires comprennent la méthode statique équivalente, l'analyse modale spectrale et l'analyse dynamique linéaire basée sur des accélérogrammes. Ces approches, bien que largement utilisées, présentent des limites lorsqu'il s'agit de capturer les effets non linéaires induits par les déformations plastiques des matériaux.

Pour mieux appréhender ces phénomènes, des analyses non linéaires sont adoptées, notamment l'analyse statique non linéaire (pushover) [12] et l'analyse dynamique non linéaire par accélérogrammes. L'analyse pushover, en particulier, est un outil essentiel permettant d'estimer la capacité de dissipation d'énergie d'une structure et son comportement jusqu'à l'effondrement global. Cette méthode consiste à appliquer progressivement une charge latérale croissante, permettant ainsi d'identifier les points de défaillance locale et d'établir la courbe de capacité de la structure [12]. Largement employée dans la conception parasismique moderne, elle offre une vision détaillée de la résistance résiduelle des structures après l'apparition de dommages significatifs. [13, 14].

De plus, le comportement dynamique des structures en béton armé sous séisme est déterminé par leurs caractéristiques vibratoires naturelles. Les structures rigides et de faible hauteur ont tendance à vibrer plus rapidement, tandis que les structures plus flexibles et plus hautes vibrent

plus lentement, ce qui peut accentuer les effets du séisme en fonction des fréquences d'excitation du sol.

La réponse des structures en béton armé aux séismes est également dépendante de l'interaction entre la structure et le sol. Les fondations doivent être conçues pour transférer efficacement les charges dynamiques aux couches de sol sous-jacentes, tout en limitant les mouvements différentiels qui pourraient amplifier les déformations structurelles [15, 16].

En résumé, le comportement des structures en béton armé sous séisme est un phénomène complexe qui résulte de l'interaction entre les matériaux, la conception structurelle et les sollicitations dynamiques. La compréhension de ces mécanismes, complétée par l'usage d'outils tels que l'analyse pushover, est cruciale pour améliorer la conception parasismique et minimiser les risques de rupture lors d'un séisme.

1.3. Effets des incendies sur les structures en béton armé

Les incendies constituent un risque majeur pour les structures en béton armé, bien que ce matériau, bien que réputé pour sa résistance au feu, subit des dégradations importantes sous l'effet de températures élevées. L'exposition prolongée à des températures extrêmes entraîne une détérioration des propriétés mécaniques et physiques du béton ainsi que des armatures métalliques qui le renforcent [17].

Lorsque le béton est exposé à des températures dépassant 300°C, sa résistance à la compression diminue de manière significative en raison de la déshydratation du ciment et de la décomposition des hydrates de calcium. À environ 500°C, des fissures peuvent apparaître à l'intérieur du matériau, augmentant sa porosité et réduisant sa cohésion interne [18]. Par ailleurs, à des températures encore plus élevées, des phénomènes tels que l'éclatement (spalling) peuvent se produire, où des morceaux de béton se détachent brutalement de la surface en raison de l'accumulation de vapeur d'eau à l'intérieur de la structure [19]. Ce phénomène réduit l'épaisseur de la couche protectrice de béton entourant les armatures, ce qui expose directement ces dernières à des températures élevées.

Les armatures en acier présentes dans les structures en béton armé sont également affectées par la chaleur. L'acier, malgré sa capacité à supporter des charges considérables, commence à perdre sa résistance lorsqu'il est chauffé à environ 400°C et subit une diminution de sa capacité portante à des températures supérieures à 600°C [20]. Cette perte de résistance de l'acier, combinée à l'affaiblissement du béton, compromet gravement l'intégrité structurelle des

éléments en béton armé. En particulier, les poteaux et les poutres peuvent subir des déformations plastiques et des effondrements partiels ou totaux, en fonction de l'intensité et de la durée de l'incendie [21].

Un autre aspect crucial est la redistribution des efforts dans la structure pendant l'incendie. Les températures élevées induisent des gradients thermiques, ce qui provoque des dilatations différentielles au sein des différents éléments structurels. Cette dilatation peut entraîner des contraintes supplémentaires dans les sections déjà affaiblies, provoquant des fissures et, dans certains cas, un effondrement local ou général [22]. La capacité de la structure à résister à ces effets thermiques dépend également de la conception des joints et des connexions entre les différents éléments structuraux, qui peuvent se détériorer à des vitesses différentes selon les matériaux utilisés [23].

En somme, les incendies affectent gravement la performance des structures en béton armé. La dégradation des propriétés mécaniques du béton et des armatures sous l'effet de la chaleur, crée un environnement convenable à la défaillance structurelle. Il est donc essentiel d'étudier ces conditions pour améliorer la sécurité des bâtiments soumis à de tels risques.

1.4. Études antérieures sur les incendies post-sismiques

Les incendies post-sismiques constituent un danger considérable pour les structures en béton armé, car ils surviennent dans un contexte où les bâtiments ont déjà été affaiblis par un séisme [24, 25]. Ce phénomène combine deux aléas majeurs, chacun ayant un impact significatif sur la résistance des matériaux de construction. D'une part, les séismes provoquent des fissures, des déplacements et une dégradation structurelle, notamment au niveau des connexions entre les éléments porteurs. D'autre part, les incendies qui suivent ces secousses intensifient les effets de dégradation en exposant les matériaux à des températures élevées, ce qui modifie leur comportement mécanique [26]. La combinaison de ces deux facteurs rend les incendies post-sismiques particulièrement dévastateurs et nécessite une attention particulière dans les études de sécurité et de performance des bâtiments.

1.4.1. Etudes expérimentales

Mostafaei and Kabeyasawa [27] ont mené une étude sur la performance d'une structure en béton armé à six niveaux lors d'un IPS. Le bâtiment, proche de l'échelle réelle, a été soumis à un essai de table vibrante basé sur le séisme de Kobe de 1995. Le béton utilisé avait une résistance à la compression de 24 MPa, et le scénario d'incendie était basé sur la norme ASTM E119.

L'analyse a porté sur les poteaux courts du rez-de-chaussée, qui ont subi les plus gros dommages pendant le séisme. Deux scénarios ont été étudiés : un avant, et un après les dommages causés par le séisme. L'étude a pris en compte la pénétration de la chaleur et des flammes à travers les fissures, ainsi que la dégradation des matériaux. Les résultats montrent que la résistance au feu du bâtiment diminue de manière significative après un séisme, en raison des fissures qui augmentent la pénétration de la chaleur dans les éléments en béton endommagés, Figure 0-1.

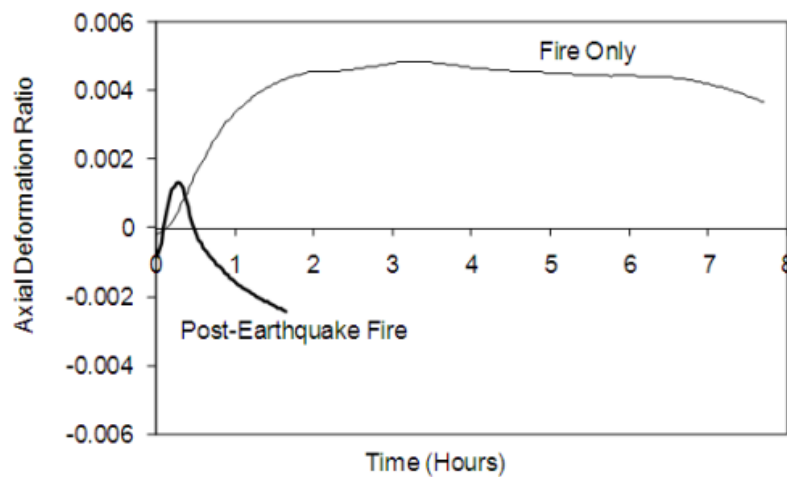


Figure 0-1. Déformation axiale en fonction du temps [27]

Kamath et al, [28] ont mené une série d'essais à échelle réelle sur une structure en béton armé, d'abord endommagée par un séisme, puis exposée à un incendie. Les essais ont été effectués en trois étapes : d'abord, un chargement sismique simulé à l'aide de charges latérales cycliques quasi-statiques ; ensuite, un incendie de compartiment ; et enfin, un chargement monotone sur le portique endommagé pour évaluer sa capacité résiduelle. Les fissures dans les poutres et les poteaux ont facilité le transfert de chaleur, accélérant ainsi le réchauffement de ces éléments. Les sections médianes des poteaux et des poutres, étant plus proches de la source de l'incendie, ont atteint des températures plus élevées que les sections d'extrémité. L'étude souligne également que les recommandations de la norme indienne pour la conception sismique, notamment en ce qui concerne les détails ductiles du renforcement, contribuent de manière significative à améliorer la résistance au feu.



Figure 0-2. Portique étudié avec les différentes étapes de chargement [28]

Meacham [29] a conduit une expérience à échelle réelle sur une structure en béton armé de cinq niveaux, installée sur une table vibrante. Le bâtiment a été soumis à treize mouvements sismiques, avec des accélérations atteignant 0,8 g et des déformations inter-étages allant jusqu'à 6 % lors du mouvement le plus intense, Figure 0-3. Après ce dernier test sismique, six essais d'incendie ont été réalisés pour évaluer la résistance au feu de la structure endommagée. Les dommages observés après le séisme incluaient des fissures concentrées dans les dalles autour des poteaux, provoquant l'éclatement du béton à la base des poteaux et aux extrémités des poutres, là où de grandes rotations avaient eu lieu. Des barres d'armature longitudinales étaient également fracturées et plastifiées dans les poutres du deuxième et du troisième niveau.

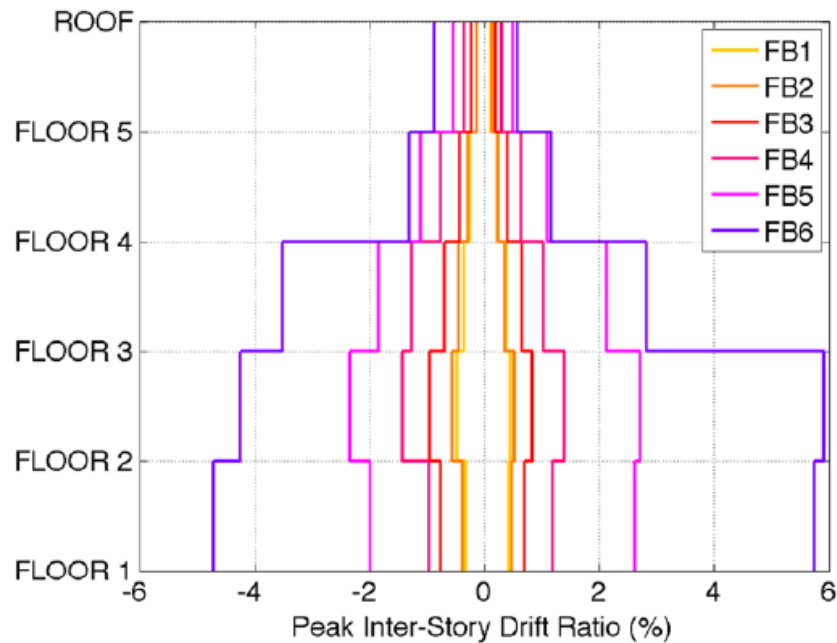


Figure 0-3. Dérives inter-étages des différents niveaux pour les différents tests [29]

Wen et al. [30] ont étudié la performance des poteaux en béton armé lors d'IPSS en utilisant une table vibrante sur un échantillon réduit au 1:8. Le spécimen avait une hauteur de 1,76 m et une base rigide de 0,3 m, avec des dimensions de structure de 3,75 m de long sur 1,50 m de large. Les mouvements du sol testés incluaient les séismes d'El Centro (1940, M8.0) et de Wenchuan (2008, M8.0). L'accélération sismique de conception pour le prototype était de 0,20 g. Les résultats ont montré que les dommages sur les poteaux, tels que l'écaillage, augmentaient avec les mouvements du sol. La largeur et la longueur des écaillages ont été mesurées et moyennées pour évaluer les dégâts. Les dommages sismiques se concentraient sur un coin des poteaux d'angle, tandis que les poteaux de rive et centraux avaient des dommages aux deux coins. Le comportement au feu post-sismique des poteaux a été réalisé en utilisant l'incendie standard ISO 834 en maintenant une exposition au feu totale de 21600 secondes.

L'étude a révélé que les types d'écaillage varient entre les poteaux d'angle, de rive et centraux, modifiant les contours et isothermes dans l'analyse thermique. Pour les poteaux avec des écaillages plus larges, les isothermes deviennent parallèles aux contours de la section. Le taux de compression axiale influe significativement sur la déformation axiale lors du feu post-sismique.

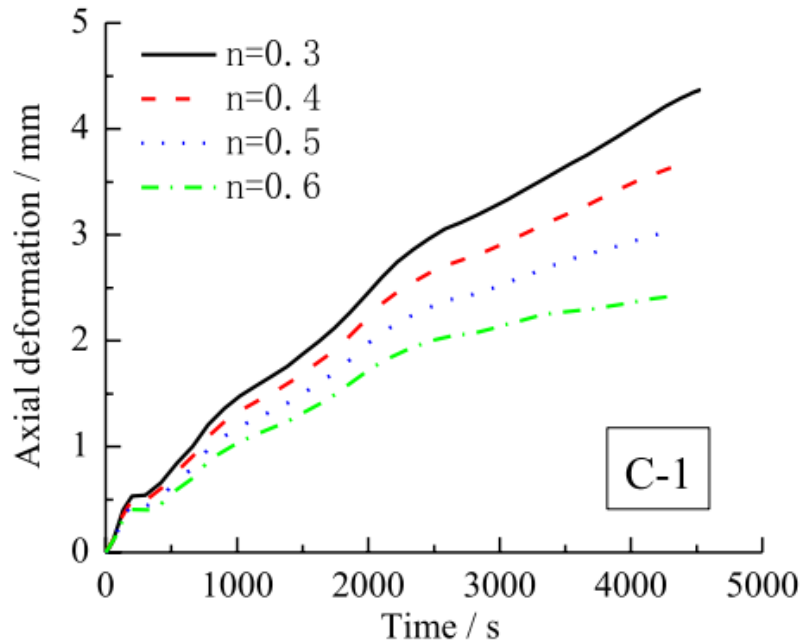


Figure 0-4. Déformation axiale pour un poteau endommagé en fonction du temps pour différents taux de compression [30]

Chinthapalli et Agarwal [31] ont évalué le comportement des poteaux en béton armé lors d'IPSS. Ils ont testé six poteaux dans des conditions de feu après séisme, incluant des poteaux ductiles conformes à la norme IS13920 et des poteaux non ductiles conformes à la norme IS456. Les poteaux, de section carrée de 230 mm et de longueur 1800 mm, étaient renforcés par quatre barres longitudinales d'acier Fe500 de 12 mm, avec un enrobage de 25 mm. Trois niveaux de charge axiale ont été utilisés pour examiner leur impact pendant le feu post-sismique. La courbe d'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant est présentée dans la Figure 0-5. Les poteaux ont d'abord été chargés en compression simple, suivie d'une charge cyclique latérale. Après avoir eu l'endommagement des poteaux, les charges ont été supprimés et les poteaux ont été soumis à un feu standard ISO834 pendant une heure, puis chargés jusqu'à la rupture.

Les résultats ont montré que les fissures dues au chargement sismique n'ont pas significativement réduit la capacité de charge des poteaux en feu, mais l'écaillage a eu un impact important. Les poteaux avec des détails ductiles ont montré une meilleure performance comparativement aux poteaux non ductiles.

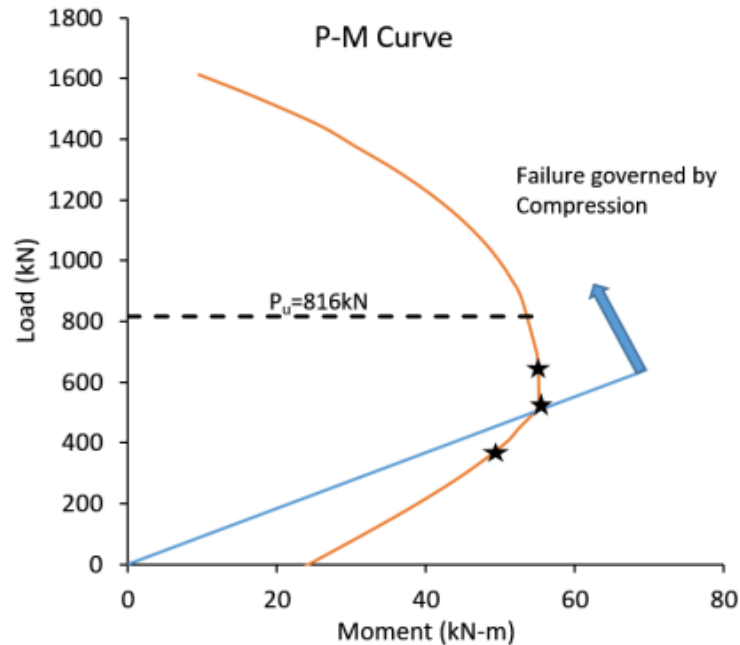


Figure 0-5. Courbe d'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant des poteaux [31]

Wang et al, [32] ont examiné la résistance au feu des poteaux en béton armé après avoir subi des dommages sismiques, ainsi que leur capacité sismique résiduelle. L'étude visait à comprendre comment les dommages causés par un séisme affectent la résistance des poteaux lorsqu'elles sont exposées à un incendie, ainsi que leur comportement sous de nouvelles sollicitations sismiques. Pour cela, 14 spécimens de poteaux en béton armé ont été testés. Chaque spécimen a d'abord été soumis à des charges sismiques pour simuler les effets d'un séisme. Ensuite, ces poteaux endommagés ont été exposés à un feu standard ISO834 afin d'évaluer leur capacité de résistance à des températures élevées. Les résultats montrent que les poteaux endommagés par un séisme perdent une part importante de leur résistance au feu comparés à ceux intacts. Cela est principalement dû aux fissures et à la dégradation de l'enrobage du béton qui permettent d'exposer les armatures aux hautes températures, accélérant ainsi la perte de résistance. L'étude conclut que les poteaux endommagés voient non seulement leur résistance au feu diminuer, mais aussi leur capacité portante résiduelle en cas de futurs séismes. Ces résultats soulignent l'importance d'inclure des mesures de protection supplémentaires pour les structures en béton armé dans les zones sismiques afin d'améliorer leur résilience face aux IPSs.

1.4.2. Etudes numériques

Une étude a été menée par Ronagh et Behnam [33] qui explore l'impact des dommages sismiques préalables sur la résistance au feu des portiques en béton armé. Les auteurs ont examiné comment les séismes affectent les propriétés mécaniques des structures et leur capacité à résister aux incendies ultérieurs. Il a été effectué des analyses numériques pour la modélisation de la réponse thermique et structurelle de portiques en béton armé endommagés par des séismes, en se concentrant sur la dégradation des matériaux et l'augmentation des températures dans les sections fissurées, Figure 0-6. Les résultats montrent que les dommages causés par les séismes, notamment les fissures dans les poteaux et les poutres, facilitent la pénétration de la chaleur, ce qui entraîne une augmentation des températures internes et une dégradation accélérée des propriétés du béton et de l'acier d'armature. Cela diminue considérablement la capacité portante de la structure face à un IPS. L'étude conclut que la résistance au feu des structures en béton armé est fortement réduite lorsque des dommages sismiques sont présents, ce qui souligne l'importance de prendre en compte les effets combinés des séismes et des incendies dans la conception des bâtiments.

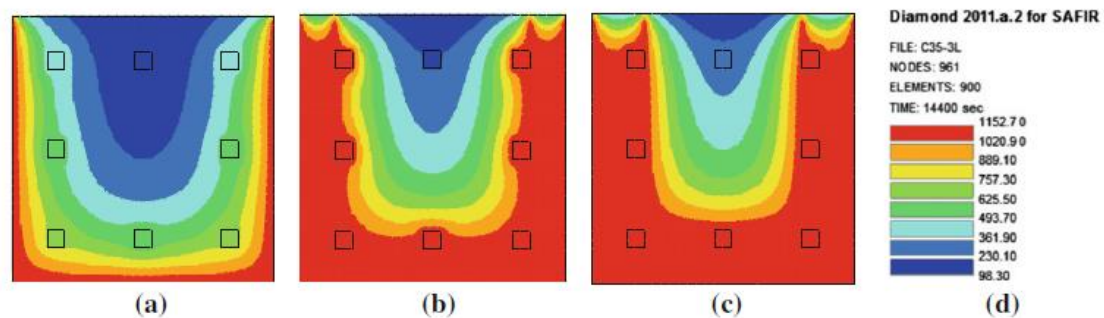


Figure 0-6. Distribution de la température dans la section des poteaux pour différents niveaux de performance ; a) IO, b) LS, c) CP, d) Température [33]

Ab-Kadir et al, [34] ont étudié la réponse au feu d'un portique en béton armé endommagé par un séisme. Ce portique de 6 m de haut, issu d'un bâtiment de quatre étages conçu selon le code indien, a été testé. Les poteaux et les poutres avaient des sections carrées respectives de 300 mm et 230 mm de côtés avec une dalle de 120 mm d'épaisseur. Une charge de 80 kN par poteau et une charge uniformément répartie de 2,3 kN/m² sur la dalle ont été appliquées. La modélisation a été réalisée en utilisant des éléments de poutre pour le modèle 2D et des éléments surfaciques pour le modèle 3D, Figure 0-7. Les propriétés thermiques des matériaux ont été

modélisées selon l'Eurocode 2. Après un chargement cyclique simulant un séisme, le portique a été soumis à un incendie d'une heure. Les résultats ont montré que le portique a résisté aux dommages mécaniques et thermiques sans effondrement. Les simulations ont bien prédit les déformations, malgré des divergences dans les résultats de déplacement résiduel.

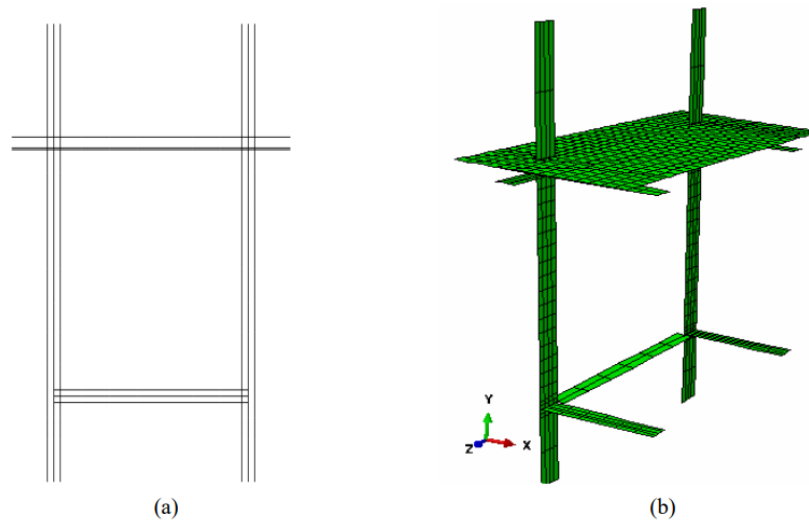


Figure 0-7. Modèles d'éléments finis utilisés ; a) Modèle 2D, b) Modèle 3D [34]

Behnam et Ronagh [35] ont étudié la performance au feu post-séisme des structures en béton armé en modélisant un portique conçu selon les niveaux de performance IO, LS et CP pour une accélération maximale de 0,35 g, conformément au code ACI 318-08. Le béton avait une résistance de 25 MPa et les armatures une limite d'élasticité de 400 MPa. L'analyse thermique a été effectuée selon la courbe ISO834 avec deux scénarios d'incendie pendant une durée de 5 heures. L'analyse séquentielle a été effectuée en tenant compte des effets des déformations résiduelles et de la dégradation de la rigidité sous l'effet sismique. Les résultats ont montré que les structures endommagées par un séisme avaient une résistance au feu plus faible, en raison des déplacements résiduels et du chauffage direct des armatures. L'effondrement global s'est produit principalement dans les structures soumises à un feu post-sismique, alors qu'un effondrement local a été observé pour un incendie seul, Figure 0-8.

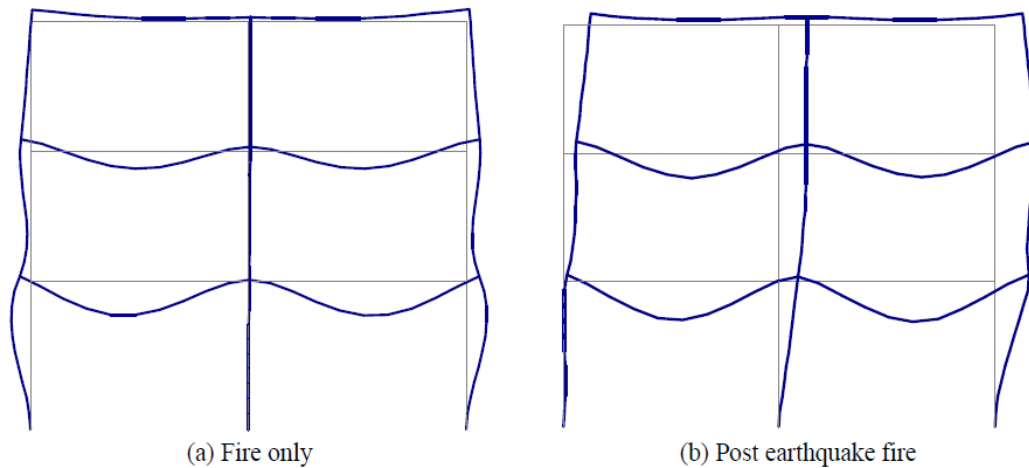


Figure 0-8. Mécanismes d'effondrement de la structure [35]

Behnam et Ronagh [36] ont étudié l'effet des IPSs sur la performance des portiques en béton armé, en utilisant un modèle de bâtiment de trois niveaux conçu selon le code ACI 318-08 pour une accélération maximale de 0,30 g. La densité de charge thermique a été estimée à 948 MJ/m², et le feu s'est propagé du premier étage aux autres avec un retard de 20 minutes, voire Figure 0-9. Il a été tenu compte dans l'analyse thermique d'une teneur en eau du béton de 2 % et l'utilisation des courbes d'incendie ISO834 et iBMB, ainsi qu'une méthode de FEMA pour l'analyse pushover. Les résultats ont montré qu'aucune rupture ne s'est produite pour l'incendie seul, mais la résistance au feu a diminué dans les scénarios post-sismiques, notamment lorsque l'incendie s'est propagé à plusieurs étages. Un effondrement local a été observé lorsque seul le premier niveau a été exposé au feu, tandis que la propagation aux autres niveaux a entraîné un effondrement global.

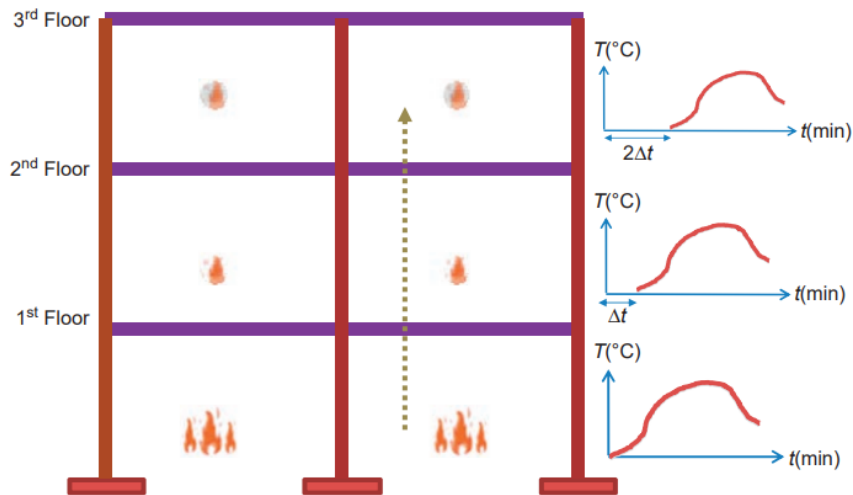


Figure 0-9. Propagation du feu avec $\Delta t=20$ min [36]

Ni et Birely [37] ont examiné l'influence des dommages sismiques sur la résistance au feu des voiles en béton armé. Ils ont modélisé des voiles qui avaient d'abord été soumis à des charges sismiques simulant des tremblements de terre, avant de les exposer à des incendies standards pour évaluer leur capacité à résister à des températures élevées après avoir été endommagés. Les résultats montrent que les fissures et d'autres formes de dégradation causées par les séismes affectent de manière significative la performance des murs en béton armé en situation d'incendie. Les murs ayant subi des dommages sismiques, voire Figure 0-10, présentaient une perte notable de leur capacité portante sous des charges thermiques. Cette diminution est principalement due à la dégradation des matériaux, l'exposition directe des barres d'armature, et la propagation des fissures sous l'effet de la chaleur. L'étude conclut que les bâtiments qui ont subi des dommages sismiques sont particulièrement vulnérables aux IPSs, et met en avant l'importance de prendre en compte l'effet combiné des séismes et des incendies lors de la conception des structures en béton armé. Cela suggère que les normes de conception doivent intégrer des critères spécifiques pour garantir la sécurité des structures après des séismes suivis d'incendies.

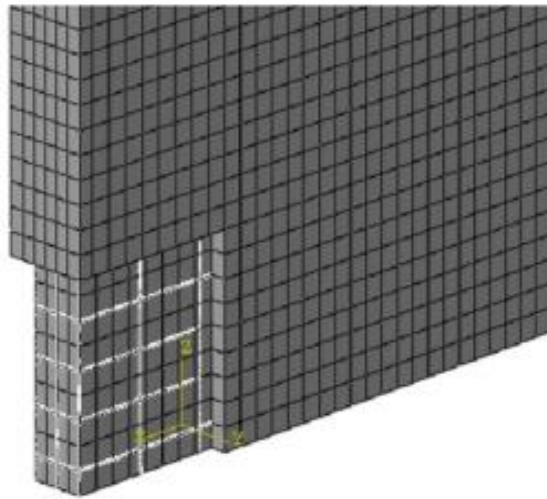


Figure 0-10. Endommagement simulé des voiles en béton armé [37]

Vitorino et al, [38] ont étudié la résistance au feu post-sismique d'un portique en béton armé à une seule travée, avec différentes sections des poutres et des poteaux, sous une exposition au feu ISO834, Figure 0-11. Les dommages simulés correspondent aux niveaux de performance IO, LS, et CP avec des types allant de D0/D1 (intact ou petites fissures) à D3 (dommages sévères avec armatures exposées). Le feu était supposé se développer uniquement dans le compartiment inférieur du portique, et les dommages étaient également limités à cette zone. Les résultats ont montré que le portique avec les dommages les plus sévères (D3) et avec quatre faces exposées au feu s'effondrait plus de deux heures plus tôt que ceux avec des dommages légers (D0/D1). Ils ont conclu que les portiques endommagés par un séisme perdent considérablement leur résistance au feu, et une bonne conception sismique est essentielle pour améliorer cette résistance post-sismique.

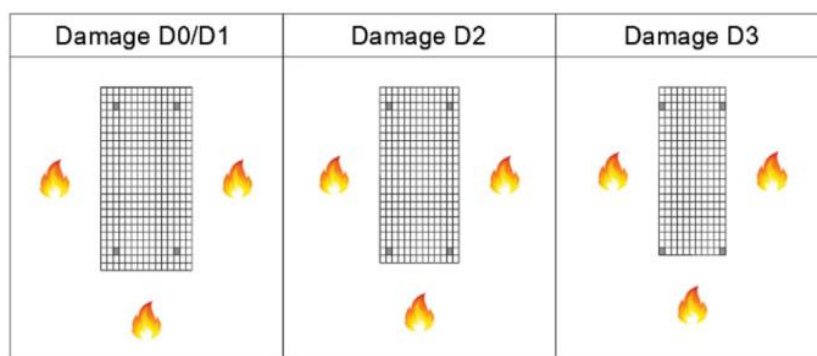


Figure 0-11. Modèle de la section de la poutre pour les différents types de dommages avec 3 faces exposées au feu

Moradi et al, [39] ont conduit un travail sur la probabilité d'effondrement d'une structure en béton armé de quatre niveaux lorsqu'elle est confrontée à un IPS. Cette étude se concentre sur l'évaluation des risques associés à la combinaison d'un séisme suivi d'un incendie. Un modèle numérique a été élaboré pour simuler l'impact combiné du séisme et du feu, en tenant compte les dommages structuraux causés par le séisme, tels que les fissures et la perte de capacité portante des éléments en béton et en acier, ainsi que les effets thermiques d'un incendie ultérieur. L'évaluation se base sur des simulations qui permettent d'examiner la vulnérabilité de la structure sous ces conditions extrêmes. Un aspect clé de l'étude est la présentation des courbes de fragilité, qui illustrent visuellement la probabilité d'effondrement de la structure en fonction de divers scénarios de charges thermiques et de dommages préexistants. Ces courbes fournissent une compréhension claire des seuils critiques de défaillance et des probabilités associées à différentes combinaisons de séisme et de feu. Les résultats de l'analyse montrent que les dommages causés par le séisme diminuent significativement la capacité de la structure à résister à un incendie, augmentant ainsi le risque d'effondrement. Des insights précieux ont été apportés sur les interactions entre les phénomènes naturels et leur impact sur les structures en béton armé, en mettant en évidence les risques accrus d'effondrement en cas de scénario combiné séisme-incendie. Les courbes de fragilité fournissent un outil essentiel pour évaluer ces risques et orienter les pratiques de conception pour une meilleure sécurité des bâtiments.

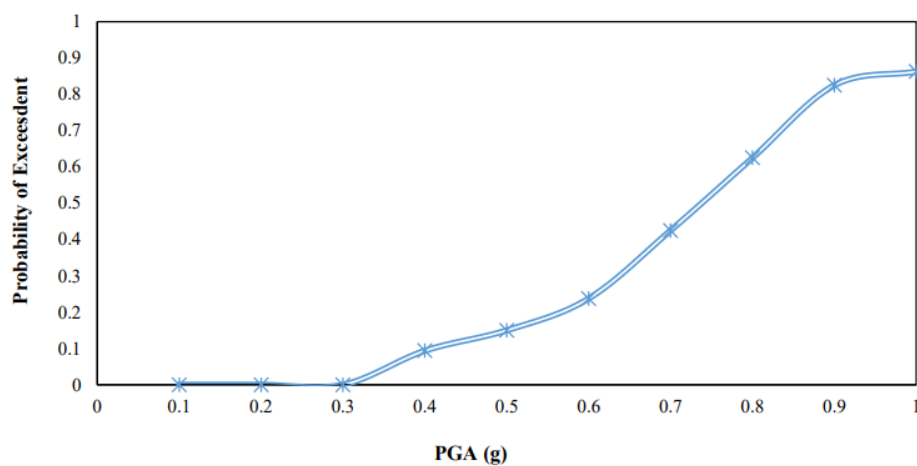


Figure 0-12. Courbe de fragilité de la structure en béton armé dans le cas d'un IPS [39]

1.5. Conclusion

La revue de la littérature a mis en évidence l'importance d'une compréhension approfondie des effets combinés des séismes et des incendies sur les structures en béton armé. Les recherches

précédentes montrent que, bien que des avancées significatives aient été réalisées dans la conception sismique et la protection contre les incendies, il existe encore des lacunes importantes dans l'évaluation des risques combinés. Les interactions entre les dommages sismiques et les incendies nécessitent des approches pour une évaluation plus précise de la performance des structures. La littérature existante offre des bases solides pour les recherches futures, mais souligne également la nécessité de développer des méthodologies plus complètes pour aborder les défis posés par les événements catastrophiques combinés. Ce chapitre fournit un cadre conceptuel qui sert de base pour les chapitres suivants, où seront détaillés les aspects méthodologiques et les études de cas appliquées.

Méthodologie

1.6. Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation détaillée de la méthodologie utilisée pour évaluer la performance des structures en béton armé soumises à des IPSs. Il est fondamental pour établir une base rigoureuse pour l'analyse des interactions complexes entre les charges sismiques et les effets thermiques.

L'objectif principal est de décrire les procédures et les outils méthodologiques appliqués pour mener une évaluation complète et précise des structures sous l'effet des scénarios combinés de séisme et d'incendie. Nous y exposons les différentes étapes de la méthodologie, allant de la définition des charges et des hypothèses de modélisation à la réalisation des analyses thermiques et thermomécaniques. La méthodologie adoptée est conçue pour fournir une vue d'ensemble des impacts potentiels sur les structures, en intégrant les effets sismiques préexistants et les conditions extrêmes des incendies.

En suivant cette approche, nous visons à garantir que l'évaluation des performances des structures est fiable en utilisant des outils et des techniques d'analyse avancés pour simuler des scénarios réalistes. Cette méthodologie est essentielle pour répondre aux objectifs de la recherche, en permettant une analyse approfondie des risques combinés et en proposant des solutions potentielles pour améliorer la résilience des structures en béton armé face à des conditions extrêmes de température.

1.7. Procédure d'analyse séquentielle des incendies après séisme

Cette recherche adoptera une approche basée sur la performance pour l'analyse séquentielle des IPSs, qui se compose de trois principales étapes. Ce processus méthodologique débute par l'application des charges gravitationnelles, comprenant les charges permanentes et les charges d'exploitation. Cette étape initiale vise à évaluer l'état de la structure sous des conditions de charge normales.

Une analyse sismique non linéaire est réalisée, par la suite, par l'utilisation d'une analyse par pushover afin d'évaluer la capacité sismique des structures en raison de sa simplicité et de son efficacité. L'analyse par poussée progressive permet de déterminer la réponse de la structure sous des charges sismiques croissantes et de cerner ses limites de déformation avant que des ruptures ne se produisent.

Suite à l'analyse pushover de la structure en béton armé, le pas de temps correspondant à chaque niveau de déplacement du sommet est identifié comme le moment final de l'analyse sismique.

Les données obtenues à cette étape sont ensuite utilisées comme conditions initiales pour l'analyse thermo-structurale suivante.

La troisième étape de l'analyse consiste à évaluer la température dans le béton et les armatures d'acier en appliquant des charges thermiques selon le modèle de feu ISO834. À cette étape, une analyse de transfert de chaleur transitoire est effectuée, ce qui est crucial pour l'analyse de la sécurité incendie des structures en béton armé. Cette analyse examine l'évolution de la température au fil du temps à l'intérieur de la structure pendant un incendie. La méthode des éléments finis est utilisée, recourant à la méthode des résidus pondérés avec l'approximation de Galerkin pour approximer la solution incrémentielle et itérative (températures nodales). Les températures nodales sont déterminées en résolvant le système algébrique d'équations par itérations successives. En considérant les conditions aux limites variables dans le temps et les propriétés thermiques dépendantes de la température, telles que la conductivité, la densité et la chaleur spécifique, l'analyse prédit le champ de température à travers la structure pendant un événement d'incendie.

Une analyse thermomécanique est développée, par la suite, en prenant en compte les variations de température issues de l'analyse thermique ainsi que les contraintes résiduelles et les déformations issues de l'analyse sismique, en supposant différents chargements verticaux comme paramètres. Les charges des dalles sont transférées vers les poutres sous forme de charges réparties, comme décrit dans la norme CBA93 [40], sans effet de contrainte supplémentaire.

Il est important de souligner que cette étude ne prend pas en compte la déformabilité du sol. L'analyse se concentre exclusivement sur les effets des IPSs sur les structures en béton armé, et par conséquent, l'impact potentiel de l'interaction sol-structure sur le comportement global et la stabilité des structures dans de telles conditions n'est pas considéré dans cette recherche.

1.8. Méthodologie d'application des charges gravitationnelles et sismiques

Cette section décrit les étapes nécessaires pour appliquer les charges gravitationnelles et sismiques dans le modèle de simulation de la structure en béton armé. L'application précise de ces charges est essentielle pour évaluer de manière fiable la réponse de la structure aux conditions normales et aux forces sismiques. Les charges gravitationnelles comprennent les charges permanentes et d'exploitation, tandis que l'analyse sismique utilise des méthodes

adaptées pour simuler les effets des tremblements de terre, fournissant ainsi une base solide pour les analyses thermo-structurales ultérieures.

1.8.1. Application des charges gravitationnelles

L'application des charges gravitationnelles est la première étape cruciale dans l'analyse de la performance d'une structure en béton armé. Ces charges incluent les charges permanentes, telles que le poids propre de la structure et les charges de finition, ainsi que les charges d'exploitation, telles que celles provenant des occupants et des équipements.

Les charges permanentes sont calculées en tenant compte des matériaux de construction utilisés, de leur densité et des dimensions des éléments structuraux. Les charges d'exploitation sont évaluées selon la norme DTR BC 2.2 [41], qui spécifie les charges minimales à considérer pour différentes utilisations du bâtiment.

Ces charges sont intégrées dans le modèle numérique de la structure sous forme de charges réparties et ponctuelles. Les charges gravitationnelles sont appliquées en premier lieu pour établir un état de charge de base, ce qui permet d'analyser le comportement initial de la structure sous des conditions de charge normales.

1.8.2. Application des charges sismiques

Après avoir appliqué les charges gravitationnelles, l'étape suivante consiste à simuler l'impact des forces sismiques sur la structure. Cette étape est essentielle pour évaluer la capacité de la structure à résister aux forces générées par un séisme, en utilisant une analyse non linéaire pour représenter les conditions réelles de manière précise.

Pour cette étude, l'analyse pushover est choisie en raison de sa simplicité et de son efficacité pour évaluer la capacité sismique des structures. Cette méthode consiste à appliquer une charge latérale croissante jusqu'à ce que la structure atteigne ses limites de déformation. L'analyse pushover permet d'estimer la capacité de la structure à supporter des charges sismiques de plus en plus importantes et d'identifier les niveaux de déformation critique avant l'apparition de défaillances majeures.

Au cours de l'analyse sismique, le pas de temps est déterminé pour correspondre aux niveaux de dérive des étages de la structure. Ces pas de temps sont des intervalles temporels utilisés pour évaluer la réponse de la structure à chaque étape du séisme. Les résultats obtenus à chaque

pas de temps sont essentiels pour définir les conditions initiales de l'analyse thermo-structurale ultérieure.

L'application des charges gravitationnelles et sismiques dans cette méthodologie permet de créer un modèle précis de la structure sous des conditions normales et extrêmes. Ces charges sont intégrées dans le modèle pour évaluer la performance structurelle globale et préparer les conditions initiales nécessaires pour les analyses thermomécaniques ultérieures.

1.9. Hypothèses et modélisation des endommagements

Cette section aborde les hypothèses utilisées dans l'analyse des structures en béton armé, en prenant en compte les effets combinés des séismes et des IPSs. Les hypothèses formulées servent de base pour simplifier et structurer l'analyse, tandis que les méthodes de modélisation permettent de représenter les impacts des charges sismiques et thermiques sur la structure.

1.9.1. Hypothèses

Pour assurer la cohérence et la faisabilité de l'analyse de la performance des structures en béton armé face aux incendies post-sismiques, plusieurs hypothèses simplificatrices ont été adoptées :

- a- Homogénéité des matériaux : Les propriétés des matériaux utilisés dans le modèle, telles que la résistance du béton et la ductilité de l'acier, sont supposées homogènes et uniformes. Cette hypothèse permet de simplifier les calculs et de rendre le modèle plus gérable, bien que des variations locales dans la qualité des matériaux puissent exister dans la réalité.
- b- Conditions aux limites : Les conditions aux limites de la structure sont simplifiées pour représenter des appuis fixes. L'interaction sol-structure n'est pas considérée dans cette analyse, ce qui peut réduire la précision des résultats pour certaines configurations spécifiques.
- c- Effets séquentiels des charges : Les effets des charges gravitationnelles et sismiques sont considérés comme indépendants et appliqués de manière séquentielle. Cela signifie que les dommages causés par les charges sismiques ne modifient pas les charges gravitationnelles, et vice versa. Cette hypothèse facilite la modélisation, mais elle peut ne pas capturer toutes les interactions complexes entre ces charges.
- d- Comportement non linéaire des matériaux : Les matériaux de la structure sont modélisés en utilisant des lois de comportement non linéaires pour simuler les déformations

plastiques. Cette approche permet de représenter fidèlement les effets des charges sismiques et thermiques sur la structure.

- e- Modèle de comportement thermique : Les propriétés thermiques des matériaux, telles que la conductivité, la densité et la chaleur spécifique, sont supposées variables pendant l'incendie. Les variations de ces propriétés en fonction de la température sont intégrées dans le modèle pour refléter les effets réels des conditions d'incendie.

1.9.2. Modélisation des endommagements

Conformément à la méthodologie adoptée dans les études précédentes [42-46], les dommages causés par le séisme ont été simulés en supposant que l'enrobage du béton est retiré manuellement dans les poutres et les poteaux au niveau des zones nodales poutre-poteau. Cette approche permet de modéliser les effets des séismes sur les éléments structuraux en tenant compte des pertes de capacité portante dues aux dommages observés après un tremblement de terre.

Deux types de dommages ont été considérés dans cette analyse, désignés comme types A et B. Le type de dommage A correspond à l'enlèvement complet de l'enrobage du béton sur une longueur de 20 cm dans les poutres et les poteaux, spécifiquement au niveau des zones nodales. Cette longueur est déterminée en se basant sur le calcul de la longueur de la rotule plastique, qui est calculée comme étant égale à $2/3$ de la hauteur de la section du membre [47]. La rotule plastique représente la zone où la déformation plastique est concentrée.

Le type de dommage B est caractérisé par une extension des dommages plus significative, avec une longueur de 40 cm, soit le double de la longueur considérée pour le type A. Cette augmentation de la longueur de la zone endommagée reflète une condition plus sévère de défaillance structurelle et permet de simuler des scénarios de dommages plus graves. La distinction entre ces deux types de dommages est essentielle pour comprendre l'impact des différents niveaux d'endommagement sur la performance de la structure.

En outre, pour compléter l'analyse, un scénario de section intacte (structure non endommagée) est également pris en compte. Ce scénario sert à comparer les effets des différents types de dommages et évaluer l'impact des dégradations sur le comportement global de la structure.

Cette approche de modélisation permet de simuler de manière réaliste les différents niveaux de dégradations structurelles et de comparer les résultats obtenus pour différentes conditions de dommages. En intégrant ces hypothèses dans l'analyse, nous pouvons mieux comprendre

comment les dommages sismiques affectent la capacité portante et la stabilité de la structure en cas de charges thermiques ultérieures.

1.10. Analyses thermique et thermomécanique et critères de rupture

L'analyse thermique et thermomécanique est cruciale pour évaluer la performance des structures en béton armé exposées à des conditions de feu, particulièrement après avoir subi des dommages sismiques. Cette section décrit les approches utilisées pour analyser les effets des températures élevées sur les matériaux et les critères de rupture qui permettent de déterminer la capacité de la structure à résister aux charges thermiques et mécaniques.

1.10.1. Analyse thermique

L'analyse thermique vise à évaluer comment la température se distribue et évolue à l'intérieur des éléments structuraux en béton armé lorsqu'ils sont soumis à des charges thermiques, telles que celles générées par un incendie. Cette analyse comprend les étapes suivantes :

- a- Modélisation de la charge thermique : Le modèle thermique repose sur le modèle de feu ISO 834, qui simule l'évolution temporelle de la température au sein des éléments structuraux en utilisant des courbes de température standardisées pour décrire l'intensité du feu au fil du temps, permettant de simuler les conditions thermiques auxquelles la structure est exposée.
- b- Transfert de chaleur : La chaleur est transférée dans et hors de la structure par trois mécanismes principaux :
 - Convection : La chaleur est transférée par convection de l'air chaud vers la surface extérieure de la structure. Ce processus est modélisé pour simuler comment la chaleur est échangée entre l'air et les éléments structurels.
 - Rayonnement : Le transfert de chaleur par rayonnement est pris en compte pour modéliser l'échange thermique entre les surfaces de la structure et les flammes ou les sources de chaleur environnantes.
 - Conduction : À l'intérieur de la structure, la chaleur est transférée par conduction à travers les sections en béton et les aciers de renforcement. La conduction thermique est modélisée en utilisant les propriétés thermiques des matériaux, telles que la conductivité thermique, pour prédire comment la chaleur se diffuse à l'intérieur des éléments.

- c- Analyse transitoire du transfert de chaleur : Une analyse transitoire est effectuée pour étudier l'évolution de la température au fil du temps à l'intérieur des éléments structuraux. Cette analyse est cruciale pour comprendre l'impact des variations de température sur les matériaux. La méthode des éléments finis, appliquant la méthode des résidus pondérés avec l'approximation de Galerkin, est utilisée pour résoudre les équations différentielles qui régissent le transfert de chaleur.

1.10.2. Analyse thermomécanique et critères de rupture

- a- Analyse thermomécanique :

L'analyse thermomécanique examine comment les températures élevées influencent le comportement mécanique des matériaux et les déformations résultantes dans la structure. Cette analyse intègre les résultats de l'analyse thermique pour évaluer l'impact des charges thermiques combinées aux charges mécaniques résiduelles après un séisme.

Les températures obtenues lors de l'analyse thermique sont utilisées comme conditions initiales pour l'analyse thermomécanique. Cela permet de déterminer comment les variations de température influencent les propriétés mécaniques du béton et des aciers d'armatures, affectant ainsi leur résistance et leur rigidité.

L'analyse thermomécanique modélise également les déformations causées par la dilatation thermique des matériaux. Les contraintes thermiques induites par l'augmentation de la température peuvent entraîner des déformations importantes, qui sont évaluées en fonction des critères de rupture des matériaux.

- b- Critères de rupture :

La défaillance de la structure est considérée lorsque l'analyse ne parvient pas à converger vers un état d'équilibre, en utilisant une tolérance de convergence basée sur le déplacement. L'équilibre est déterminé à chaque pas de temps par un processus itératif visant à localiser la position d'équilibre. La position d'équilibre ultérieure est influencée par la position précédente ainsi que par l'impact de la nouvelle charge thermique incrémentielle. Ce processus est répété au fil du temps jusqu'à ce que la structure maintienne l'équilibre. La vérification de la position d'équilibre est effectuée en évaluant la convergence de la solution pour une tolérance de 0,001 (m), basée sur le déplacement incrémentiel de chaque nœud. Une non-convergence indique que

le modèle numérique est incapable de trouver une configuration stable où les contraintes internes équilibrent les charges appliquées.

En outre, la vérification de la rupture implique l'examen des conditions suivantes, qui sont utilisées pour évaluer la capacité des éléments à supporter la charge pendant l'événement incendie [48]:

a- Rupture des Poutres : La rupture d'une poutre pour supporter la charge est considérée comme survenue lorsque l'un des deux critères suivants est dépassé :

- Flexion de la poutre : La flèche de la poutre est égale ou supérieure à 1,5 fois la valeur de flèche limite (D_{lim}), qui est donnée par l'équation suivante :

$$D_{lim} = L^2/400d \text{ [mm]} \quad (0-1)$$

Où L : est l'entraxe clair de l'échantillon testé (en millimètres) et d : est la distance entre la fibre extrême de la zone de compression et celle de la zone de traction de la section transversale de la poutre (en millimètres).

- Taux de flexion de la poutre : Les valeurs limites de la flèche (D_{lim}) et du taux de flèche $(dD/dt)_{lim}$ sont dépassées, où le taux de flexion est déterminé par l'équation suivante :

$$(dD/dt)_{lim} = L^2/9000d \text{ [mm/min]} \quad (0-2)$$

b- Rupture des poteaux : La rupture d'un poteau pour supporter la charge est considérée comme survenue lorsque l'un des deux critères suivants est dépassé :

- Contraction verticale du poteau : La contraction verticale du poteau est égale ou supérieure à la valeur de contraction limite (C_{lim}), qui est donnée par l'équation suivante :

$$C_{lim} = h/100 \text{ [mm]} \quad (0-3)$$

Où h : est la hauteur initiale du poteau (en millimètres).

- Taux de contraction verticale du poteau : Le taux de contraction verticale $(dC/dt)_{lim}$ est dépassé lorsqu'on atteint la limite définie par l'équation suivante :

$$\left(\frac{dC}{dt}\right)_{lim} = 3h/1000 \text{ [mm/min]} \quad (0-4)$$

Où h est également la hauteur initiale du poteau (en millimètres).

Ces critères de rupture permettent de déterminer la capacité de la structure à supporter les charges pendant un incendie en fonction des déformations observées et des taux de déformation. Ils sont essentiels pour évaluer la sécurité structurale sous des conditions extrêmes et pour garantir que les éléments de la structure ne dépassent pas leurs limites de performance pendant un événement de feu post-sismique.

1.11. Conclusion

Une approche détaillée a été présentée dans ce chapitre pour évaluer les structures en béton armé sous des conditions d'IPS. La procédure se divise en trois étapes principales : l'application des charges gravitationnelles et sismiques, la simulation des dommages causés par les séismes, et l'analyse thermique et thermomécanique. Chaque étape est soigneusement intégrée pour assurer une évaluation précise de la performance structurelle, en tenant compte des effets combinés des charges et des températures extrêmes. Cette méthodologie fournit une base solide pour comprendre et prédire le comportement des structures dans des conditions critiques, contribuant ainsi à améliorer leur sécurité et leur résilience.

Etude de Cas, Validation et Simulation

1.12. Introduction

Ce chapitre présente une application pratique de la méthodologie développée dans le cadre de cette recherche pour évaluer la performance des structures en béton armé sous l'effet des IPSs. L'objectif est de valider les modèles numériques développés et leur application à travers une étude de cas concrète.

L'analyse s'appuie sur des simulations mécaniques, thermiques et thermomécaniques afin de comprendre le comportement de la structure sous les sollicitations combinées du séisme et de l'incendie. Le modèle numérique développé est ensuite validé en se servant de données expérimentales disponibles dans la littérature, garantissant ainsi la fiabilité des résultats obtenus.

1.13. Présentation des cas d'étude

L'étude de cas porte sur l'analyse structurelle d'un portique en béton armé soumis à un incendie standard ISO 834 après avoir été affecté par une action sismique. Ce portique est extrait d'un bâtiment résidentiel en béton armé à deux étages et deux travées égales, conçu conformément aux réglementations standard [40, 49] et construit dans la ville de Chlef, une zone classée à forte sismicité.

Les matériaux utilisés pour la construction respectent des spécifications courantes : le béton a une résistance normale de 20 MPa et un coefficient de Poisson de 0,2, tandis que l'acier des armatures présente une limite d'élasticité de 400 MPa avec un coefficient de Poisson de 0,3. Afin de garantir la préservation des propriétés mécaniques de l'acier de renforcement, une épaisseur d'enrobage du béton de 2,5 cm est utilisée. Les poutres et les poteaux de la structure ont des sections respectives de 20 cm x 30 cm et 30 cm x 30 cm. Les longueurs des travées sont toutes égales à 3 m, ce qui confère une régularité à la géométrie du bâtiment ainsi qu'une hauteur de niveau de 3m. Les charges permanentes sur les planchers ont été prises égales à 5,5 kN/m², tandis que les charges d'exploitation égales à 1,5 kN/m². La Figure 0-1 illustre la géométrie du portique ainsi que les sections transversales des armatures.

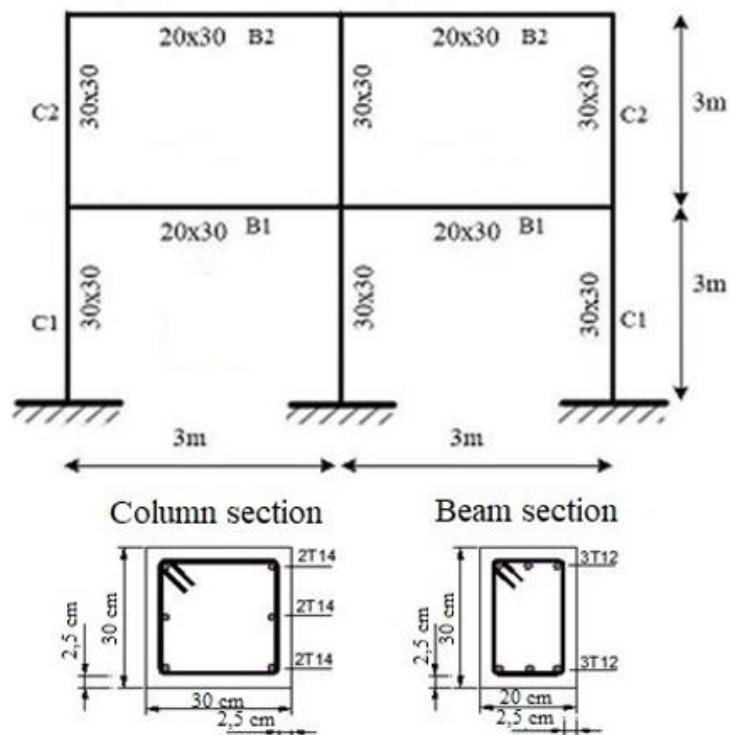


Figure 0-1. Géométrie et ferrailage des sections de la structure

Ce portique, appartenant à un bâtiment conçu pour résister aux séismes, est soumis à une analyse détaillée visant à évaluer son comportement sous des conditions thermiques extrêmes après un séisme en utilisant la méthodologie mentionnée dans le chapitre précédent. La ville de Chlef, ayant connu des événements sismiques majeurs, est un site pertinent pour étudier la combinaison des impacts sismiques et incendiaires sur les structures en béton armé.

Concernant les scénarios d'incendie étudiés, trois configurations distinctes ont été considérées pour évaluer l'impact de la propagation du feu sur la structure après un séisme.

Dans le premier scénario d'incendie (S1), il est supposé que le feu se développe exclusivement au premier niveau de la structure, affectant tous les compartiments de ce niveau. Autrement dit, les flammes et la chaleur sont confinées aux éléments structurels du rez-de-chaussée, sans propagation verticale du feu vers les étages supérieurs. Ce scénario permet d'analyser les effets d'un incendie localisé dans une seule partie de la structure et d'examiner comment le premier niveau réagit lorsqu'il est exposé seul à un incendie standard après avoir été soumis à une action sismique.

Le deuxième scénario d'incendie (S2) envisage un développement du feu au deuxième niveau de la structure, affectant tous les compartiments de cet étage supérieur. Dans ce cas, le premier

niveau n'est pas directement impacté par le feu, ce qui permet de se concentrer sur la réponse des éléments du deuxième niveau, souvent moins exposés aux charges gravitationnelles immédiates. Ce scénario est particulièrement pertinent pour évaluer si l'étage supérieur, déjà affaibli par les secousses sismiques, conserve une capacité de résistance au feu suffisante.

Enfin, le troisième scénario (S3) propose une configuration plus sévère, dans laquelle le feu est introduit simultanément aux deux niveaux de la structure. Tous les compartiments, aussi bien au rez-de-chaussée qu'au premier étage, sont exposés aux flammes et à la chaleur. Ce scénario permet de simuler une situation où le feu se propage verticalement à travers la structure, exposant l'ensemble du portique à une sollicitation thermique intense après les dommages sismiques. Il représente ainsi le cas le plus critique, avec une charge thermique maximale affectant la totalité de la structure.

Ces trois scénarios d'incendie ont été retenus pour fournir une vision globale et comparative de la réponse de la structure en béton armé sous différentes conditions d'exposition au feu après un séisme, permettant ainsi d'analyser les mécanismes de défaillance potentiels à différents niveaux de l'édifice. La Figure 0-2 présente les différents scénarios d'incendie.

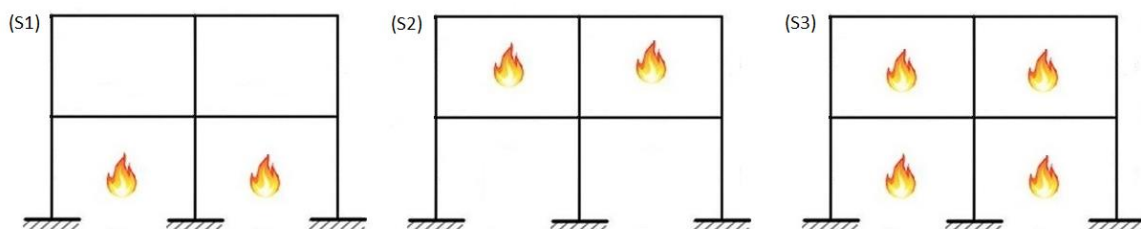


Figure 0-2. Scénarios d'incendie considérés : S1 pour le premier niveau, S2 pour le deuxième niveau et S3 pour les deux niveaux

1.14. Caractéristiques des matériaux à températures élevées

Dans cette section, sont présentées les propriétés des matériaux utilisés dans l'analyse des structures en béton armé à températures élevées dues à un incendie. Nous abordons d'abord les propriétés thermiques de ces matériaux lorsqu'ils sont exposés à des températures élevées, en particulier la conductivité thermique, la chaleur spécifique et la dilatation thermique, qui jouent un rôle clé dans la propagation de la chaleur à travers la structure. Ensuite, cette section explore les modifications des propriétés mécaniques des matériaux sous l'effet de la chaleur, telles que la diminution de la résistance du béton et de l'acier à haute température. Ces informations sont

essentielles pour comprendre et modéliser avec précision le comportement des structures soumises à des IPSs.

1.14.1. Caractéristiques thermiques

1.14.1.1. Conductivité thermique

La conductivité thermique du béton et de l'acier, deux matériaux essentiels dans la conception des structures en béton armé, qui mesure la capacité d'un matériau à conduire la chaleur, joue un rôle déterminant dans l'évaluation de la réponse des structures aux incendies.

(a) Conductivité thermique du béton

La conductivité thermique du béton dépend principalement de sa composition, de sa porosité, ainsi que de la teneur en humidité. En général, la conductivité thermique du béton à température ambiante se situe entre 1,4 et 2,5 W/m·K. Cependant, à des températures élevées, cette conductivité diminue de manière significative. Cela s'explique par la dégradation des constituants du béton et l'évaporation de l'eau dans les pores, entraînant une perte progressive de la capacité du matériau à transférer la chaleur. Dans les conditions d'incendie, la réduction de la conductivité thermique est un facteur essentiel pour évaluer la performance thermique du béton et son rôle protecteur pour l'acier d'armature [50]. La Figure 0-3 présente la variation de la conductivité thermique du béton en fonction de la température.

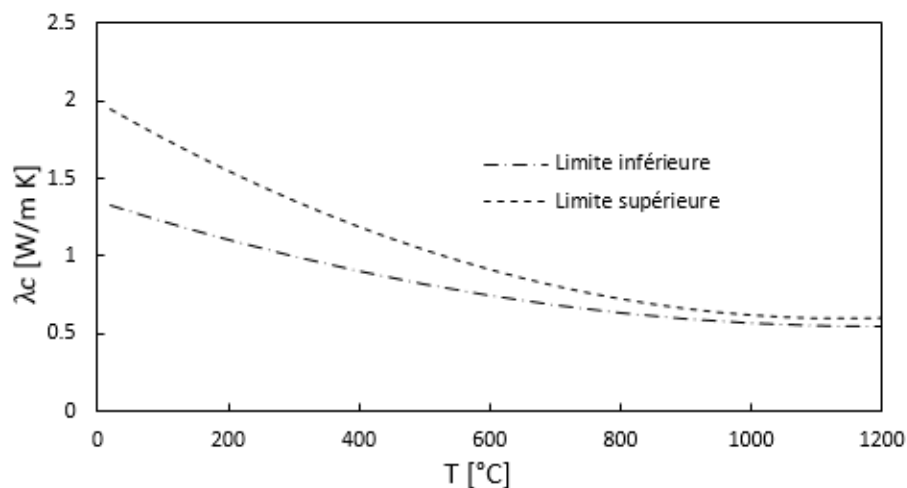


Figure 0-3. Variation de la conductivité thermique du béton en fonction de la température [47]

(b) Conductivité thermique de l'acier

L'acier possède une conductivité thermique beaucoup plus élevée que celle du béton, variant entre 25 et 60 W/m·K à température ambiante. Cette haute conductivité permet à l'acier de transférer rapidement la chaleur lorsqu'il est exposé à des températures élevées. Toutefois, à mesure que la température augmente, la conductivité thermique de l'acier tend à diminuer légèrement, bien que l'acier continue de conduire la chaleur de manière plus efficace que le béton. Cette propriété fait de l'acier un matériau vulnérable aux augmentations rapides de température, ce qui peut conduire à une perte de résistance mécanique en cas d'incendie [51]. La Figure 0-4 illustre l'évolution de la conductivité thermique de l'acier en fonction de la température.

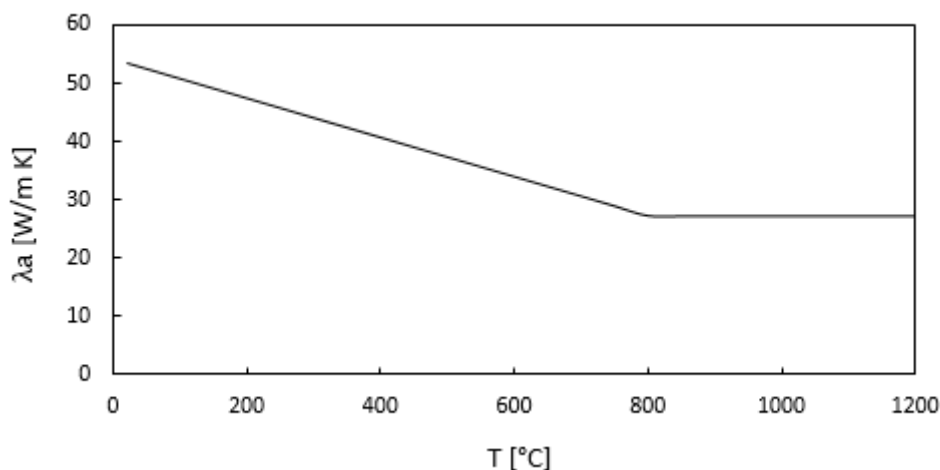


Figure 0-4. Variation de la conductivité thermique de l'acier en fonction de la température [52]

1.14.1.2. Chaleur spécifique

La chaleur spécifique, qui représente la quantité d'énergie nécessaire pour élever la température d'un kilogramme d'un matériau d'un degré Celsius, est un facteur crucial dans l'analyse de la performance thermique des matériaux soumis à des températures élevées, comme celles rencontrées lors d'un incendie.

(a) Chaleur spécifique du béton

La chaleur spécifique du béton varie en fonction de sa composition, de son taux d'humidité et de sa densité. À température ambiante, la chaleur spécifique du béton se situe généralement autour de 0,84 à 1,0 kJ/kg·K. Toutefois, à mesure que la température augmente, la chaleur

spécifique du béton tend à croître en raison des changements dans la structure du matériau et de la déshydratation progressive. L'augmentation de la chaleur spécifique à haute température reflète la capacité du béton à stocker davantage de chaleur avant d'atteindre des niveaux critiques, influençant ainsi son comportement sous l'effet du feu [50]. La Figure 0-5 représente la variation de la chaleur spécifique du béton en fonction de la température pour les différents taux d'humidité.

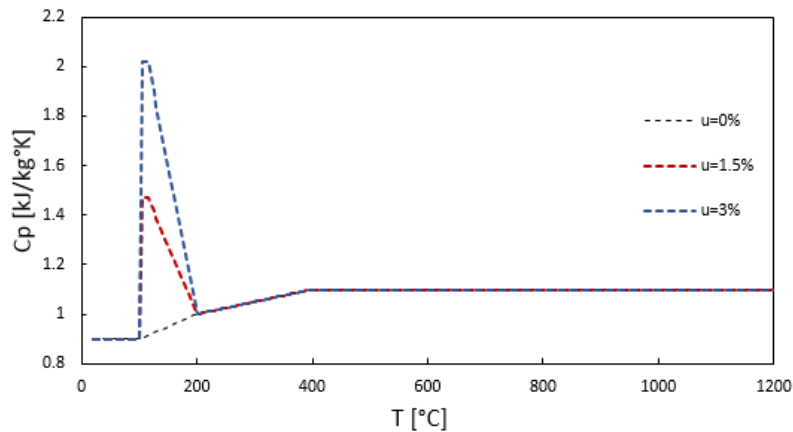


Figure 0-5. Variation de la chaleur spécifique du béton en fonction de la température pour les différents taux d'humidité [52]

(b) Chaleur spécifique de l'acier

L'acier, en comparaison, possède une chaleur spécifique relativement plus faible à température ambiante, autour de 0,45 à 0,65 kJ/kg·K. Cependant, comme le béton, sa chaleur spécifique augmente avec la température. À des températures élevées, l'acier absorbe davantage de chaleur, ce qui affecte directement sa résistance mécanique et sa capacité à supporter les charges. La montée en température rapide et la hausse de la chaleur spécifique influencent la transition de l'acier vers une zone de déformation plastique, le rendant ainsi plus susceptible à la perte de stabilité structurelle en cas d'incendie. Le diagramme qui suit montre l'évolution de la chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température [51].

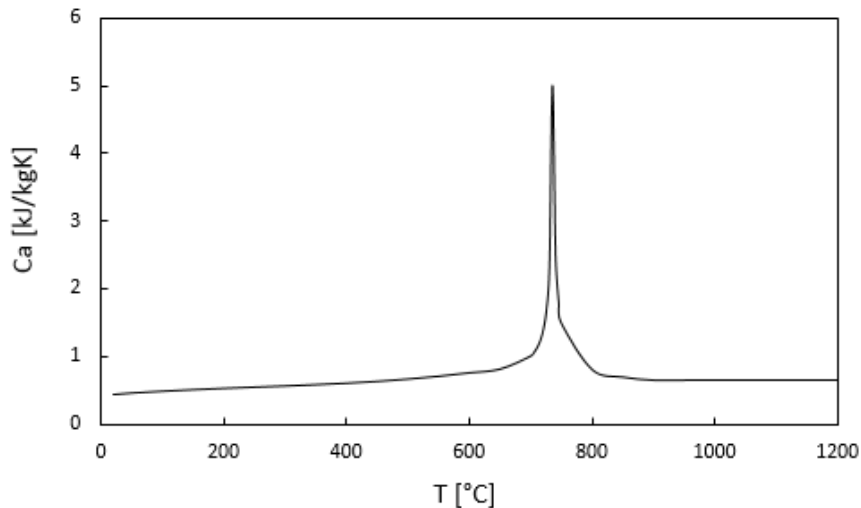


Figure 0-6. Variation de la chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température [52]

1.14.1.3. Dilatation thermique

La dilatation thermique correspond à l'augmentation du volume d'un matériau en réponse à une élévation de température. Ce phénomène est particulièrement crucial lors d'incendies, car les variations dimensionnelles dues à la chaleur peuvent induire des contraintes internes significatives au sein de la structure, affectant sa stabilité globale.

(a) Dilatation thermique du béton

Le béton, en raison de sa composition hétérogène, présente une dilatation thermique relativement complexe. À température ambiante, le coefficient de dilatation thermique du béton est généralement compris entre $8 \cdot 10^{-6}$ et $12 \cdot 10^{-6}$ /°C. Cependant, à mesure que la température augmente, ce coefficient peut varier considérablement en fonction de l'humidité, des agrégats utilisés et de la porosité du béton. Aux températures élevées, la dilatation thermique du béton devient particulièrement importante jusqu'à environ 700°C, après quoi ce paramètre reste constant. La Figure 0-7 représente la variation de la dilatation thermique du béton à agrégats siliceux en fonction de la température.

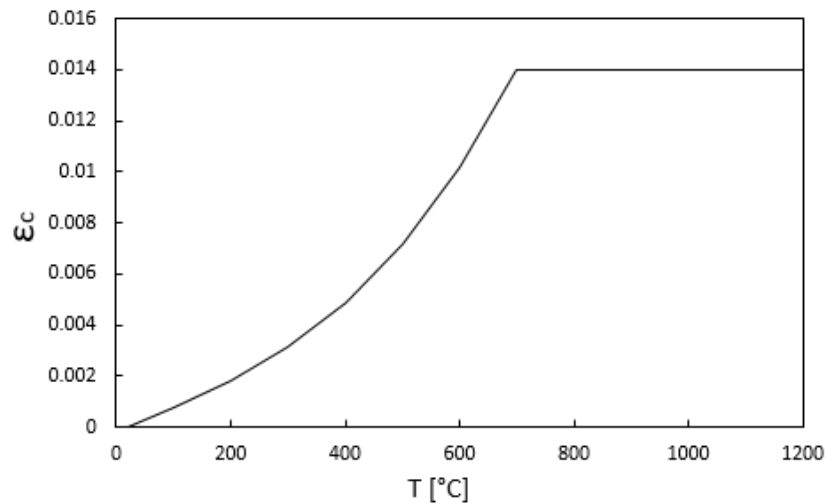


Figure 0-7. Variation de la dilatation thermique du béton des agrégats siliceux en fonction de la température [52]

(b) Dilatation thermique de l'acier

L'acier, contrairement au béton, a une dilatation thermique plus uniforme. À température ambiante, son coefficient de dilatation thermique est d'environ $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ mais en augmentation de température, l'acier subit une dilatation progressive. Ces changements dimensionnels influencent directement les capacités portantes des éléments en acier et peuvent provoquer des désalignements dans la structure globale, augmentant ainsi le risque de défaillance sous l'effet de charges thermiques et mécaniques combinées. La Figure 0-8 montre la variation de la dilatation thermique de l'acier en fonction de la température.

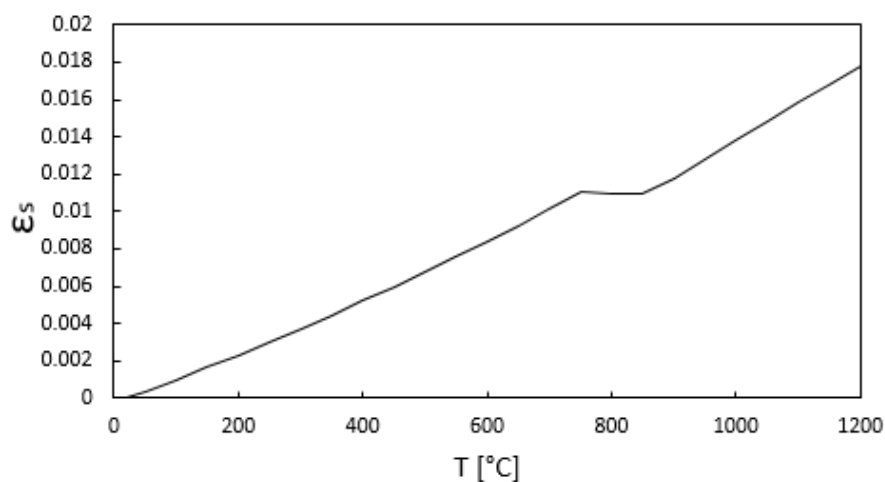


Figure 0-8. Variation de la dilatation thermique de l'acier en fonction de la température [52].

1.14.2. Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques jouent un rôle central dans la capacité de la structure à résister aux différentes sollicitations mécaniques [9, 24, 25, 53-58], notamment sous l'effet des charges gravitationnelles, des séismes et des incendies. Nous aborderons dans cette section les lois de comportement contrainte-déformation du béton et de l'acier sous des températures élevées, car la montée en température peut considérablement affecter la résistance et la déformation des matériaux. Ces analyses sont cruciales pour comprendre le comportement des structures lors d'événements extrêmes, comme les IPSs.

1.14.2.1. Loi de comportement contrainte-déformation du béton à températures élevées

La loi de comportement du béton à températures élevées est spécifiée comme des courbes contrainte-déformation qui sont tracées pour illustrer ces effets. Elles montrent clairement la diminution de la contrainte maximale atteinte à chaque température. Les courbes présentent un déclin progressif de la pente dans la phase élastique avec l'élévation de la température, indiquant une réduction de la rigidité élastique. La Figure 0-9 représente les courbes contrainte-déformation du béton pour les différentes températures.

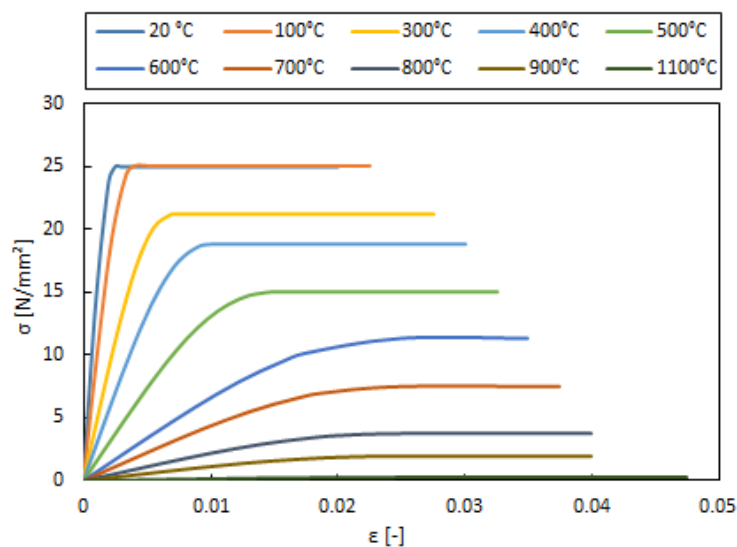


Figure 0-9. Courbes contrainte-déformation du béton pour les différentes températures [59].

1.14.2.2. Loi de comportement contrainte-déformation de l'acier à températures élevées

La loi de comportement de l'acier à températures élevées, spécifiée comme des courbes contrainte-déformation, illustrent l'évolution des propriétés mécaniques de l'acier lorsqu'il est soumis à des températures croissantes. Ces courbes montrent comment la résistance de l'acier se modifie avec la chaleur, indiquant généralement une diminution de la résistance à la traction et une augmentation de la déformation avant rupture à mesure que la température augmente. Ces variations sont cruciales pour évaluer la performance des structures en acier exposées au feu.

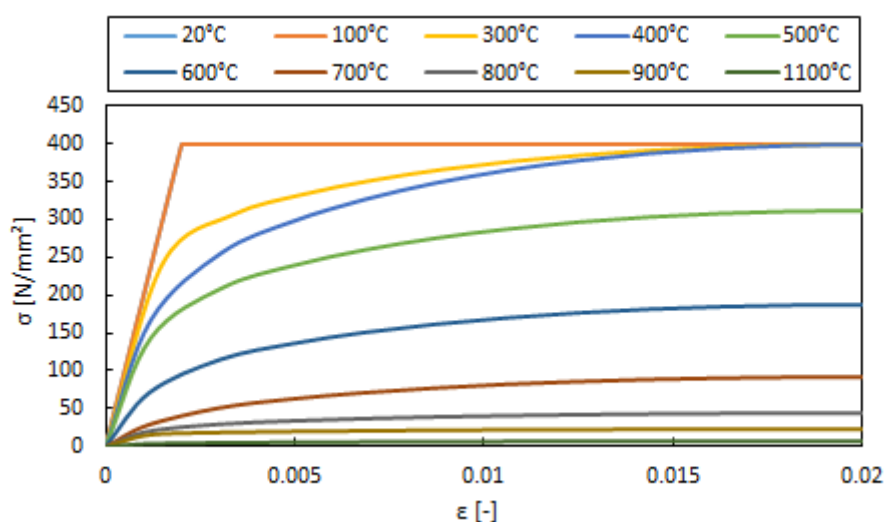


Figure 0-10. Courbes contrainte-déformation de l'acier pour les différentes températures [59].

1.15. Application de la méthodologie développée

L'analyse de la performance de la structure en béton armé sous l'effet d'un IPS est réalisée en appliquant la méthodologie en suivant les étapes séquentielles définies, intégrant les charges gravitationnelles, l'analyse sismique non linéaire, et enfin, l'analyse thermique et thermomécanique sous l'effet d'un incendie. L'ensemble des simulations a été réalisé en utilisant le logiciel ANSYS (version 2022 R2), sous licence académique de l'Institut Polytechnique de Bragance [60], qui permet de modéliser et d'analyser de manière précise les différents phénomènes mécaniques et thermiques.

La structure, constituée d'un portique en béton armé à deux niveaux avec des travées de 3 m de long, a été modélisée par le biais du code de calcul ANSYS avec une géométrie

tridimensionnelle complète, incluant les poutres et les poteaux de sections respectives de 20 cm × 30 cm et 30 cm × 30 cm. La modélisation inclut également les matériaux utilisés, avec un béton de résistance à 20 MPa et un acier d'armature avec une limite d'élasticité de 400 MPa.

Les charges gravitationnelles ont été appliquées dans un premier temps, à savoir des charges permanentes de 5,5 kN/m² et des charges d'exploitation de 1,5 kN/m².

Après l'application des charges gravitationnelles, une analyse pushover non linéaire a été réalisée pour identifier les zones critiques sujettes aux déformations plastiques sous charges sismiques croissantes. Les dommages observés, notamment l'enrobage de béton, ont été modélisés selon les hypothèses de la section 2.4.

Les résultats sismiques, tels que les déplacements et déformations résiduelles, ont ensuite servi de conditions initiales pour l'analyse thermique et thermomécanique. L'analyse thermique, basée sur le modèle ISO834, a permis d'évaluer l'évolution des températures dans la structure en considérant le transfert de chaleur par convection, rayonnement et conduction. Ces variations ont été intégrées à l'analyse thermomécanique afin d'examiner leur impact sur la résistance des matériaux et la stabilité de la structure.

Enfin, l'analyse thermomécanique a pris en compte les contraintes résiduelles et les effets thermiques pour évaluer les déformations supplémentaires dues à l'incendie. Les critères de rupture définis en section 2.5 ont permis d'identifier les conditions de défaillance des éléments structuraux, notamment les poutres et poteaux.

1.16. Maillage et conditions aux limites

Les paramètres essentiels à la modélisation numérique sont décrits dans cette section, à savoir les éléments finis utilisés, le maillage de la structure en béton armé et les conditions aux limites appliquées. Le maillage joue un rôle crucial dans la précision des simulations en éléments finis, tandis que les conditions aux limites, tant mécaniques que thermiques, définissent les contraintes et sollicitations auxquelles la structure est soumise. Ces choix méthodologiques sont essentiels pour assurer une représentation réaliste des phénomènes physiques, notamment lors de l'exposition à des IPSs.

1.16.1. Modèles d'éléments finis

Les simulations numériques sont réalisées de manière séquentielle en utilisant le logiciel ANSYS en optant par un processus à plusieurs phases, chacune correspondant à une analyse

spécifique : un modèle thermique pour l'analyse transitoire et un modèle mécanique destiné aux analyses, sismiques et thermomécanique. Ces analyses intègrent à la fois les non-linéarités matérielles et géométriques, ce qui permet de mieux représenter le comportement réel des structures en béton armé sous des conditions extrêmes.

L'analyse thermique est réalisée à l'aide de l'élément fini SOLID70 à 8 nœuds pour la modélisation du béton. Cet élément utilise des fonctions d'interpolation linéaire dans l'espace ainsi que la méthode complète d'intégration de Gauss (2x2x2), ce qui permet une modélisation précise des gradients de température dans le béton, Figure 0-11. Pour modéliser l'acier d'armature, on utilise l'élément fini LINK33 à 2 nœuds, qui applique des fonctions d'interpolation linéaire dans la direction axiale afin de modéliser le flux de chaleur. L'intégration exacte est utilisée pour cet élément, garantissant une représentation précise du transfert thermique, Figure 0-12. Chaque nœud des éléments de ces modèles est associé à un seul degré de liberté, correspondant à la température.

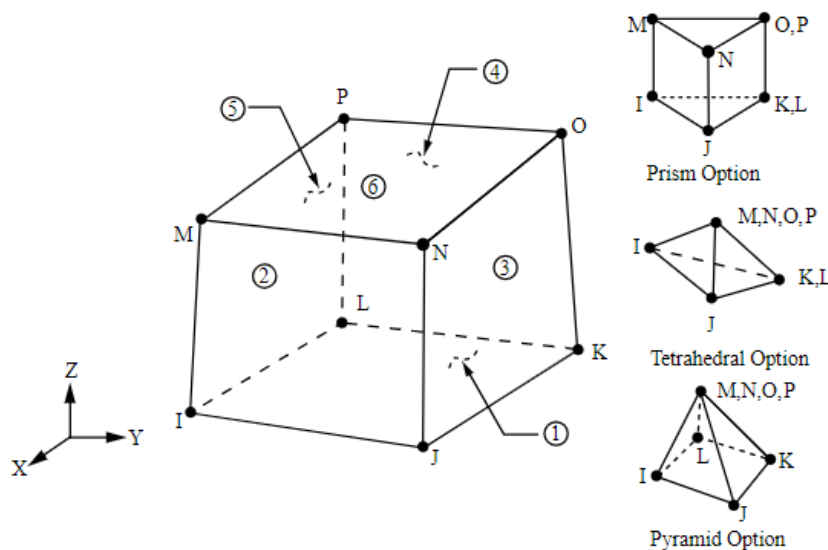


Figure 0-11. Géométrie de l'élément fini SOLID70 [60]

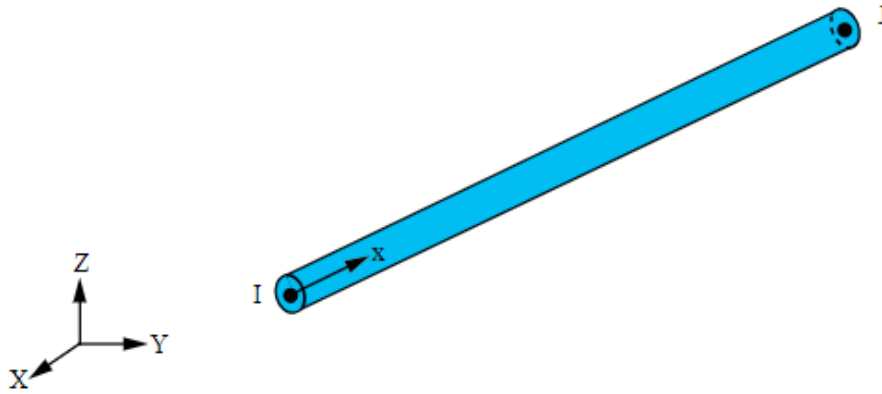


Figure 0-12. Géométrie de l'élément fini LINK33 [60]

Pour l'analyse mécanique, le modèle utilise l'élément fini SOLID65, également à 8 nœuds, pour la modélisation du béton. Cet élément est spécifiquement adapté pour capturer les comportements complexes du béton, tels que la déformation plastique, la fissuration et l'écrasement. L'élément fini LINK180 à 2 nœuds est quant à lui utilisé pour modéliser les barres d'armature en acier. Cet élément considère les translations dans les trois directions orthogonales, partageant les mêmes nœuds que l'élément SOLID65, ce qui permet de simuler un comportement cohérent entre le béton et les armatures. Chaque nœud de ces éléments mécaniques possède trois degrés de liberté, correspondant aux déplacements dans les directions X, Y et Z.

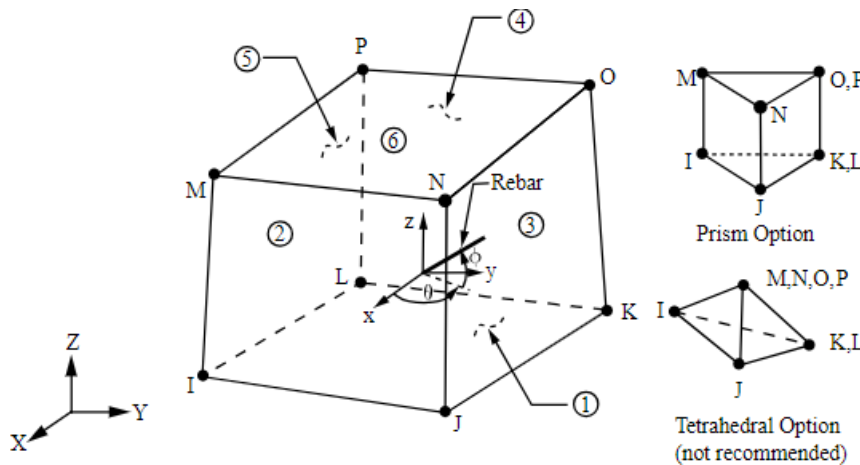


Figure 0-13. Géométrie de l'élément fini SOLID65 [60]

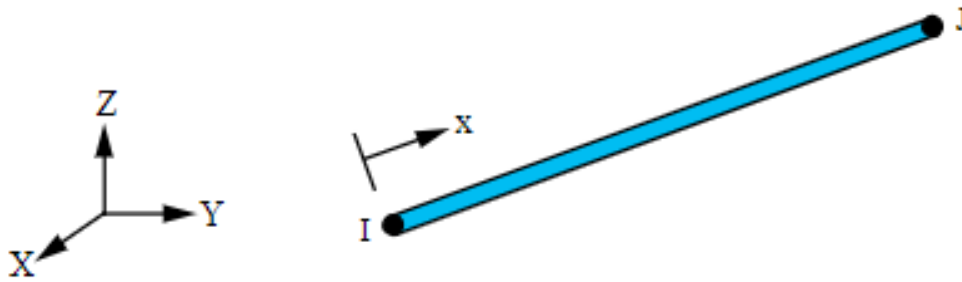


Figure 0-14. Géométrie de l'élément fini LINK180 [60]

Un aspect important de cette modélisation est l'hypothèse de contact parfait entre le béton et les barres d'armature. Cette hypothèse implique qu'aucun glissement relatif n'est considéré entre ces deux matériaux, simplifiant ainsi l'analyse. Par conséquent, aucun élément de contact spécifique n'est assigné dans le modèle. Cette simplification permet de focaliser l'analyse sur les déformations globales de la structure et de mieux comprendre la réponse des éléments structurels soumis à des conditions post-sismiques et d'incendie.

Ainsi, l'approche combinée des éléments SOLID65 et LINK180 permet de capturer efficacement les interactions complexes entre le béton et l'acier d'armature, tout en garantissant une modélisation précise des phénomènes thermiques et mécaniques qui affectent la performance globale des structures en béton armé.

1.16.2. Maillage

Le maillage est un aspect fondamental de l'analyse par éléments finis, car il influe directement sur la précision et l'efficacité des simulations numériques. Dans cette étude, les dimensions du maillage ont été soigneusement choisies pour être égales à 10 cm. Ce choix s'explique par la nécessité d'obtenir un compromis entre la précision des résultats et le temps de calcul. Un maillage plus fin pourrait améliorer la précision des simulations, notamment dans les zones de forte concentration de contraintes ou de gradients thermiques importants. Cependant, un maillage trop fin aurait un impact significatif sur les ressources informatiques requises, augmentant considérablement le temps de calcul et les exigences en mémoire. À l'inverse, un maillage trop grossier risquerait de ne pas capturer de manière adéquate les phénomènes physiques complexes liés à l'interaction entre les charges sismiques et les effets thermiques.

La taille du maillage de 10 cm a été déterminée à partir d'une série d'essais préliminaires, où différentes tailles de maillage ont été testées afin d'assurer que les résultats des simulations

soient suffisamment précis tout en minimisant les coûts de calcul. Ce processus de validation a impliqué l'examen des réponses thermiques et mécaniques des structures en béton armé dans des conditions post-sismiques. Des critères tels que la stabilité des solutions obtenues, l'évolution des températures et des déformations au cours du temps, ainsi que la distribution des contraintes dans les différents éléments structuraux ont été analysés.

Le maillage utilisé dans ce travail est constitué de mailles de forme hexaédrique, permettant une meilleure modélisation des volumes de béton armé et des armatures. Ces mailles sont adaptées aux éléments finis employés dans les analyses thermiques et mécaniques. En particulier, les éléments SOLID70 pour l'analyse thermique et SOLID65 pour l'analyse mécanique exigent un maillage cohérent afin d'assurer une continuité entre les deux types d'analyses. Le maillage est donc structuré de manière à faciliter le transfert de données entre les modèles thermique et mécanique, garantissant ainsi une analyse séquentielle précise et robuste. La Figure 0-15 et la Figure 0-16 représentent le maillage adopté pour la structure étudiée.

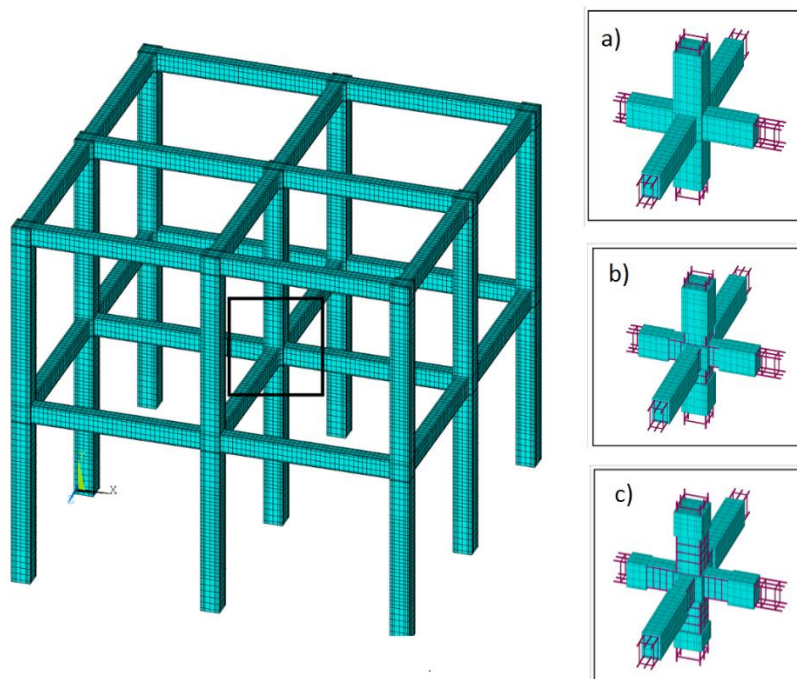


Figure 0-15. Maillage pour éléments de béton et des armatures dans le modèle d'éléments finis développé ; a) Section intacte sans dommage, b) Dommages de type A, c) Dommages de type B.

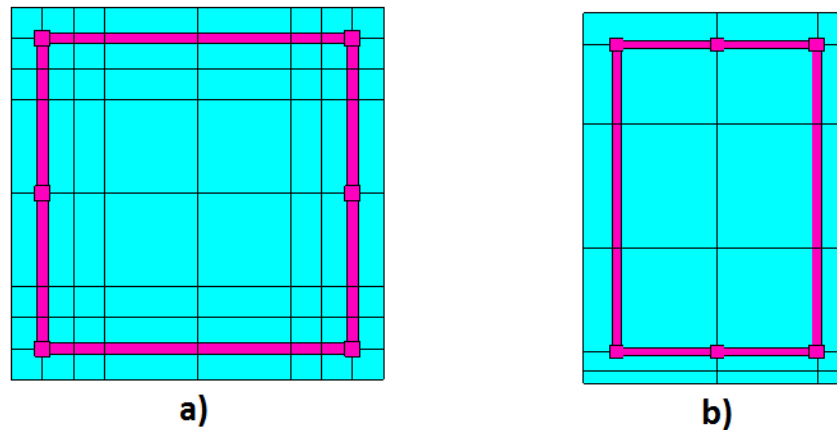


Figure 0-16. Maillage des sections transversales des éléments structuraux

De plus, la régularité du maillage a été optimisée pour garantir la qualité des éléments finis. Une attention particulière a été portée aux zones critiques de la structure, notamment autour des zones de concentration des contraintes, telles que les points d'appui et les connexions entre les éléments de béton et les armatures.

Le choix d'un maillage de 10 cm représente une approche équilibrée, garantissant des résultats fiables tout en limitant les temps de calcul. Ce maillage permet de capturer les phénomènes de transfert thermique et de déformation mécanique dans des conditions réalistes de charges combinées sismiques et thermiques, contribuant ainsi à une modélisation précise des scénarios d'incendie post-sismique étudiés dans cette recherche.

1.16.3. Conditions aux limites

Dans cette section, nous détaillons les conditions aux limites appliquées aux simulations pour garantir la précision et la représentativité des analyses thermiques et mécaniques. Les conditions aux limites sont essentielles pour modéliser correctement les interactions de la structure avec son environnement et pour reproduire le comportement réaliste des structures sous des charges sismiques et des incendies.

Les conditions aux limites thermiques jouent un rôle crucial dans l'analyse de la propagation de la chaleur à travers les éléments de la structure. Pour simuler l'effet d'un incendie sur les surfaces exposées de la structure en béton armé, plusieurs paramètres sont définis. Les surfaces en contact direct avec le feu sont soumises à un transfert thermique par convection et rayonnement. Le coefficient de transfert de chaleur convective, α_c est fixé à 25 W/m²K, conformément aux recommandations de l'Eurocode 1 Partie 1-2 [61], pour représenter l'intensité du flux thermique

entre la surface et l'air environnant. En plus de la convection, le rayonnement est inclus dans le modèle avec une émissivité du feu $\varepsilon_f=1$ et une émissivité du matériau $\varepsilon_m=0.7$. Les surfaces non exposées directement aux flammes, celles non-exposées au feu, sont soumises à une convection moindre avec un coefficient $\alpha_c=4 \text{ W/m}^2\text{K}$, selon les prescriptions de l'Eurocode 1 Partie 1-2 [61]. Ces conditions reproduisent le comportement thermique des surfaces à l'abri du feu mais encore soumises à une montée en température due à la conductivité thermique du béton et des armatures.

La température initiale de la structure est supposée uniforme et égale à la température ambiante, généralement prise à 20°C . Cette hypothèse permet de définir un état initial de référence avant l'application des effets thermiques induits par l'incendie. L'incendie standard ISO 834 est utilisé pour simuler le feu, Figure 0-17.

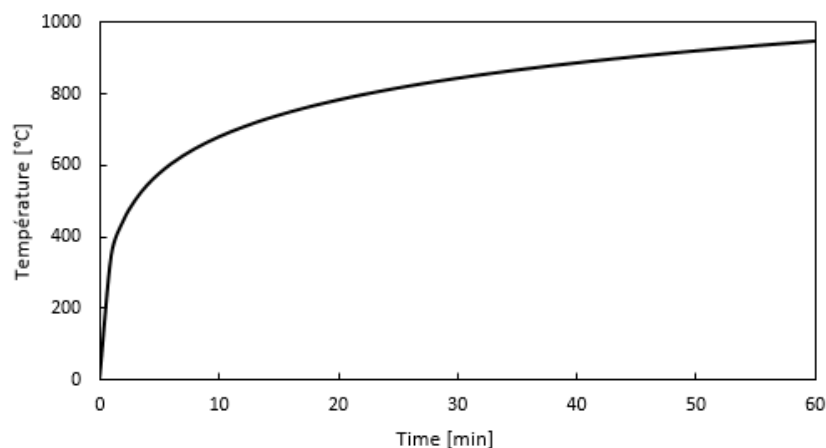


Figure 0-17. Courbe d'incendie standard ISO 834

Les conditions aux limites mécaniques sont appliquées pour simuler correctement la réponse structurelle sous les effets des charges gravitationnelles, sismiques et thermiques. Elles concernent principalement les appuis de la structure et les conditions d'interaction entre les différents éléments (béton et acier).

Les conditions d'appui de la structure sont définies de manière à simuler correctement les effets des contraintes mécaniques lors du séisme. Les nœuds situés aux appuis sont contraints de manière à empêcher tout mouvement dans les directions orthogonales à la surface de l'appui (fixité en translation), garantissant ainsi un ancrage rigide, Figure 0-18.

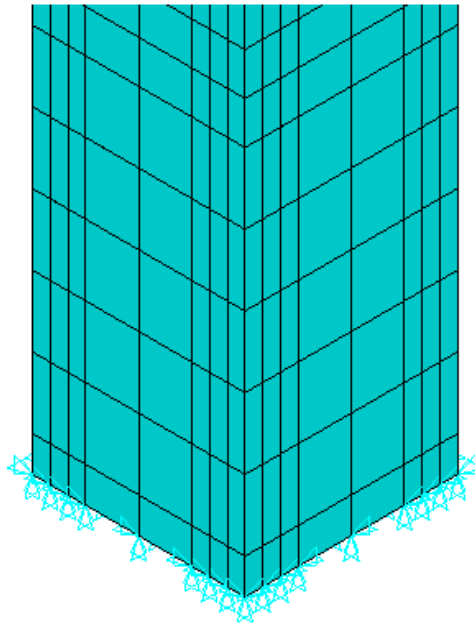


Figure 0-18. Base du poteau

Une interaction parfaite est supposée entre le béton et les barres d'armature. Cette hypothèse est souvent utilisée dans les simulations, car elle permet de simplifier le modèle en négligeant le glissement entre les deux matériaux. Les éléments finis de type SOLID65 et LINK180 partagent ainsi les mêmes nœuds, garantissant une compatibilité parfaite des déformations entre le béton et les armatures.

La dilatation thermique des matériaux est prise en compte dans l'analyse mécanique, et les contraintes thermiques engendrées par les gradients de température sont calculées. Ces effets sont particulièrement importants dans les zones soumises à de fortes variations de température, comme les surfaces directement exposées aux flammes.

1.17. Validation du modèle

La validation du modèle numérique est une étape cruciale pour garantir la fiabilité des résultats obtenus à partir des simulations. Elle permet de s'assurer que les hypothèses et les méthodes employées dans le cadre de l'analyse correspondent à la réalité physique des phénomènes étudiés. Dans cette section, nous confronterons les résultats de nos simulations aux données aux résultats expérimentaux issus de la littérature scientifique, afin de vérifier la précision et la pertinence du modèle développé. Cette validation porte à la fois sur les aspects thermiques et mécaniques de l'analyse, en tenant compte des différentes phases du chargement.

Les critères utilisés pour évaluer la validité du modèle incluent la comparaison des températures dans les éléments ainsi que les déformations. Une correspondance satisfaisante entre les résultats simulés et les références expérimentales renforcera la confiance dans le modèle et assurera qu'il peut être utilisé pour prédire de manière fiable le comportement des structures en béton armé soumises à des IPSs.

1.17.1. Validation du modèle sismique

Afin de valider le modèle numérique dans le cadre de l'analyse sismique, un portique en béton armé à un seul niveau, testé expérimentalement sous chargement cyclique par Pires [62], a été sélectionné. Ce portique a été construit en béton de classe C20/25, avec une hauteur de 1,625 m et une portée de 2,1 m. Les sections transversales des éléments de la structure sont de 15 cm x 20 cm pour la poutre et de 15 cm x 15 cm pour les poteaux, comme le montre la Figure 0-19. Ce modèle expérimental est particulièrement intéressant car il permet de vérifier la capacité du modèle numérique à reproduire avec précision le comportement non-linéaire des structures en béton armé soumises à des charges sismiques.

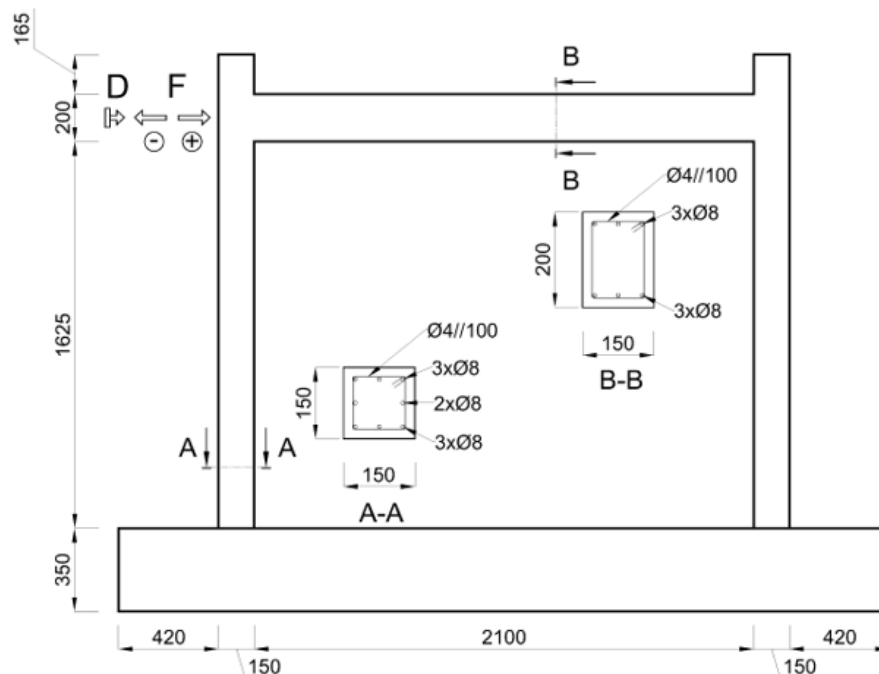


Figure 0-19. Dimensions du portique utilisé dans l'essai expérimental [62]

Les données issues de l'étude originale indiquent l'utilisation d'acier de nuance S400 pour les armatures, mais un article de conférence ultérieur fait mention de l'emploi de deux nuances

distinctes : S400 pour les armatures longitudinales et S500 pour les cadres transversaux [63]. Par conséquent, dans cette étude, deux nuances d'acier ont été utilisées : la nuance S400 pour les armatures longitudinales et la nuance S500 pour les cadres, afin de refléter cette information complémentaire et d'assurer une modélisation précise des caractéristiques mécaniques des matériaux.

Le cadre en béton armé a été soumis à un chargement cyclique simulant l'effet d'un séisme, et les résultats numériques ont été comparés aux observations expérimentales afin de valider la capacité du modèle à prédire les réponses structurelles sous sollicitation sismique. La Figure 0-20 présente l'évolution de la force latérale en fonction du déplacement latéral pour les résultats issus du modèle numérique et des tests expérimentaux. Cette courbe est essentielle pour évaluer la précision du modèle en termes de déplacement global de la structure sous l'effet du chargement cyclique.

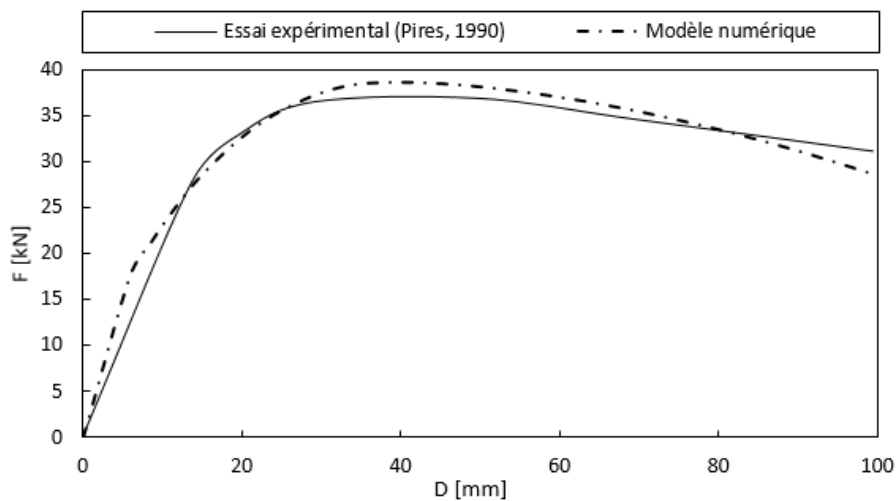


Figure 0-20. Force latérale en fonction du déplacement - Modèle numérique et essai expérimental

Pour évaluer quantitativement l'exactitude du modèle, l'erreur quadratique moyenne (RMSE) a été calculée entre les résultats numériques et expérimentaux. Le RMSE obtenu est de 4,23 %, ce qui démontre une concordance remarquable entre les deux résultats. Ce faible pourcentage d'erreur indique que le modèle numérique est capable de reproduire avec une grande précision le comportement structurel observé expérimentalement, y compris la réponse non-linéaire des éléments en béton armé. Ainsi, cette validation confirme la fiabilité du modèle pour des

analyses sismiques futures, ce qui est crucial pour la prédiction du comportement des structures sous des séismes et leurs conséquences.

1.17.2. Validation du modèle thermique

Afin de valider le modèle thermique développé dans cette étude, une poutre en béton armé issue de l'étude expérimentale réalisée par Dwaikat et Kodur [64] a été utilisée. Cette poutre a été soumise à un incendie normalisé selon la norme ASTM E119 [65] pendant une durée de 3 heures. Les dimensions de la poutre sont de 3962 mm en longueur, 254 mm en largeur et 406 mm en hauteur. Ce choix de modèle expérimental permet d'évaluer la capacité du modèle numérique à prédire la distribution et l'évolution des températures à travers la section de la poutre sous exposition au feu.

Pour surveiller la montée en température, 20 thermocouples de type K ont été installés à différentes positions le long de la poutre, permettant ainsi une évaluation précise de l'évolution thermique dans le temps et à différents points de la section. Ces mesures expérimentales ont été réalisées dans le four de l'Université Michigan State, spécialement conçu pour tester des éléments sous différentes conditions de température et de charge, comme illustré dans la Figure 0-21. Ce four offre la possibilité de simuler des conditions réelles d'incendie tout en soumettant la poutre à un chargement mécanique, afin de mieux comprendre l'interaction entre ces deux phénomènes.

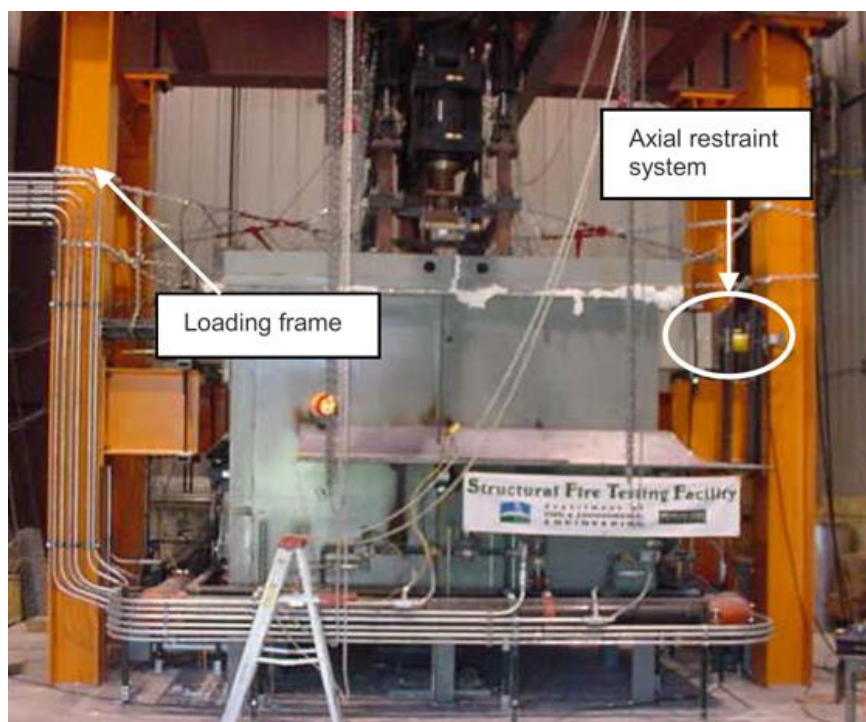


Figure 0-21. Four d'essai au feu structural au laboratoire de l'Université de Michigan State [64]

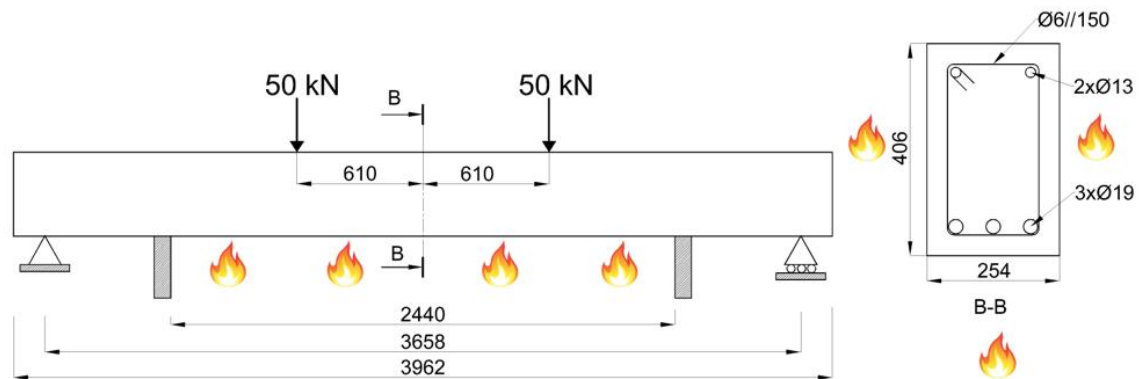


Figure 0-22. Détails d'exposition au feu de la poutre utilisée pour la validation (Dim. en mm)

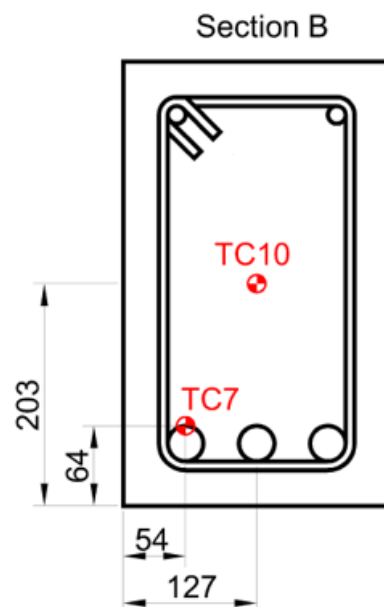


Figure 0-23. Emplacement des thermocouples pour la mi-travée de la poutre (section B) (Dim. en mm) [64]

Les résultats obtenus à partir du modèle numérique ont été comparés aux résultats expérimentaux, en se concentrant particulièrement sur deux points de mesure : au milieu de la section de la poutre (thermocouple TC10) et au niveau des armatures longitudinales (thermocouple TC7), ce qui est illustré par Figure 0-24. Ces points sont cruciaux pour valider la précision du modèle car ils représentent des zones de haute importance thermique, là où

l'acier de renforcement est le plus sensible à la déformation due à la chaleur. La Figure 0-23 présente la position exacte de ces thermocouples dans la section transversale, en utilisant les coordonnées nodales appropriées pour permettre une comparaison directe entre les résultats expérimentaux et numériques.

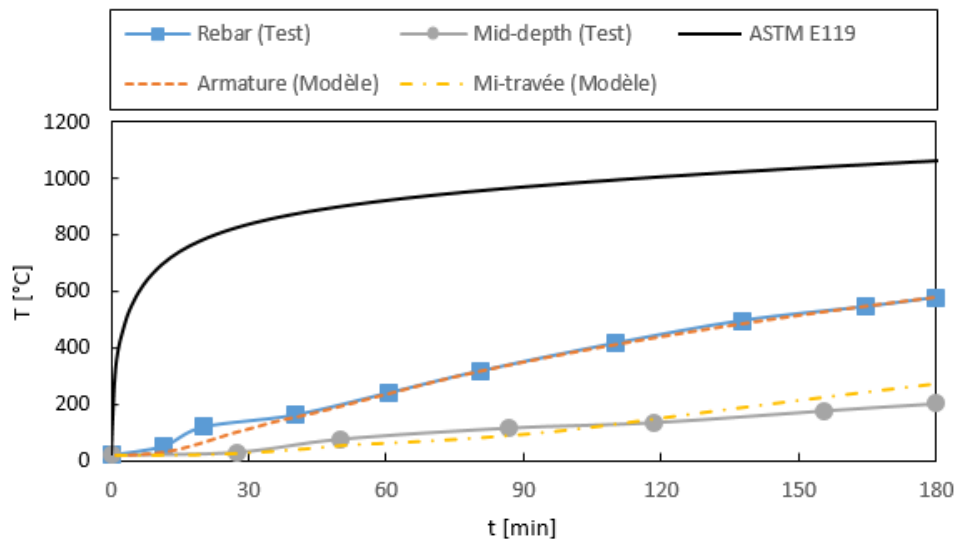


Figure 0-24. Comparaison de la variation de la température prédite et mesurée en fonction du temps

Il est important de noter que la poutre a été soumise au feu sur trois de ses faces, tandis que la partie centrale de la poutre, d'une longueur de 244 cm, était directement exposée aux flammes, comme le montre la Figure 0-22. Cette configuration d'exposition partielle au feu crée des gradients thermiques spécifiques qui peuvent compliquer la simulation numérique.

Malgré quelques différences mineures entre les résultats numériques et expérimentaux, l'analyse montre une bonne correspondance globale. Les RMSEs ont été calculées pour les deux thermocouples principaux : le thermocouple situé au niveau des armatures (TC7) a montré un écart moyen de 16,6°C, tandis que celui situé au milieu de la section transversale (TC10) a présenté un écart de 82,7°C. Ces valeurs d'écart, bien en dessous du seuil critique de 100°C mentionné dans la norme EN1363-1 [48], indiquent que le modèle numérique reproduit l'évolution des températures dans la poutre exposée au feu.

Cette validation thermique démontre que le modèle est capable de capturer avec précision les phénomènes thermiques complexes associés à la diffusion de la chaleur dans une structure en béton armé soumise à un incendie. Cette concordance entre les résultats numériques et expérimentaux renforce la crédibilité du modèle pour des applications futures dans des scénarios de feux post-sismiques, où la prédiction précise des températures est essentielle pour évaluer la performance structurelle.

1.17.3. Validation du modèle thermomécanique

Pour la validation du modèle thermomécanique, la même poutre en béton armé, précédemment utilisée pour les validations thermiques, est soumise simultanément à des charges thermiques et mécaniques. La poutre est soumise à des températures selon la courbe normalisée d'incendie ASTM E119 ainsi qu'à des charges mécaniques statiques appliquées en deux points. Cette approche combine les effets thermiques et mécaniques sur la structure afin de vérifier la capacité du modèle numérique à prédire correctement le comportement structurel de la poutre sous des conditions réelles d'incendie et de charge. La validation thermomécanique est cruciale pour s'assurer que le modèle numérique peut capturer non seulement les effets thermiques, mais aussi les interactions complexes entre les déformations induites par la chaleur et les charges mécaniques.

La Figure 0-25 présente une comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux obtenus à partir du modèle numérique, montrant la déformation de la poutre au milieu de la portée en fonction du temps. Cette comparaison illustre clairement l'évolution de la flèche (ou déformation) de la poutre pendant les 3 heures d'exposition au feu, avec une augmentation progressive sous l'effet combiné de la montée en température et des charges mécaniques. La correspondance entre les résultats du modèle numérique et les observations expérimentales est évidente, suggérant que le modèle capte de manière satisfaisante les mécanismes de déformation sous charges thermiques et mécaniques combinées.

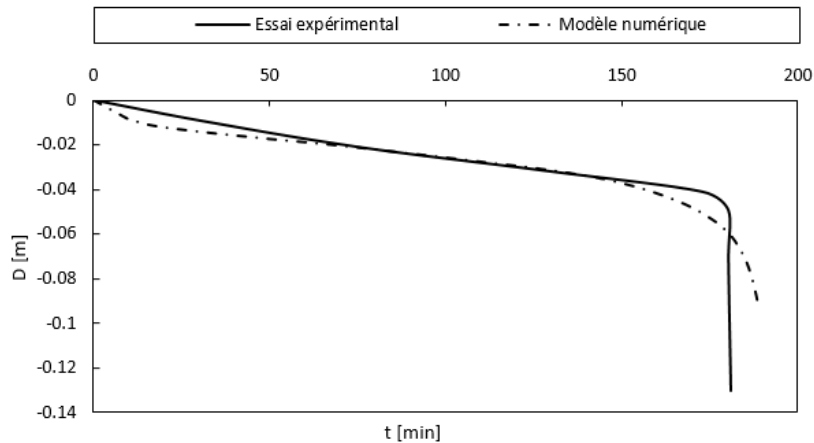


Figure 0-25. Comparaison entre la flèche à mi-travée mesurée et prédite de la poutre en fonction du temps

Afin de quantifier cette concordance, la RMSE a été calculée, et une valeur de 2,86 % a été obtenue. Ce faible pourcentage indique une légère différence entre les résultats numériques et expérimentaux, mais qui reste dans des marges d'erreurs acceptables. Cette faible différence confirme que le modèle thermomécanique développé reproduit de manière précise le comportement réel de la poutre en béton armé sous les conditions d'incendie et de charges statiques appliquées, validant ainsi son utilisation pour des analyses plus complexes et pour des conditions plus variables.

Une fois cette validation thermomécanique réalisée avec succès, les modèles numériques ont été ensuite appliqués à d'autres analyses structurelles. Cette validation est une étape essentielle car elle garantit que les modèles numériques suivent fidèlement les comportements observés lors des tests expérimentaux, fournissant ainsi une base solide pour des investigations futures. Cela permet également d'utiliser ces modèles validés pour simuler diverses conditions et prédire avec confiance la performance des structures sous différents scénarios, tels que des IPSs ou d'autres situations critiques.

L'application de ces modèles permet d'élargir les perspectives de l'étude en simulant des situations réelles où les structures en béton armé sont exposées à des environnements extrêmes, et de fournir des résultats fiables pour l'évaluation de la sécurité structurelle. En renforçant la robustesse des prédictions, cette validation contribue à améliorer la crédibilité de l'étude et ouvre la voie à des applications plus larges dans la conception et l'évaluation des structures soumises à des incendies ou à d'autres conditions extrêmes.

1.18. Simulations et analyse

Dans cette section, nous présentons les méthodes d'analyse employées pour étudier les réponses mécaniques et thermiques des structures.

D'une part, nous aborderons les différentes méthodes d'analyse sismique, qu'elles soient linéaires ou non linéaires, afin de capter les comportements dynamiques des structures lors d'un séisme. D'autre part, nous décrirons en détail la méthode d'analyse thermique utilisée pour simuler la propagation de la chaleur à travers les éléments en béton armé pendant un incendie, en tenant compte des caractéristiques spécifiques des matériaux et des phénomènes de transfert de chaleur.

Ces analyses combinées permettent de mieux comprendre le comportement des structures sous des conditions extrêmes, en fournissant une base solide pour évaluer leur sécurité et leur résistance.

1.18.1. Analyses sismiques linéaires

L'analyse sismique linéaire repose sur l'hypothèse que les structures se comportent de manière élastique pendant l'excitation sismique. Dans cette approche, les déformations sont proportionnelles aux forces appliquées, et aucune dégradation ou non-linéarité matérielle n'est considérée. Nous présentons ici trois méthodes classiques d'analyse sismique linéaire : la méthode statique équivalente, l'analyse modale spectrale, et l'analyse dynamique linéaire par accélérogramme.

1.18.1.1. Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente est une approche simplifiée utilisée dans l'analyse sismique des structures, particulièrement adaptée aux bâtiments réguliers et de faible hauteur. Cette méthode repose sur l'idée que l'effet dynamique du séisme sur la structure peut être approximé par une série de forces horizontales statiques appliquées à chaque niveau du bâtiment. Elle est largement utilisée dans les codes de conception sismique pour son accessibilité et sa simplicité de mise en œuvre, notamment pour des structures où les effets dynamiques complexes sont moins significatifs.

Cette méthode transforme les forces dynamiques générées par un séisme en une force horizontale unique appliquée à la structure. Cette force est calculée en fonction de la masse de

la structure, de son comportement dynamique global (notamment sa période fondamentale), et de l'intensité du séisme considéré. Le séisme est représenté par une accélération au sol, qui induit des forces d'inertie dans la structure.

Ces forces d'inertie, au lieu d'être appliquées de manière dynamique au cours du temps, sont réduites à des forces statiques, appliquées principalement au niveau des étages du bâtiment. La méthode répartit ensuite ces forces en fonction de la hauteur et de la masse de chaque étage, en supposant que chaque étage se comporte de manière rigide. Les forces appliquées génèrent des moments et des efforts dans la structure, simulant ainsi l'effet d'un séisme.

La méthode est particulièrement efficace pour les bâtiments simples de faible à moyenne hauteur, avec une distribution régulière des masses et des rigidités. Elle est souvent utilisée dans les premières étapes de conception pour vérifier la résistance de la structure avant de passer à des analyses plus complexes si nécessaire. Les bâtiments irréguliers, ou ceux situés dans des zones de forte activité sismique, peuvent exiger des méthodes plus sophistiquées telles que l'analyse dynamique modale ou l'analyse dynamique par accélérogramme.

1.18.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale, également connue sous le nom d'analyse par spectre de réponse, est une méthode avancée pour l'évaluation sismique des structures. Elle permet de tenir compte des effets dynamiques et des modes de vibration multiples d'une structure lorsque celle-ci est soumise à des mouvements sismiques. Contrairement à la méthode statique équivalente, cette approche modale spectrale prend en compte les différents modes de vibration de la structure, ce qui la rend plus adaptée aux bâtiments complexes ou irréguliers, ainsi qu'aux structures de grande hauteur.

Elle repose sur la décomposition du mouvement sismique en plusieurs modes de vibration, chacun correspondant à une configuration spécifique de déplacement de la structure. Ces modes sont calculés à partir d'une analyse modale préalable, où les fréquences propres et les formes modales de la structure sont déterminées. Chaque mode de vibration est ensuite associé à un coefficient de participation modale, qui reflète l'importance relative de ce mode dans la réponse globale de la structure au séisme.

Le spectre de réponse, qui représente la réponse maximale de la structure (en termes de déplacements ou d'accéléérations) à un séisme donné en fonction de sa période propre, est ensuite utilisé pour calculer les efforts dans chaque mode. Les contributions de chaque mode sont

combinées pour obtenir la réponse globale de la structure. Cette combinaison peut se faire selon plusieurs méthodes, la plus courante étant la méthode de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) ou la méthode de la combinaison quadratique complète (CQC) pour les structures fortement amorties ou présentant des modes de vibration proches [66].

1.18.1.3. Méthode d'analyse dynamique linéaire par accélérogramme

L'analyse dynamique linéaire par accélérogramme, également appelée analyse temporelle linéaire, est une méthode avancée qui consiste à simuler la réponse d'une structure en fonction de l'historique temporel d'une excitation sismique réelle ou synthétique. Contrairement aux méthodes statiques ou spectrales qui utilisent des simplifications ou des spectres moyens pour estimer les efforts sismiques, cette approche repose sur l'application directe d'enregistrements de mouvements sismiques (accélérogrammes) pour obtenir une réponse précise en fonction du temps.

Dans cette méthode, l'accélérogramme d'un séisme enregistré est appliqué à la base de la structure, en tenant compte des mouvements dans les trois directions principales (x, y, et z). Le comportement de la structure est alors simulé de manière linéaire, c'est-à-dire que l'on considère que la réponse de la structure est proportionnelle aux charges appliquées, et que la structure reste dans le domaine élastique, sans subir de dommages ni de déformations plastiques.

L'analyse dynamique linéaire permet de calculer, à chaque instant, les déplacements, les efforts internes (moments, forces de cisaillement) et les accélérations dans la structure. Les résultats obtenus offrent une vision plus réaliste et complète du comportement dynamique de la structure sous une excitation sismique réelle par rapport aux méthodes statiques équivalentes ou spectrales.

1.18.2. Analyses sismiques non-linéaires

Les analyses sismiques non-linéaires permettent de prendre en compte le comportement réaliste des structures lorsqu'elles subissent des sollicitations sismiques importantes. Contrairement aux analyses linéaires qui considèrent un comportement élastique idéal, les méthodes non-linéaires modélisent la déformation plastique et les autres phénomènes non-linéaires qui influencent la réponse des structures dans des situations de forte contrainte. Parmi les méthodes les plus utilisées, on retrouve l'analyse dynamique non-linéaire par accélérogramme et la méthode statique non-linéaire pushover.

1.18.2.1. Méthode d'analyse dynamique non-linéaire par accélérogramme

L'analyse dynamique non-linéaire par accélérogramme est une méthode avancée qui permet de capturer de manière plus réaliste le comportement des structures sous l'effet des séismes. Contrairement aux analyses linéaires, cette approche prend en compte les non-linéarités du matériau et de la géométrie, ce qui permet de représenter les phénomènes tels que la plastification des matériaux et la dégradation des éléments structuraux au fur et à mesure que la sollicitation augmente. La méthode consiste à appliquer un enregistrement réel ou artificiel de l'accélération au sol (accélérogramme) directement à la base de la structure. Ce signal sismique est introduit dans le modèle structurel, permettant d'étudier la réponse de la structure au fil du temps. En utilisant cette méthode, il est possible de suivre l'évolution des déplacements, des déformations et des forces internes en temps réel, permettant ainsi de mieux comprendre comment la structure se déforme et se détériore sous une sollicitation sismique sévère. Le principal avantage de cette méthode réside dans sa capacité à reproduire avec précision la réponse des structures face aux séismes de grande magnitude, en incluant les phénomènes non-linéaires. Cependant, elle exige une grande puissance de calcul, surtout lorsque la structure est complexe.

1.18.2.2. Méthode statique non-linéaire (Pushover)

Dans notre étude, la méthode statique non-linéaire, souvent appelée "Pushover", est utilisée pour évaluer la réponse sismique des structures en béton armé. Cette méthode consiste à appliquer progressivement une charge latérale équivalente aux forces sismiques, tout en augmentant cette charge jusqu'à ce que la structure atteigne un niveau de déplacement critique ou un point d'effondrement. Contrairement à l'analyse linéaire, cette méthode prend en compte le comportement non-linéaire des matériaux et permet de mieux comprendre comment une structure va réagir aux sollicitations sismiques sévères, en termes de formation de rotules plastiques, redistribution des forces, et rupture des éléments.

L'application de la méthode commence par l'établissement d'une distribution de forces latérales, F_i , qui est proportionnelle à la répartition des masses ou des modes de vibration. Ces forces sont appliquées aux différents niveaux de la structure, et la somme des forces correspond à la force de base V_b qui est donnée par l'équation suivante :

$$V_b = \sum_{i=1}^n F_i \quad (0-1)$$

où n est le nombre d'étages et F_i représente la force latérale appliquée à chaque étage i .

À chaque étape d'application de cette force latérale, la réponse en déplacement de la structure est calculée, et l'on suit l'évolution des déformations et des forces internes. La courbe de capacité est ensuite tracée, reliant la force de base V_b au déplacement de contrôle Δ , qui peut être le déplacement en haut de la structure ou à un point critique prédéfini. Cette courbe de capacité permet d'analyser le comportement global de la structure sous charges croissantes, comme illustré par l'équation suivante qui relie le déplacement de contrôle Δ à la rigidité initiale K_0 et à la force appliquée V_b :

$$\Delta = \frac{V_b}{K_0} \quad (0-2)$$

Lorsque la structure atteint ses limites élastiques, la formation de rotules plastiques dans les différents éléments (poutres et poteaux) commence, entraînant une modification de la rigidité de la structure. La dégradation de la rigidité peut être représentée par une courbe non-linéaire. Le comportement après formation des rotules plastiques peut être décrit par des modèles bilinéaires ou trilineaires qui représentent la déformation élastique suivie de la plastification progressive.

$$K_p = \frac{V_b}{\Delta_{pl}} \quad (0-3)$$

Où K_p est la rigidité post-plastique et Δ_{pl} est le déplacement plastique.

L'intérêt de la méthode pushover est de pouvoir déterminer les points où des rotules plastiques apparaissent, ce qui est critique pour identifier les zones les plus vulnérables de la structure. Cela permet également de calculer la capacité de déplacement ultime de la structure Δ_u , et de déterminer si elle peut supporter les charges sismiques sans effondrement.

Enfin, en utilisant la courbe de capacité et les critères de performance prédéfinis, il est possible de comparer la demande sismique à la capacité de la structure et d'évaluer si la structure pourra survivre à un séisme spécifique.

La méthode N2, une extension de la méthode pushover, a été développée dans le cadre de la norme européenne Eurocode 8 pour les analyses non-linéaires. Elle combine la méthode statique non-linéaire (pushover) avec l'approche d'une analyse modale, permettant ainsi de simplifier l'estimation des déplacements de la structure sous l'effet d'un séisme tout en tenant compte de l'élasticité et de la plasticité de la structure.

Dans cette méthode, la capacité de la structure est représentée par une courbe de capacité obtenue à partir de l'analyse pushover, tandis que la demande sismique est représentée par une

courbe de spectre de réponse. Ces deux courbes sont superposées dans un diagramme qui représente une structure équivalente à un seul degré de liberté (SDOF) pour estimer les déplacements maximaux sous une excitation sismique donnée. La méthode N2 repose sur l'hypothèse que le comportement non-linéaire de la structure peut être approché par un modèle équivalent à un degré de liberté, et permet d'évaluer les déplacements cibles avec une grande précision tout en restant relativement simple à utiliser [12, 67].

Ainsi, la méthode pushover offre une approche relativement simple pour estimer la performance d'une structure en béton armé sous sollicitation sismique non-linéaire, tout en fournissant des informations importantes sur sa résistance et sa ductilité. Elle est particulièrement utile dans notre étude, car elle permet de modéliser de manière réaliste les mécanismes de rupture des structures après un séisme.

1.18.3. Analyse thermique en régime transitoire

L'analyse thermique en régime transitoire est essentielle pour évaluer comment la température évolue dans les structures en béton armé lorsqu'elles sont exposées à des incendies. Contrairement à une analyse thermique en régime permanent, qui suppose une température constante dans le temps, l'analyse transitoire prend en compte les variations temporelles de la température, ce qui est crucial pour simuler les effets réels d'un incendie sur la structure.

Pour effectuer une analyse thermique en régime transitoire, nous utilisons un modèle basé sur l'équation de la chaleur, qui décrit comment la température évolue dans le temps et dans l'espace [60]. Cette équation est donnée par :

$$\lambda \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + q = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (0-4)$$

Où :

T est la température,

t est le temps,

λ est la conductivité thermique du matériau,

ρ est la densité du matériau,

c est la chaleur spécifique du matériau,

x , y et z sont les coordonnées spatiales.

Cette équation est résolue numériquement en utilisant des méthodes telles que les éléments finis pour obtenir la distribution de température dans la structure au fil du temps.

L'analyse thermique en régime transitoire fournit des informations détaillées sur la façon dont les températures varient et affectent les éléments de la structure en béton armé durant un incendie. Cette analyse permet de comprendre les effets combinés des charges thermiques et mécaniques, offrant ainsi une évaluation complète de la performance de la structure sous des conditions extrêmes.

1.18.1. Mise en œuvre des simulations

Les simulations numériques ont été réalisées à l'aide du logiciel ANSYS, permettant d'évaluer le comportement des structures en béton armé soumises à un IPS. La modélisation prend en compte les effets de la plasticité des matériaux, du transfert de chaleur et des charges appliquées.

Pour l'analyse sismique, la méthode adoptée est l'analyse statique non linéaire (pushover), permettant d'évaluer la capacité de la structure et les dommages potentiels avant l'exposition au feu.

L'analyse thermique en régime transitoire a ensuite été effectuée en appliquant des conditions de charge thermique basées sur le modèle ISO834. Le transfert de chaleur à travers les éléments structuraux a été simulé en tenant compte de la conduction dans le béton et l'acier, ainsi que des échanges thermiques par convection et rayonnement à la surface des éléments.

Les résultats obtenus des différentes analyses ont ensuite été utilisés pour évaluer la réponse thermomécanique de la structure et estimer sa résistance résiduelle en fonction des scénarios étudiés.

1.19. Conclusion

Les différents cas d'étude sont présentés dans ce chapitre afin d'évaluer le comportement des structures en béton armé sous l'effet des IPSs. L'étude de cas a permis d'illustrer concrètement l'approche développée à travers des analyses thermiques et mécaniques basées sur des simulations numériques détaillées.

La modélisation par éléments finis a montré la pertinence des outils de simulation utilisés, notamment ANSYS, pour reproduire les phénomènes complexes associés à la déformation des matériaux sous des conditions extrêmes. La précision des modèles, que ce soit pour les analyses thermiques ou mécaniques, a été démontrée par les validations effectuées avec des résultats expérimentaux existants, montrant une concordance notable.

L'analyse du maillage et les conditions aux limites ont permis d'assurer que le modèle numérique reflète les réalités physiques tout en optimisant le temps de calcul. La dimension de

10 cm choisie pour le maillage a offert un bon compromis entre la précision des résultats et l'efficacité des simulations.

Les validations des modèles sismique, thermique et thermomécanique ont confirmé la capacité des modèles à reproduire le comportement observé dans les études expérimentales. Que ce soit sous des charges sismiques ou des conditions de température extrêmes, les résultats numériques ont montré une forte corrélation avec les données expérimentales, assurant ainsi la robustesse des modèles.

Cette étude de cas a non seulement validé la méthodologie adoptée mais a également démontré son applicabilité pour une évaluation précise des effets combinés des séismes et des incendies sur les structures en béton armé. Les résultats obtenus dans cette étude de cas serviront de base solide pour les analyses paramétriques.

Résultats et discussions

1.20. Introduction

Ce chapitre présente et analyse les résultats obtenus à partir des différentes simulations effectuées dans le cadre de cette étude, en se concentrant principalement sur l'évaluation de la performance des structures en béton armé soumises aux effets combinés des séismes et des incendies. L'objectif est de discuter en détail les comportements thermiques et mécaniques observés, ainsi que la résistance des éléments structurels après un séisme suivi d'un incendie. Nous aborderons les résultats des analyses sismiques, ainsi que les effets thermiques transitoires, en mettant en avant les aspects critiques liés à la sécurité des structures. Des comparaisons seront faites entre les différents scénarios d'incendie étudiés afin de mettre en lumière les tendances générales, les points de défaillance, ainsi que les paramètres influençant le plus la performance structurelle. Ces discussions permettront de mieux comprendre l'impact des IPSs sur les structures en béton.

1.21. Impact des incendies sur les structures préalablement endommagées par un séisme

Dans cette section, nous nous concentrons sur l'analyse des résultats obtenus à travers les différentes simulations sismiques, thermiques et thermomécaniques appliquées aux structures en béton armé ayant subi des dommages préalables causés par un séisme. Ces analyses permettent de comprendre comment les sollicitations thermiques générées par un incendie affectent les performances mécaniques résiduelles des structures endommagées.

Les résultats des simulations sismiques sont présentés pour évaluer l'état de déformation et de fissuration après un séisme. Ensuite, les analyses thermiques montrent la propagation de la chaleur à travers les éléments structurels sous l'effet d'un incendie normalisé ISO 834. Enfin, l'analyse thermomécanique combine les deux phénomènes pour simuler la réponse structurelle globale face à l'effet conjugué des actions sismiques et thermiques. Ces résultats permettront d'évaluer l'ampleur des dommages structurels et d'identifier les mécanismes de rupture critiques, afin d'améliorer la conception et la résilience des structures face à des scénarios post-sismiques incluant un incendie.

1.21.1. Analyse sismique

La réponse structurelle du portique en béton armé soumis à la charge sismique, introduite par le spectre de réponse fourni par le RPA99v2003 [49] a révélé que le comportement de la structure se situe dans la phase plastique. Cette observation indique que le portique a dépassé

son domaine élastique et est entré dans une phase de déformation inélastique, ce qui reflète les effets non linéaires dus à l'excès de contraintes induites par l'excitation sismique. Une fois les forces sismiques appliquées, la structure a atteint un déplacement de toit de 18 cm au niveau supérieur, ce qui représente une dérive d'étage de 3 %. Cette valeur est en adéquation avec le niveau de performance "Life Safety" (LS) spécifié dans la norme FEMA356 [68]. Ce niveau de performance LS indique que, bien que des dommages significatifs aient été observés dans la structure, celle-ci conserve une capacité de charge suffisante pour éviter un effondrement total, assurant ainsi la sécurité des occupants pendant un séisme.

L'analyse sismique effectuée a montré que les efforts internes ont largement dépassé les capacités élastiques de la structure, engendrant des déformations permanentes au sein des éléments structuraux tels que les poutres et poteaux. La courbe pushover obtenue à partir de cette analyse met en évidence la relation entre la charge latérale et le déplacement de la structure, soulignant ainsi les zones critiques où des rotules plastiques se sont formées. Cette courbe représente un outil précieux pour évaluer la capacité de la structure face aux forces sismiques et pour identifier les niveaux de résistance à la rupture avant l'effondrement global. De plus, le point de performance, obtenu à l'aide de la méthode N2, a permis de déterminer la capacité de la structure à résister aux actions sismiques pour un scénario donné.

La Figure 0-1 et la Figure 0-2 illustrent respectivement la courbe pushover, montrant l'évolution de la force latérale en fonction du déplacement, et le point de performance correspondant pour le portique étudié. Le point de performance, déterminé par la méthode N2, indique le déplacement cible de la structure sous l'effet du séisme. Grâce à cette analyse, il a été possible d'estimer les niveaux de dommages, les déformations résiduelles et de déterminer les performances sismiques de la structure dans des conditions réalistes.

L'analyse sismique effectuée fournit ainsi une base solide pour comprendre comment les structures en béton armé, déjà endommagées par des forces sismiques, réagiront face à des charges ultérieures, telles que des incendies, en vue d'améliorer leur conception et leur évaluation après catastrophe.

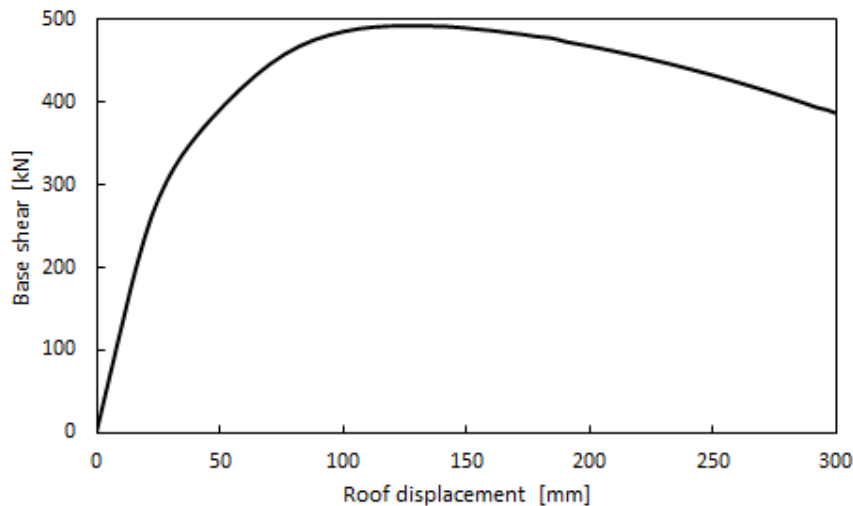


Figure 0-1. Courbe pushover de la structure étudiée

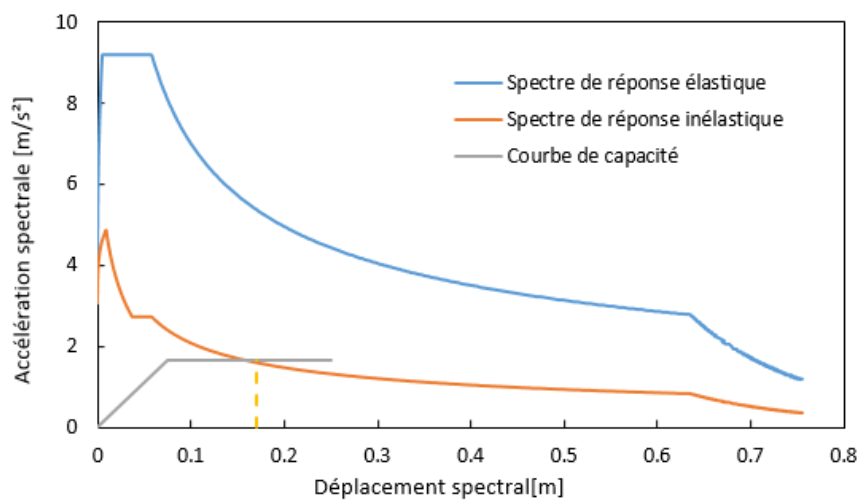


Figure 0-2. Courbes de capacité idéalisées avec spectres de réponse

1.21.2. Analyse thermique

La Figure 0-3 illustre les profils de température dans les sections transversales d'une poutre, à la fois intacte et endommagée, après 60, 120, 180, 240, et 300 minutes d'exposition au feu. Pour la poutre intacte, la température augmente rapidement à proximité des surfaces exposées dès 60 minutes, tandis que la température du noyau reste relativement faible. À 120 minutes, la chaleur pénètre plus en profondeur, mais un gradient de température significatif persiste entre la surface et le centre de la section. Après 180 minutes, bien que la température globale continue

d'augmenter, le gradient thermique demeure. Aux intervalles de 240 et 300 minutes, des différences de température sont encore observées à travers la section transversale, mettant en évidence la persistance de ces gradients thermiques et une réduction progressive de la capacité portante attendue de la poutre.

Dans le cas de la poutre endommagée, les profils de température montrent une pénétration de la chaleur plus rapide et plus étendue en raison de l'absence de l'enrobage du béton. Après 60 minutes, les températures dans la poutre endommagée sont plus élevées. Aux intervalles de 120 et 180 minutes, la poutre endommagée présente des températures globalement plus élevées, mais avec des gradients thermiques qui persistent. Aux 240 et 300 minutes, bien que des écarts de température soient encore observés, les gradients thermiques deviennent moins marqués que dans la poutre intacte. Cette observation met en évidence l'importance cruciale du rôle protecteur du béton de l'enrobage pour retarder la montée en température et préserver la capacité portante de la structure.

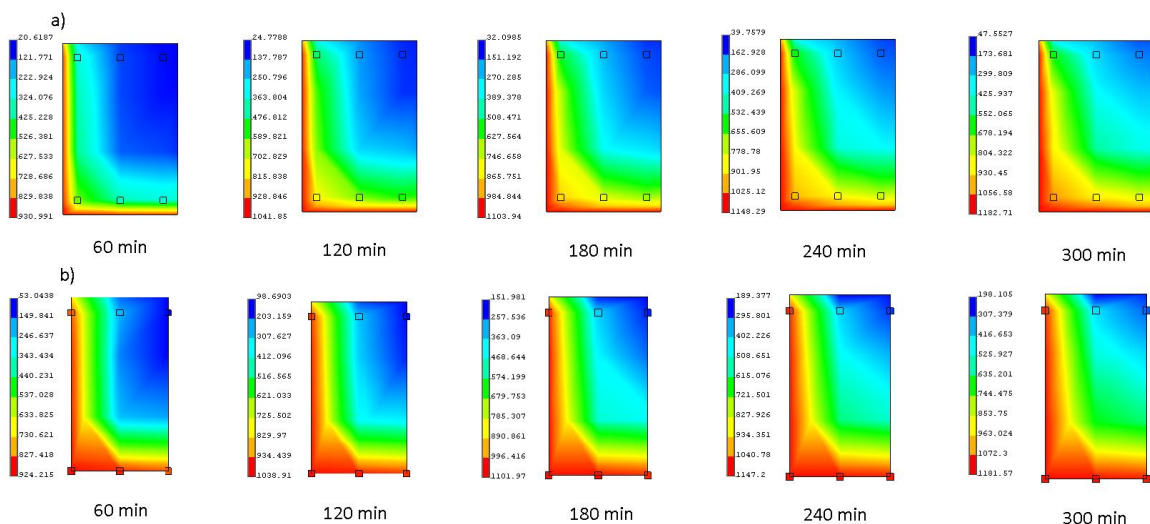


Figure 0-3. Profils de température des poutres avec 2 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées.

De manière similaire, la Figure 0-4 présente les profils de température dans les sections transversales des poteaux, endommagées et intactes, aux mêmes intervalles de temps. Le poteau intact suit un schéma similaire à celui de la poutre intacte, avec une pénétration plus lente de la chaleur et des gradients thermiques persistants. En revanche, le poteau endommagé, comme la poutre endommagée, atteint des températures plus élevées plus rapidement, avec des gradients

de température moins prononcés mais toujours présents. Cela renforce l'idée que la couche de béton joue un rôle essentiel dans la protection thermique des structures en retardant la montée en température des éléments internes.

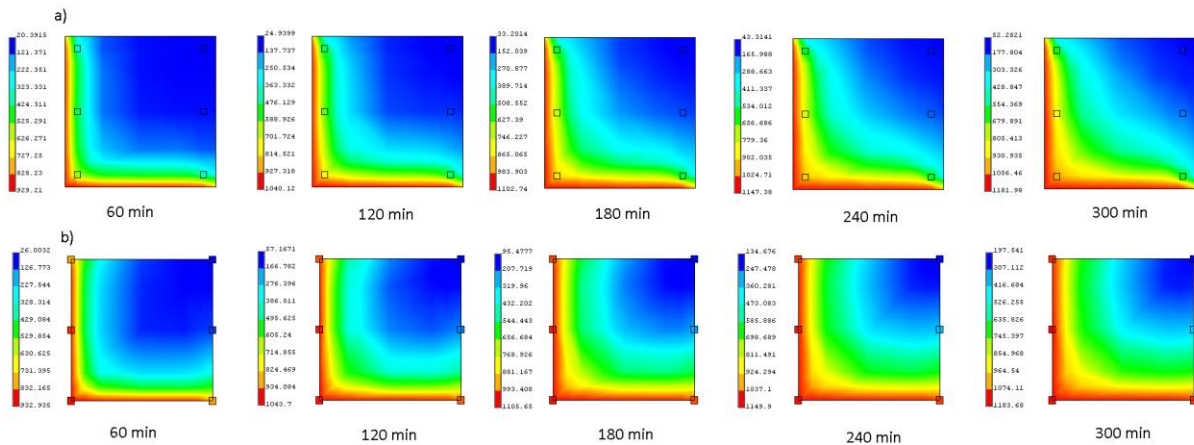


Figure 0-4. Profils de température des poteaux avec 2 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées

La Figure 0-5 et la Figure 0-6 présentent respectivement l'évolution des températures au niveau des armatures pour les sections intactes et endommagées. Dans la section intacte, les éléments d'armature 2, 3, 5 et 6 ont atteint des températures respectives de 408°C, 553°C, 105°C et 324°C après une heure d'exposition au feu. En revanche, dans la section endommagée, les températures des mêmes éléments d'armature sont nettement plus élevées, avec des valeurs respectives de 912°C, 918°C, 250°C et 854°C. Il est important de noter que dans les deux cas, les éléments d'armature 1 et 3 suivent des schémas d'évolution thermique similaires, tout comme les éléments 4 et 6. Cette symétrie dans l'évolution des températures suggère un comportement thermique cohérent pour les éléments d'armature situés de manière symétrique dans la section transversale, même en présence de dommages structurels.

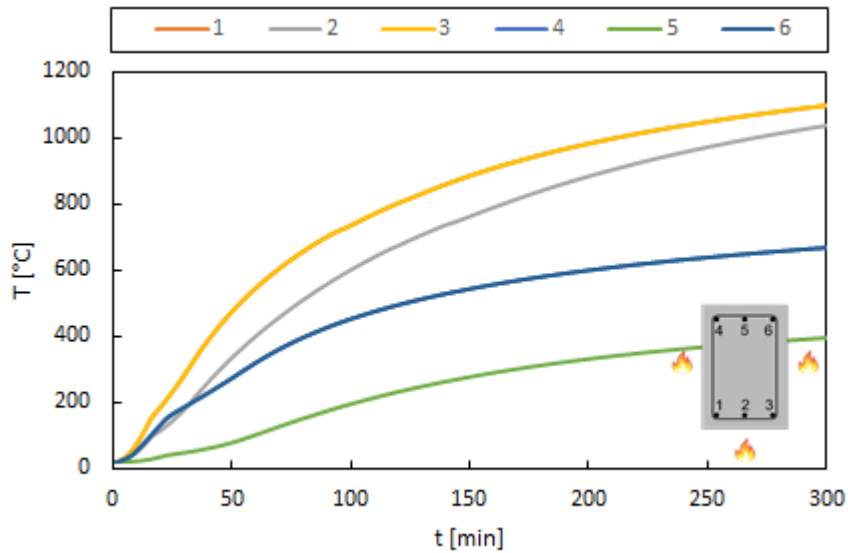


Figure 0-5. Variation de température des armatures d'acier des poutres en fonction du temps pour la section intacte

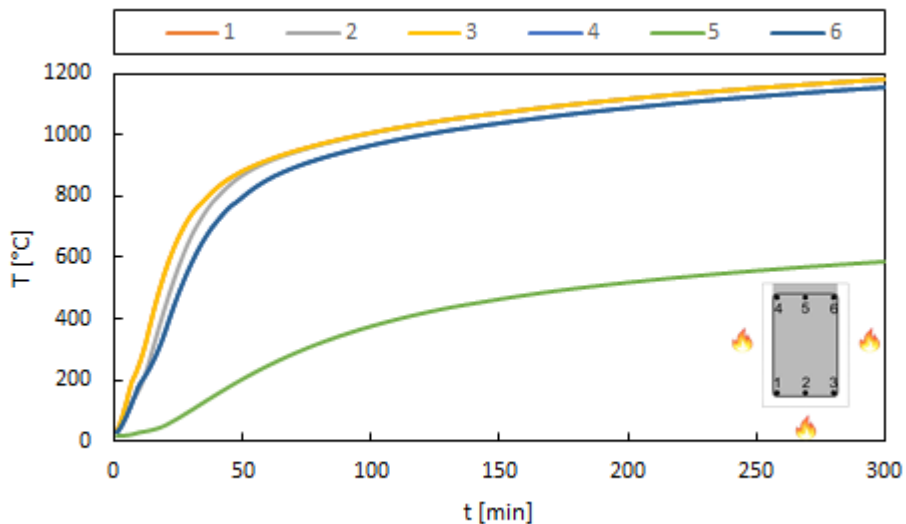


Figure 0-6. Variation de température des armatures d'acier des poutres en fonction du temps pour la section endommagée

Ces observations soulignent l'impact significatif des dommages structurels sur la réponse thermique des éléments d'armature lors d'un incendie. La montée en température plus rapide dans la section endommagée révèle une capacité réduite à dissiper la chaleur, probablement en raison de l'intégrité matérielle compromise. Les gradients de température persistants, même

dans les sections endommagées, indiquent que des zones critiques de surchauffe peuvent se développer, compromettant ainsi la résistance structurelle globale. Ces résultats mettent en avant la nécessité d'évaluer les structures à la fois dans leur état intact et endommagé pour une évaluation complète de leur résistance au feu et de leur sécurité dans des conditions d'incendie.

1.21.3. Analyse thermomécanique

Le comportement de la structure en béton armé est examiné sous deux situations distinctes : l'incendie seul et l'IPS. Ces scénarios sont analysés en termes de déplacements verticaux et horizontaux en fonction du temps. Le déplacement vertical est mesuré à mi-travée de la poutre B1 (au premier niveau) pour le scénario d'incendie S1 et à mi-travée de la poutre B2 (au deuxième niveau) pour les scénarios d'incendie S2 et S3. Par ailleurs, le déplacement horizontal est mesuré à l'interaction poutre-poteau au niveau du niveau supérieur.

La Figure 0-7 montre les déplacements verticaux en fonction du temps pour les trois scénarios d'incendie étudiés sous l'effet du feu seul. Les résultats révèlent qu'en ce qui concerne le scénario S1, la structure s'est effondrée après environ 208 minutes d'exposition au feu, avec un déplacement vertical atteignant près de 10 cm. De manière similaire, dans le scénario d'incendie S2, la structure a échoué après environ 226 minutes, avec un déplacement vertical de 12 cm. Pour le scénario d'incendie S3, la structure a subi un effondrement après environ 129 minutes d'exposition, atteignant un déplacement vertical de 6 cm. Les critères de rupture utilisés dans cette analyse sont ceux mentionnés précédemment, tirés de la norme EN 1363-1 [48], et ont été choisis pour leur pertinence par rapport aux caractéristiques structurelles spécifiques et aux conditions d'incendie prises en compte dans cette étude.

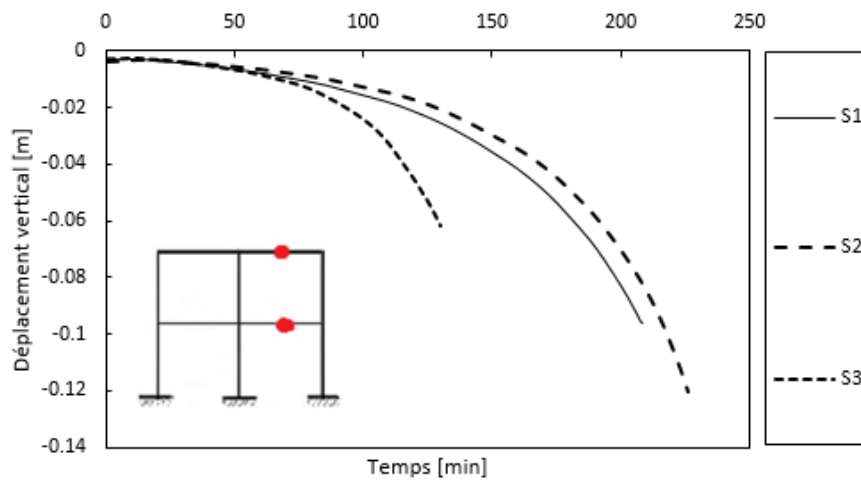


Figure 0-7. Variation du déplacement vertical à mi-travée des poutres en fonction du temps en cas d'incendie seul

La Figure 0-8 présente les déplacements verticaux en fonction du temps pour les trois scénarios d'incendie sous l'effet de l'IPS. Le portique montre un effondrement structurel pour le scénario d'incendie S1 après environ 149 minutes, avec un déplacement vertical atteignant près de 12,7 cm. De même, dans le scénario d'incendie S2, la défaillance structurelle se produit autour de 142 minutes, entraînant un déplacement vertical de 10,5 cm. Dans le cas du scénario d'incendie S3, le portique s'effondre après environ 86 minutes d'exposition, atteignant un déplacement vertical de 6,32 cm.

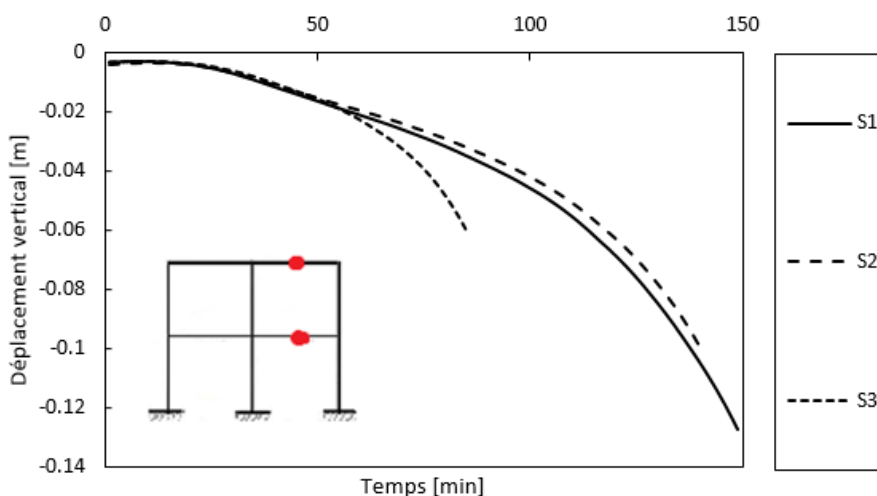


Figure 0-8. Variation du déplacement vertical à mi-travée des poutres en fonction du temps en cas d'IPS

Les résultats des déplacements horizontaux sous l'effet de l'IPS sont illustrés dans la Figure 0-9. Ces déplacements sont mesurés en fonction du temps, selon un spectre de réponse sismique provenant du RPA99v2003 [49]. Les résultats indiquent que, dans le scénario d'incendie S1, la structure s'est effondrée après 149 minutes d'exposition au feu, avec un déplacement horizontal atteignant 22 cm. De manière similaire, pour le scénario d'incendie S2, la structure a cédé après 142 minutes, avec un déplacement horizontal de 17,5 cm. Quant au scénario d'incendie S3, il a entraîné l'effondrement du portique après 86 minutes d'exposition, avec un déplacement horizontal approximativement égal à 18 cm.

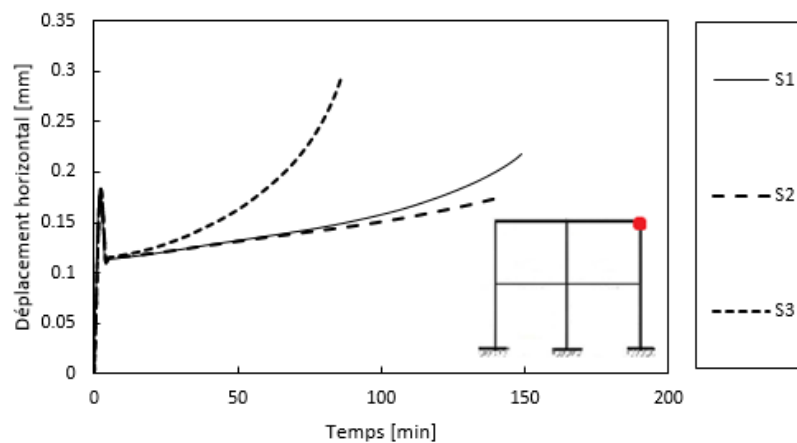


Figure 0-9. Variation du déplacement horizontal en fonction du temps pour les structures exposées aux IPSs

Ces résultats montrent clairement que l'effet combiné d'un IPS a un impact significatif sur la capacité portante de la structure. Les déplacements plus rapides et plus importants observés dans le portique dans le cas d'IPS par rapport au cas du feu seul mettent en lumière la fragilisation accrue des éléments structurels sous l'effet des dommages causés par le séisme. Ces analyses confirment également que l'exposition prolongée au feu accélère la perte de capacité portante, en particulier dans les scénarios d'incendie où les poteaux et les poutres ont été endommagés par un séisme préalable.

1.22. Analyse comparative des différents scénarios

L'analyse comparative des différents scénarios d'incendie étudiés vise à évaluer l'influence de plusieurs facteurs sur la réponse structurelle, notamment l'état de la structure (intacte ou

endommagée par un séisme), le scénario d'incendie appliqué, ainsi que l'effet combiné d'un séisme suivi d'un incendie.

1.22.1. Comparaison des déplacements verticaux

Les résultats des déplacements verticaux pour les trois scénarios d'incendie montrent une tendance claire : la structure endommagée par un séisme subit une déformation plus rapide et plus importante sous l'effet de la chaleur. Comme présenté dans la section précédente, les cas d'IPSS montrent des temps d'effondrement plus courts, notamment pour les structures endommagées. Par exemple, dans le scénario S1 (incendie au premier niveau), la structure intacte s'effondre après environ 208 minutes (Figure 0-7), alors que la structure endommagée par un séisme cède au bout de 149 minutes (Figure 0-8), soit une réduction de la résistance de près de 30%.

De manière similaire, les scénarios S2 et S3 (Figure 0-8), qui affectent les niveaux supérieurs, montrent une résistance moindre pour les structures ayant déjà subi des dommages sismiques. Le scénario S2 révèle une différence notable, la structure endommagée s'effondrant environ 84 minutes plus tôt que la structure intacte. Le déplacement maximal avant l'effondrement est également plus important dans les cas d'IPSS, ce qui indique une détérioration rapide de la capacité portante sous l'effet conjugué du séisme et de l'incendie.

1.22.2. Comparaison des déplacements horizontaux

Les déplacements horizontaux, mesurés principalement au niveau de l'interaction poutre-poteaux, révèlent une tendance similaire à celle des déplacements verticaux. Le scénario S1 montre un effondrement après environ 149 minutes, avec un déplacement horizontal de 22 cm, Figure 0-9. Le scénario S2 présente un effondrement après 142 minutes, avec un déplacement horizontal de 17,5 cm. Enfin, le scénario S3 entraîne l'effondrement après 86 minutes, avec un déplacement horizontal de 18 cm.

Ces résultats montrent que les déplacements horizontaux sont plus prononcés dans les scénarios où le feu est appliqué au premier niveau (S1), car la structure subit un impact plus important à ce niveau. En revanche, les niveaux supérieurs montrent des déplacements horizontaux légèrement moindres, même si le temps d'effondrement est plus court dans ces scénarios.

1.23. Conclusion

Ce chapitre a permis d'analyser en détail les résultats des simulations effectuées sur la structure en béton armé soumise à des scénarios d'incendie, à la fois dans son état intact et après avoir subi un séisme. Les résultats obtenus révèlent une influence significative des dommages sismiques sur la capacité de la structure à résister à l'exposition au feu.

L'analyse sismique a montré que, suite à un séisme de forte intensité, la structure entre dans le domaine plastique, ce qui affecte son comportement global, en particulier son déplacement en toiture et sa résistance résiduelle. Cette détérioration initiale a un impact direct sur les performances thermiques et thermomécaniques lors des IPSs.

L'analyse thermique a confirmé que les éléments endommagés par le séisme subissent une pénétration plus rapide de la chaleur, compromettant davantage leur capacité portante. En comparant les températures des sections transversales endommagées et intactes, il a été démontré que les éléments endommagés atteignent des températures critiques plus rapidement, réduisant ainsi leur résistance au feu.

Enfin, l'analyse thermomécanique a révélé des déplacements verticaux et horizontaux significatifs sous l'effet combiné du feu et des dommages sismiques. Les scénarios d'IPS ont abouti à des effondrements plus précoces que ceux observés dans le cas du feu seul. Cela montre l'importance de considérer l'impact des événements sismiques sur la performance des structures en béton armé en situation d'incendie.

Ces résultats mettent en lumière la vulnérabilité accrue des structures endommagées par un séisme face à un incendie et soulignent la nécessité de prendre en compte les effets combinés dans les évaluations de la sécurité des structures. Ils fournissent également des indications essentielles pour l'amélioration des méthodes de conception et de renforcement des structures en béton armé afin de garantir leur résilience face aux catastrophes naturelles et aux incendies.

Etude paramétrique

1.24. Introduction

Ce chapitre est consacré à une étude paramétrique approfondie qui vise à explorer l'influence de différents paramètres clés sur le comportement des structures en béton armé soumises à des IPSs. Le comportement des structures dans ces conditions extrêmes dépend d'un ensemble complexe de paramètres, et leur étude permet de mieux comprendre les mécanismes de résistance et de défaillance dans un contexte où les structures ont déjà subi des dommages significatifs en raison d'un séisme. L'analyse paramétrique permet d'isoler et d'examiner l'effet de chaque paramètre sur la réponse structurelle.

Parmi les principaux paramètres étudiés figure le type de dommage subi par la structure après un séisme. Les séismes provoquent des fissures, des déplacements de matériaux, et parfois des effondrements partiels qui altèrent la capacité portante des structures. Ces dommages initiaux réduisent considérablement la résistance des éléments porteurs en béton armé, surtout lorsqu'ils sont ensuite exposés à un incendie. Cette étude prendra en compte différents niveaux de dommage, du léger au sévère, afin de quantifier leur impact sur la résistance résiduelle de la structure. Comprendre cet impact est essentiel pour évaluer correctement la vulnérabilité post-sismique des bâtiments.

Un autre paramètre critique est le déplacement inter-étages, qui mesure la déformation globale de la structure après un séisme. Ce déplacement est un indicateur direct de la flexibilité et des zones de concentration des contraintes dans la structure. Des niveaux élevés de déplacement inter-étages peuvent indiquer des risques accrus de défaillance lors d'une exposition à des incendies. L'analyse s'attardera sur les conséquences de différents niveaux de déplacement inter-étages sur la capacité de la structure à supporter une exposition prolongée à des températures élevées, en particulier en termes de stabilité et de perte de portance.

La charge verticale, exprimée en pourcentage de la capacité portante de la structure, constitue un autre facteur déterminant dans cette étude paramétrique. Avant même l'occurrence d'un incendie, la structure porte des charges liées à l'usage normal du bâtiment. En fonction du niveau de ces charges, la structure peut réagir différemment aux contraintes thermiques. Les charges élevées peuvent aggraver la propagation des fissures ou accélérer la déformation des éléments porteurs pendant un incendie. Ainsi, plusieurs niveaux de charge seront étudiés pour examiner leurs effets sur la résistance globale des structures en béton armé soumises à des IPSs.

Enfin, les scénarios d'incendie représentent un autre paramètre essentiel dans cette étude. Les incendies peuvent se manifester sous diverses formes, affectant des zones spécifiques de la

structure ou s'étendant sur une plus grande surface. Dans cette étude, plusieurs scénarios d'incendie sont simulés. Ces scénarios permettront de mieux comprendre comment la distribution de la chaleur et les contraintes thermiques affectent des structures partiellement endommagées et aideront à déterminer les scénarios les plus critiques.

L'objectif principal de cette étude paramétrique est d'offrir une compréhension approfondie des interactions entre ces différents paramètres et leur impact combiné sur la capacité des structures en béton armé à résister aux IPSs. Les résultats obtenus fourniront des informations précieuses pour améliorer la conception des bâtiments, renforcer les méthodes de protection contre les incendies et proposer des stratégies de renforcement des structures ayant subi des dommages sismiques.

1.25. Analyse thermique

L'analyse thermique des structures en béton armé soumises à des IPSs est essentielle pour comprendre les effets du feu sur l'intégrité des matériaux et la résistance globale des éléments structuraux. Dans cette section, nous allons examiner la propagation de la chaleur à travers différentes configurations des éléments structurels, en considérant à la fois les sections endommagées par un séisme préalable et les sections intactes. Les analyses porteront notamment sur les poutres et les poteaux, avec des expositions au feu sur différentes faces. En particulier, les cas de poutres exposées au feu sur deux et trois faces seront explorés, ainsi que les poteaux exposés sur deux, trois et quatre faces. L'objectif est d'analyser la distribution des températures dans ces différentes configurations, afin d'évaluer l'impact de l'endommagement sismique sur la résistance thermique des structures. Les résultats permettront également de mieux comprendre comment l'intégrité du béton et des armatures est affectée par l'exposition prolongée au feu, influençant ainsi la capacité portante des structures en béton armé.

La Figure 0-1 et la Figure 0-2 montrent respectivement les profils de température dans les sections des poutres endommagées et non-endommagées dans les cas de 2 et 3 faces exposées au feu. Les poutres ont été soumises à deux scénarios d'exposition au feu : le premier avec deux faces exposées et le second avec trois faces exposées. Les profils de température obtenus pour les sections endommagées et non endommagées des poutres montrent une différence significative dans la manière dont la chaleur pénètre à travers la section.

Dans le cas des sections non endommagées, la température augmente rapidement près des surfaces exposées, tandis que le cœur de la poutre reste relativement froid pendant les premières phases de l'exposition au feu. Après 60 minutes, on observe que la chaleur a pénétré plus

profondément dans la section, mais un gradient thermique important persiste, en particulier pour les poutres exposées uniquement sur deux faces. Les poutres avec trois faces exposées montrent une propagation plus rapide de la chaleur dans l'enrobage, mais ce dernier continue à offrir une protection notable à l'acier d'armature.

Pour les sections endommagées, le retrait de l'enrobage dans les zones endommagées permet une pénétration beaucoup plus rapide de la chaleur, surtout au niveau des armatures. À 60 minutes, les températures dans les sections endommagées sont nettement plus élevées que celles des sections non endommagées, notamment dans les zones où l'acier est directement exposé au feu. Les poutres exposées sur trois faces montrent une augmentation rapide des températures, atteignant des niveaux critiques dans l'acier d'armature bien avant les sections non endommagées. Ces observations montrent clairement que le dommage structural causé par le séisme réduit considérablement la capacité des poutres à résister aux températures élevées.

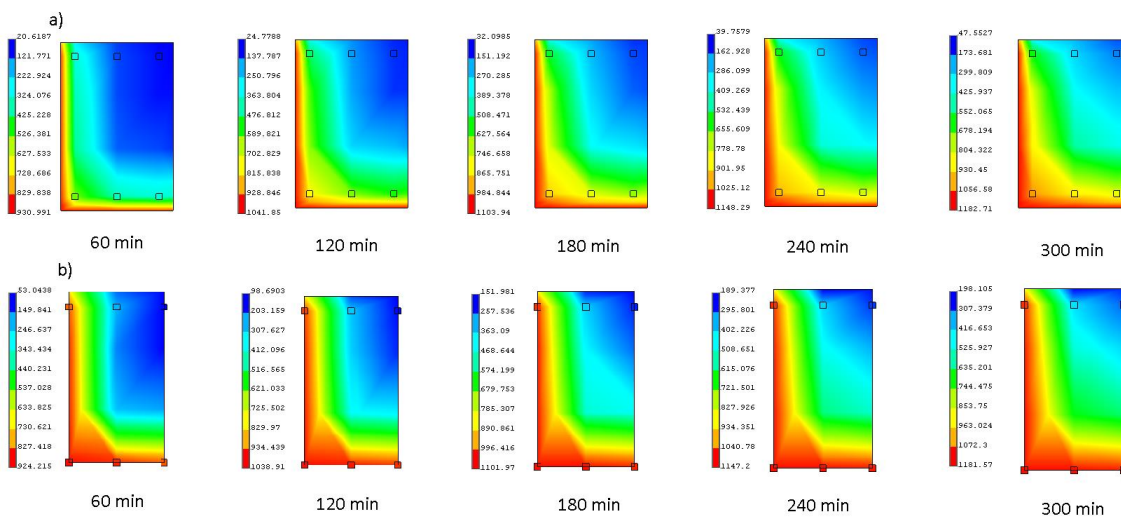


Figure 0-1. Profils de température des poutres avec 2 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées

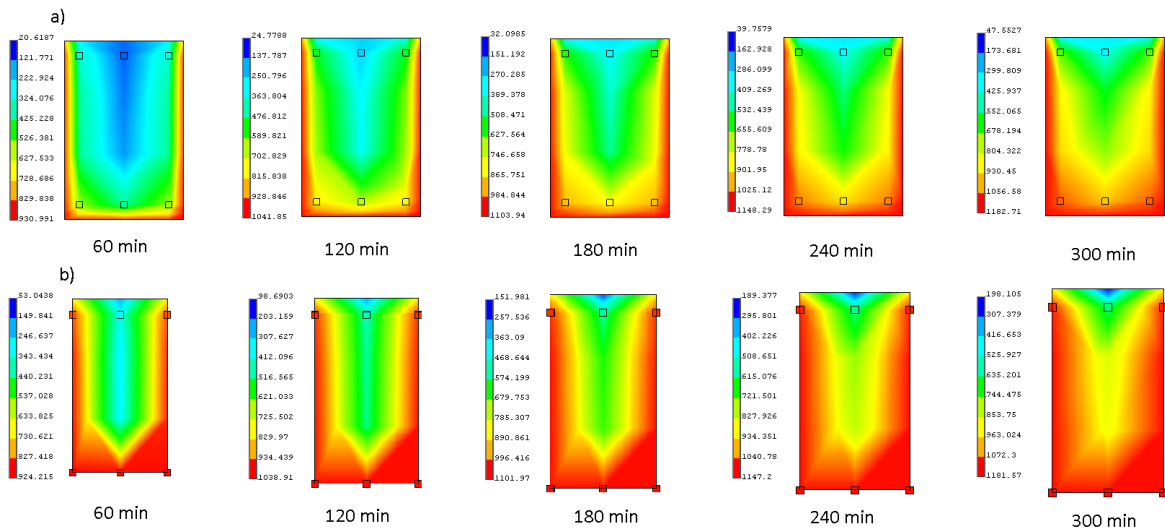


Figure 0-2. Profils de température des poutres avec 3 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées

Pour les poteaux, les scénarios d'exposition au feu incluent des sections exposées sur deux, trois et quatre faces. Les résultats des simulations thermiques montrent que le nombre de faces exposées influence de manière significative la distribution de la chaleur dans les sections endommagées et non endommagées, Figure 0-3, Figure 0-4 et Figure 0-5.

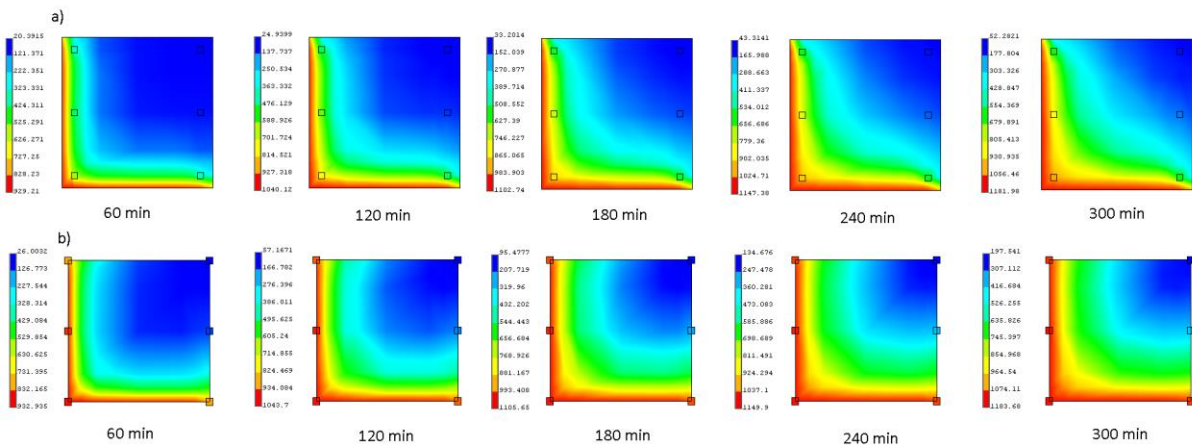


Figure 0-3. Profils de température des poteaux avec 2 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées

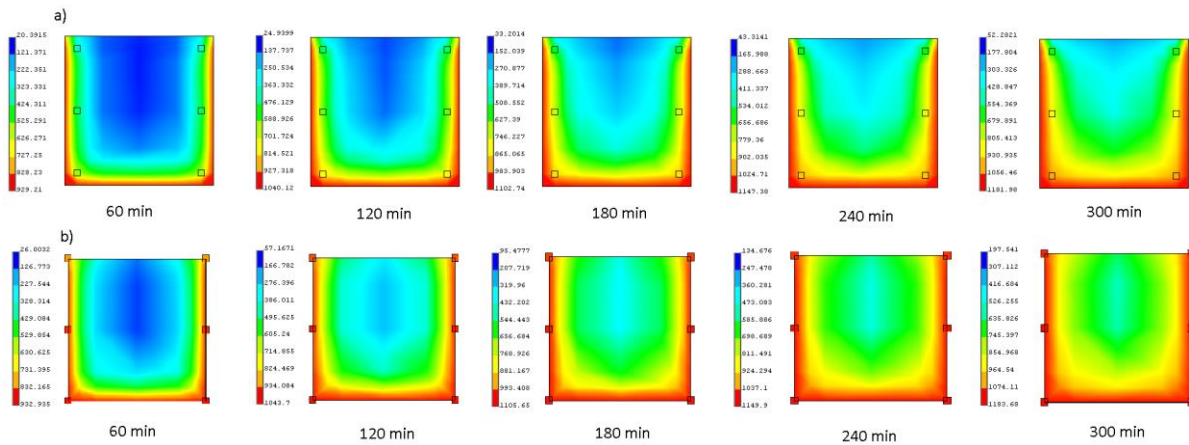


Figure 0-4. Profils de température des poteaux avec 3 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées

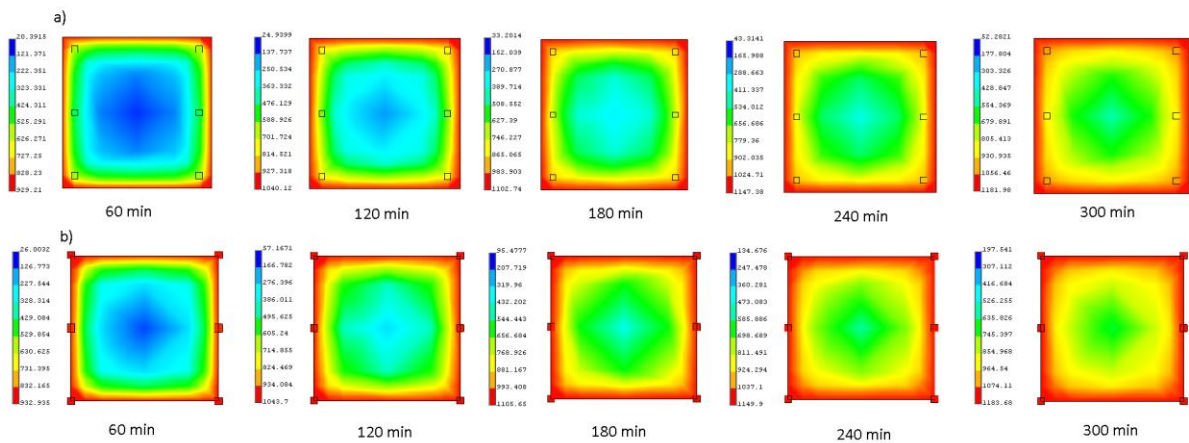


Figure 0-5. Profils de température des poteaux avec 4 faces exposées au feu ; a) sections intactes, b) sections endommagées

Dans les sections non endommagées, les poteaux exposés à un feu sur seulement deux faces présentent une propagation relativement lente de la chaleur vers le cœur de la section. À 60 minutes, la température reste basse au centre du poteau, tandis que les zones proches des surfaces exposées montrent une élévation thermique importante. Les poteaux exposés sur trois ou quatre faces subissent une pénétration thermique plus rapide, avec des gradients thermiques prononcés à mesure que la chaleur se propage plus profondément dans la section.

Dans les sections endommagées, l'absence de l'enrobage accélère la pénétration de la chaleur. Les poteaux exposés à un feu sur trois ou quatre faces présentent des températures élevées dans les armatures dès les premières phases d'exposition. Après 120 minutes, les sections endommagées montrent des températures largement supérieures à celles des sections non endommagées, avec des gradients thermiques moins prononcés, indiquant que la chaleur a pénétré plus uniformément dans la section en raison de la réduction de la capacité isolante du béton.

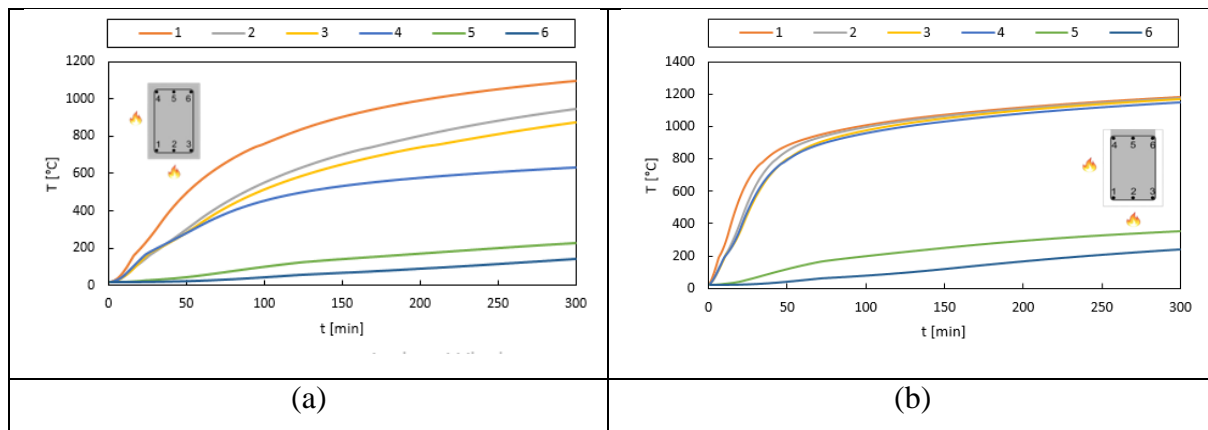


Figure 0-6. Variation de température des armatures en acier en fonction du temps pour les poutres avec 2 faces exposées au feu : a) section intacte, b) section endommagée

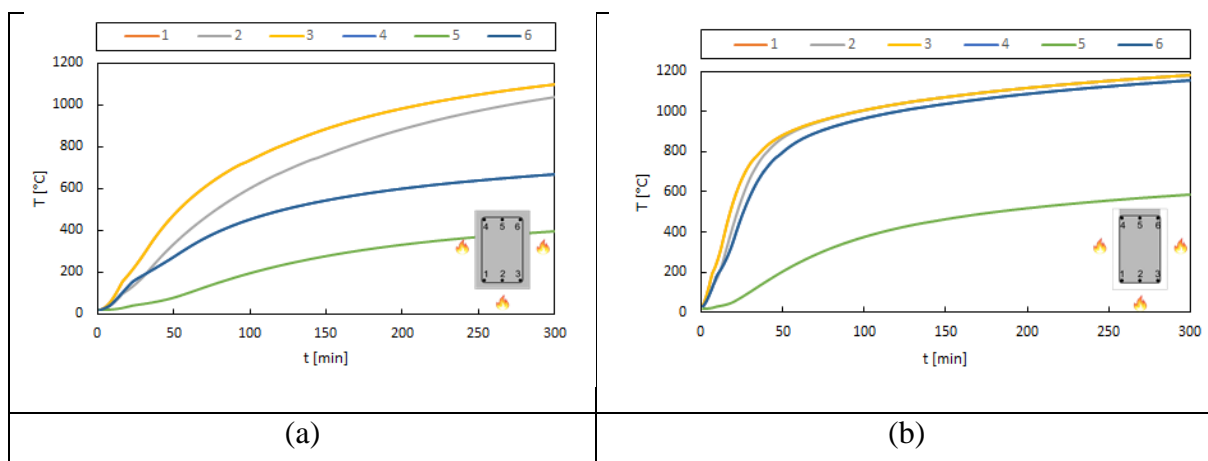


Figure 0-7. Variation de température des armatures en acier en fonction du temps pour les poutres avec 3 faces exposées au feu : a) section intacte, b) section endommagée

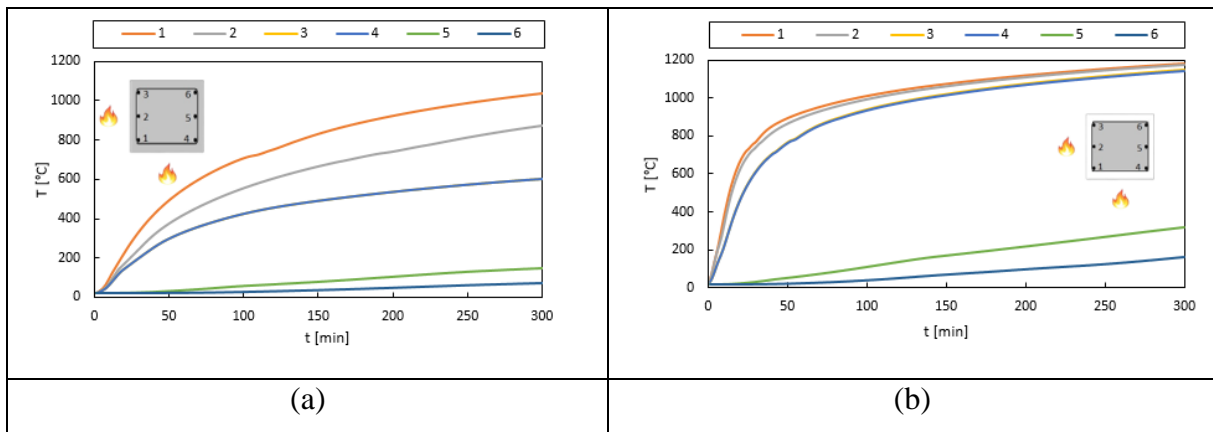


Figure 0-8. Variation de température des armatures en acier en fonction du temps pour les poteaux avec 2 faces exposées au feu : a) section intacte, b) section endommagée

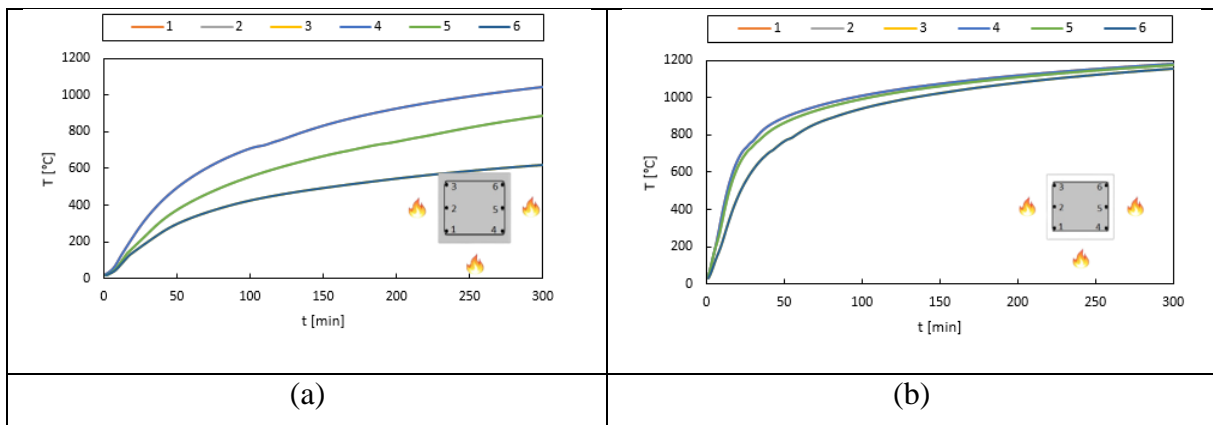


Figure 0-9. Variation de température des armatures en acier en fonction du temps pour les poteaux avec 3 faces exposées au feu : a) section intacte, b) section endommagée

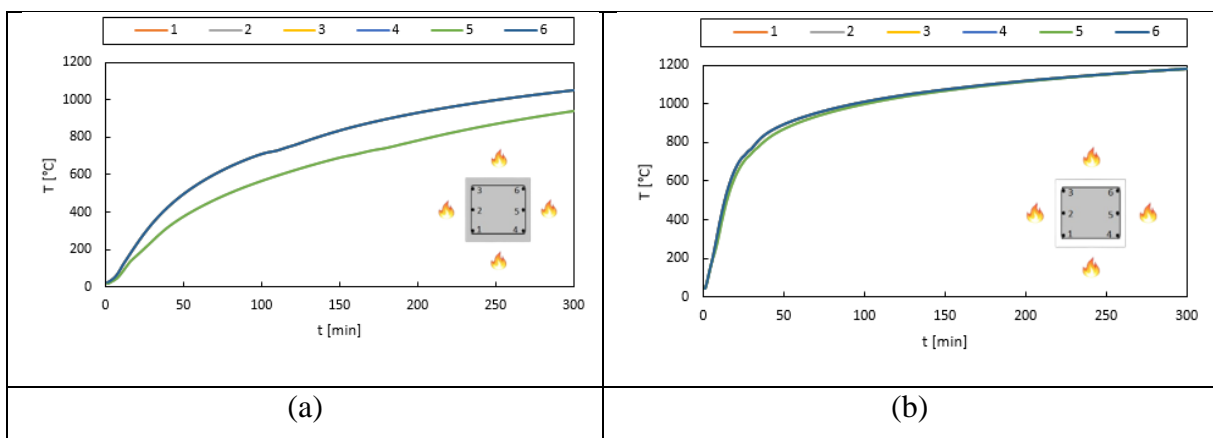


Figure 0-10. Variation de température des armatures en acier en fonction du temps pour les poteaux avec 4 faces exposées au feu : a) section intacte, b) section endommagée

Les Figure 0-6 à Figure 0-10 montrent l'évolution de la température des armatures en acier fonction du temps pour les sections de poutres et de poteaux intactes et endommagées.

L'évolution des températures dans les éléments d'armature des poutres et poteaux exposés au feu varie en fonction du nombre de faces exposées et de l'état des sections (intactes ou endommagées).

Dans le cas des poutres exposées au feu sur deux faces, les résultats montrent une différence notable entre les sections intactes et endommagées. Après une heure d'exposition au feu, les éléments d'armature dans la section intacte présentent des températures relativement modérées, avec des valeurs de 576°C, 369°C, 346°C, 330°C, 56°C et 27°C pour les barres d'armature 1, 2, 3, 4, 5 et 6 respectivement. En revanche, dans la section endommagée, où l'enrobage en béton est absent, les températures des mêmes éléments augmentent significativement, atteignant 916°C, 898°C, 857°C, 849°C, 142°C et 49°C, pour les barres 1, 2, 3, 4, 5 et 6 respectivement. Cette différence de comportement thermique entre les sections intactes et endommagées met en évidence l'influence de la perte de la couverture en béton sur la capacité des éléments d'armature à dissiper la chaleur, en particulier pour les éléments plus proches de la surface exposée. Les éléments d'armature 3 et 4 montrent une évolution similaire, soulignant la distribution homogène des températures dans ces zones.

Pour les poutres exposées au feu sur trois faces, l'écart entre les sections intactes et endommagées se manifeste également de manière prononcée. Dans la section intacte, les températures des éléments d'armature après une heure d'exposition atteignent 408°C, 553°C, 105°C et 324°C pour les éléments 2, 3, 5 et 6 respectivement. Cependant, dans la section endommagée, les mêmes éléments montrent une élévation thermique bien plus marquée, avec des températures de 912°C, 918°C, 250°C et 854°C. Ce comportement montre que la perte de l'enrobage en béton amplifie l'exposition des armatures au feu, entraînant une élévation rapide de la température. Notamment, les éléments d'armature 1 et 3 ainsi que 4 et 6, dans les sections intactes et endommagées, suivent des tendances d'évolution de température similaires, mettant en lumière l'impact symétrique de l'exposition au feu en fonction de la position des armatures dans la section transversale de la poutre.

Pour les poteaux, l'évolution des températures varie également en fonction du nombre de faces exposées au feu. Lorsqu'un poteau est exposé au feu sur deux faces, les éléments d'armature dans la section intacte montrent des températures de 558°C, 425°C, 334°C, 34°C et 21°C pour les éléments 1, 2, 4, 5 et 6 respectivement, après une heure d'exposition. Dans la section

endommagée, ces mêmes éléments d'armature atteignent des températures plus élevées, avec des valeurs de 927°C, 901°C, 812°C, 63°C et 25°C. Cela démontre que, tout comme dans le cas des poutres, les sections endommagées des poteaux sont plus vulnérables à la montée en température en raison de la disparition de l'enrobage en béton. Les éléments d'armature 3 et 4 suivent des tendances similaires dans les deux cas, montrant une évolution homogène des températures au sein de ces éléments.

Enfin, lorsqu'un poteau est exposé au feu sur trois faces, les éléments d'armature dans la section intacte présentent des températures de 557°C, 426°C et 335°C pour les éléments 4, 5 et 6 respectivement, tandis que dans la section endommagée, ces mêmes éléments atteignent des températures bien plus élevées, à savoir 926°C, 902°C et 813°C. De plus, pour les poteaux exposés au feu sur quatre faces, les éléments d'armature 5 et 6 dans la section intacte présentent des températures de 430°C et 558°C, tandis que dans la section endommagée, ces températures montent à 903°C et 927°C respectivement. Cela souligne l'impact significatif de l'exposition au feu sur les éléments structurels, particulièrement dans les sections endommagées où la capacité de dissipation thermique est fortement réduite. Dans tous les cas, les éléments d'armature suivent des schémas d'évolution thermique similaires en fonction de leur position dans la section transversale du poteau, que ce soit pour les sections intactes ou endommagées, ce qui reflète un comportement thermique cohérent et symétrique dans la réponse au feu.

Ces résultats soulignent l'importance du béton en tant que protection thermique pour les éléments en béton armé. Les sections endommagées, où l'enrobage a été retiré à la suite des dommages sismiques, montrent une vulnérabilité accrue face à l'exposition au feu. Les températures atteintes dans les armatures des poutres et des poteaux endommagés sont considérablement plus élevées que dans les sections non endommagées, ce qui réduit leur capacité portante pendant un incendie. De plus, le nombre de faces exposées au feu joue un rôle crucial dans la rapidité de la montée en température à l'intérieur des éléments structurels. Les poteaux exposés sur quatre faces, ainsi que les poutres exposées sur trois faces, sont particulièrement vulnérables à l'effondrement rapide en raison de la dissipation limitée de la chaleur.

Ces observations mettent en évidence l'importance de prendre en compte les dommages sismiques et les conditions d'exposition au feu lors de l'évaluation de la résistance au feu des structures en béton armé.

1.26. Analyse thermomécanique

L'analyse thermomécanique permet d'évaluer l'effet combiné des contraintes thermiques et mécaniques sur les structures en béton armé endommagées par un séisme, puis exposées à un incendie. Après un séisme, les éléments structurels, tels que les poutres et les poteaux, subissent des dommages qui affectent leur capacité portante et leur comportement face à des charges supplémentaires, notamment celles induites par la chaleur d'un IPS. Cette partie examine l'influence de ces conditions sur la stabilité des structures en analysant la résistance mécanique des éléments sous l'effet des températures élevées, tout en tenant compte de l'endommagement préexistant.

Les interactions entre les phénomènes thermiques et mécaniques sont cruciales pour comprendre le processus de dégradation des matériaux de construction. L'exposition au feu entraîne des gradients de température au sein des éléments structurels, provoquant la dilatation thermique des matériaux et, éventuellement, leur rupture si des seuils critiques sont atteints. Ces déformations thermiques s'ajoutent aux contraintes mécaniques résiduelles issues du séisme, ce qui modifie considérablement le comportement des structures.

Les effets des différents paramètres sur les performances thermomécaniques des structures en béton armé sont analysés en permettant une meilleure compréhension de la réaction des structures à la combinaison de ces facteurs. Cette analyse permet aussi d'identifier les mécanismes de rupture liés à l'interaction entre les dommages sismiques et les incendies.

1.26.1. Déplacements horizontaux

Les déplacements horizontaux constituent un indicateur clé de l'intégrité structurelle lors de l'exposition des bâtiments en béton armé à un IPS. Ces déplacements sont influencés à la fois par les dommages initiaux causés par le séisme et par les déformations thermiques résultant de l'exposition au feu. Cette section se concentre sur l'évolution des déplacements horizontaux des portiques en fonction du temps, sous l'influence des trois scénarios d'incendie étudiés. Elle aborde à la fois le comportement du portique non-endommagé n'ayant pas subi de déplacement inter-étage préalable et celui du portique non-endommagé ayant été affecté par 2 % de déplacement inter-étage, simulant ainsi les effets d'une charge sismique précédente sur la structure.

Les courbes obtenues pour ces différentes configurations montrent des comportements distincts mais suivent des tendances similaires pour un même portique, qu'il s'agisse de l'une ou l'autre

des situations envisagées. Dans le cas des structures non-endommagées, les déplacements horizontaux augmentent graduellement sous l'effet de l'exposition au feu, et ce pour les trois scénarios d'incendie. La comparaison des portiques qui ont subi un déplacement inter-étage de 2 % révèle toutefois une légère différence dans la magnitude des déplacements, mais la tendance globale des courbes demeure similaire.

Un élément particulier à noter est que pour les portiques ayant été préalablement soumis à un déplacement horizontal lié à une sollicitation sismique, on observe un pic caractéristique au temps 0 dans les figures Figure 0-14Figure 0-15Figure 0-16. Ce pic traduit l'effet du chargement-déchargement sismique initial, qui reflète la phase de sollicitation sismique précédant l'exposition à l'incendie. Cela illustre clairement l'impact d'une action sismique préalable sur le comportement structural en présence d'IPSS, et met en évidence les différences de réponse entre les portiques endommagés par déplacement inter-étage et ceux restés intacts après le séisme.

Ainsi, l'analyse des déplacements horizontaux permet de mieux comprendre l'influence des différents niveaux de dommage et des scénarios d'incendie sur la stabilité des structures en béton armé, que ce soit dans un contexte sismique ou post-sismique.

Le reste des courbes correspondant à d'autres configurations et scénarios d'incendie est présenté dans l'annexe A, et elles peuvent être discutées de manière similaire en tenant compte des mêmes principes d'analyse.

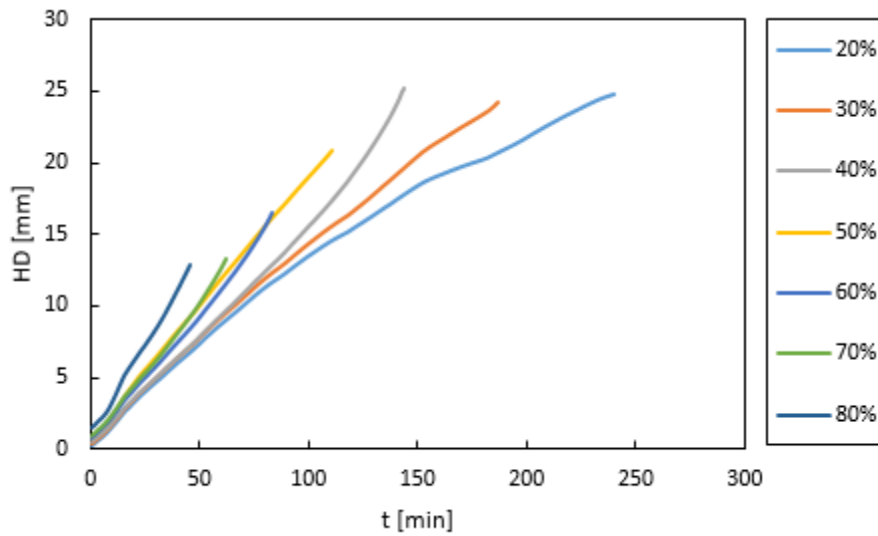


Figure 0-11. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

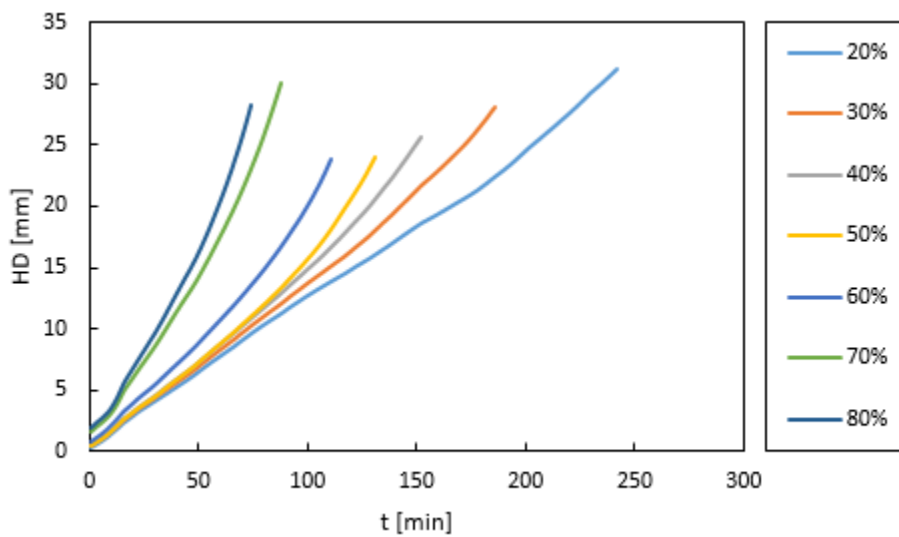


Figure 0-12. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents taux chargements

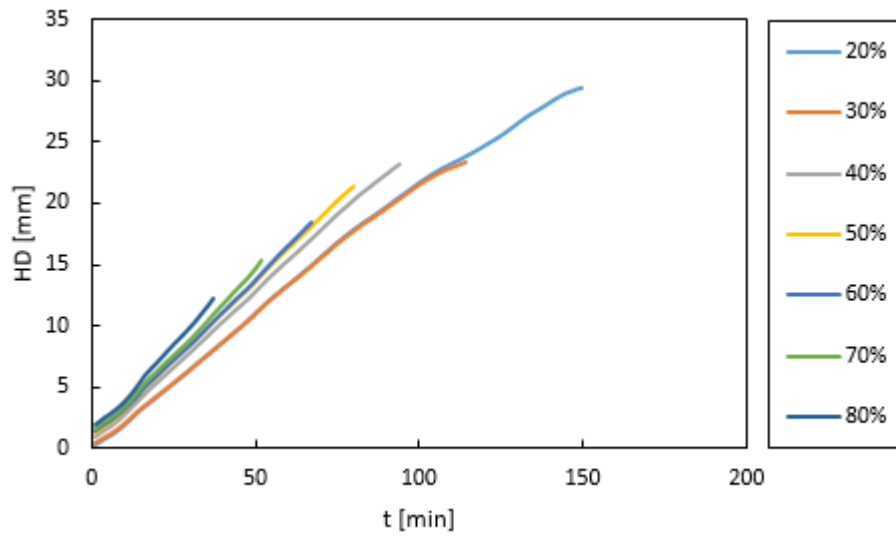


Figure 0-13. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents taux chargements

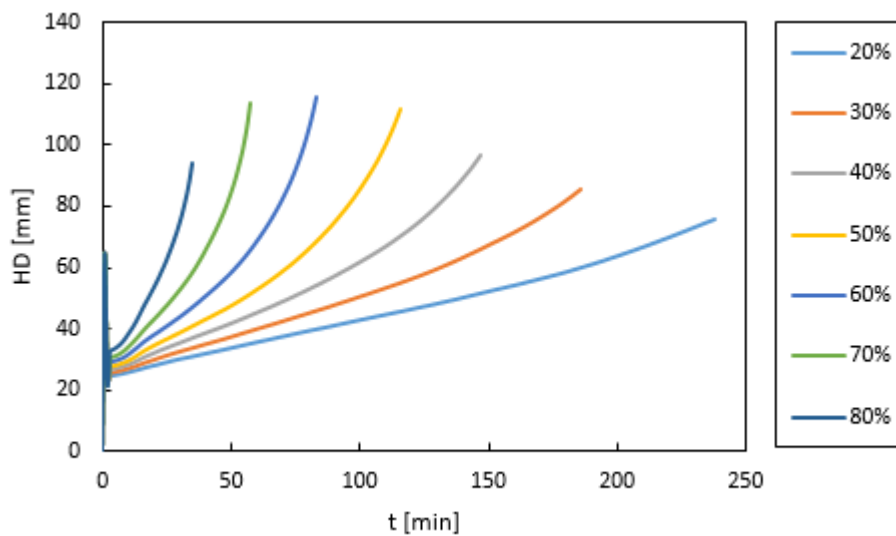


Figure 0-14. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents taux chargements

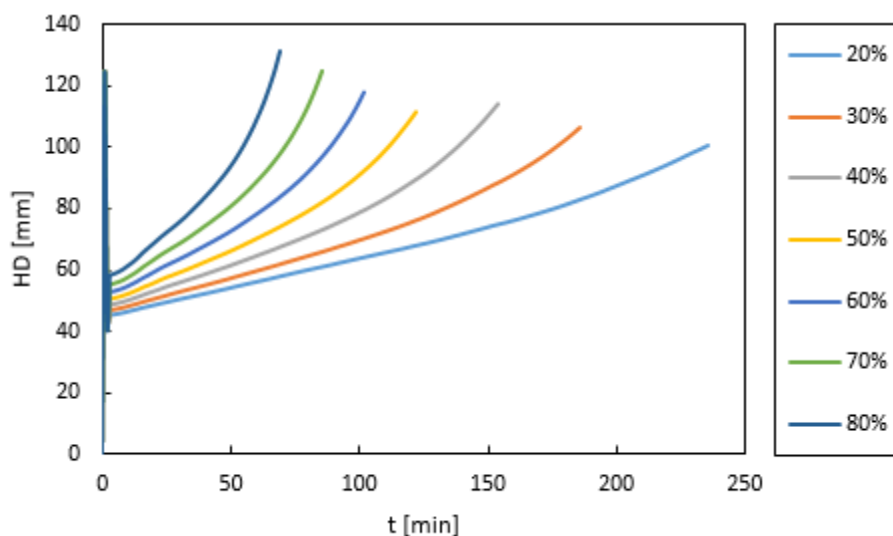


Figure 0-15. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents taux de chargements

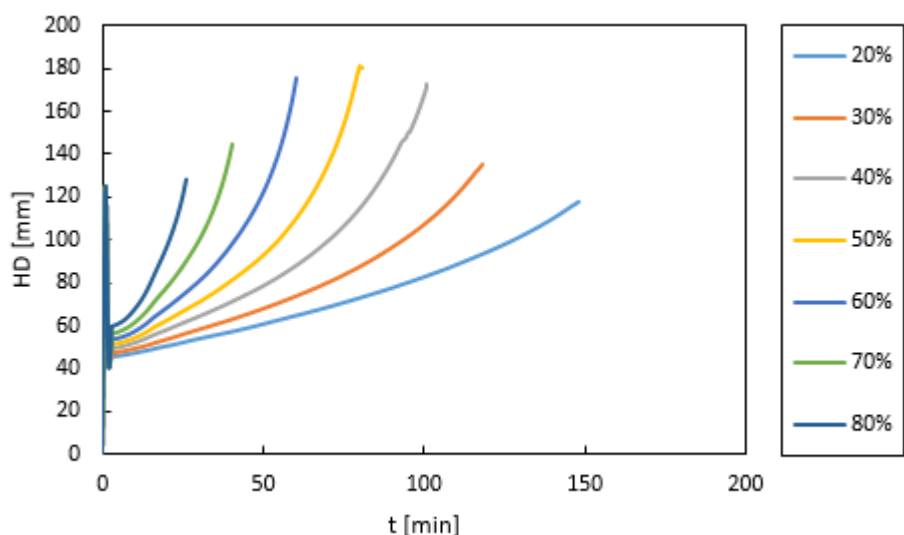


Figure 0-16. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents taux de chargements

1.26.2. Déplacements verticaux

1.26.2.1. Cas des poutres

Cette section se concentre sur l'évolution des déplacements verticaux des poutres en fonction du temps pour les trois scénarios d'incendie, en tenant compte de différentes configurations structurelles. Cette analyse porte à la fois sur le portique non-endommagé, qui n'a pas subi de

déplacement inter-étage préalable, et sur le portique non-endommagé ayant été affecté par un endommagement de 2 % de déplacement inter-étage, afin de simuler l'effet d'une sollicitation sismique antérieure sur le comportement des poutres lors d'un incendie.

Les courbes obtenues montrent clairement les variations des déplacements verticaux des poutres sous l'influence des scénarios d'incendie S1, S2, et S3. Pour les structures qui n'ont pas subis les dérives inter-étages, les déplacements verticaux augmentent progressivement au fil du temps, suivant une tendance similaire à travers les différents scénarios, bien que la magnitude des déplacements varie selon le scénario. En revanche, pour les portiques qui ont subi un déplacement inter-étage de 2 %, les déplacements verticaux des poutres se révèlent être légèrement plus importants, mais la tendance générale reste similaire à celle des portiques non-endommagés. Cela montre que l'endommagement inter-étage affecte principalement l'amplitude des déplacements plutôt que la forme générale de l'évolution des déplacements au cours du temps.

Les courbes correspondant aux autres configurations et scénarios d'incendie sont présentées dans l'annexe A, et elles peuvent être discutées de manière similaire, en suivant les mêmes principes d'analyse pour interpréter l'influence des IPSs sur les déplacements verticaux des poutres.

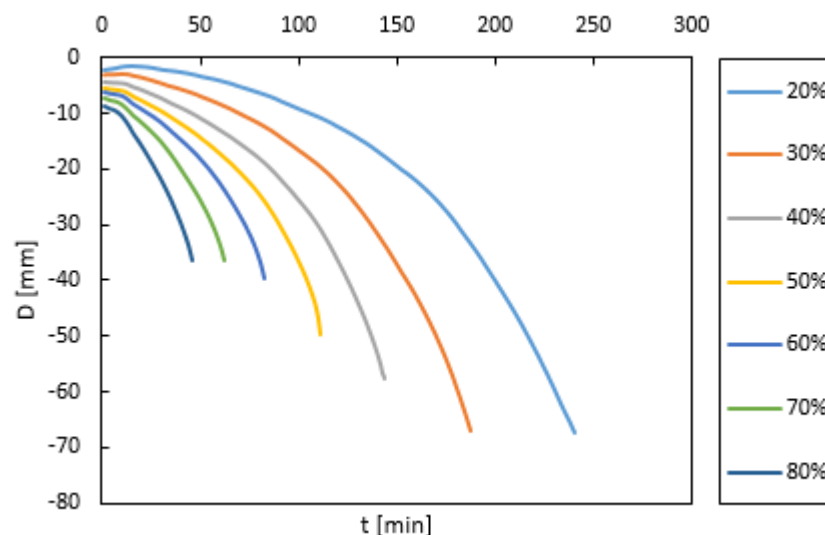


Figure 0-17. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

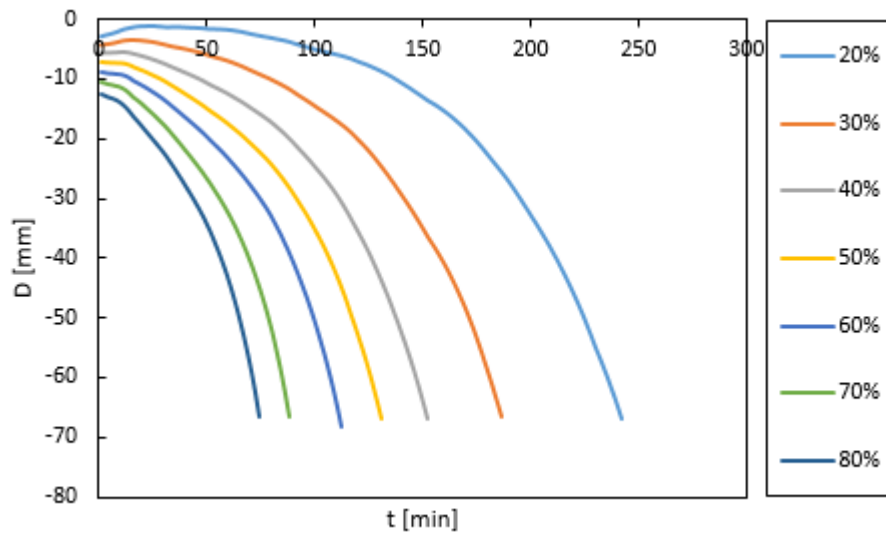


Figure 0-18. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

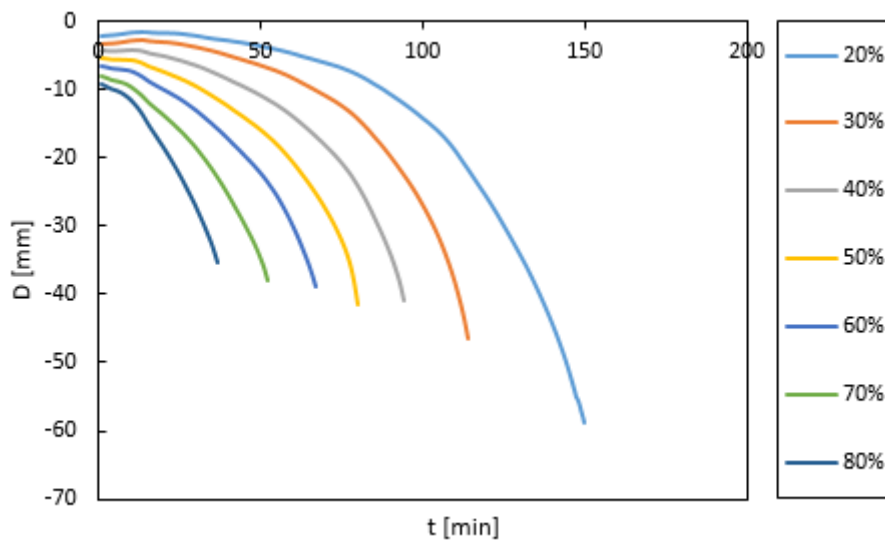


Figure 0-19. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

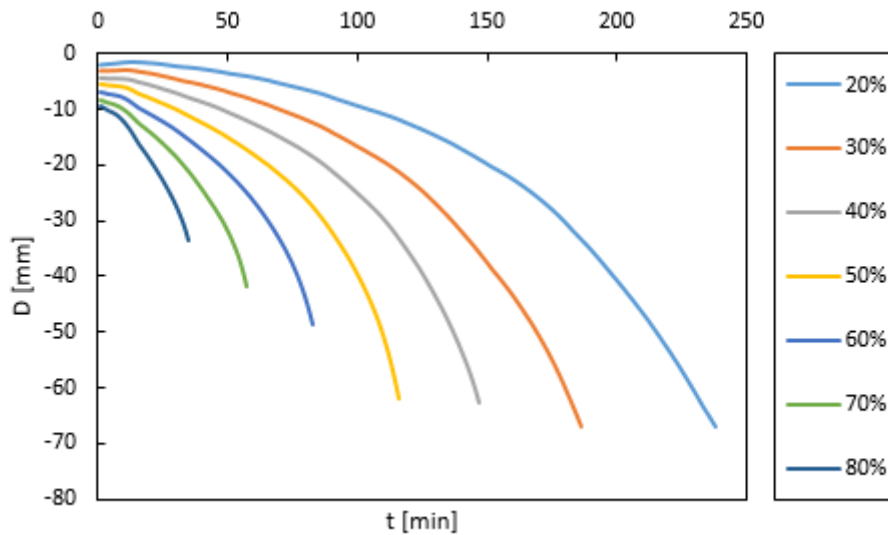


Figure 0-20. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

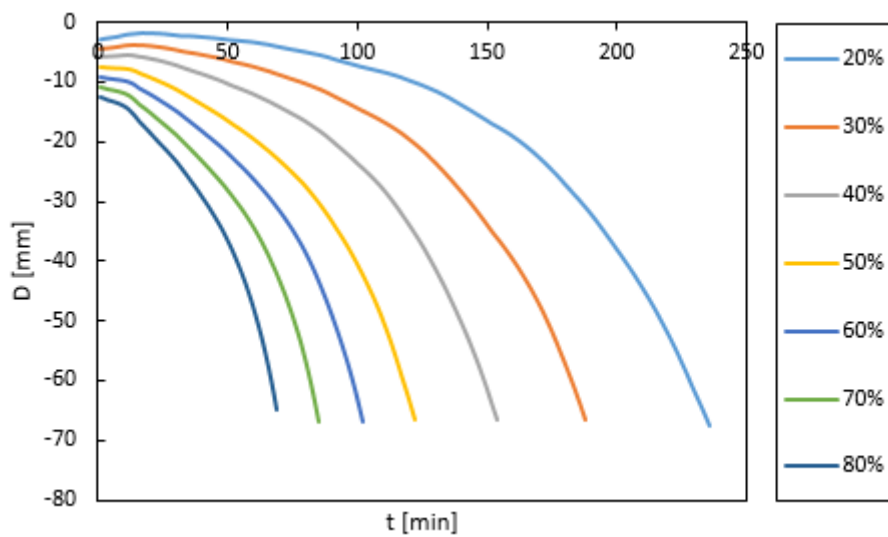


Figure 0-21. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

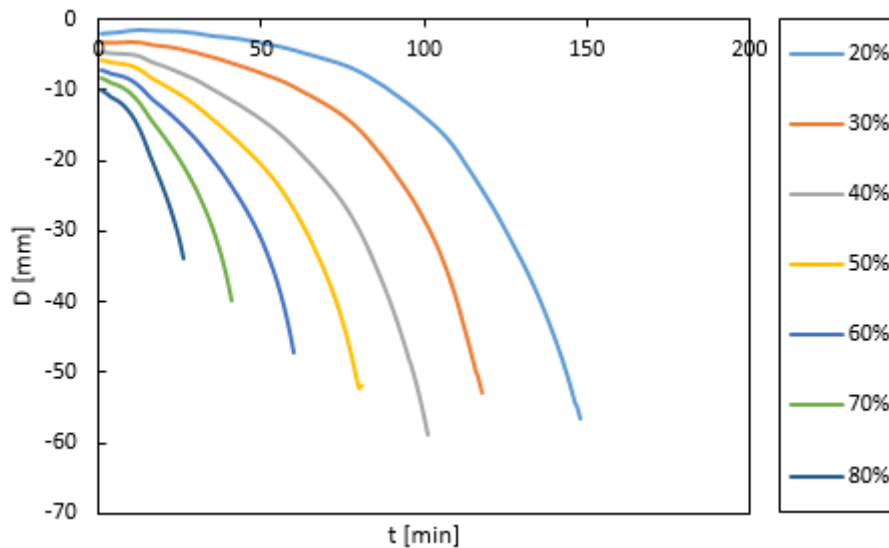


Figure 0-22. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

1.26.2.2. Cas des poteaux

L'analyse se concentre sur l'évolution des déplacements verticaux des poteaux en fonction du temps pour les trois scénarios d'incendie, tout en prenant en compte différentes configurations de charge verticale appliquées à la structure. Les résultats mettent en évidence une tendance caractéristique : une augmentation initiale des déplacements verticaux, particulièrement prononcée pour les niveaux de charge moins élevés, est observée. Cette augmentation est principalement due à la dilatation thermique du béton et de l'acier d'armatures sous l'effet de la montée en température causée par l'exposition au feu.

Cette dilatation thermique, provoquant une expansion initiale des matériaux, est plus marquée dans le scénario S2. Les différentes courbes obtenues pour ce scénario montrent que pour les niveaux de charge de 20%, 30%, et 40%, les déplacements verticaux des poteaux restent positifs jusqu'au moment de la rupture structurelle. Cette observation s'explique par les efforts verticaux appliqués aux poteaux situés au deuxième niveau, qui sont légèrement plus faibles par rapport à ceux appliqués dans les autres scénarios où les déplacements sont déterminés au niveau des poteaux inférieurs (premier niveau). Cela entraîne une réponse différenciée des poteaux supérieurs, qui continuent à se dilater sous l'effet de la chaleur, tandis que les poteaux inférieurs, soumis à des charges plus élevées, tendent à subir une déformation plus rapide menant à un effondrement.

Les résultats obtenus soulignent ainsi l'importance de la répartition des charges verticales et de l'effet de la dilatation thermique, particulièrement dans les niveaux supérieurs de la structure, où les déplacements peuvent différer significativement selon les scénarios d'incendie et les niveaux de charge appliqués. Les autres configurations et courbes obtenues sont présentées dans l'annexe A et peuvent être discutées de manière similaire, avec une attention particulière portée à l'effet des incendies post-sismiques sur les déplacements verticaux des poteaux en béton armé.

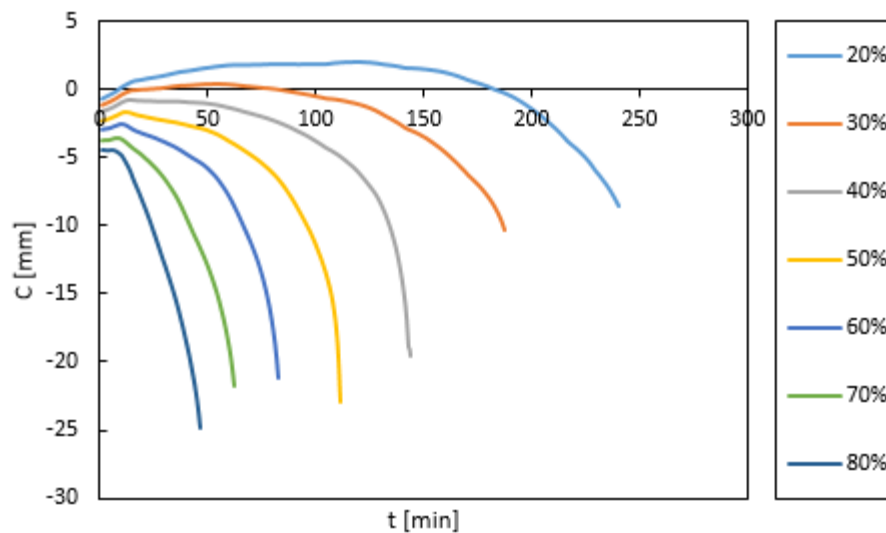


Figure 0-23. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

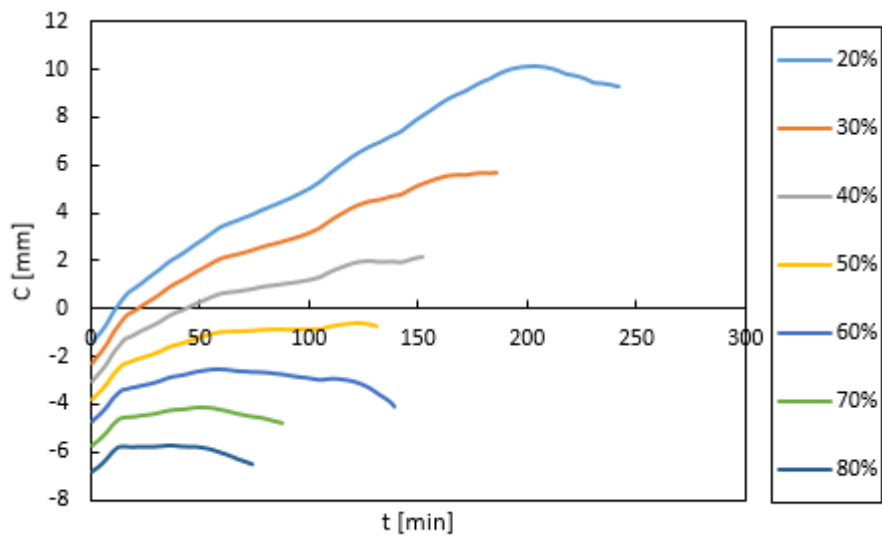


Figure 0-24. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

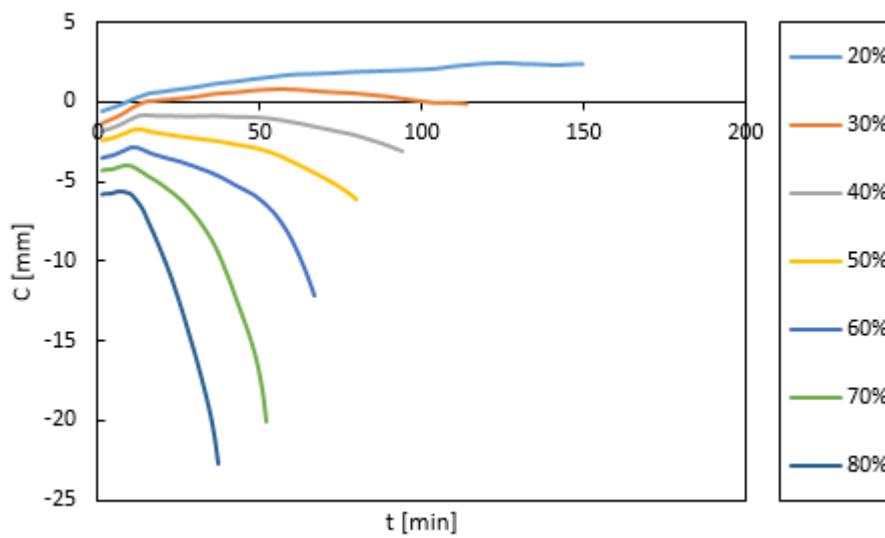


Figure 0-25. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

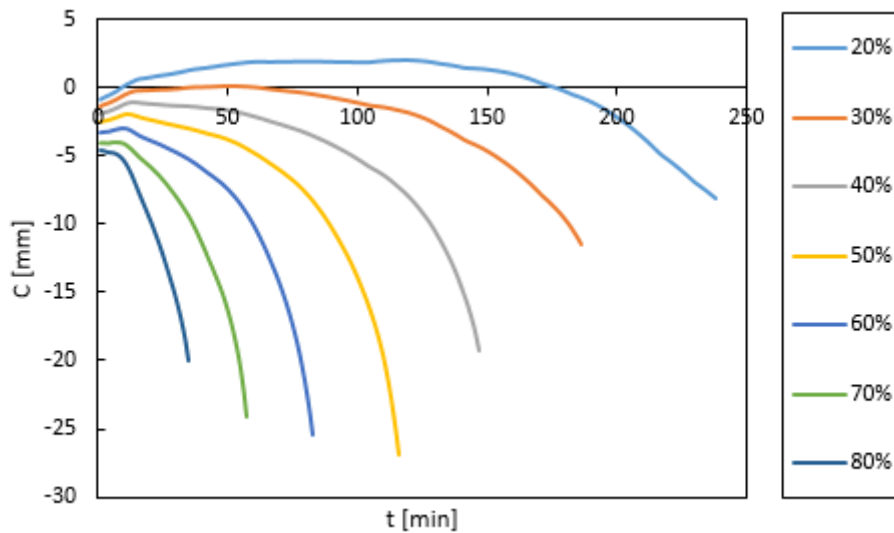


Figure 0-26. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

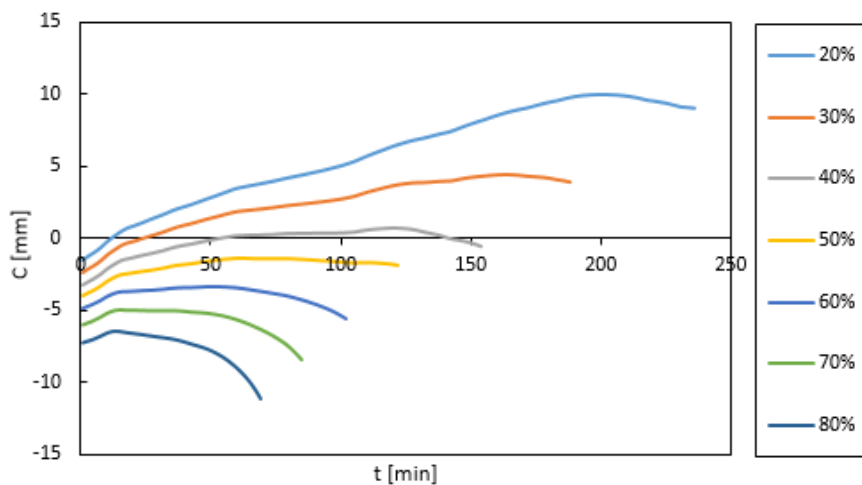


Figure 0-27. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

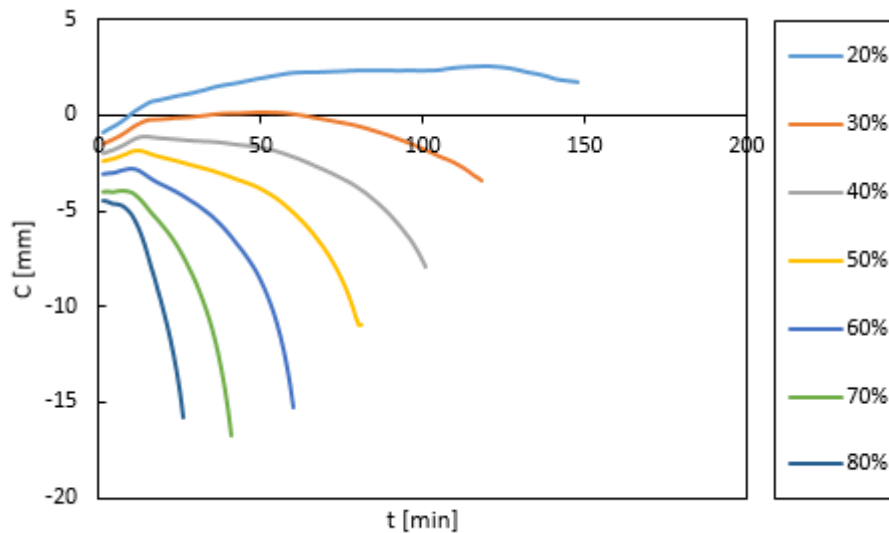


Figure 0-28. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

1.26.3. Effets des différents paramètres

L'analyse thermomécanique réalisée dans cette section met en lumière l'effet crucial de l'endommagement sur la résistance au feu des structures en béton armé, en prenant en compte les deux types d'endommagement (A et B) ainsi que la section intacte des éléments. Comme le montrent les Figures 5-29 à 5-31, l'endommagement consécutif à un séisme, quel que soit le type d'endommagement, impacte considérablement la résistance de la structure lorsqu'elle est soumise à un IPS

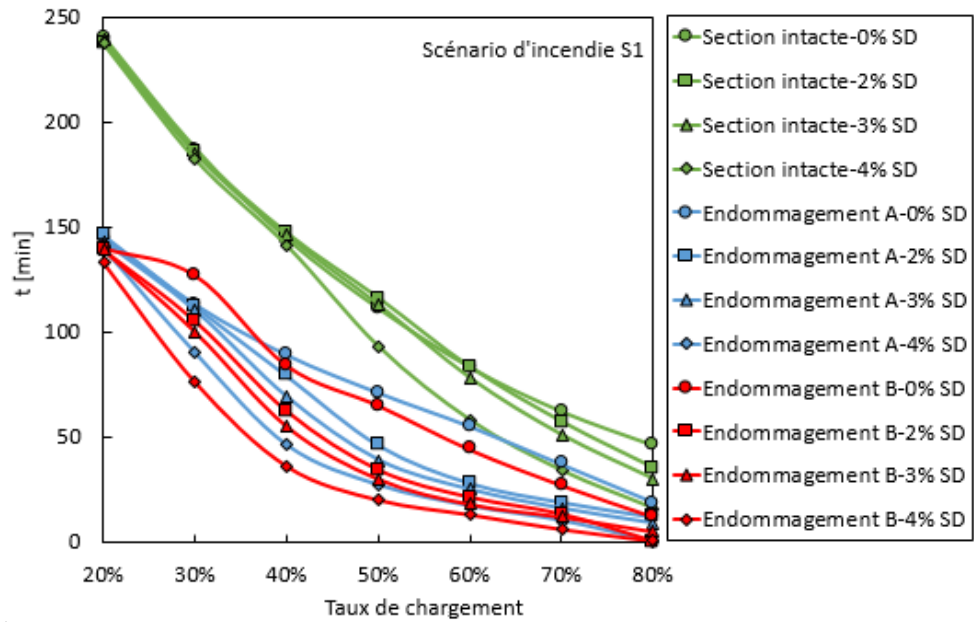


Figure 0-29. Temps en fonction du taux de charge pour les différents types de dommage pour le scénario d'incendie S1

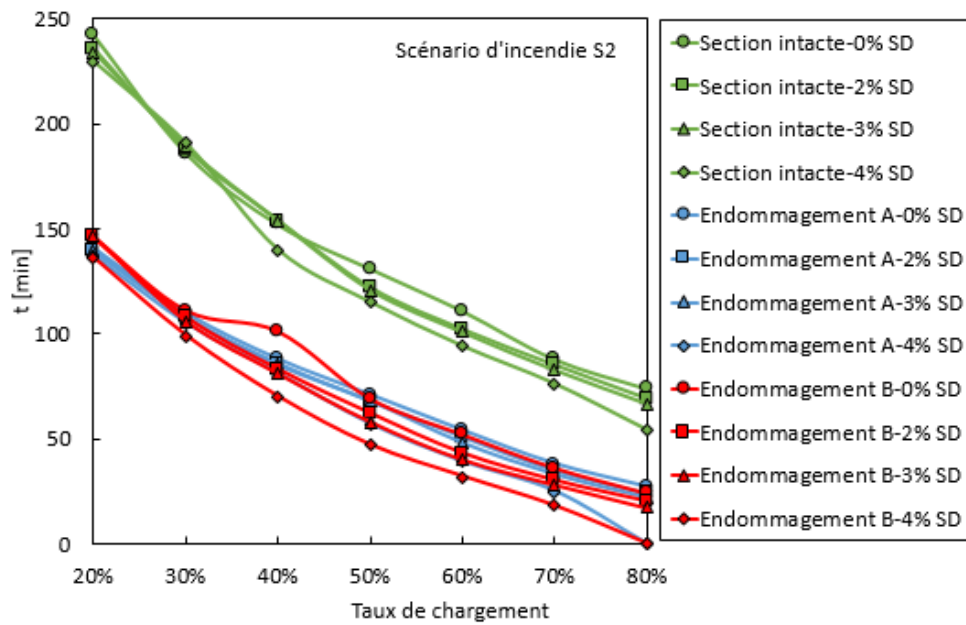


Figure 0-30. Temps en fonction du taux de charge pour les différents types de dommage pour le scénario d'incendie S2

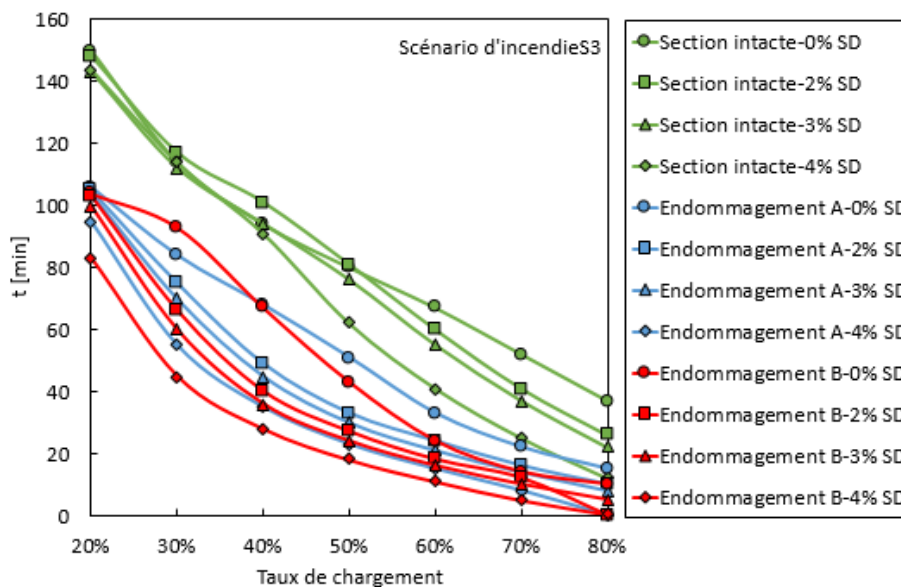


Figure 0-31. Temps en fonction du taux de charge pour les différents types de dommage pour le scénario d'incendie S3

Dans le scénario d'incendie S1, la structure affectée par les dommages de type A et B montre une réduction substantielle de sa résistance au feu. La suppression de l'enrobage en béton expose les barres d'armature à des températures élevées, ce qui accélère la dégradation des matériaux et la perte de capacité portante. Les structures endommagées voient leur temps de résistance au feu diminuer rapidement, et ce, indépendamment du niveau de charge appliqué. Cela souligne l'importance du rôle protecteur du béton dans les structures intactes et la vulnérabilité des zones endommagées.

Le scénario S2 présente une dynamique similaire, où les types d'endommagements A et B affectent significativement la durée de résistance au feu de la structure. Comparées à une structure non endommagée, celles qui sont endommagées perdent jusqu'à 100 minutes de résistance. Cette différence montre que l'endommagement des joints poutre-poteau, où l'enrobage en béton a été retiré, entraîne une plus grande exposition des barres d'armature, réduisant ainsi la capacité de dissipation de chaleur et augmentant le risque d'effondrement.

Dans le scénario S3, l'effet de l'endommagement est encore plus prononcé, notamment en raison de la localisation du feu dans les deux niveaux de la structure. Les dommages de type A et B provoquent une réduction encore plus rapide de la résistance au feu par rapport aux scénarios précédents. Les zones endommagées, particulièrement vulnérables, subissent des hausses de température plus rapides, ce qui conduit à une défaillance précoce.

L'endommagement structurel causé par le séisme, en particulier la perte de l'enrobage en béton, compromet sévèrement la résistance des structures en béton armé aux IPSs. L'exposition accrue des éléments d'armature aux températures élevées réduit leur capacité à supporter des charges, ce qui accélère le processus de défaillance et met en évidence l'importance d'une évaluation rigoureuse de ces zones critiques dans les scénarios post-sismiques.

1.27. Etude probabiliste

Cette section s'intéresse à l'évaluation de la vulnérabilité des structures en béton armé sous l'effet combiné des incendies et des dommages sismiques à travers une analyse probabiliste. Cette approche repose sur l'élaboration de courbes de fragilité, qui permettent de quantifier la probabilité d'effondrement d'une structure en fonction du temps d'exposition au feu, pour différents paramètres d'intérêt tels que le type de dommage, le scénario d'incendie et les niveaux de charges appliquées. Les courbes de fragilité sont représentées sous forme de fonction de distribution cumulative, où l'axe des abscisses correspond au temps d'exposition au feu et l'axe des ordonnées indique la probabilité d'effondrement structural (PE), Figures 5-32 à 5-35.

Ces courbes offrent une vision probabiliste de la performance des structures, intégrant à la fois les incertitudes liées à la résistance au feu et les caractéristiques des dommages sismiques préexistants. L'analyse des courbes met en lumière l'évolution de la probabilité d'effondrement au fil du temps, en prenant en compte les divers paramètres étudiés. Ainsi, cette étude probabiliste permet d'évaluer la robustesse des structures endommagées face à des IPSs, fournissant des indications précieuses sur les risques d'effondrement et les temps de résistance au feu pour différentes configurations structurelles et niveaux de charges.

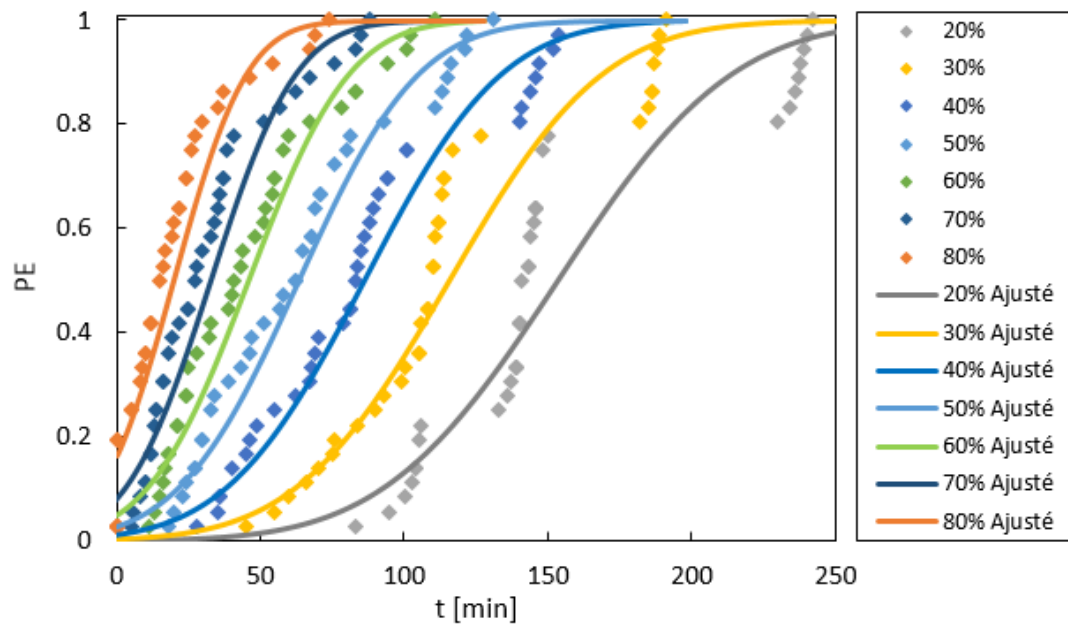


Figure 0-32. Probabilité d'effondrement en fonction du temps pour les différents niveaux de charge

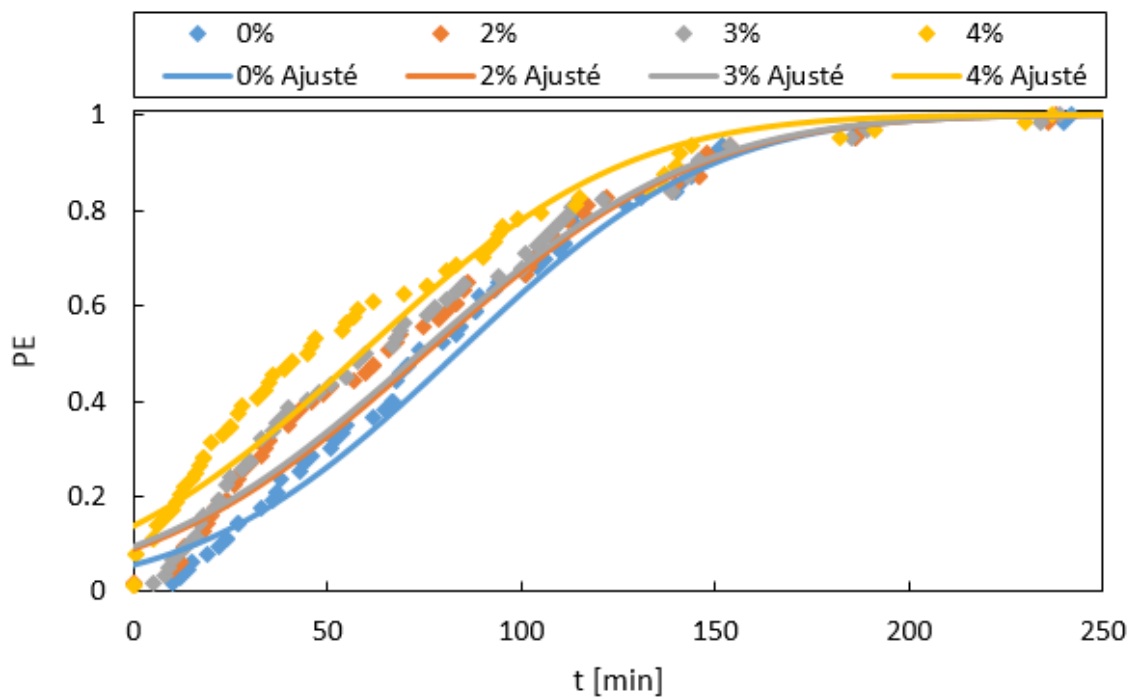


Figure 0-33. Probabilité d'effondrement en fonction du temps pour les différentes dérivées inter-étages

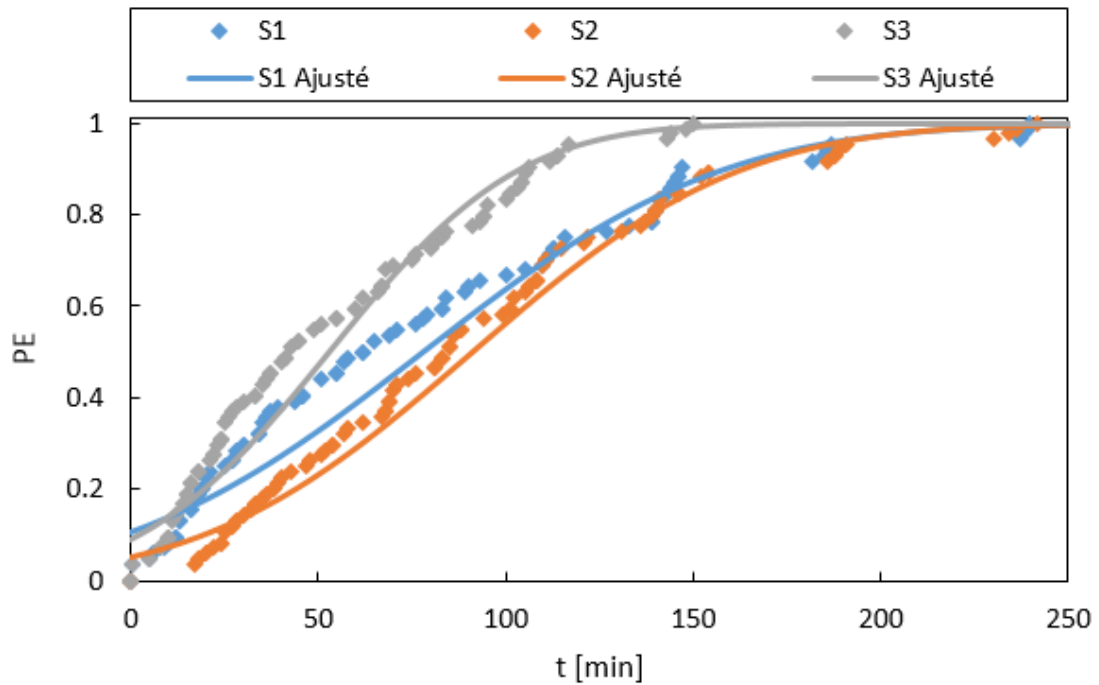


Figure 0-34. Probabilité d'effondrement en fonction du temps pour les différents scénarios d'incendie

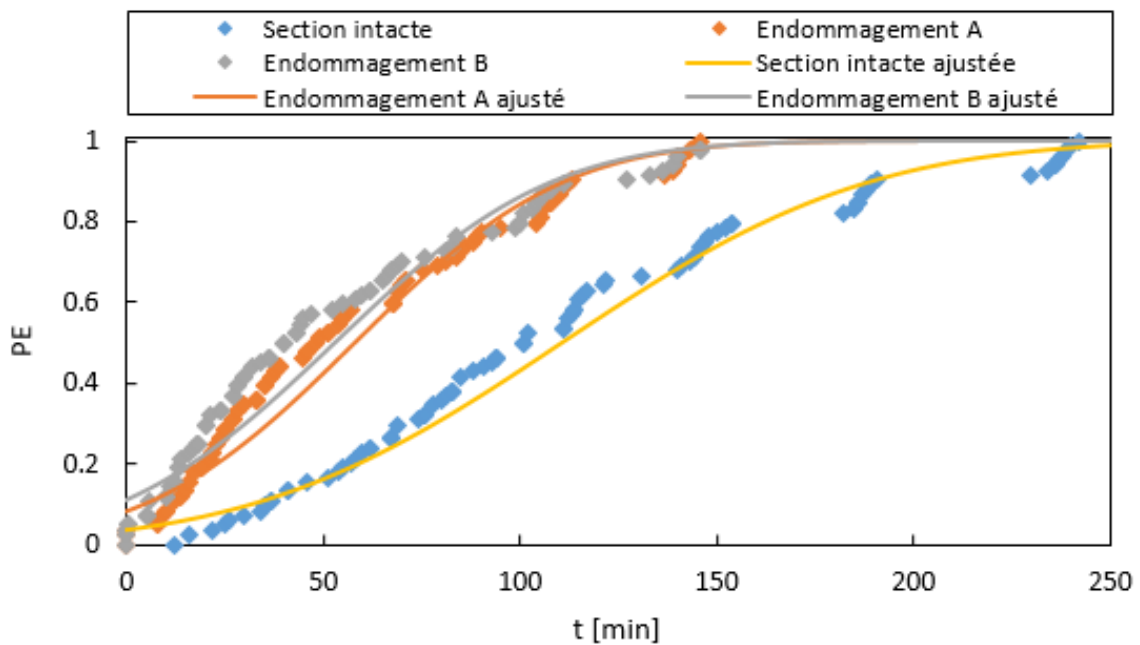


Figure 0-35. Probabilité d'effondrement en fonction du temps pour les différents types de dommages

En analysant les résultats présentés dans la Figure 0-32, il apparaît que, pour des niveaux de charge verticale allant de 20 % à 60 %, les probabilités d'effondrement sont initialement faibles. Cela suggère que, immédiatement après un séisme, les structures conservent une stabilité relative lorsqu'elles sont soumises à des charges modérées, même en présence de feu. En revanche, pour des charges verticales plus élevées, à savoir 70 % et 80 % de la capacité portante, les probabilités d'effondrement sont nettement plus importantes dès le début de l'incendie. En effet, les courbes indiquent des valeurs de probabilité d'effondrement qui atteignent respectivement 0.08 et 0.16 pour ces niveaux de charge dès l'instant de l'allumage du feu. Ce phénomène peut être attribué à une sollicitation plus importante des éléments porteurs de la structure, en particulier des poteaux et des poutres, déjà affaiblis par l'effort sismique initial.

Au fur et à mesure que l'incendie progresse, les probabilités d'effondrement augmentent pour tous les scénarios étudiés, ce qui reflète l'impact graduel du feu sur l'intégrité des structures. Il est intéressant de noter que pour les niveaux de charge (20 % à 60 %), l'augmentation de la probabilité d'effondrement est plus progressive, indiquant une meilleure capacité de résistance à court terme par rapport aux charges plus importantes. Toutefois, à partir d'un certain seuil de temps, observé aux alentours des valeurs médianes de temps à l'effondrement, les courbes montrent une accélération rapide de cette probabilité. Ces périodes critiques, où le risque d'effondrement devient soudainement plus élevé, sont essentielles pour la gestion des risques, car elles désignent des moments clés où des interventions, telles que le renforcement structurel ou l'évacuation, peuvent être cruciales pour prévenir des catastrophes.

La Figure 0-33 présente la probabilité d'effondrement en fonction du temps pour les différents niveaux de déplacement inter-étage. Dans ce cas, les résultats montrent que, bien que des différences initiales soient observables entre les différents niveaux de déplacement (de 2 % à 3 %), la tendance générale des courbes reste relativement similaire au fil du temps. Cela indique que, pour les déplacements inter-étages modérés, la contribution de cet effet au risque d'effondrement peut être moins prononcée que celle des niveaux de charge verticale. Néanmoins, il est à noter que les déplacements inter-étages supérieurs, tels que 3 % et 4 %, peuvent engendrer des sollicitations supplémentaires sur les éléments critiques des structures, augmentant ainsi la probabilité d'effondrement sur le long terme.

En ce qui concerne les différents scénarios d'incendie, illustrés dans la Figure 0-34, les résultats montrent que le scénario S3, qui correspond à un incendie affectant à la fois le premier et le deuxième niveau de la structure, présente une probabilité d'effondrement beaucoup plus élevée

que les autres scénarios. Cette tendance s'explique par la sollicitation thermique accrue que subissent simultanément plusieurs niveaux de la structure, ce qui accélère la dégradation des matériaux et compromet l'intégrité globale du bâtiment. Le scénario S1, où l'incendie est limité au premier niveau, affiche également une probabilité d'effondrement plus élevée que le scénario S2, où le feu est localisé à un étage plus isolé. Ce résultat est conforme aux attentes, car un feu localisé au premier niveau a tendance à affecter de manière plus significative les éléments porteurs critiques, augmentant ainsi le risque d'effondrement global.

Enfin, la Figure 0-35 met en lumière l'effet du type de dommage sismique sur la probabilité d'effondrement. Les résultats montrent clairement que les structures intactes, c'est-à-dire celles qui n'ont subi aucun dommage au cours du séisme, présentent les probabilités d'effondrement les plus faibles. En revanche, les structures endommagées par le séisme, selon les types de dommage A et B, affichent des probabilités plus élevées. Cela s'explique par la perte de résistance mécanique et la dégradation des matériaux causées par les dommages sismiques, qui affaiblissent considérablement les capacités de la structure à résister à des sollicitations supplémentaires telles que le feu. Il convient également de souligner que, bien qu'une différence soit observée entre les deux types de dommages, celle-ci reste relativement faible. Le type de dommage B montre une probabilité d'effondrement légèrement plus élevée que le type A, ce qui suggère que les dommages plus sévères ou plus étendus peuvent avoir un effet marginalement plus important sur la stabilité de la structure.

Il est également important de noter que, dans l'ensemble des figures, il existe une probabilité non négligeable d'effondrement dès l'allumage de l'incendie, même pour des structures non endommagées. Cela souligne l'importance de prendre en compte les effets combinés des séismes et des incendies dans la conception des structures en béton armé. Les résultats obtenus mettent en évidence la nécessité d'élaborer des stratégies de renforcement appropriées et d'intégrer des mesures de prévention dans les plans de gestion des risques afin de minimiser les conséquences des IPSs sur la sécurité des bâtiments.

1.28. Conclusion

Les différents scénarios d'incendie, les dérivés inter-étages, les niveaux de chargement vertical et les types de dommages structurels ont été examinés afin d'évaluer leur influence sur la résistance au feu des structures.

Il a été démontré que les structures préalablement endommagées par un séisme présentent une vulnérabilité accrue face aux incendies, notamment en raison de l'affaiblissement des propriétés thermiques et mécaniques des matériaux. Les éléments endommagés, tels que les poutres et poteaux aux zones critiques, ont montré des déplacements horizontaux et verticaux plus importants sous charge thermique. L'enrobage du béton, lorsqu'il est partiellement ou totalement retiré, expose directement l'acier d'armature aux températures élevées, ce qui accélère la perte de résistance des sections structurelles.

Les résultats montrent également que le niveau de chargement vertical joue un rôle déterminant dans la résistance au feu, avec des probabilités d'effondrement augmentant considérablement à mesure que les charges s'accroissent. Les courbes de fragilité ont permis d'identifier des moments critiques où les probabilités de rupture deviennent importantes, soulignant la nécessité d'interventions rapides dans les situations post-sismiques.

Cette étude met en lumière l'importance de prendre en compte les effets combinés des séismes et des incendies dans la conception et l'évaluation des structures en béton armé. Les résultats obtenus offrent des pistes pour l'amélioration des stratégies de prévention et de renforcement des bâtiments soumis à des risques combinés.

Conclusion générale et perspectives

Le travail de recherche élaboré lors de cette thèse est centré sur l'évaluation de la performance des structures en béton armé sous l'effet des IPSs. Le contexte de cette étude est marqué par la nécessité de comprendre les interactions complexes entre deux phénomènes particulièrement destructeurs : le séisme et l'incendie. À travers une méthodologie rigoureuse combinant les modélisations thermiques et mécaniques, les simulations numériques et les analyses probabilistes, plusieurs conclusions majeures ont émergé.

A. Synthèse des principaux résultats

L'un des apports essentiels de cette recherche réside dans la mise en évidence de l'impact significatif des dommages sismiques sur la performance des structures en béton armé exposées à un incendie. La modélisation des deux types de dommages (A et B) causés par des séismes a montré que la détérioration de l'enrobage du béton au niveau des zones critiques des poutres et des poteaux a un effet dévastateur sur la résistance au feu. Les structures endommagées, en particulier celles exposant l'acier d'armature aux températures élevées, présentent une résistance au feu nettement inférieure à celles des structures non endommagées.

Cette étude a également démontré que les déplacements horizontaux et verticaux des éléments structuraux sous chargement thermique sont grandement influencés par la séquence des événements. Les structures ayant subi des déplacements inter-étages en raison d'un séisme montrent des comportements distincts lors de l'exposition à des températures élevées. En particulier, les déplacements horizontaux révèlent des pics au début de l'exposition thermique, correspondant à la réponse initiale de la structure déjà fragilisée par l'action sismique.

Les analyses probabilistes, en particulier les courbes de fragilité développées dans cette thèse, ont permis d'identifier les probabilités d'effondrement pour divers taux de chargement vertical, dérives inter-étages, types de dommages et scénarios d'incendies. Ces courbes révèlent que la probabilité d'effondrement augmente rapidement avec le temps, en particulier pour les structures endommagées et les scénarios d'incendie affectant les niveaux inférieurs de la structure. De plus, les niveaux de chargement vertical au-delà de 60 % ont été identifiés comme des facteurs critiques augmentant considérablement le risque d'effondrement.

B. Contributions à la recherche

Les résultats obtenus au cours de cette recherche ont des implications importantes pour la conception, l'évaluation et la réhabilitation des structures en béton armé soumises à des événements extrêmes. Premièrement, il est crucial que les ingénieurs prennent en compte l'effet

des IPSs lors de la conception des bâtiments situés dans des zones sismiques. Les codes de construction actuels, bien que robustes dans de nombreux aspects, négligent l'impact combiné des séismes et des incendies, ce qui peut mener à une sous-estimation des risques. Les analyses présentées ici montrent que la simple résistance au séisme ou au feu n'est pas suffisante ; les structures doivent être conçues pour résister à ces deux événements consécutifs.

Par ailleurs, les interventions post-sismiques, notamment dans le cadre des inspections de sécurité, doivent inclure une évaluation des dommages au niveau de l'enrobage du béton, car ces zones sont particulièrement sensibles aux incendies. La présence de dommages au niveau des nœuds poutres-poteaux constitue un indicateur de vulnérabilité accrue, nécessitant des réparations immédiates pour prévenir un effondrement en cas d'incendie.

Les résultats de cette étude soulignent également l'importance d'élaborer des stratégies de renforcement spécifiques aux IPSs. Par exemple, l'utilisation de matériaux de protection incendie supplémentaires, comme des revêtements résistants au feu, ou la conception de systèmes de suppression d'incendie adaptés aux bâtiments sismiquement actifs, pourraient considérablement réduire les risques.

C. Limites de l'étude

Malgré les avancées réalisées, certaines limites de cette étude doivent être reconnues. Tout d'abord, les modèles numériques utilisés pour simuler le comportement des structures sous séisme et incendie ont été calibrés en fonction de scénarios simplifiés. Ces modèles, bien qu'efficaces, ne capturent pas toujours toutes les complexités présentes dans les scénarios réels, notamment la variabilité des matériaux de construction et les incertitudes liées à la nature aléatoire des incendies.

La modélisation des incendies a été effectuée en utilisant des courbes de température simplifiées, comme la courbe standard ISO 834. Bien que ces courbes soient largement utilisées dans la littérature et les normes, elles ne reflètent pas nécessairement la réalité des IPSs, où les sources de chaleur, la ventilation et la distribution des combustibles peuvent varier de manière significative.

Enfin, bien que les courbes de fragilité et les analyses probabilistes aient permis de tirer des conclusions importantes sur le risque d'effondrement, ces analyses sont basées sur des hypothèses qui peuvent limiter la portée de ces résultats.

D. Suggestions pour les recherches futures

Les travaux réalisés dans cette thèse ouvrent la voie à plusieurs pistes de recherche future. Premièrement, il serait intéressant d'étendre cette étude à d'autres types de structures, telles que les structures mixtes, pour évaluer si les conclusions obtenues ici sont généralisables à d'autres systèmes constructifs.

Deuxièmement, l'intégration d'une modélisation plus réaliste des IPSs constituerait une amélioration majeure. L'utilisation de simulations d'incendie en temps réel, combinées à des analyses CFD (Computational Fluid Dynamics), permettrait d'obtenir une représentation plus précise des scénarios d'incendie, en prenant en compte les effets de la ventilation, des matériaux combustibles et des configurations spécifiques des bâtiments.

En outre, le développement de méthodes de renforcement spécifiques pour les structures endommagées par des séismes en prévision des IPSs mérite d'être exploré. L'ajout de revêtements résistants au feu ou l'utilisation de bétons à haute performance thermique sont des pistes prometteuses.

Enfin, les méthodes probabilistes employées dans cette thèse pourraient être approfondies en incorporant des analyses de sensibilité plus détaillées, afin d'évaluer l'impact des incertitudes dans les propriétés des matériaux et les conditions de chargement. Une telle approche pourrait conduire à une évaluation plus robuste des risques et à l'élaboration de stratégies d'intervention plus efficaces.

Références bibliographiques

1. Dominguez-Santos, D., P. Ballesteros-Perez, and D. Mora-Melia, *Structural Resistance of Reinforced Concrete Buildings in Areas of Moderate Seismicity and Assessment of Strategies for Structural Improvement*. Buildings, 2017. **7**(4): p. 89.
2. Derecho, A.T. and M.R. Kianoush, *Seismic Design of Reinforced Concrete Structures*, in *The Seismic Design Handbook*, F. Naeim, Editor. 2001, Springer US: Boston, MA. p. 463-561.
3. Fragiadakis, M. and M. Papadrakakis, *Performance-based optimum seismic design of reinforced concrete structures*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008. **37**(6): p. 825-844.
4. Oyguc, R., C. Toros, and A.E. Abdelnaby, *Seismic behavior of irregular reinforced-concrete structures under multiple earthquake excitations*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018. **104**: p. 15-32.
5. Chaimahawan, P. and A. Pimanmas, *Seismic retrofit of substandard beam-column joint by planar joint expansion*. Materials and Structures, 2009. **42**(4): p. 443-459.
6. Nagender, T., et al., *Experimental study and numerical simulation of seismic behaviour of corroded reinforced concrete frames*. Structures, 2022. **35**: p. 1256-1269.
7. Elwood, K.J. and J.P. Moehle, *Dynamic collapse analysis for a reinforced concrete frame sustaining shear and axial failures*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008. **37**(7): p. 991-1012.
8. Aoude, H., et al., *Response of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams with and without Stirrups*. ACI Structural Journal, 2012. **109**(3).
9. Mohamed, Z., L. Belkacem, and K. Abdelhak. *Fire resistance performance of glass fiber reinforced concrete columns*. in *CIGOS 2021, Emerging Technologies and Applications for Green Infrastructure: Proceedings of the 6th International Conference on Geotechnics, Civil Engineering and Structures*. 2022. Springer.
10. Sahoo, D.R. and D.C. Rai, *Seismic strengthening of non-ductile reinforced concrete frames using aluminum shear links as energy-dissipation devices*. Engineering Structures, 2010. **32**(11): p. 3548-3557.
11. Marini, A. and E. Spacone, *Analysis of reinforced concrete elements including shear effects*. ACI Structural Journal, 2006. **103**: p. 645-655.
12. Fajfar, P., *A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design*. Earthquake Spectra, 2000. **16**(3): p. 573-592.
13. Papanikolaou, V.K. and A.S. Elnashai, *Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis I: Methodology*. Journal of earthquake engineering, 2005. **9**(06): p. 923-941.
14. Pednekar, S., H. Chore, and S. Patil, *Pushover analysis of reinforced concrete structures*. International Journal of Computer Applications, 2015. **975**: p. 8887.
15. Fiamingo, A., M. Bosco, and M.R. Massimino, *The role of soil in structure response of a building damaged by the 26 December 2018 earthquake in Italy*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2023. **15**(4): p. 937-953.
16. Forcellini, D., *Seismic fragility of tall buildings considering soil structure interaction (SSI) effects*. Structures, 2022. **45**: p. 999-1011.
17. Kodur, V.K.R. and L. Phan, *Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems*. Fire Safety Journal, 2007. **42**(6): p. 482-488.
18. Hager, I., *Behaviour of cement concrete at high temperature*. Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences, 2013(1).

19. Kalifa, P., G. Chéné, and C. Gallé, *High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres: From spalling to microstructure*. Cement and Concrete Research, 2001. **31**(10): p. 1487-1499.
20. Elghazouli, A.Y., K.A. Cashell, and B.A. Izzuddin, *Experimental evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement at elevated temperature*. Fire Safety Journal, 2009. **44**(6): p. 909-919.
21. Aliş, B., C. Yazici, and F. Mehmet Özkal, *Investigation of Fire Effects on Reinforced Concrete Members via Finite Element Analysis*. ACS Omega, 2022. **7**(30): p. 26881-26893.
22. Kodur, V., *Properties of Concrete at Elevated Temperatures*. International Scholarly Research Notices, 2014. **2014**(1): p. 468510.
23. Raouffard, M.M. and M. Nishiyama, *Fire response of exterior reinforced concrete beam-column subassemblages*. Fire Safety Journal, 2017. **91**: p. 498-505.
24. Merouani, M.R., et al., *Finite-element analysis for the performance of steel frames under fire after earthquake*. Asian Journal of Civil Engineering, 2023. **24**(2): p. 593-606.
25. Merouani, M.R., et al. *Mechanical analysis of a portal steel frame when subjected to a post-earthquake fire*. in *5th IBERIAN-LATIN-AMERICAN CONGRESS ON FIRE SAFETY–CILASCI 5*. 2019. ALBRASCI (Luso Brazilian Association for Fire Safety).
26. Behnam, B., *Post-earthquake fire analysis in urban structures: Risk management strategies*. 2017: CRC Press.
27. Mostafaei, H. and T. Kabeyasawa. *Performance of a six-story reinforced concrete structure in post-earthquake fire*. in *10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*. 2010. Institute for Research in Construction Toronto, Ontario.
28. Kamath, P., et al., *Full-scale fire test on an earthquake-damaged reinforced concrete frame*. Fire Safety Journal, 2015. **73**: p. 1-19.
29. Meacham, B.J., *Post-Earthquake Fire Performance of Buildings: Summary of a Large-Scale Experiment and Conceptual Framework for Integrated Performance-Based Seismic and Fire Design*. Fire Technology, 2016. **52**(4): p. 1133-1157.
30. Wen, B., B. Wu, and D. Niu, *Post-earthquake fire performance of reinforced concrete columns*. Structure and Infrastructure Engineering, 2016. **12**(9): p. 1106-1126.
31. Chinthapalli, H.K. and A. Agarwal, *Post-earthquake fire assessment of reinforced concrete columns*. 2020.
32. Wang, J., et al., *Post-earthquake fire resistance and residual seismic capacity of reinforced concrete columns*. ACI structural journal, 2021. **118**(4): p. 123-135.
33. Ronagh, H.R. and B. Behnam, *Investigating the Effect of Prior Damage on the Post-earthquake Fire Resistance of Reinforced Concrete Portal Frames*. International Journal of Concrete Structures and Materials, 2012. **6**(4): p. 209-220.
34. Ab-Kadir, M.A., et al. *Modelling of an earthquake damaged RC frame subjected to fire*. in *Proceedings of 7th international conference on structures in fire*. 2012.
35. Behnam, B. and H.R. Ronagh, *Post-earthquake fire performance-based behavior of reinforced concrete structures*. Earthquakes and Structures, 2013. **5**(4): p. 379-394.
36. Behnam, B. and H. Reza Ronagh, *A study on the effect of sequential post-earthquake fire on the performance of reinforced concrete structures*. International Journal of Structural Integrity, 2014. **5**(2): p. 141-166.
37. Ni, S. and A.C. Birely, *Impact of physical seismic damage on the fire resistance of reinforced concrete walls*. Construction and Building Materials, 2018. **182**: p. 469-482.

38. Vitorino, H., H. Rodrigues, and C. Couto, *Evaluation of post-earthquake fire capacity of a reinforced concrete one bay plane frame under ISO fire exposure*. Structures, 2020. **23**: p. 602-611.
39. Moradi, M., H. Tavakoli, and G.R. Abdollahzadeh, *Collapse Probability Assessment of a 4-Story RC Frame under Post-Earthquake Fire Scenario*. Civil Engineering Infrastructures Journal, 2022. **55**(1): p. 121-137.
40. DTR, B., *BC 2-41: Règle de conception et de calcul des structures en Béton Armé «CBA 93»*. Editeur: Centre National de Recherche Appliquée en génie Parasismique «CGS» Approuvé par arrêté ministériel du, 1993: p. 165-167.
41. DTR, B., *BC 2.2: Charges permanentes et charges d'exploitation*. Editeur: Centre National de Recherche Appliquée en génie Parasismique «CGS», 1988.
42. Behnam, B. and H. Ronagh, *Performance-based vulnerability assessment of multi-story reinforced concrete structures exposed to pre-and post-earthquake fire*. Journal of Earthquake Engineering, 2014. **18**(6): p. 853-875.
43. Behnam, B. and H. Ronagh, *An Engineering Solution to Improve Post-Earthquake Fire Resistance in Important Reinforced Concrete Structures*. Advances in Structural Engineering, 2014. **17**(7): p. 993-1009.
44. Behnam, B., H.R. Ronagh, and H. Baji, *Methodology for investigating the behavior of reinforced concrete structures subjected to post earthquake fire*. Advances in concrete construction, 2013. **1**(1): p. 29.
45. Vitorino, H., H. Rodrigues, and C. Couto, *Evaluation of post-earthquake fire capacity of reinforced concrete elements*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020. **128**: p. 105900.
46. Vitorino, H., et al., *Post-Earthquake Fire Assessment of Reinforced Concrete Frame Structures*. Structural Engineering International, 2023. **33**(4): p. 596-610.
47. CEN, *EN 1998-1: Design of structures for earthquake resistance, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium*. 2004.
48. CEN, *EN 1363-1, Fire resistance tests, General requirements, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium*. 2020.
49. RPA99v2003, *Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003*. Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique: Algeria.
50. Schneider, U., *Concrete at high temperatures — A general review*. Fire Safety Journal, 1988. **13**(1): p. 55-68.
51. Buchanan, A.H. and A.K. Abu, *Structural design for fire safety*. 2017: John Wiley & Sons.
52. CEN, *EN 1994-1-2, Design of composite steel and concrete structures, General rules, Structural fire design, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium*. 2005.
53. Kada, A. and B. Lamri, *Numerical analysis of non-restrained long-span steel beams at high temperatures due to fire*. Asian Journal of Civil Engineering, 2019. **20**: p. 261-267.
54. Kada, A., et al., *Finite element analysis of steel beams with web apertures under fire condition*. Asian Journal Of Civil Engineering (Building And Housing), 2016. **17**(8): p. 1035-1054.
55. Mohamed, Z., L. Belkacem, and K. Abdelhak. *Fire Resistance Performance of Glass Fiber Reinforced Concrete Columns*. in *CIGOS 2021, Emerging Technologies and Applications for Green Infrastructure*. 2022. Singapore: Springer Nature Singapore.
56. Oriibi, S.B., et al., *Investigation of residual stresses on the fire resistance of unrestrained cellular beams*. ce/papers, 2021. **4**(2-4): p. 1386-1394.

57. Oribi, S.B., et al., *Behaviour of cellular steel beams at ambient and high-temperature conditions*. Journal of Constructional Steel Research, 2023. **207**: p. 107969.
58. Merouani, M.R., *Contribution à l'étude post-sismique du comportement des structures métalliques sous l'effet d'un incendie*. 2024, Université Hassiba Benbouali de Chlef: Chlef.
59. CEN, *EN 1992-1-2 , Design of Concrete Structures, General Rules, Structural Fire Design*, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium. 2004.
60. ANSYS, *Academic Research Mechanical*. ANSYS, Inc., 2022.
61. CEN, *EN 1991-1-2 , Actions on Structures, General Actions, Actions on Structures Exposed to Fire*, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium. 2002.
62. Pires, F., *Influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a acções horizontais*. LNEC, Lisboa, 1990.
63. Braz-César, M., D.V. Oliveira, and R. Barros. *Comparison of cyclic response of reinforced concrete infilled frames with experimental results*. in *14 WCEE–14th World Conference on Earthquake Engineering*. 2008.
64. Dwaikat, M.B. and V.K.R. Kodur, *Response of Restrained Concrete Beams under Design Fire Exposure*. Journal of Structural Engineering, 2009. **135**(11): p. 1408-1417.
65. ASTM, A., *Standard methods of fire test of building construction and materials*. 2001.
66. Sinha, R. and T. Igusa, *CQC and SRSS methods for non-classically damped structures*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1995. **24**(4): p. 615-619.
67. Fajfar, P. and P. Gašperšič, *The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings*. Earthquake engineering & structural dynamics, 1996. **25**(1): p. 31-46.
68. FEMA356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington DC, 2000.

Annexe A : Temps jusqu'à la rupture de la structure étudiée

Tableau. Temps jusqu'à la rupture de la structure étudiée pour les différents paramètres

Modèle	% de la capacité portante	Dérive inter-étages	Section (Intacte /Endommagement A/ Endommagement B)	Scénario d'incendie	Temps jusqu'à la rupture (min)
1	80%	4%	Endommagement A	1	0
2	80%	2%	Endommagement B	1	0
3	80%	4%	Endommagement A	2	0
4	80%	4%	Endommagement B	2	0
5	80%	4%	Endommagement A	3	0
6	80%	2%	Endommagement B	3	0
7	80%	4%	Endommagement B	1	0.45
8	80%	4%	Endommagement B	3	0.45
9	80%	4%	Endommagement B	1	5
10	70%	4%	Endommagement B	3	5
11	80%	3%	Endommagement B	3	5
12	70%	4%	Endommagement B	1	6
13	70%	4%	Endommagement A	3	8
14	80%	3%	Endommagement A	3	8
15	80%	3%	Endommagement A	1	9
16	70%	4%	Endommagement A	1	10
17	70%	3%	Endommagement B	3	10
18	80%	2%	Endommagement A	3	10
19	80%	0%	Endommagement B	3	10
20	60%	4%	Endommagement B	3	11
21	70%	3%	Endommagement B	1	12
22	80%	2%	Endommagement A	1	12
23	80%	0%	Endommagement B	1	12
24	70%	2%	Endommagement B	3	12
25	80%	4%	Section intacte	3	12
26	60%	4%	Endommagement B	1	13
27	70%	2%	Endommagement B	1	13
28	70%	3%	Endommagement A	3	14
29	70%	0%	Endommagement B	3	14
30	60%	4%	Endommagement A	3	15
31	80%	0%	Endommagement A	3	15
32	70%	3%	Endommagement A	1	16
33	80%	4%	Section intacte	1	16
34	60%	3%	Endommagement B	3	16
35	70%	2%	Endommagement A	3	16
36	60%	4%	Endommagement A	1	17
37	80%	3%	Endommagement B	2	17

38	60%	3%	Endommagement B	1	18
39	70%	4%	Endommagement B	2	18
40	50%	4%	Endommagement B	3	18
41	60%	2%	Endommagement B	3	18
42	70%	2%	Endommagement A	1	19
43	80%	0%	Endommagement A	1	19
44	50%	4%	Endommagement B	1	20
45	80%	2%	Endommagement B	2	20
46	60%	2%	Endommagement B	1	21
47	60%	3%	Endommagement A	3	21
48	80%	3%	Endommagement A	2	22
49	70%	0%	Endommagement A	3	22
50	80%	3%	Section intacte	3	22
51	50%	4%	Endommagement A	3	23
52	80%	2%	Endommagement A	2	24
53	80%	0%	Endommagement B	2	24
54	50%	3%	Endommagement B	3	24
55	60%	2%	Endommagement A	3	24
56	60%	0%	Endommagement B	3	24
57	60%	3%	Endommagement A	1	25
58	70%	4%	Endommagement A	2	25
59	70%	4%	Section intacte	3	25
60	80%	2%	Section intacte	3	26
61	50%	4%	Endommagement A	1	27
62	70%	0%	Endommagement B	1	27
63	80%	0%	Endommagement A	2	27
64	50%	2%	Endommagement B	3	27
65	60%	2%	Endommagement A	1	28
66	70%	3%	Endommagement B	2	28
67	40%	4%	Endommagement B	3	28
68	50%	3%	Endommagement B	1	30
69	80%	3%	Section intacte	1	30
70	70%	2%	Endommagement B	2	30
71	50%	3%	Endommagement A	3	30
72	60%	4%	Endommagement B	2	32
73	70%	3%	Endommagement A	2	33
74	50%	2%	Endommagement A	3	33
75	60%	0%	Endommagement A	3	33
76	50%	2%	Endommagement B	1	34
77	70%	4%	Section intacte	1	34
78	80%	2%	Section intacte	1	35
79	70%	2%	Endommagement A	2	35
80	40%	4%	Endommagement A	3	35
81	40%	4%	Endommagement B	1	36
82	70%	0%	Endommagement B	2	36
83	40%	3%	Endommagement B	3	36
84	70%	0%	Endommagement A	1	37
85	70%	3%	Section intacte	3	37
86	80%	0%	Section intacte	3	37
87	70%	0%	Endommagement A	2	38

88	50%	3%	Endommagement A	1	39
89	60%	4%	Endommagement A	2	39
90	60%	3%	Endommagement B	2	40
91	40%	2%	Endommagement B	3	40
92	60%	4%	Section intacte	3	41
93	70%	2%	Section intacte	3	41
94	60%	2%	Endommagement B	2	43
95	50%	0%	Endommagement B	3	43
96	60%	0%	Endommagement B	1	44
97	30%	4%	Endommagement B	3	45
98	40%	3%	Endommagement A	3	45
99	40%	4%	Endommagement A	1	46
100	50%	2%	Endommagement A	1	46
101	80%	0%	Section intacte	1	46
102	50%	4%	Endommagement B	2	47
103	60%	3%	Endommagement A	2	48
104	40%	2%	Endommagement A	3	49
105	70%	3%	Section intacte	1	51
106	60%	2%	Endommagement A	2	51
107	50%	0%	Endommagement A	3	51
108	60%	0%	Endommagement B	2	52
109	60%	0%	Endommagement A	2	54
110	80%	4%	Section intacte	2	54
111	40%	3%	Endommagement B	1	55
112	60%	0%	Endommagement A	1	55
113	30%	4%	Endommagement A	3	55
114	60%	3%	Section intacte	3	55
115	70%	2%	Section intacte	1	57
116	50%	4%	Endommagement A	2	57
117	60%	4%	Section intacte	1	58
118	50%	3%	Endommagement B	2	58
119	30%	3%	Endommagement B	3	60
120	60%	2%	Section intacte	3	60
121	40%	2%	Endommagement B	1	62
122	70%	0%	Section intacte	1	62
123	50%	2%	Endommagement B	2	62
124	50%	4%	Section intacte	3	62
125	50%	0%	Endommagement B	1	65
126	30%	2%	Endommagement B	3	66
127	80%	3%	Section intacte	2	67
128	40%	0%	Endommagement B	3	67
129	60%	0%	Section intacte	3	67
130	70%	0%	Section intacte	3	67
131	50%	2%	Endommagement A	2	68
132	50%	3%	Endommagement A	2	68
133	40%	0%	Endommagement A	3	68
134	40%	3%	Endommagement A	1	69
135	50%	0%	Endommagement B	2	69
136	80%	2%	Section intacte	2	69
137	40%	4%	Endommagement B	2	70

138	30%	3%	Endommagement A	3	70
139	50%	0%	Endommagement A	1	71
140	50%	0%	Endommagement A	2	71
141	80%	0%	Section intacte	2	74
142	30%	2%	Endommagement A	3	75
143	30%	4%	Endommagement B	1	76
144	70%	4%	Section intacte	2	76
145	50%	3%	Section intacte	3	76
146	60%	3%	Section intacte	1	78
147	40%	2%	Endommagement A	1	79
148	50%	0%	Section intacte	3	80
149	40%	4%	Endommagement A	2	81
150	40%	3%	Endommagement B	2	81
151	50%	2%	Section intacte	3	81
152	60%	0%	Section intacte	1	83
153	60%	2%	Section intacte	1	83
154	40%	2%	Endommagement B	2	83
155	70%	3%	Section intacte	2	83
156	20%	4%	Endommagement B	3	83
157	40%	0%	Endommagement B	1	84
158	30%	0%	Endommagement A	3	84
159	40%	3%	Endommagement A	2	85
160	70%	2%	Section intacte	2	85
161	40%	2%	Endommagement A	2	86
162	40%	0%	Endommagement A	2	88
163	70%	0%	Section intacte	2	88
164	40%	0%	Endommagement A	1	89
165	30%	4%	Endommagement A	1	90
166	40%	4%	Section intacte	3	91
167	50%	4%	Section intacte	1	93
168	30%	0%	Endommagement B	3	93
169	60%	4%	Section intacte	2	94
170	40%	0%	Section intacte	3	94
171	40%	3%	Section intacte	3	94
172	20%	4%	Endommagement A	3	95
173	30%	4%	Endommagement B	2	99
174	30%	3%	Endommagement B	1	100
175	20%	3%	Endommagement B	3	100
176	40%	0%	Endommagement B	2	101
177	60%	3%	Section intacte	2	101
178	40%	2%	Section intacte	3	101
179	60%	2%	Section intacte	2	102
180	20%	2%	Endommagement B	3	103
181	20%	3%	Endommagement A	3	104
182	20%	0%	Endommagement B	3	104
183	30%	2%	Endommagement B	1	105
184	30%	4%	Endommagement A	2	105
185	20%	2%	Endommagement A	3	105
186	30%	3%	Endommagement B	2	106
187	20%	0%	Endommagement A	3	106

188	30%	2%	Endommagement A	2	108
189	30%	3%	Endommagement A	2	108
190	30%	2%	Endommagement B	2	108
191	30%	3%	Endommagement A	1	110
192	30%	0%	Endommagement A	2	110
193	50%	0%	Section intacte	1	111
194	30%	0%	Endommagement B	2	111
195	60%	0%	Section intacte	2	111
196	30%	2%	Endommagement A	1	112
197	30%	3%	Section intacte	3	112
198	30%	0%	Endommagement A	1	113
199	50%	3%	Section intacte	1	113
200	30%	0%	Section intacte	3	114
201	30%	4%	Section intacte	3	114
202	50%	4%	Section intacte	2	115
203	50%	2%	Section intacte	1	116
204	30%	2%	Section intacte	3	117
205	50%	3%	Section intacte	2	121
206	50%	2%	Section intacte	2	122
207	30%	0%	Endommagement B	1	127
208	50%	0%	Section intacte	2	131
209	20%	4%	Endommagement B	1	133
210	20%	4%	Endommagement B	2	136
211	20%	4%	Endommagement A	2	137
212	20%	2%	Endommagement B	1	139
213	20%	3%	Endommagement B	1	139
214	20%	3%	Endommagement A	2	139
215	20%	4%	Endommagement A	1	140
216	20%	0%	Endommagement B	1	140
217	20%	2%	Endommagement A	2	140
218	40%	4%	Section intacte	2	140
219	40%	4%	Section intacte	1	141
220	20%	0%	Endommagement A	2	141
221	20%	3%	Endommagement A	1	143
222	20%	3%	Section intacte	3	143
223	40%	0%	Section intacte	1	144
224	20%	4%	Section intacte	3	144
225	20%	0%	Endommagement A	1	145
226	20%	2%	Endommagement A	1	146
227	40%	3%	Section intacte	1	146
228	20%	0%	Endommagement B	2	146
229	20%	2%	Endommagement B	2	146
230	20%	3%	Endommagement B	2	146
231	40%	2%	Section intacte	1	147
232	20%	2%	Section intacte	3	148
233	20%	0%	Section intacte	3	150
234	40%	0%	Section intacte	2	152
235	40%	2%	Section intacte	2	154
236	40%	3%	Section intacte	2	154
237	30%	4%	Section intacte	1	182

238	30%	3%	Section intacte	1	185
239	30%	2%	Section intacte	1	186
240	30%	0%	Section intacte	2	186
241	30%	0%	Section intacte	1	187
242	30%	2%	Section intacte	2	188
243	30%	3%	Section intacte	2	189
244	30%	4%	Section intacte	2	191
245	20%	4%	Section intacte	2	230
246	20%	3%	Section intacte	2	234
247	20%	2%	Section intacte	2	236
248	20%	4%	Section intacte	1	237
249	20%	2%	Section intacte	1	238
250	20%	3%	Section intacte	1	239
251	20%	0	Section intacte	1	240
252	20%	0%	Section intacte	2	242

Annexe B : Représentation de la variation des déplacements en fonction du temps

1. Scénario d'incendie S1

1.1 Structure sans dérive inter-étage

(a) Sections intactes

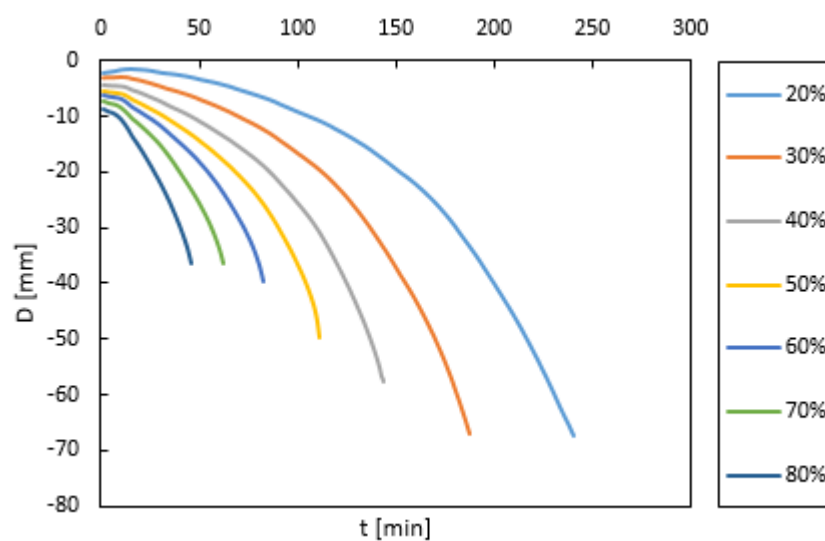


Figure 1. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

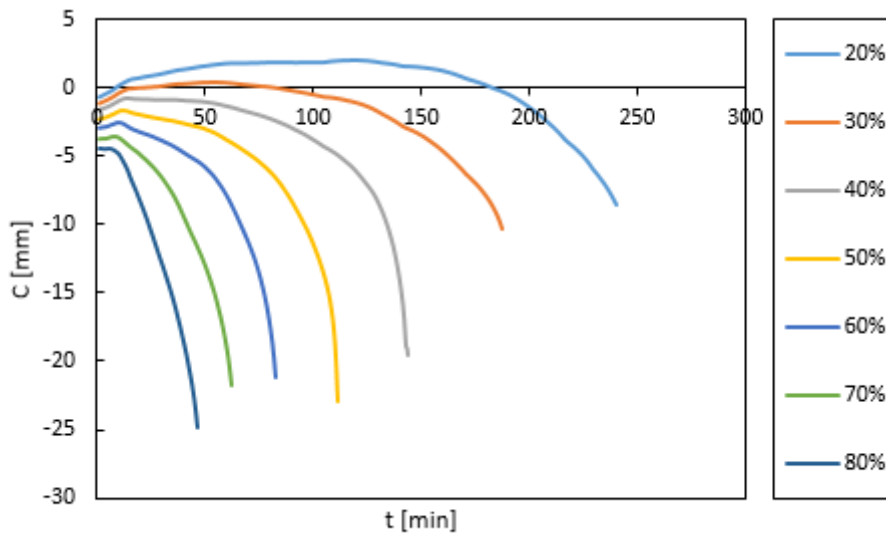


Figure 2. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

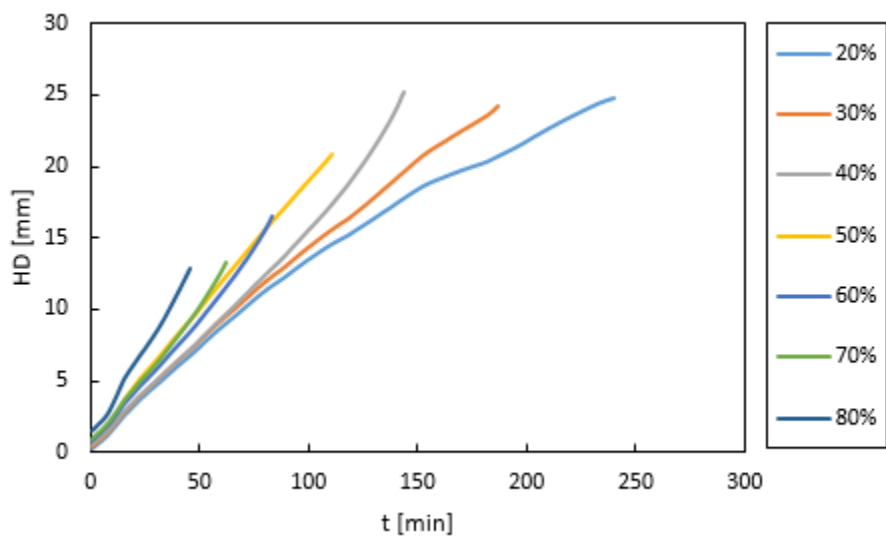


Figure 3. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

(b) Sections avec endommagement de type A

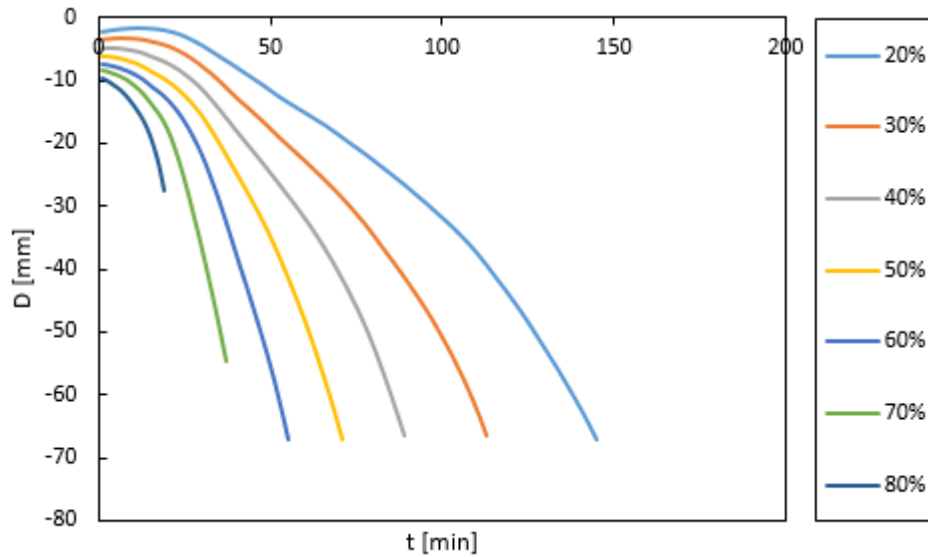


Figure 4. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé du type A n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

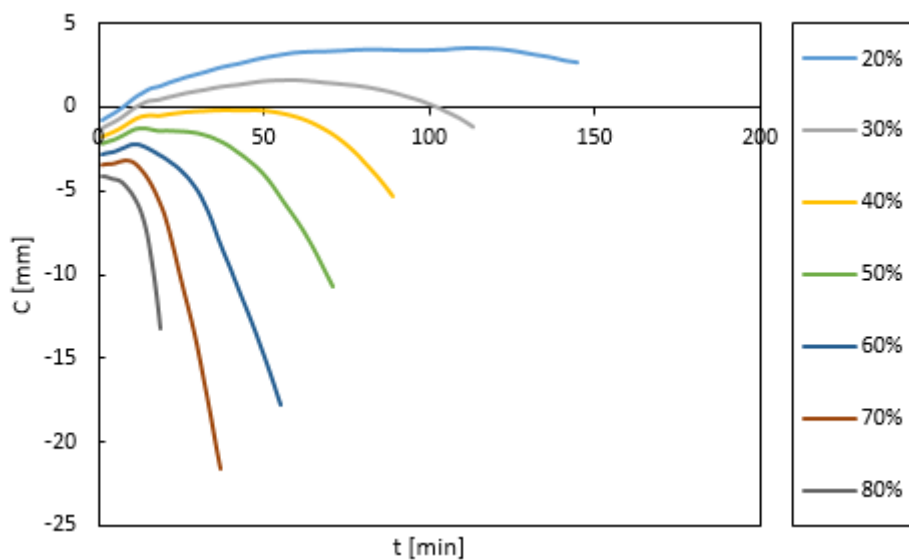


Figure 5. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type A n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

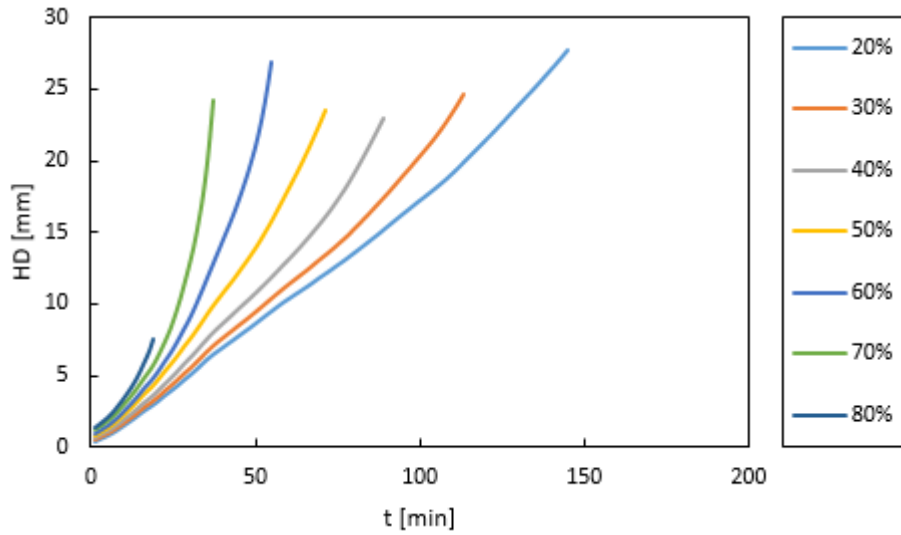


Figure 6. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type A n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

(c) Sections avec endommagement de type B

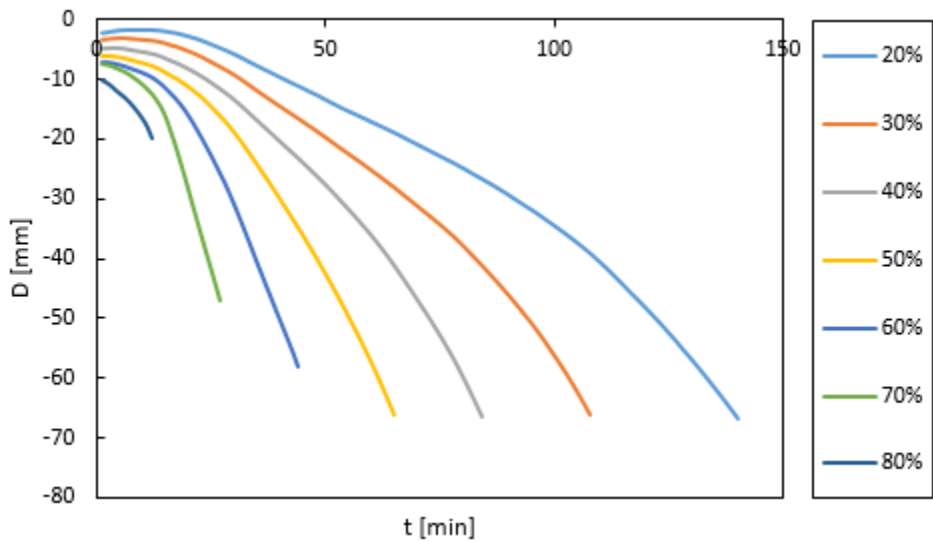


Figure 7. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé du type B n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

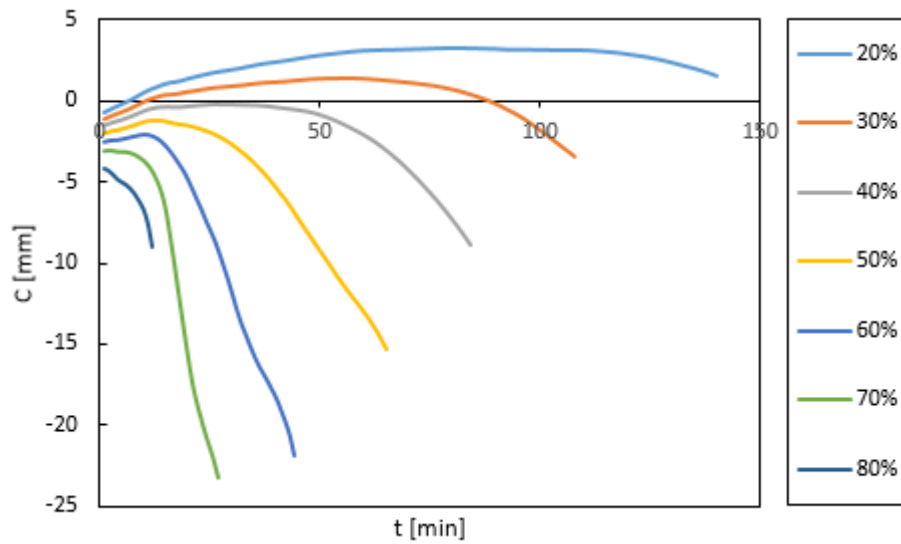


Figure 8. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type B n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

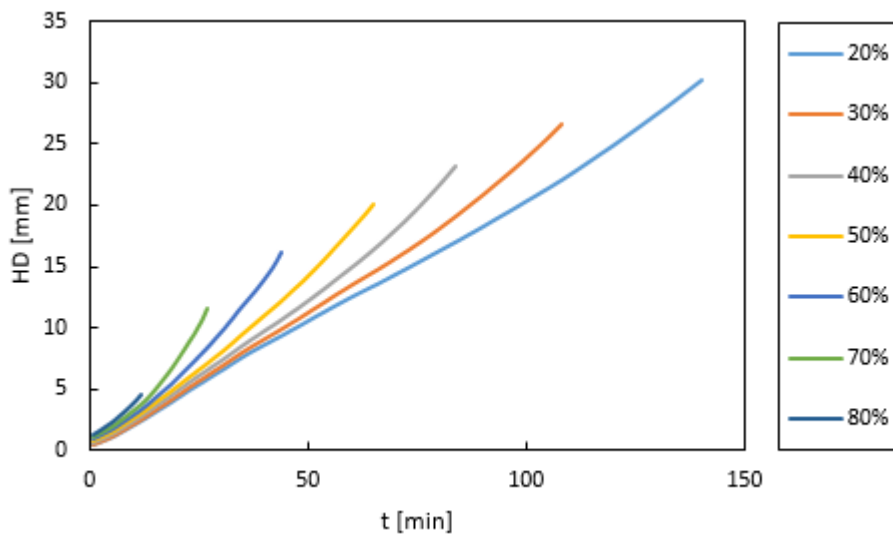


Figure 9. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type B n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

1.2 Dérive inter-étage de 2%

(a) Sections intactes

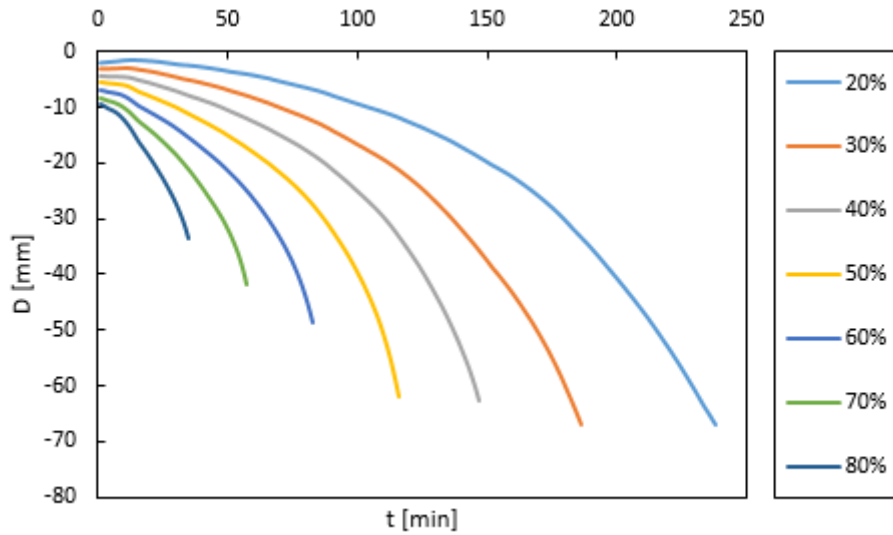


Figure 10. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

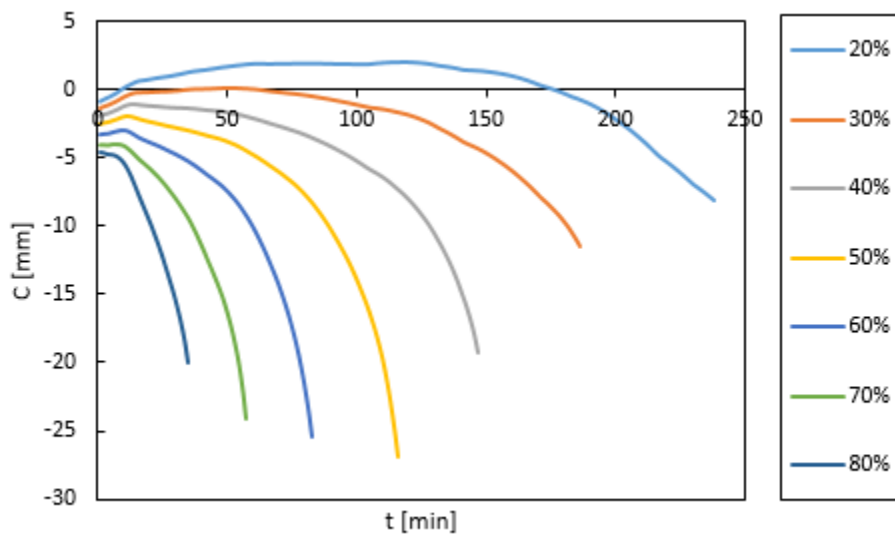


Figure 11. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

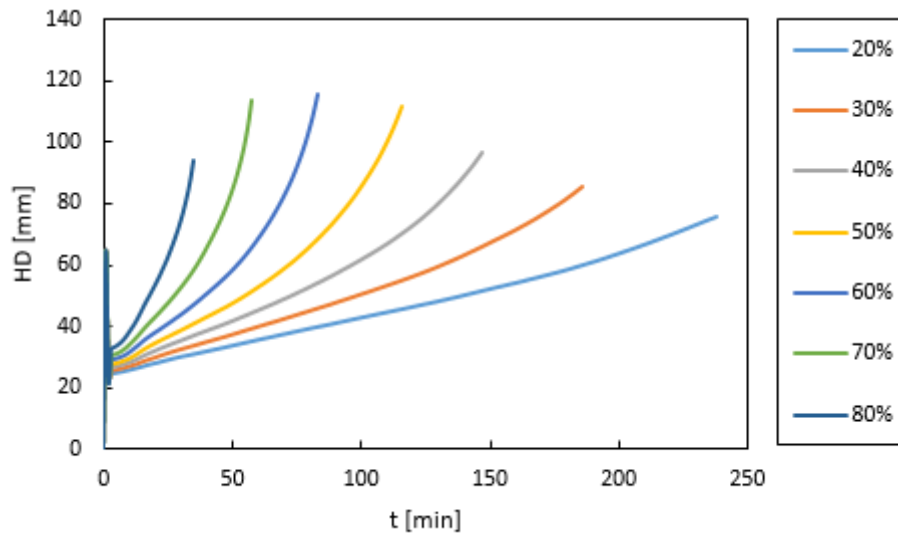


Figure 12. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

(b) Sections avec endommagement de type A

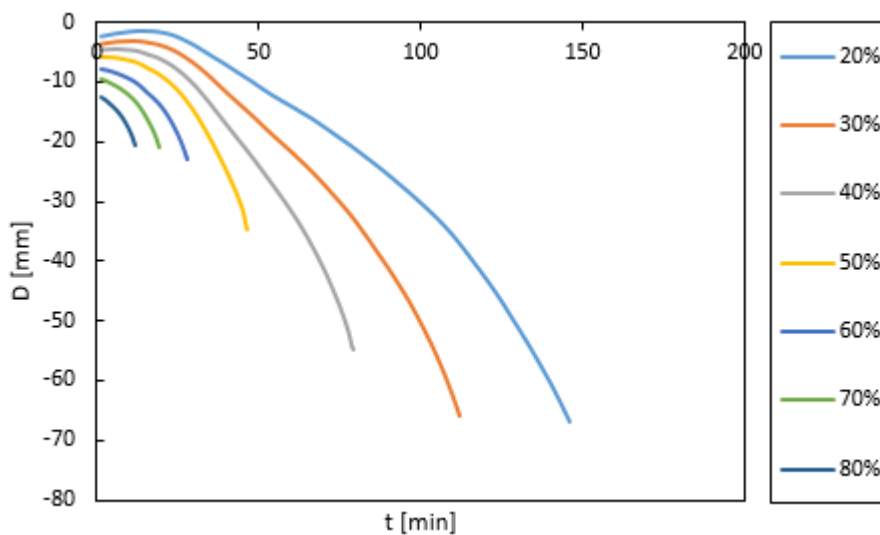


Figure 13. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé du type A ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

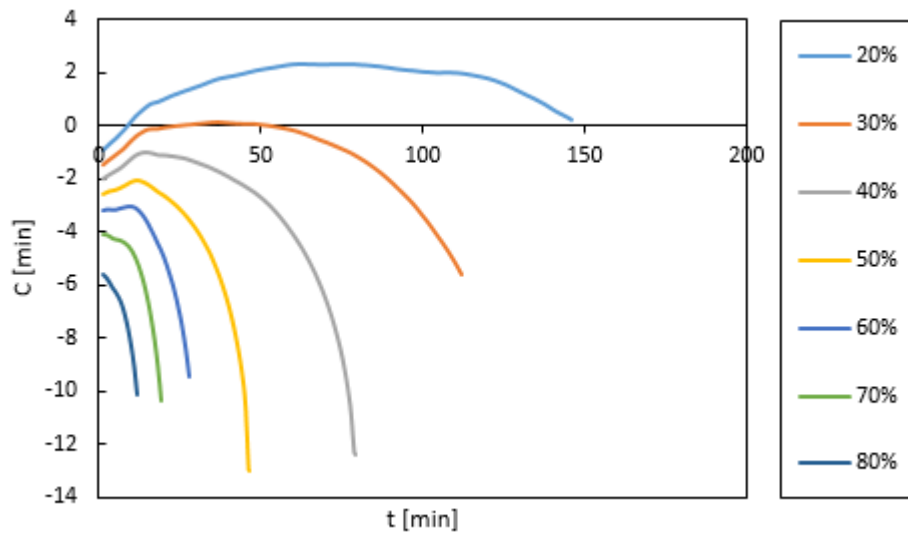


Figure 14. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

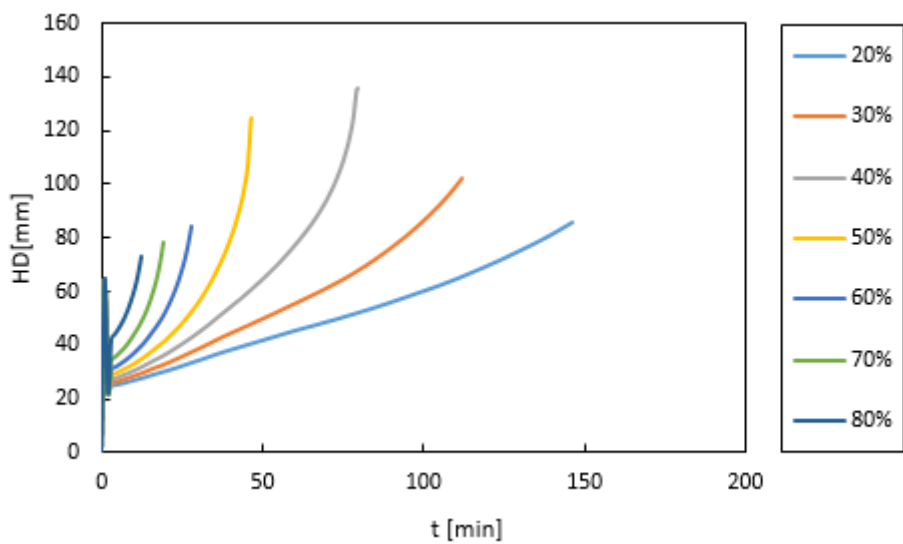


Figure 15. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

(c) Sections avec endommagement de type B

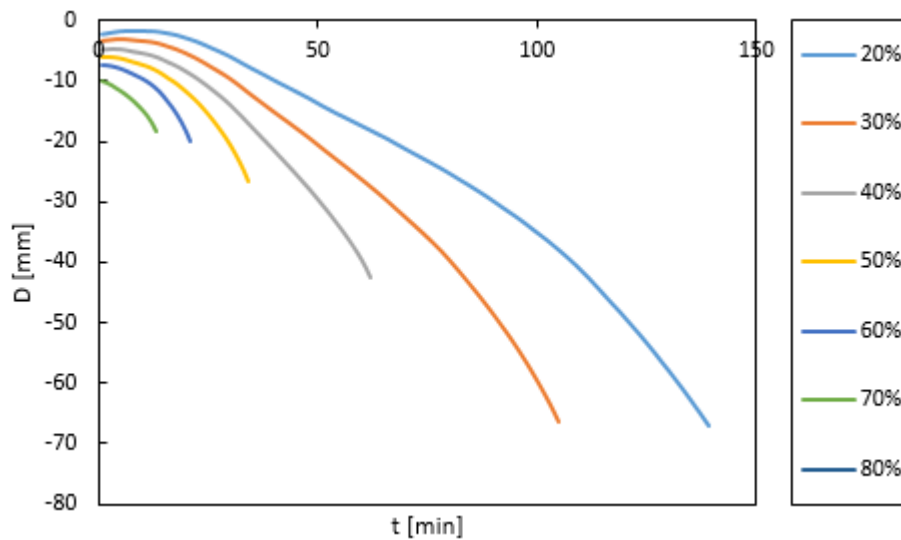


Figure 16. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé du type B ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

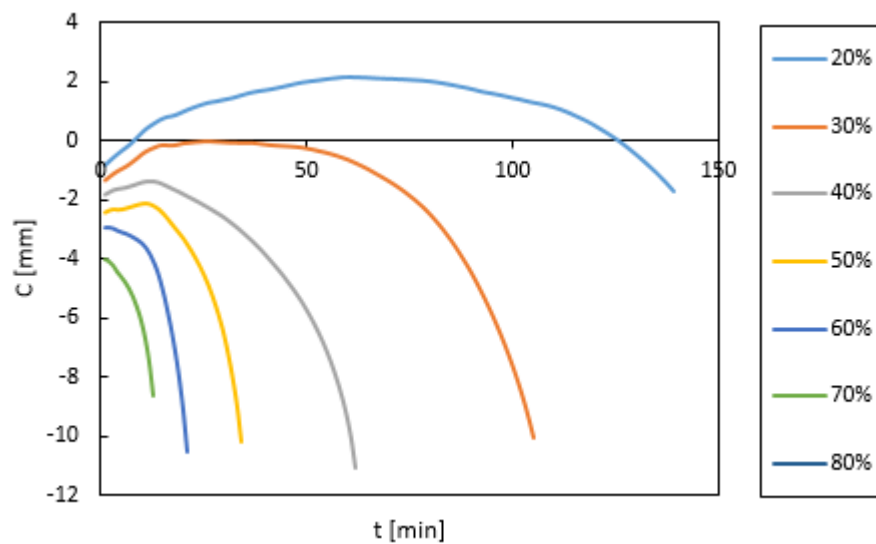


Figure 17. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

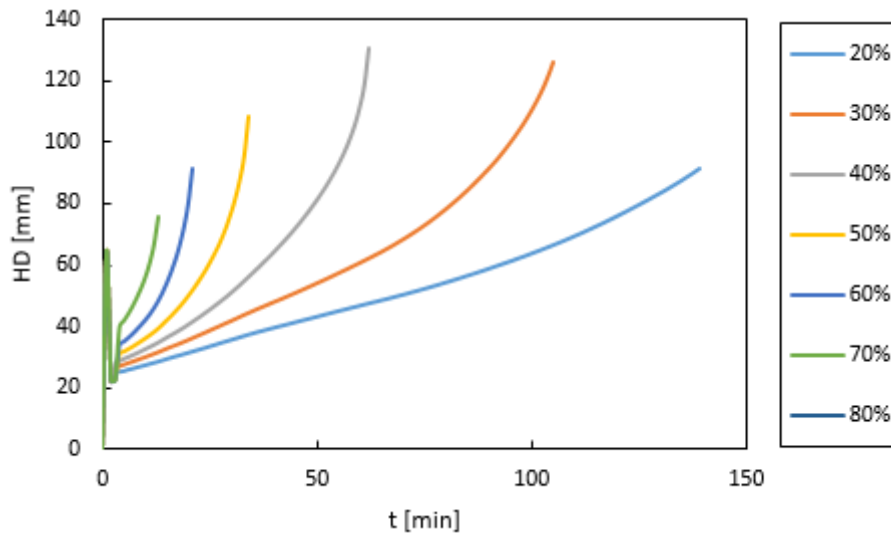


Figure 18. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

1.3 Dérive inter-étage de 3%

(a) Sections intactes

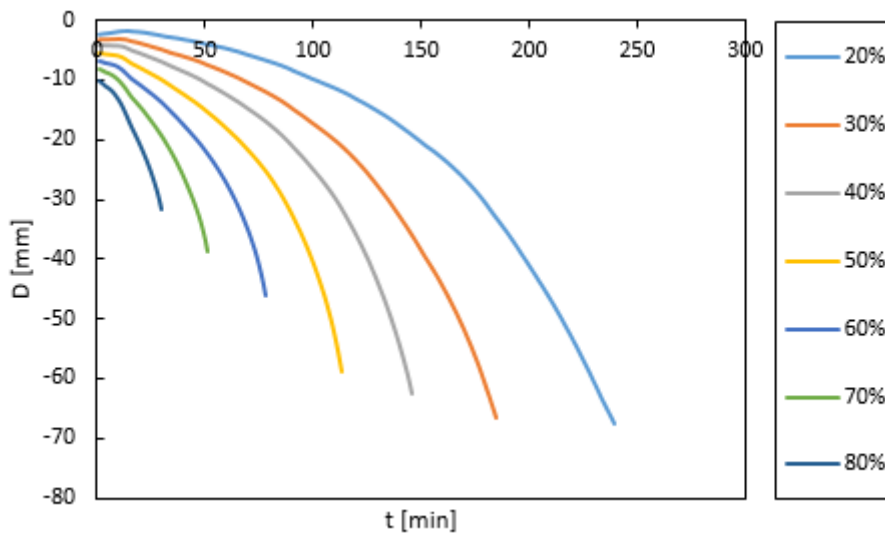


Figure 19. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

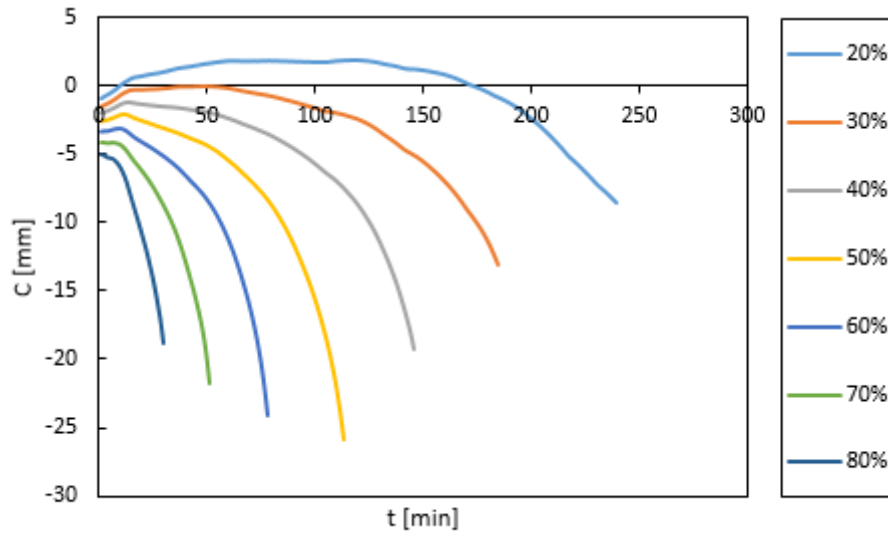


Figure 20. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

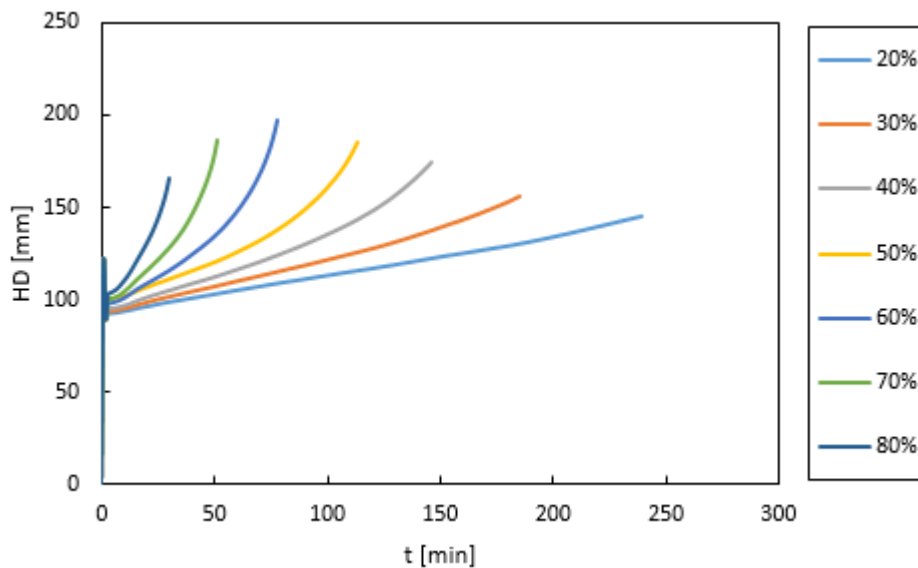


Figure 21. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

(b) Sections avec endommagement de type A

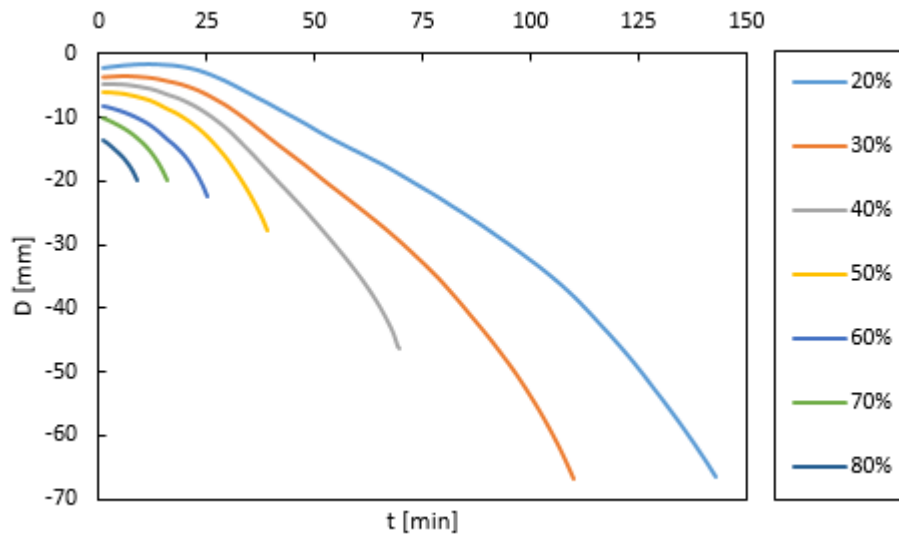


Figure 22. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

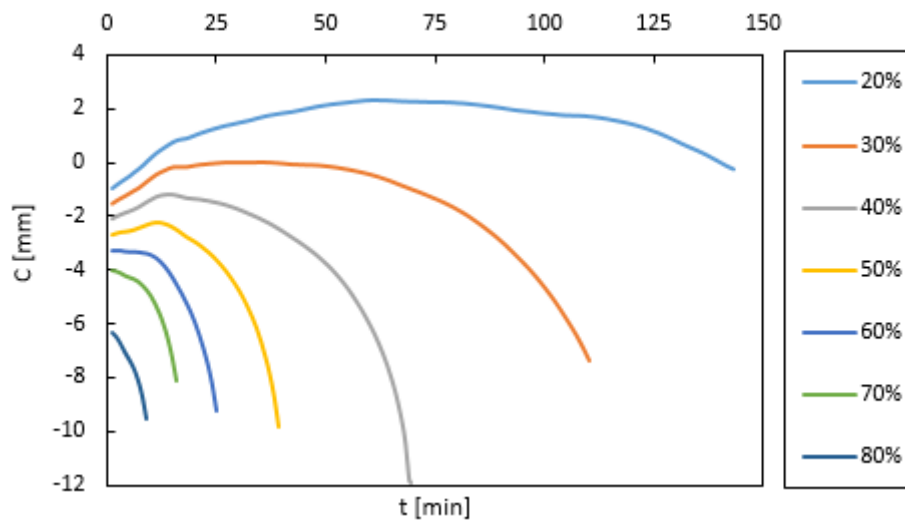


Figure 23. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

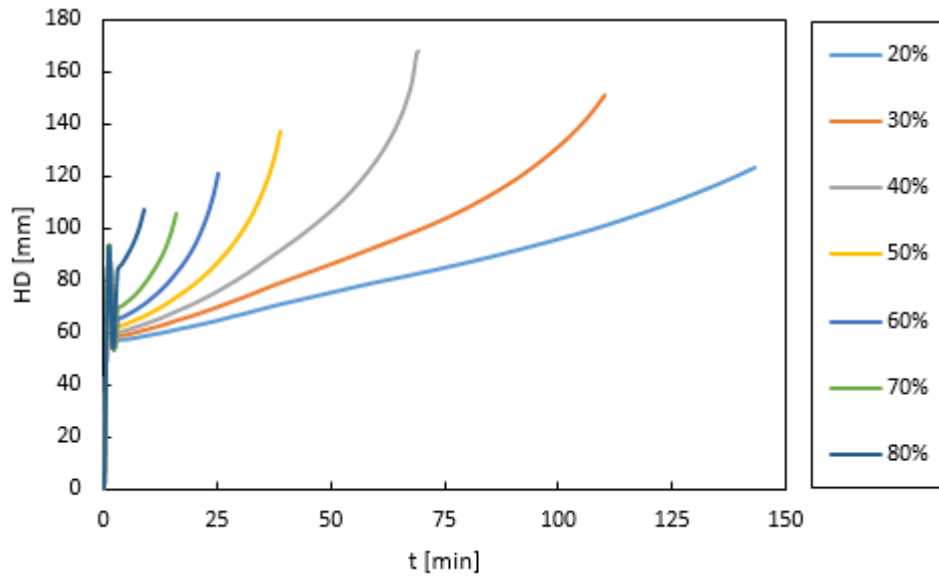


Figure 24. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

(c) Sections avec endommagement de type B

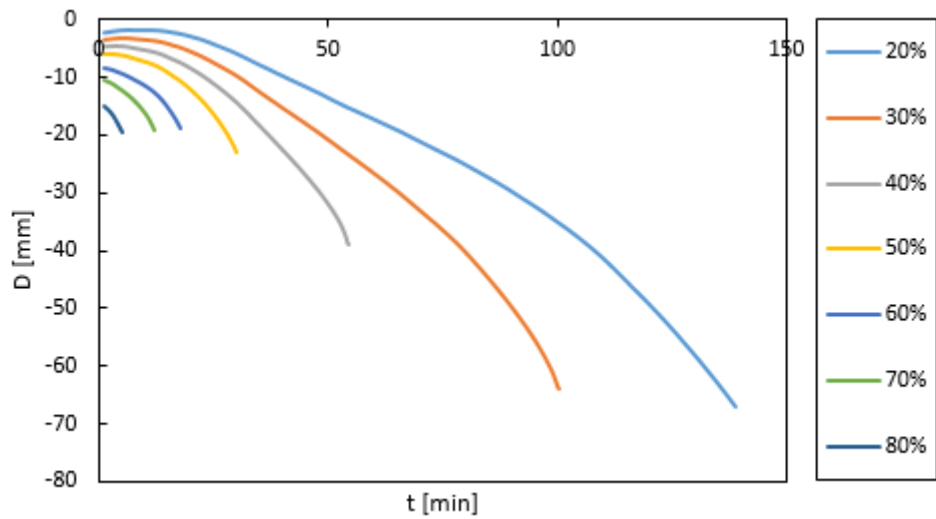


Figure 25. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

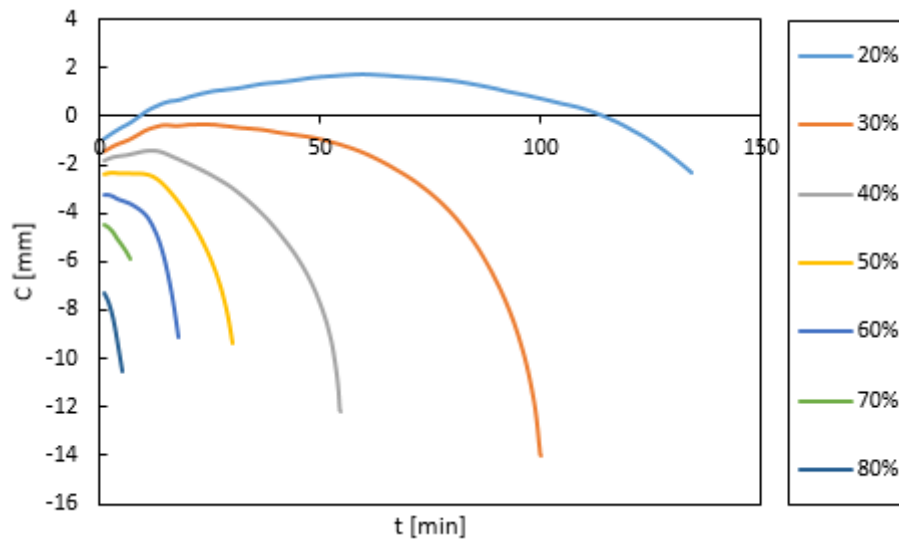


Figure 26. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

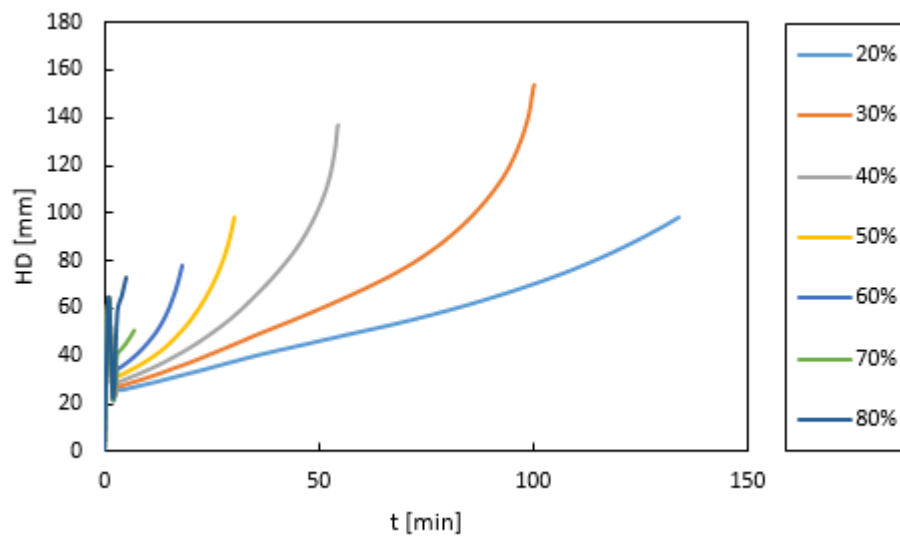


Figure 27. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

1.4 Dérive inter-étage de 4%

(a) Sections intactes

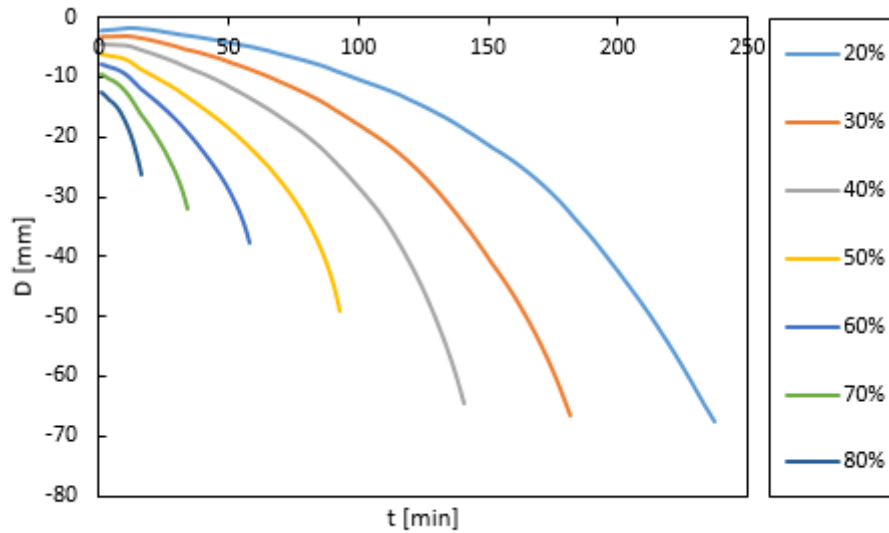


Figure 28. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

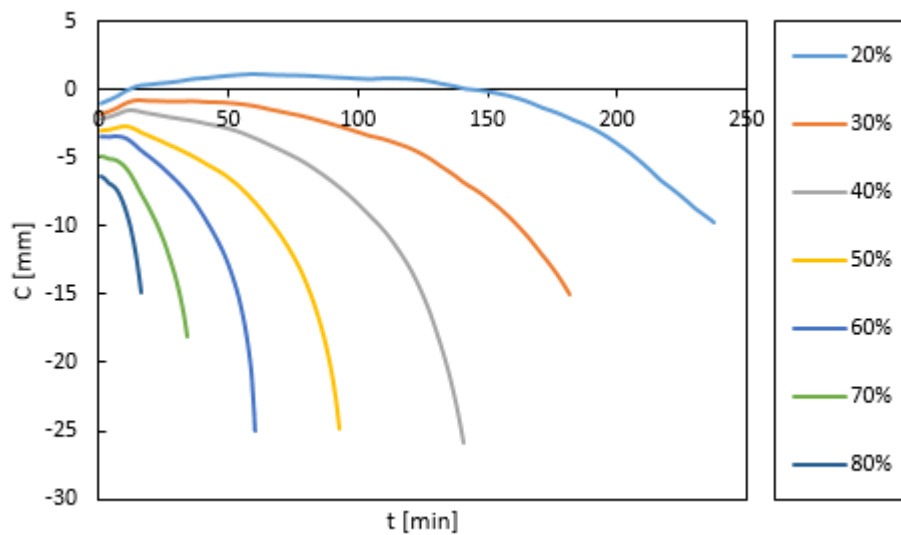


Figure 29. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

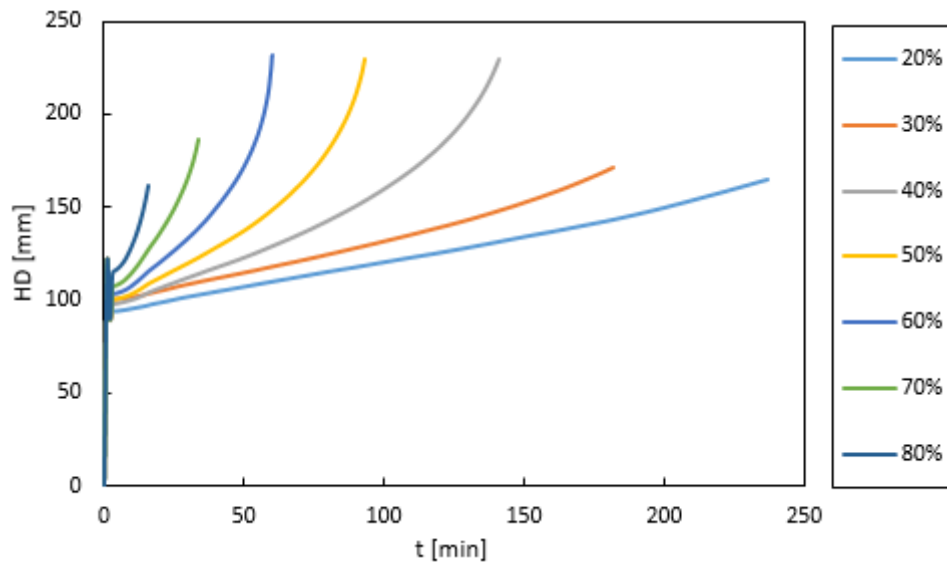


Figure 30. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

(b) Sections avec endommagement de type A

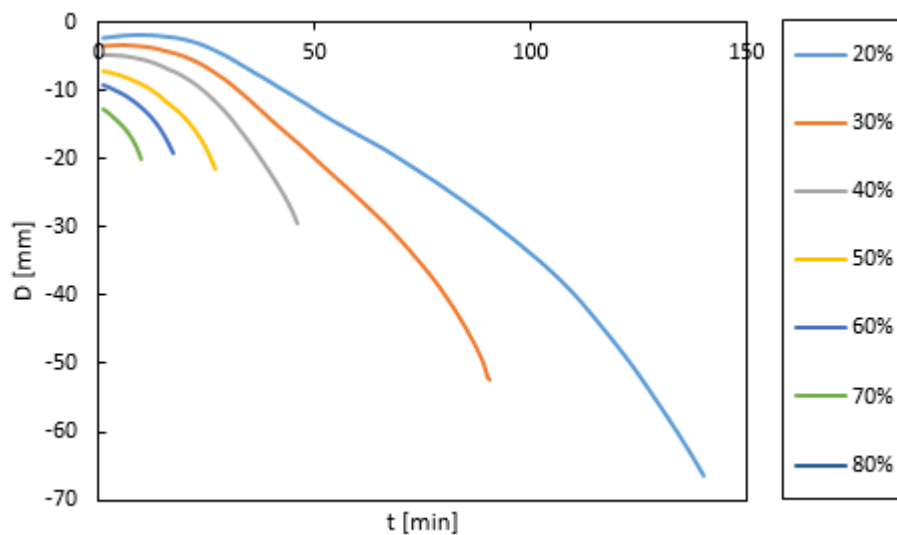


Figure 31. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

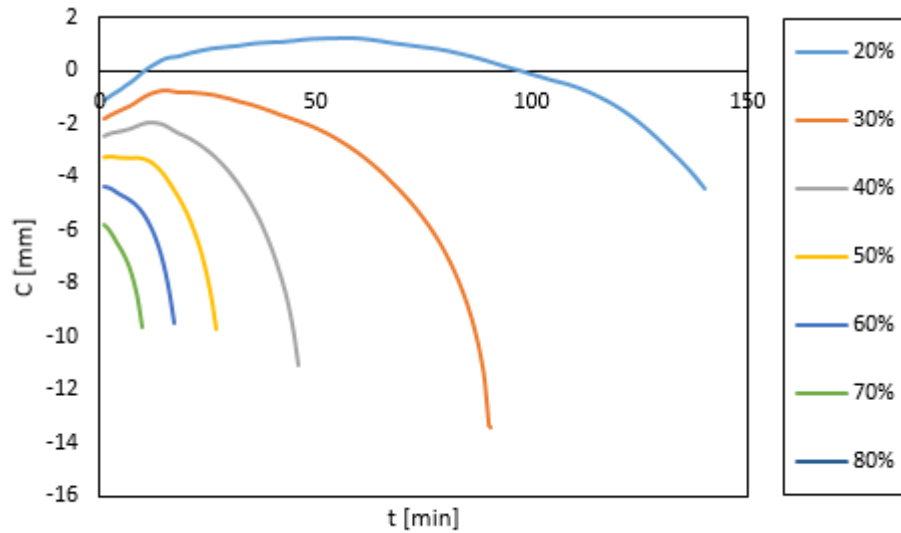


Figure 32. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

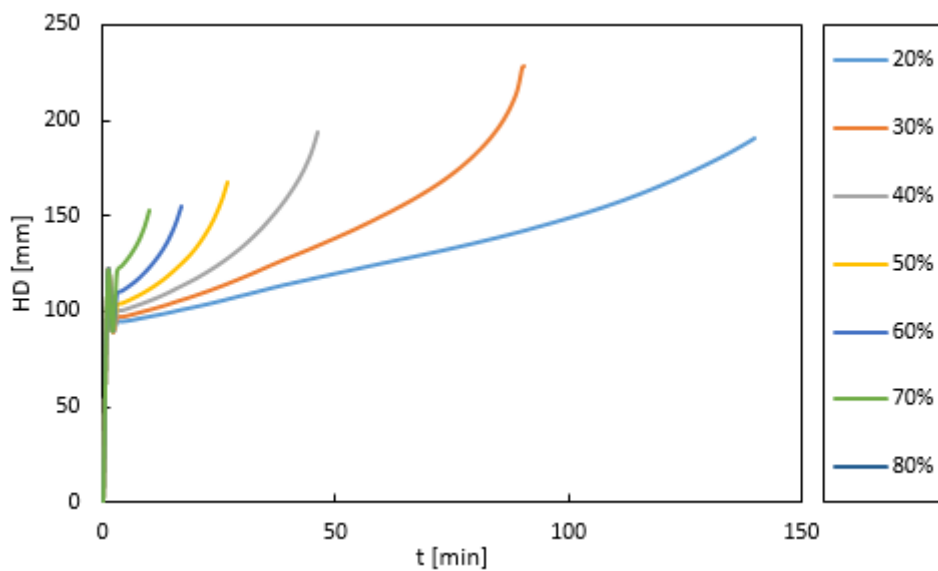


Figure 33. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

(c) Sections avec endommagement de type B

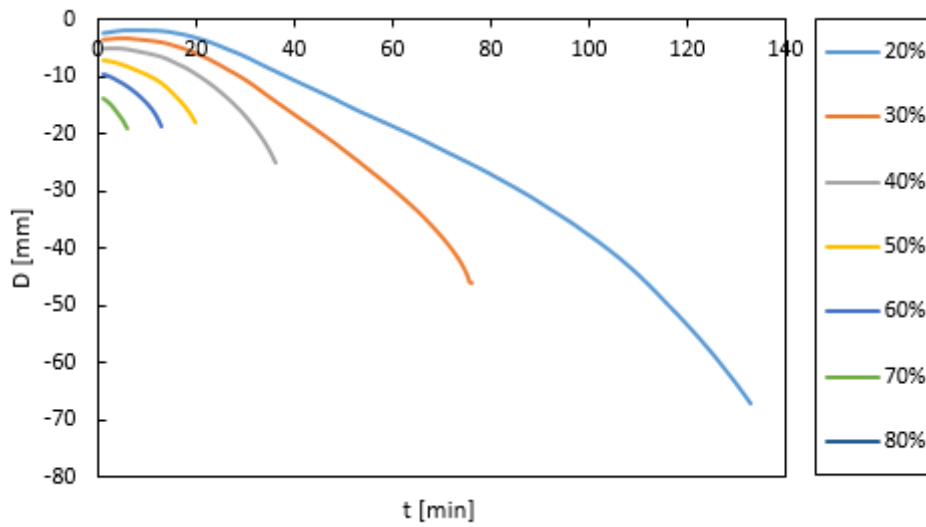


Figure 34. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

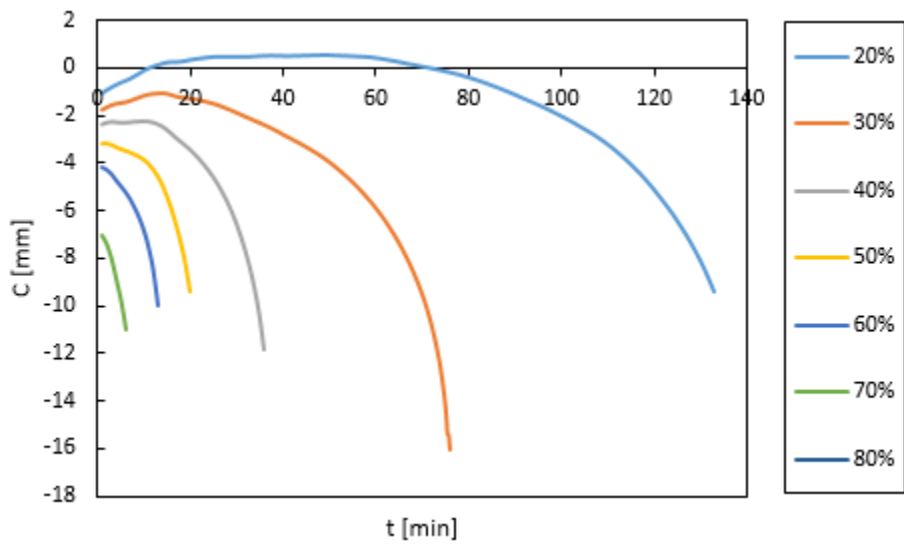


Figure 35. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

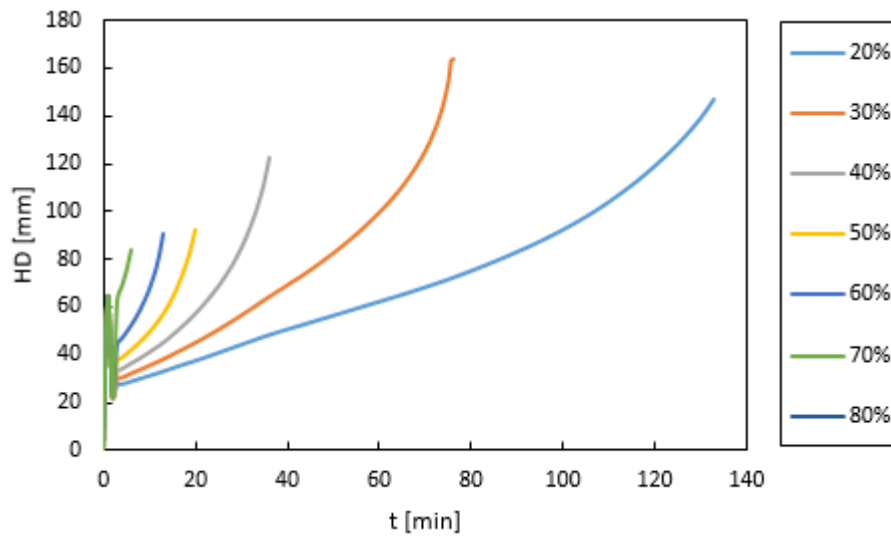


Figure 36. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S1 pour les différents niveaux de charge

2. Scénario d'incendie S2

2.1 Structure sans dérive inter-étage

(a) Sections intactes

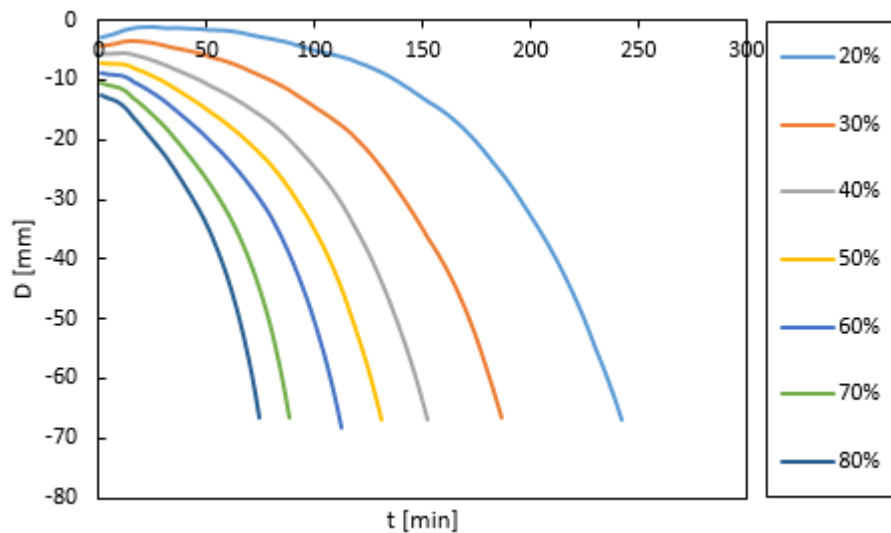


Figure 37. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

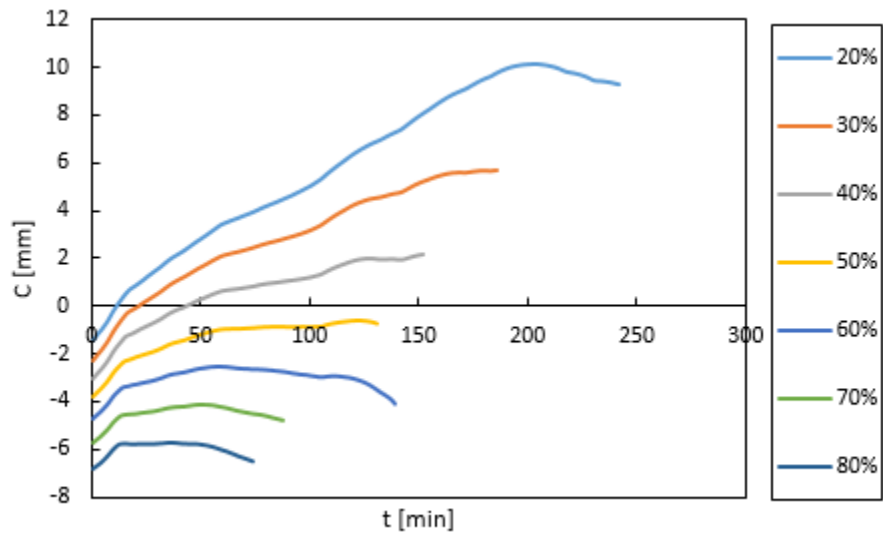


Figure 38. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

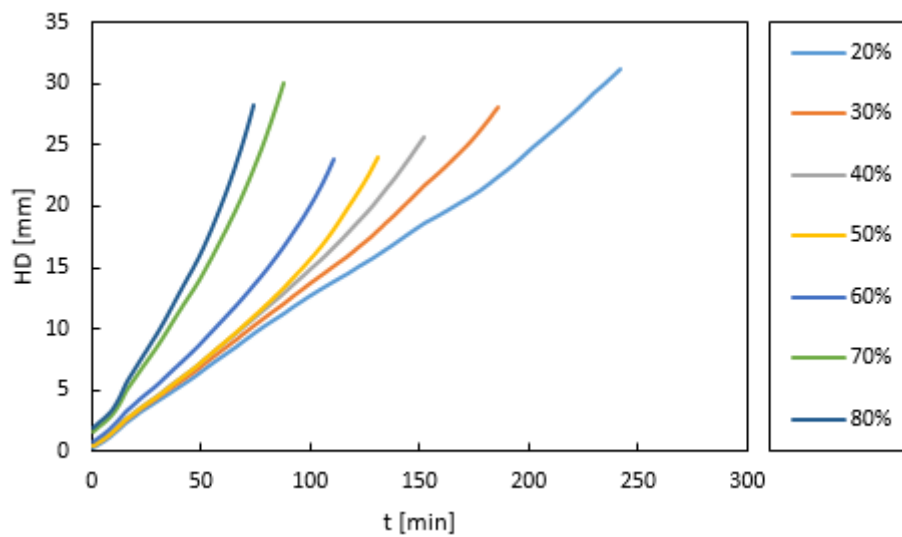


Figure 39. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

(b) Sections avec endommagement de type A

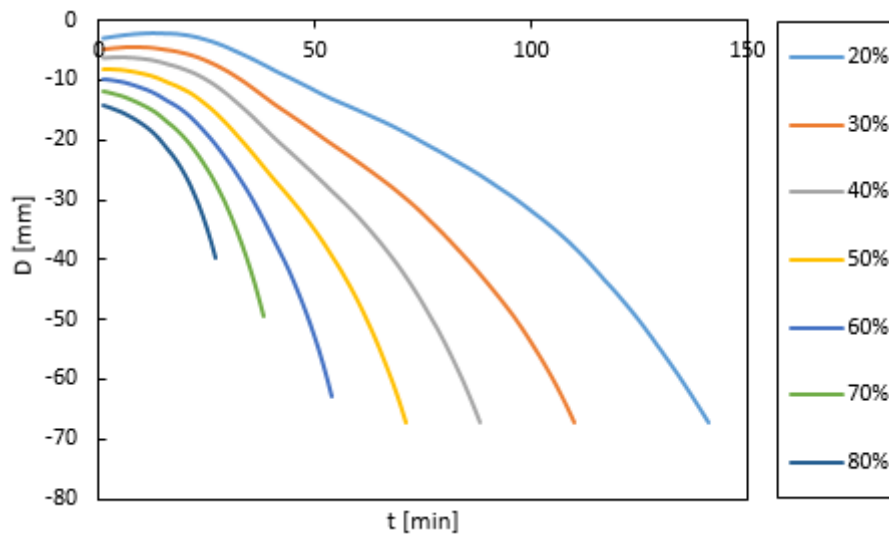


Figure 40. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type A n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

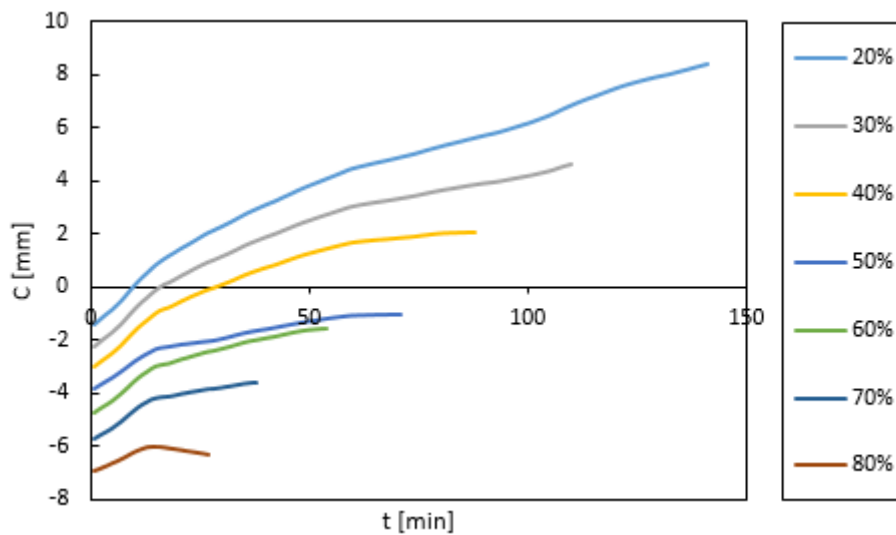


Figure 41. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type A n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

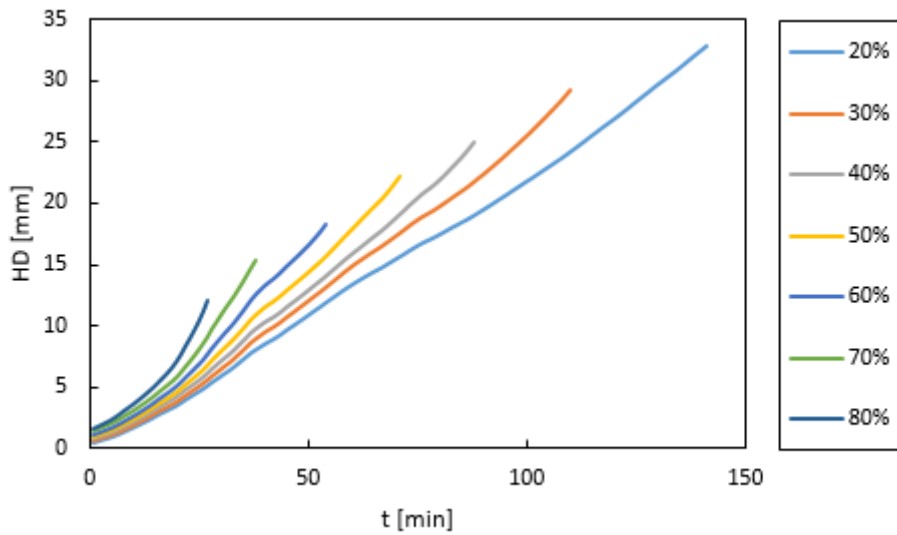


Figure 42. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type A n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

(a) Sections avec endommagement de type B

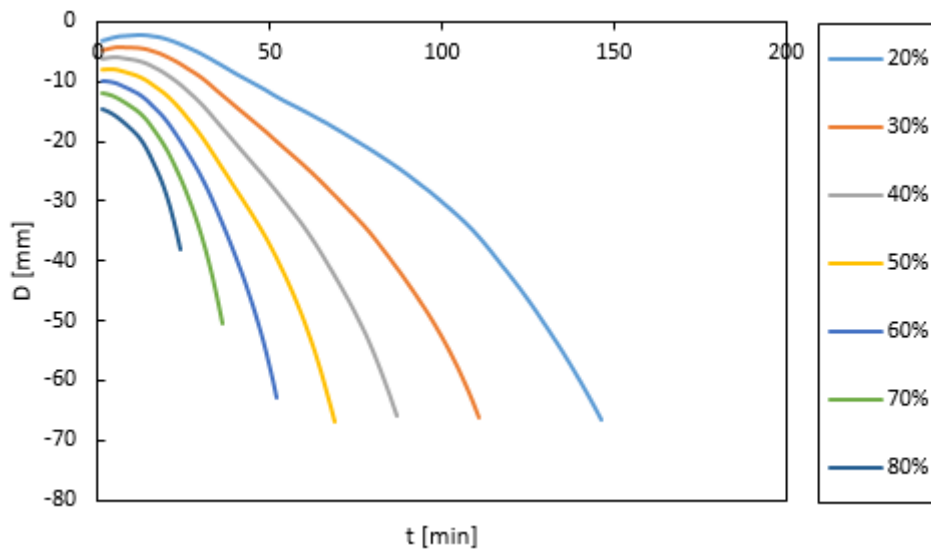


Figure 43. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type B n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

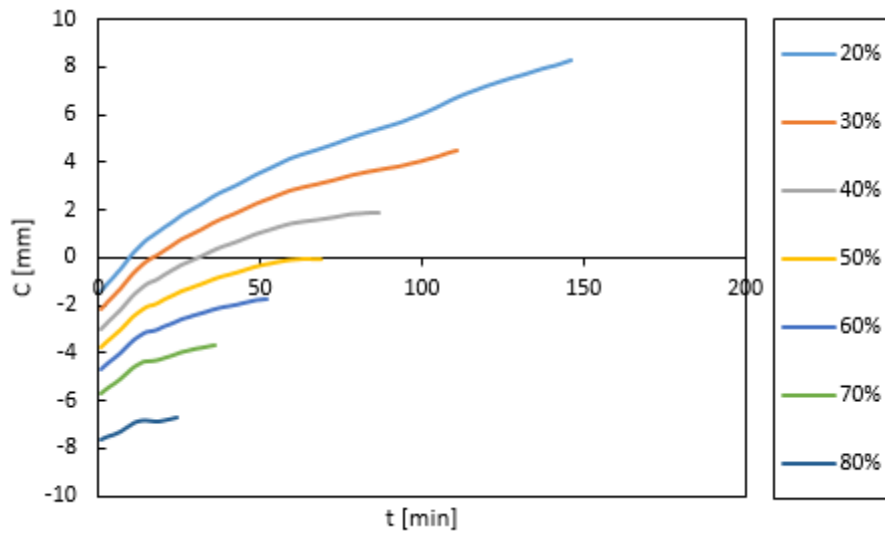


Figure 44. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type B n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

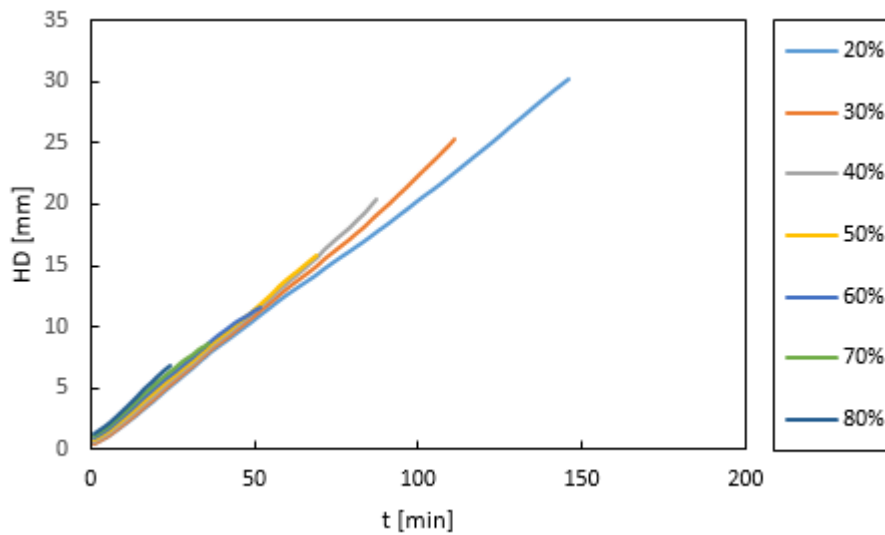


Figure 45. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type B n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

2.2 Dérive inter-étage de 2%

(a) Sections intactes

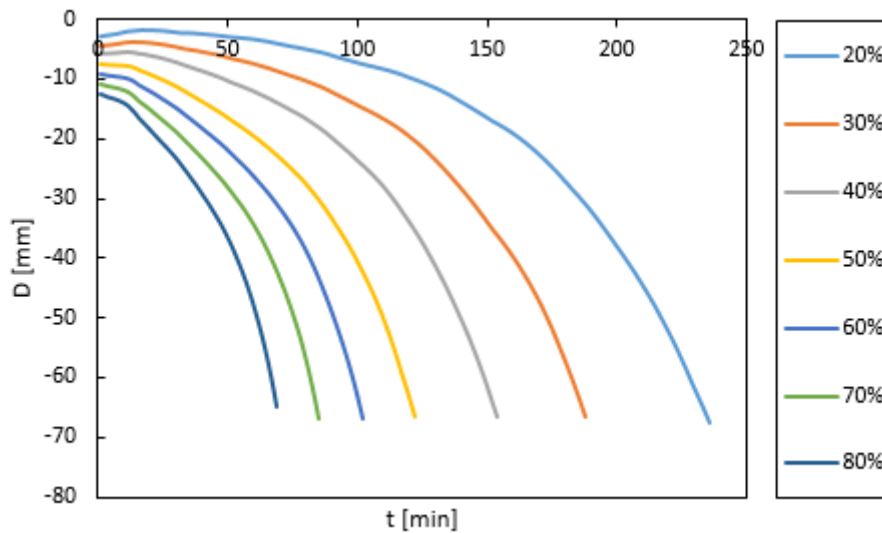


Figure 46. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

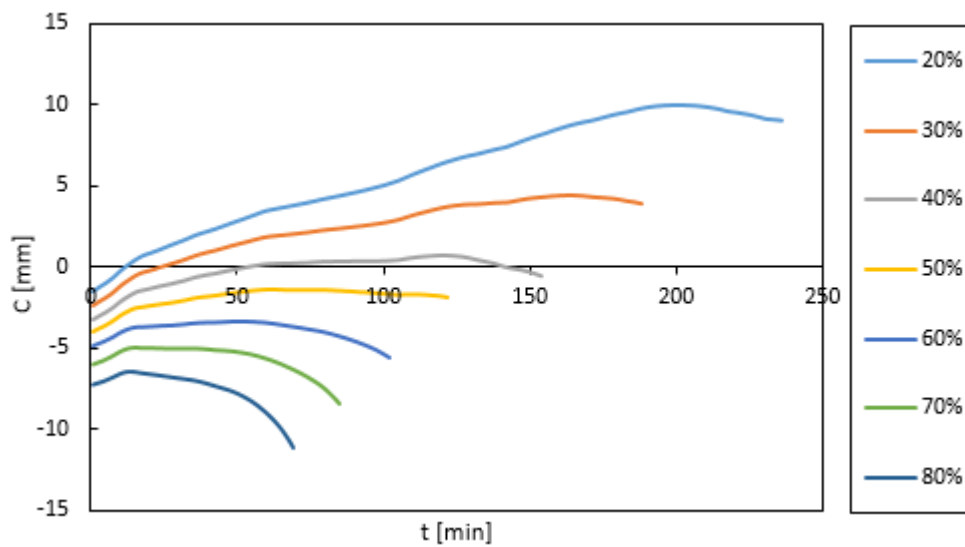


Figure 47. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

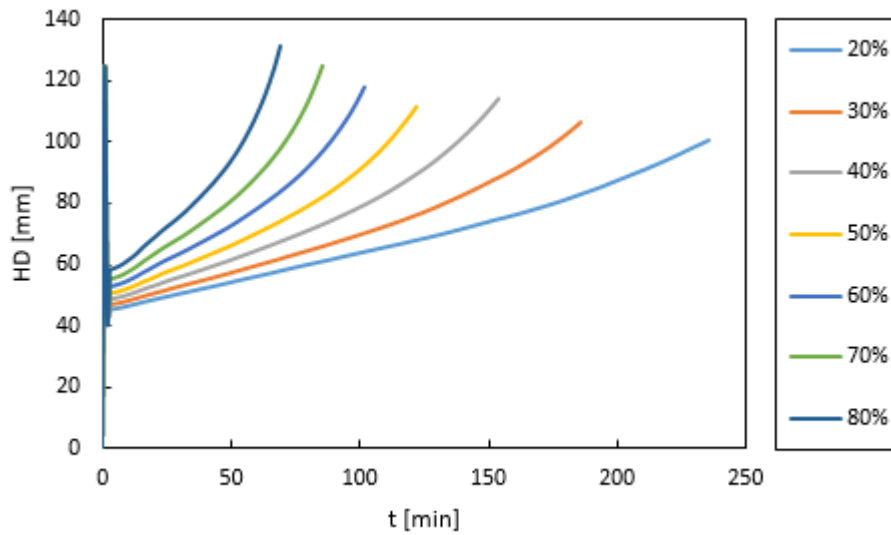


Figure 48. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

(b) Sections avec endommagement de type A

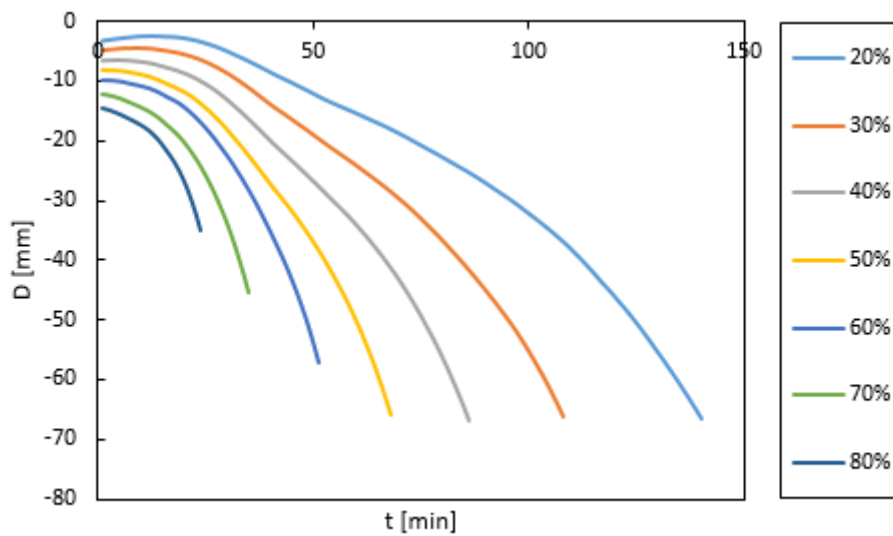


Figure 49. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

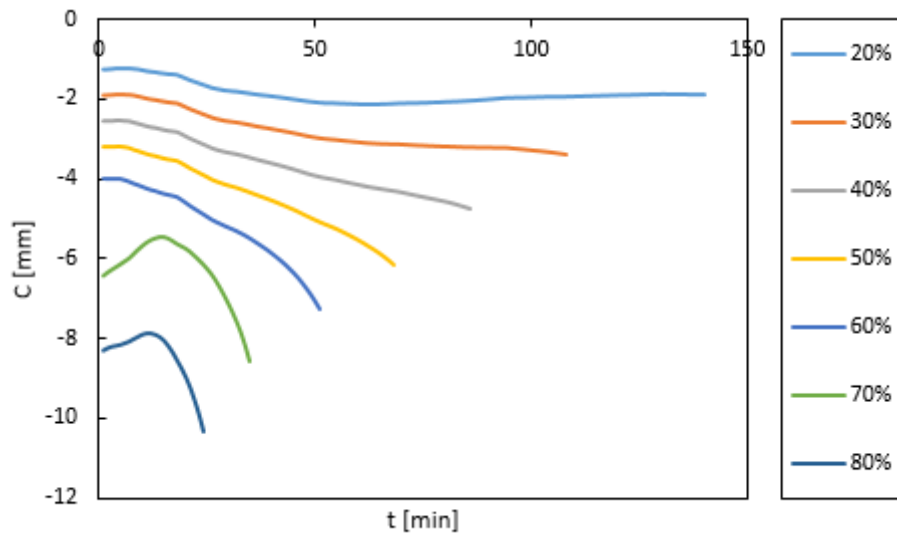


Figure 50. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

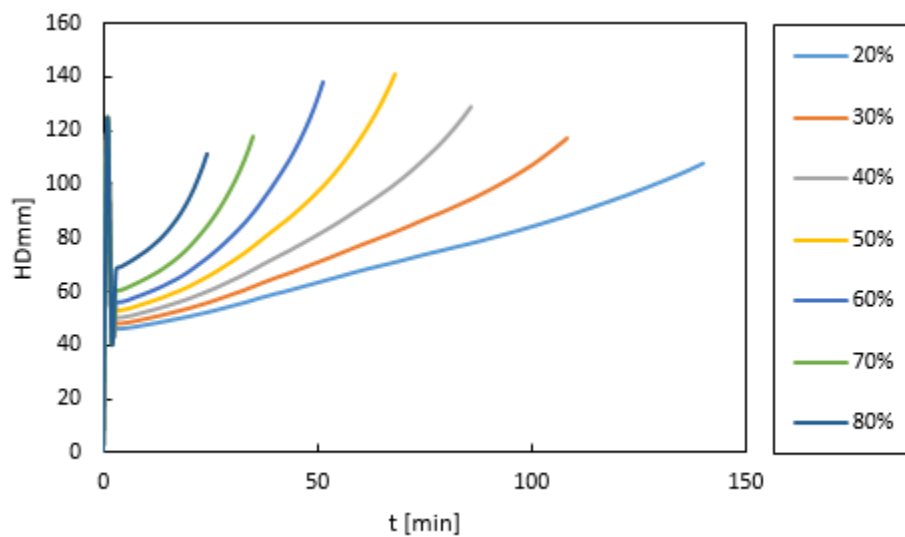


Figure 51. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

(c) Sections avec endommagement de type B

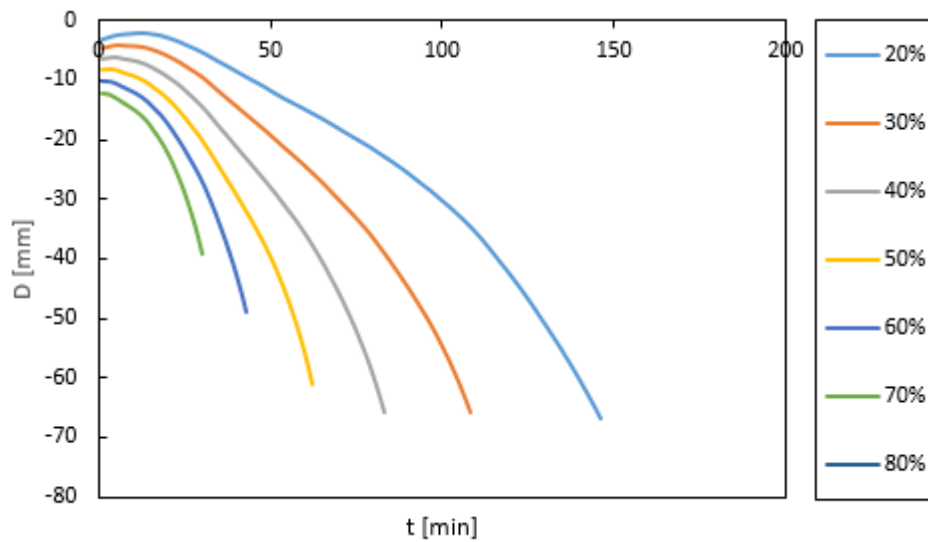


Figure 52. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

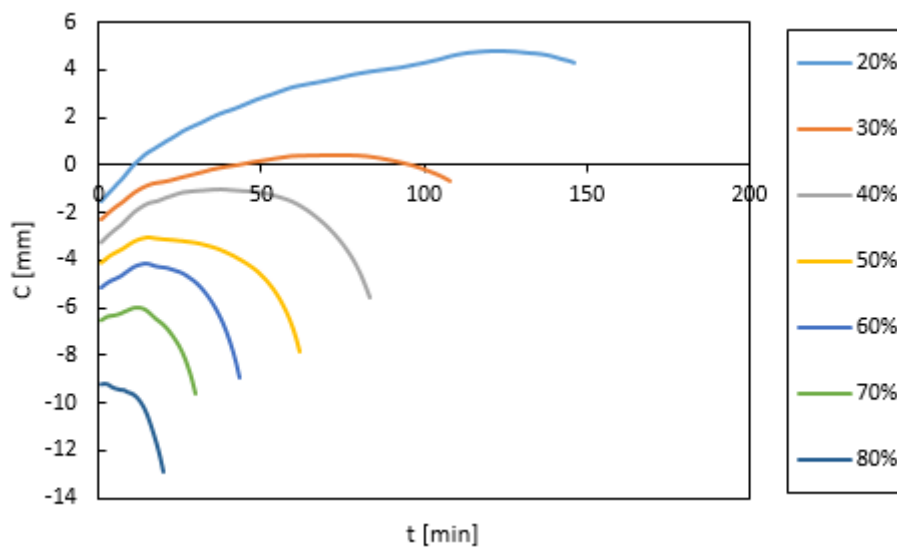


Figure 53. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

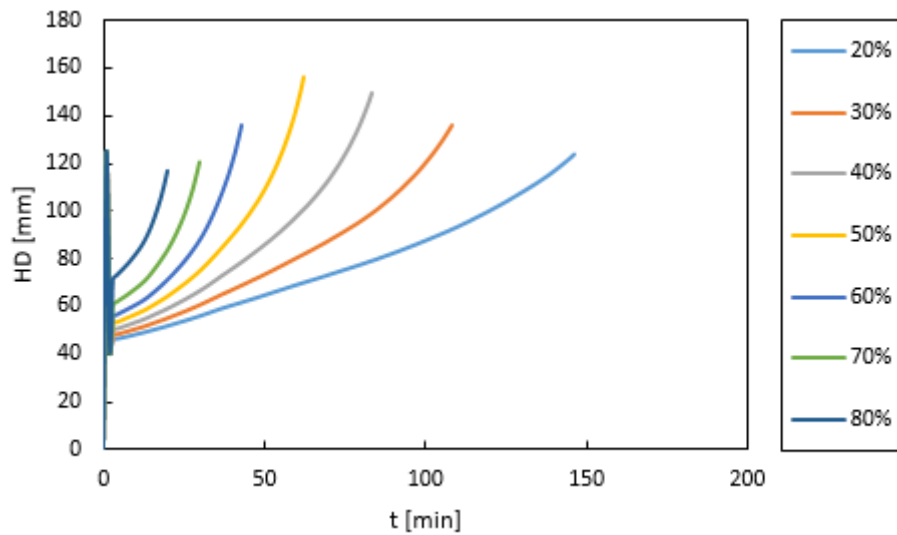


Figure 54. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

2.3 Dérive inter-étage de 3%

(a) Sections intactes

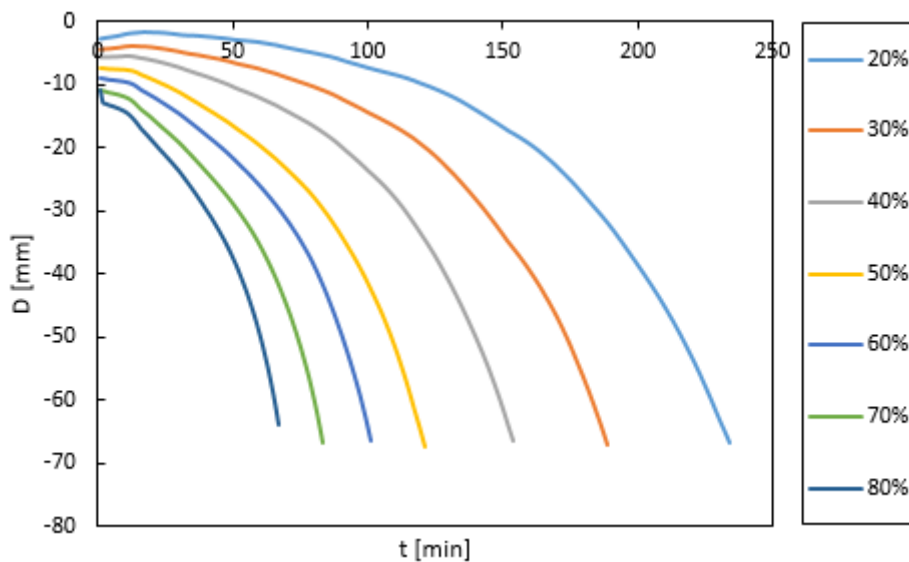


Figure 55. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

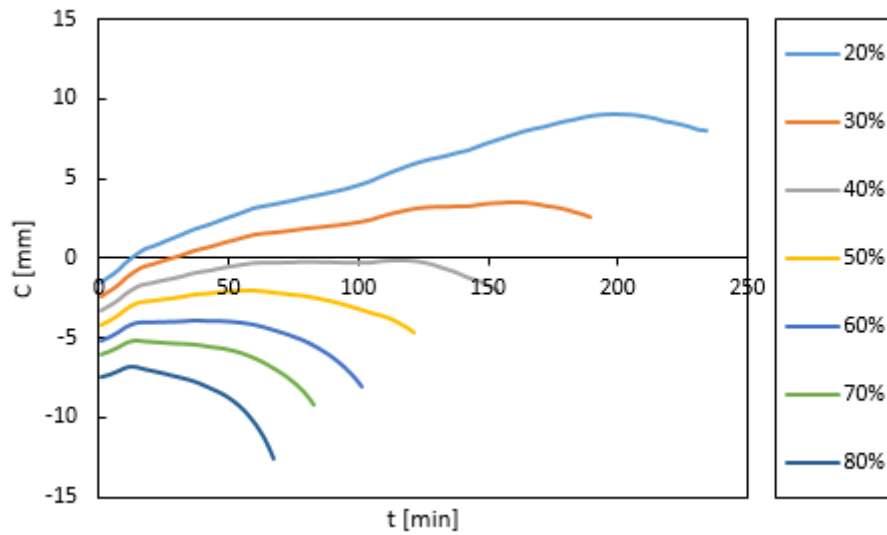


Figure 56. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

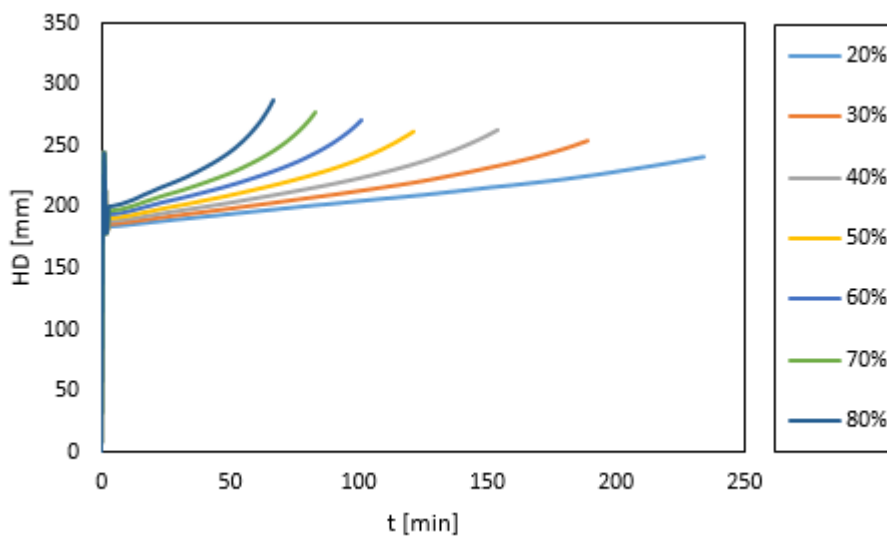


Figure 57. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

(b) Sections avec endommagement de type A

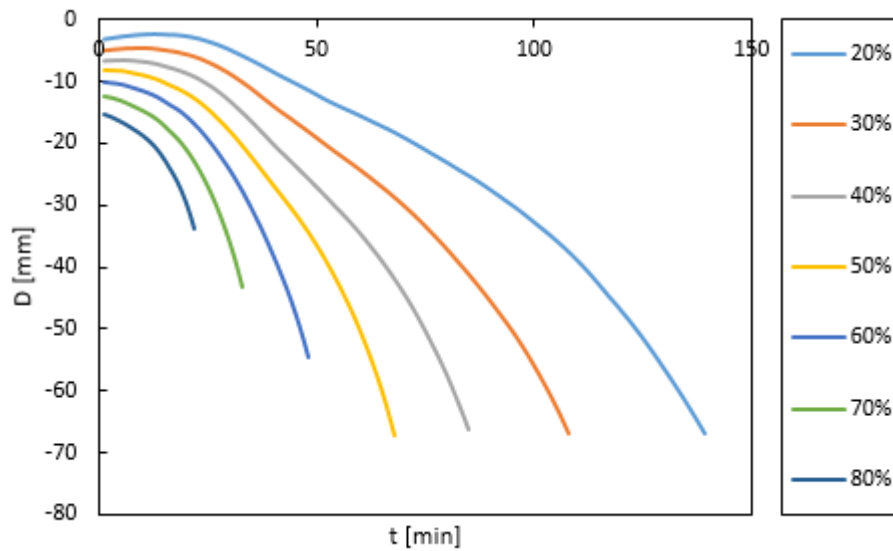


Figure 58. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

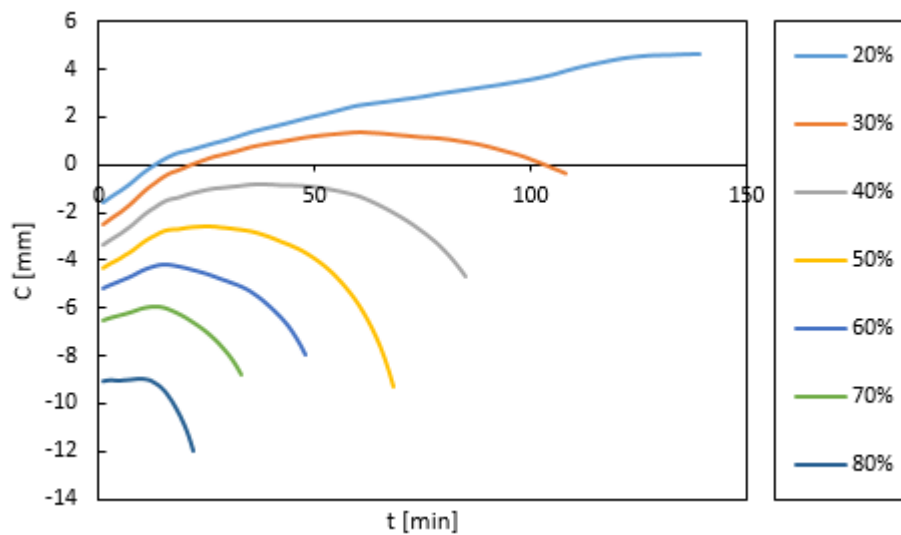


Figure 59. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

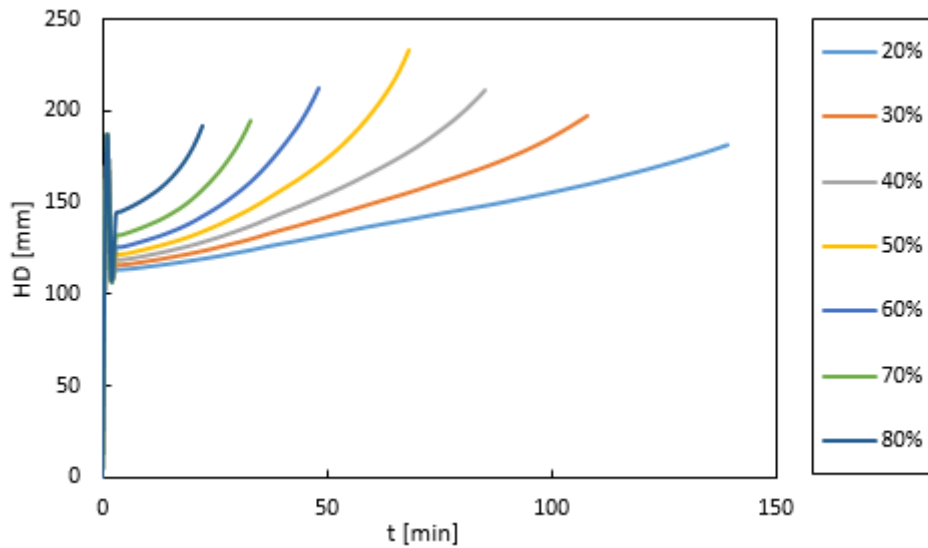


Figure 60. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

(c) Sections avec endommagement de type B

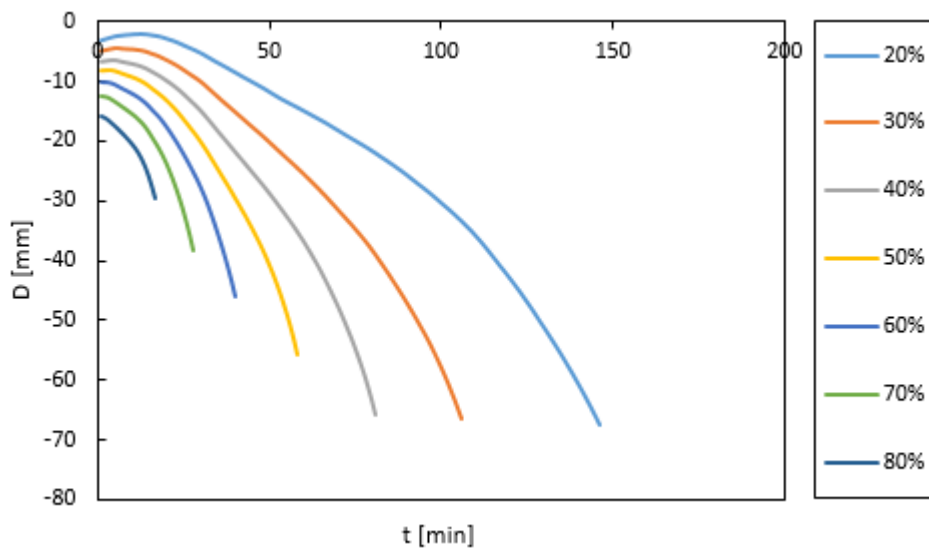


Figure 61. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

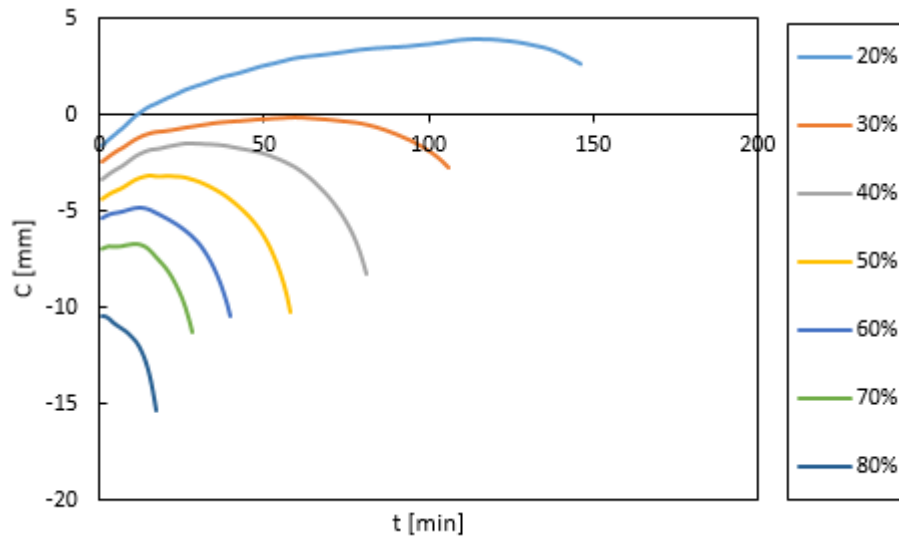


Figure 62. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

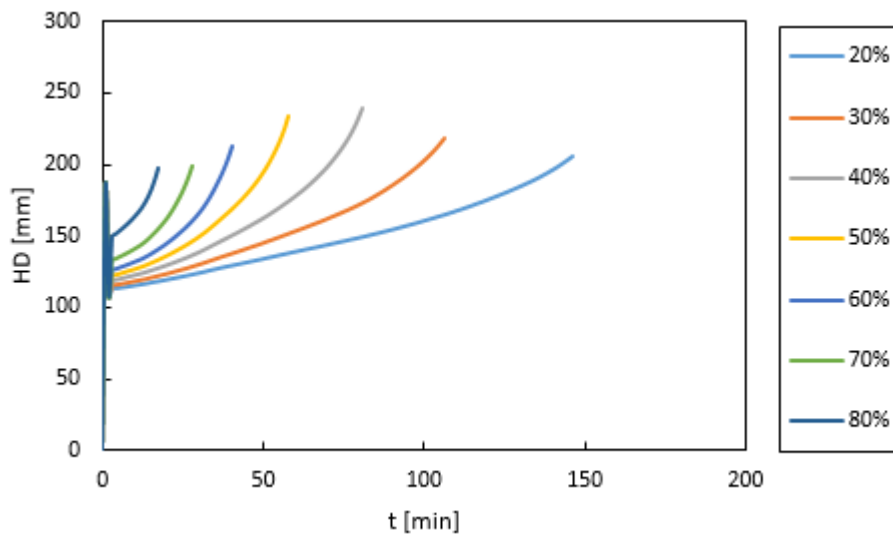


Figure 63. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

2.4 Dérive inter-étage de 4%

(a) Sections intactes

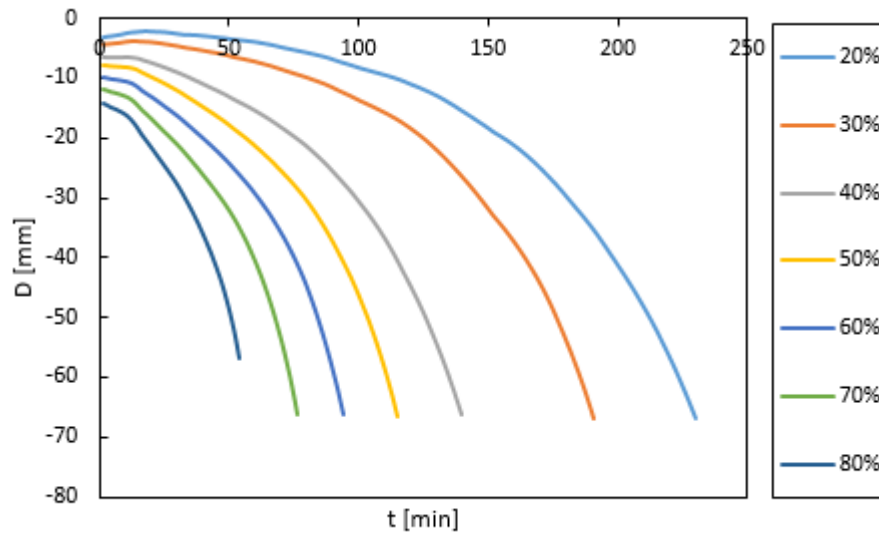


Figure 64. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

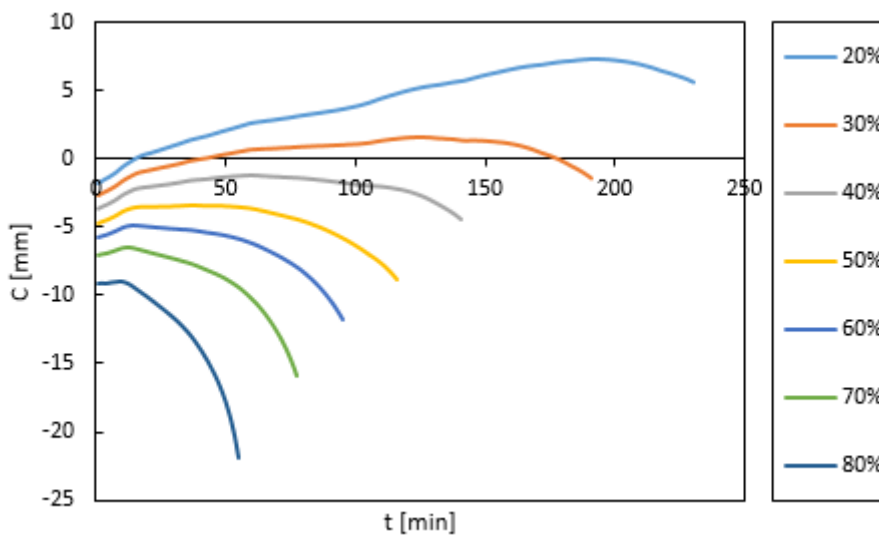


Figure 65. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

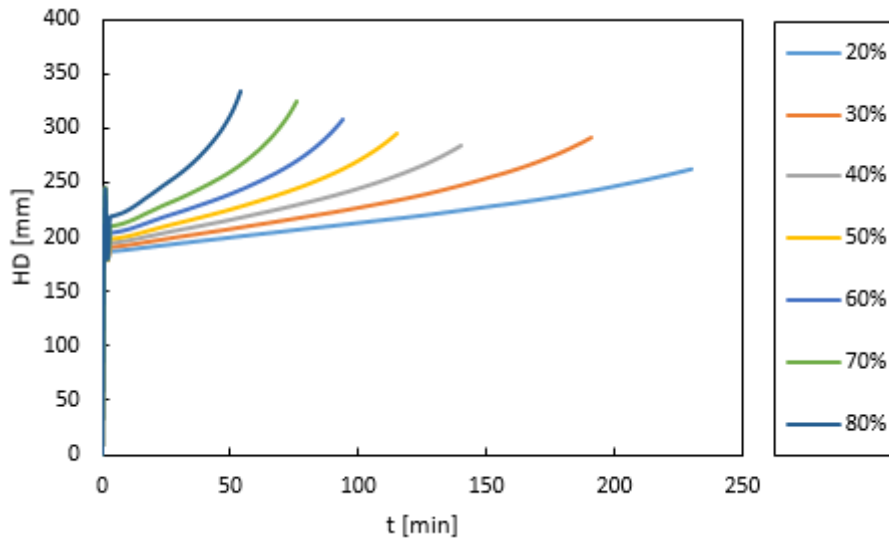


Figure 66. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

(b) Sections avec endommagement de type A

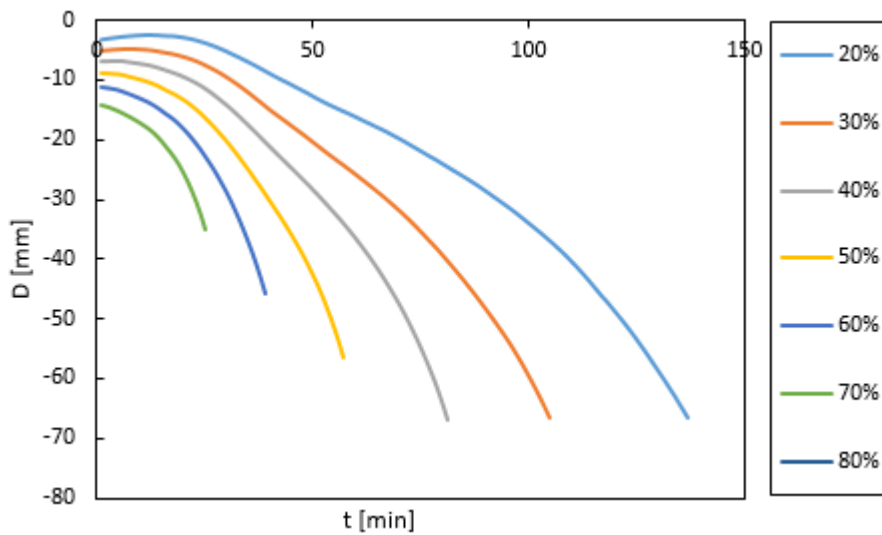


Figure 67. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

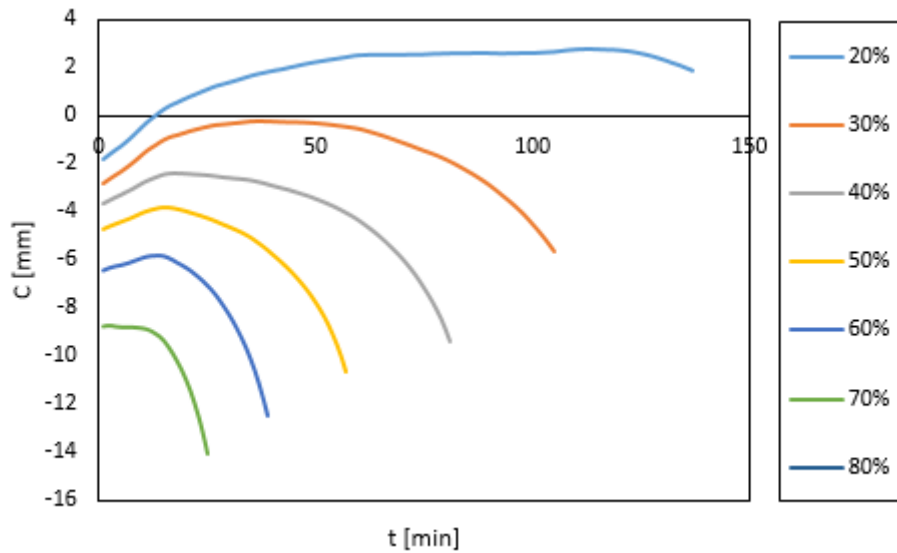


Figure 68. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

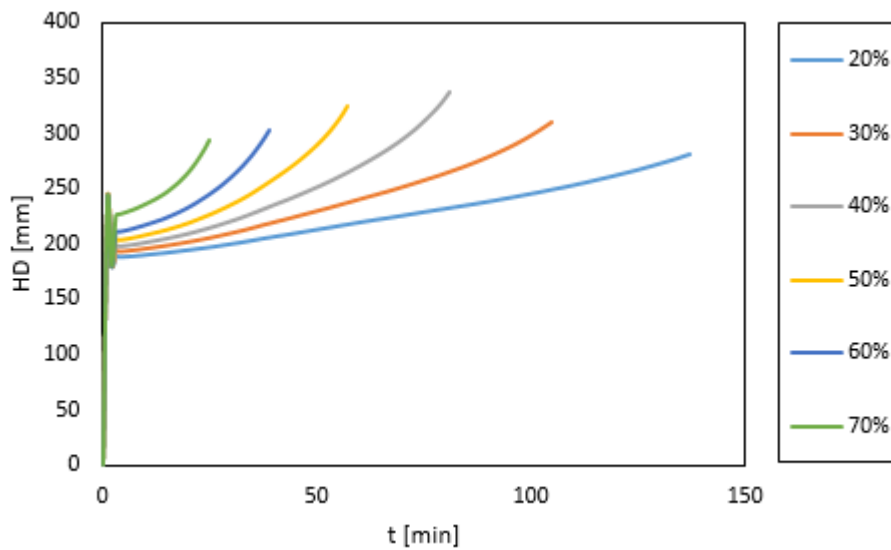


Figure 69. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

(c) Sections avec endommagement de type B

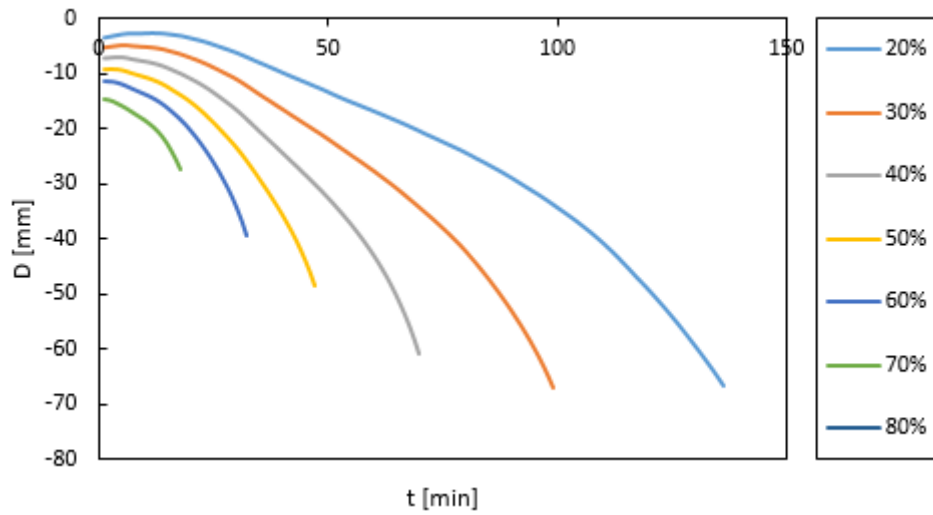


Figure 70. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

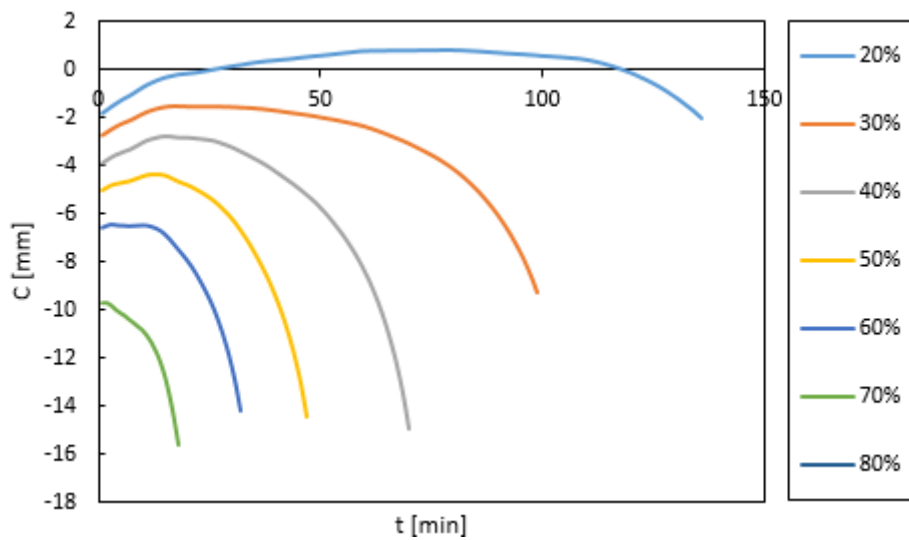


Figure 71. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

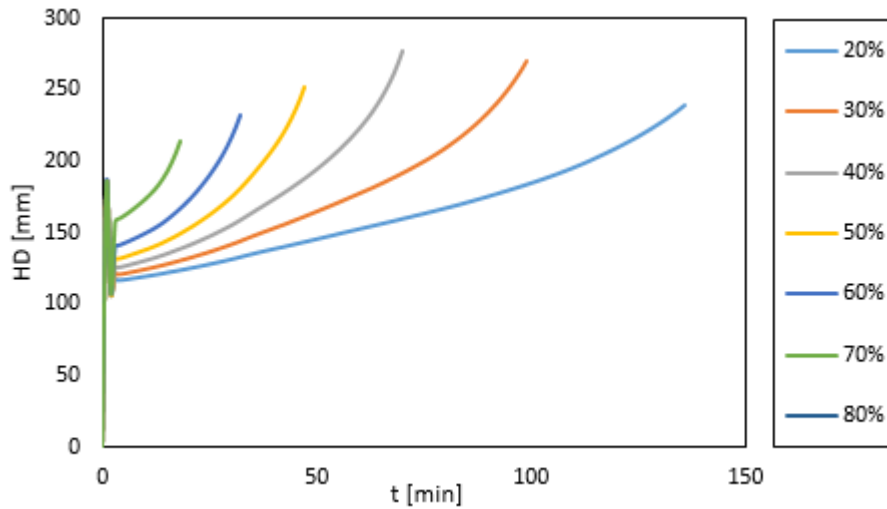


Figure 72. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S2 pour les différents niveaux de charge

3. Scénario d'incendie S3

3.1 Structure sans dérive inter-étage

(a) Sections intactes

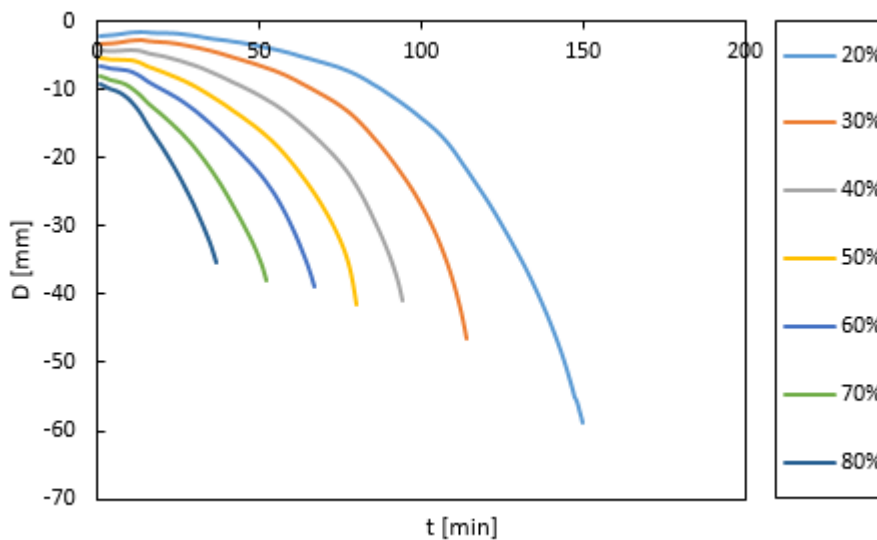


Figure 73. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

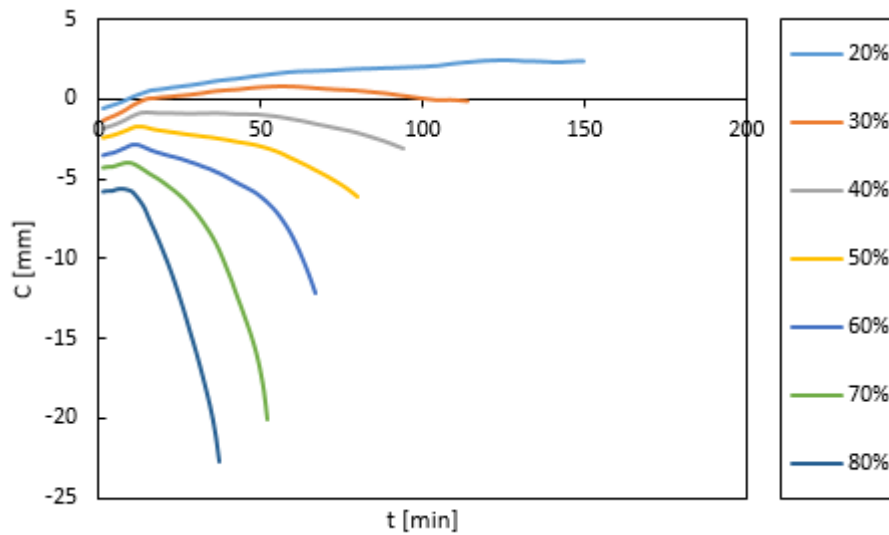


Figure 74. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi une dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

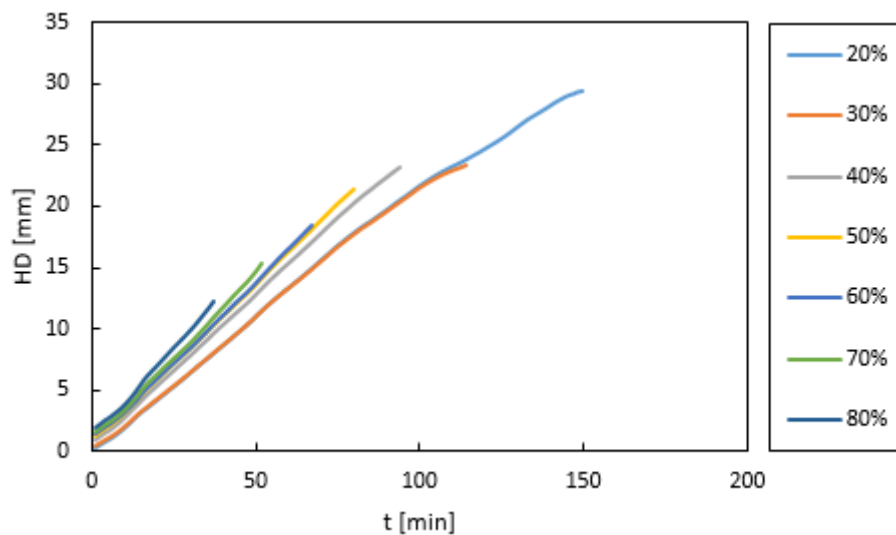


Figure 75. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé n'ayant pas subi de dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

(b) Sections avec endommagement de type A

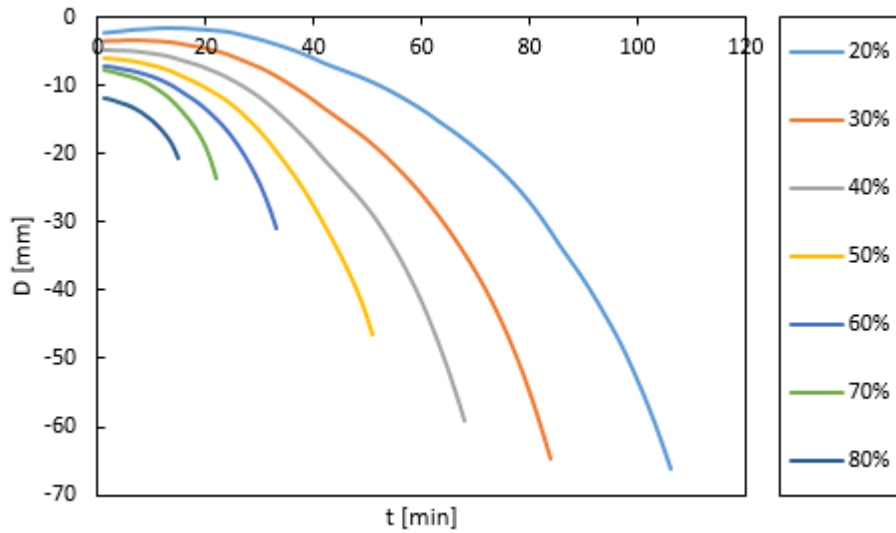


Figure 76. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type A n'ayant pas subi de dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

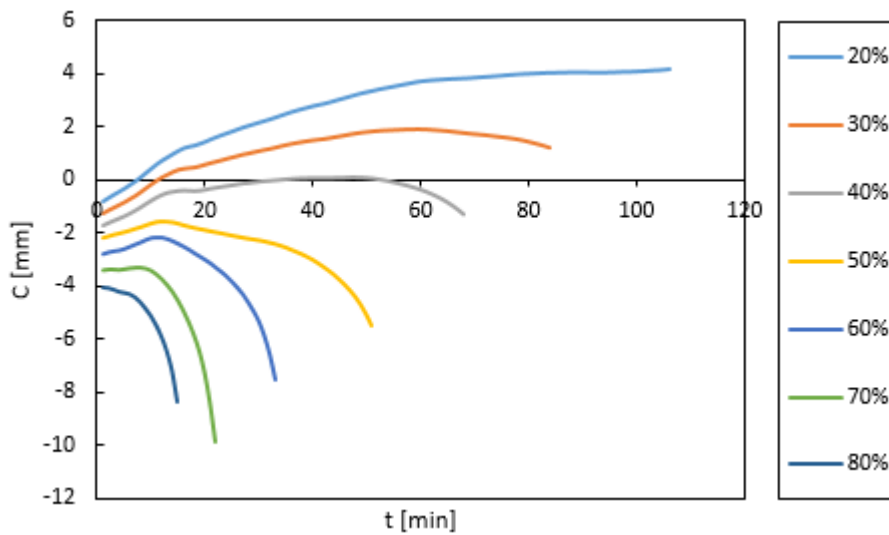


Figure 77. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type A n'ayant pas subi de dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

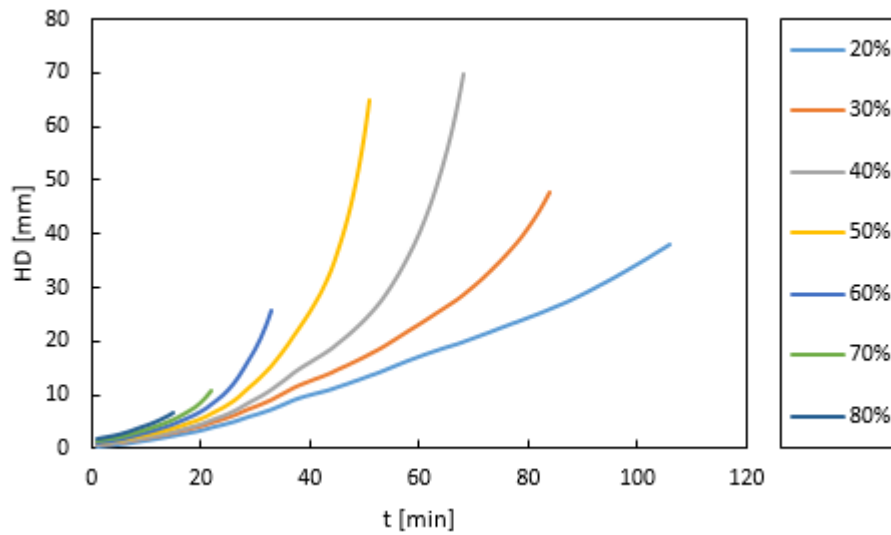


Figure 78. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type A n'ayant pas subi de dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

(c) Sections avec endommagement de type B

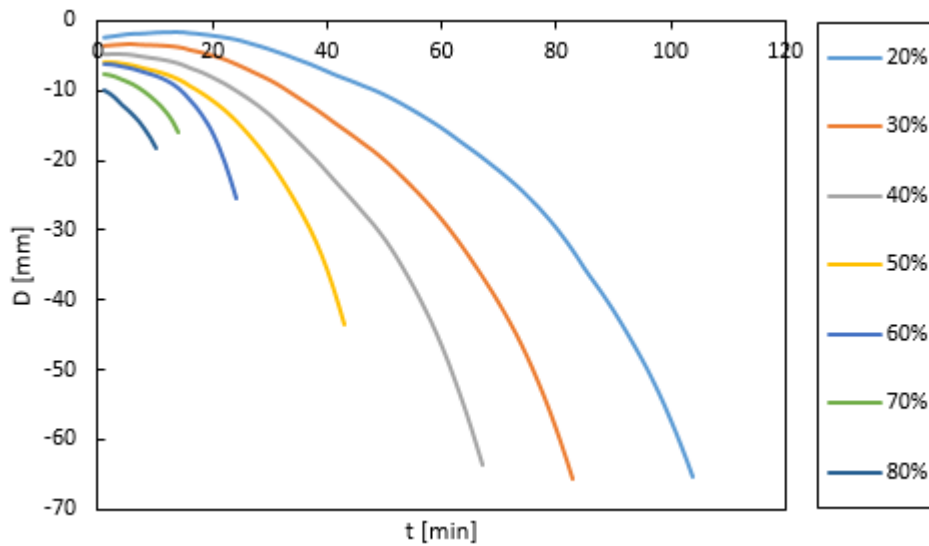


Figure 79. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type B n'ayant pas subi de dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

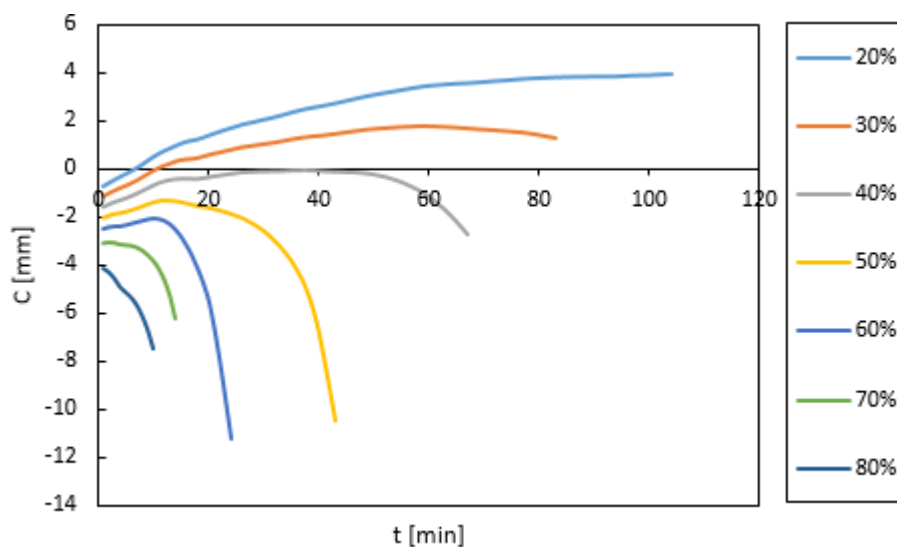


Figure 80. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type B n'ayant pas subi de dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

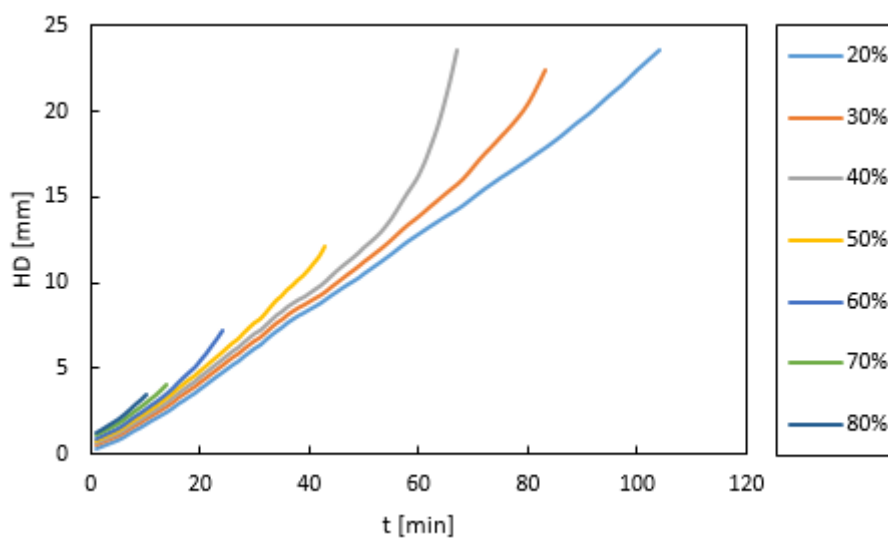


Figure 81. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type B n'ayant pas subi de dérive inter-étage pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

3.2 Dérive inter-étage de 2%

(a) Sections intactes

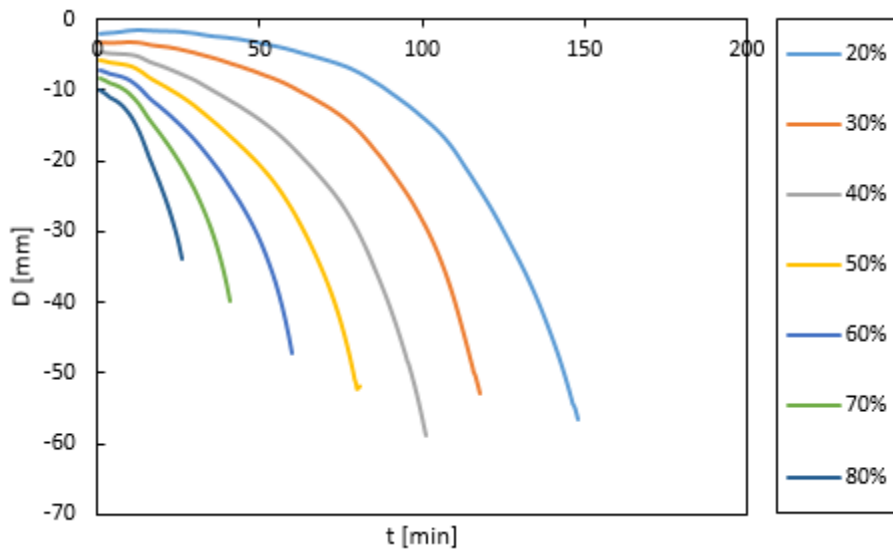


Figure 82. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

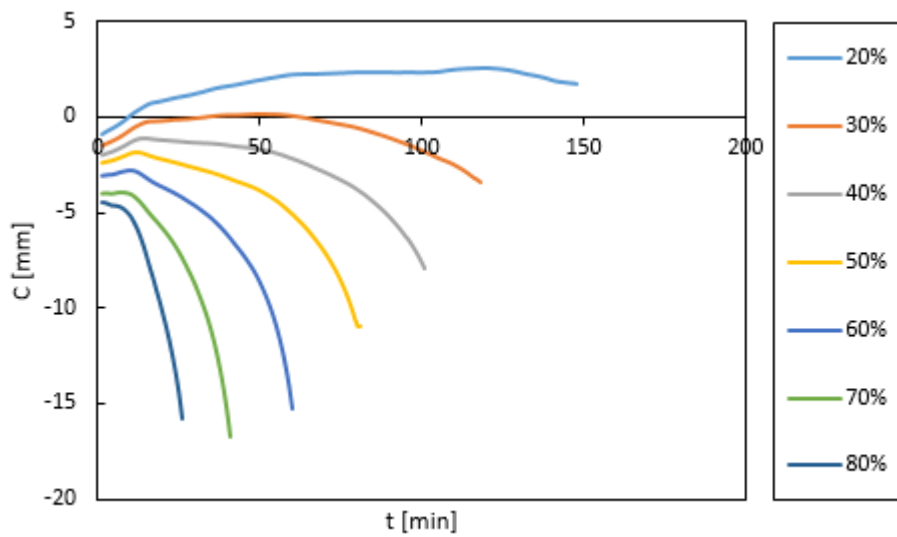


Figure 83. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

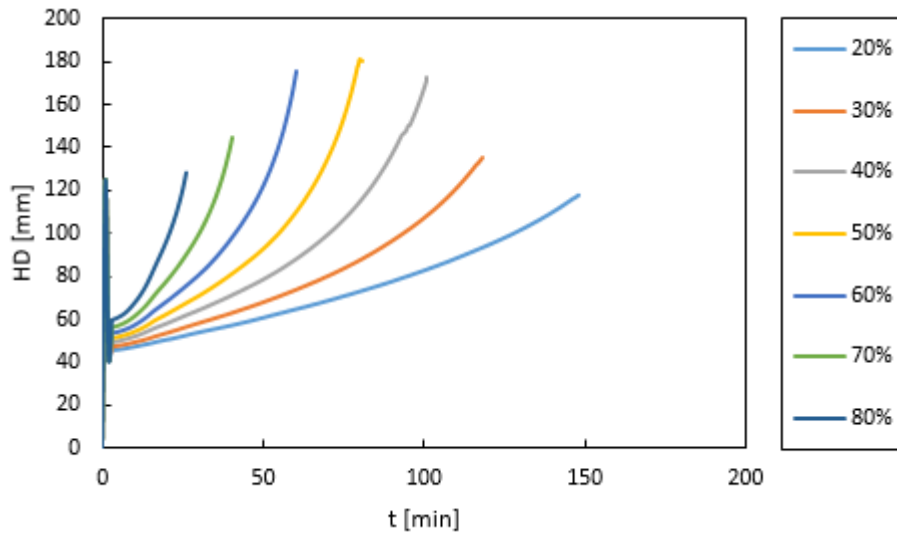


Figure 84. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

(b) Sections avec endommagement de type A

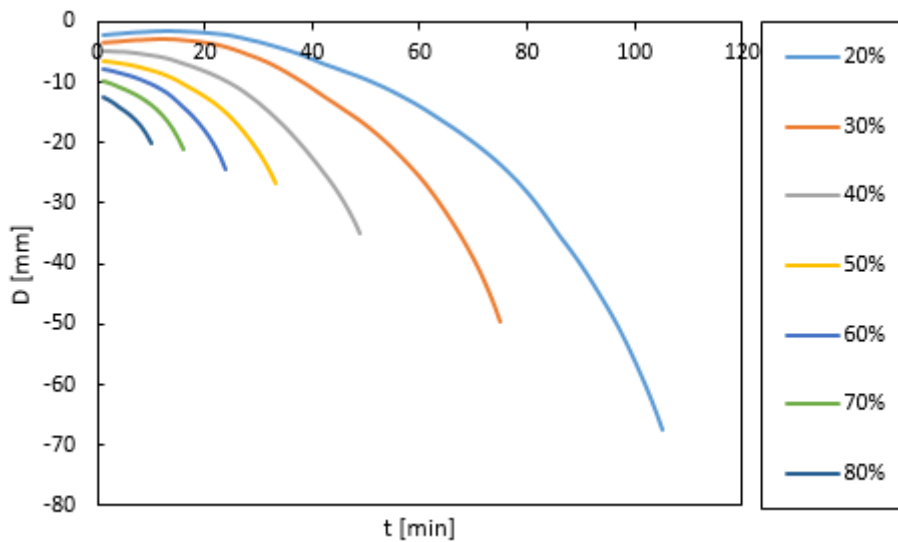


Figure 85. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

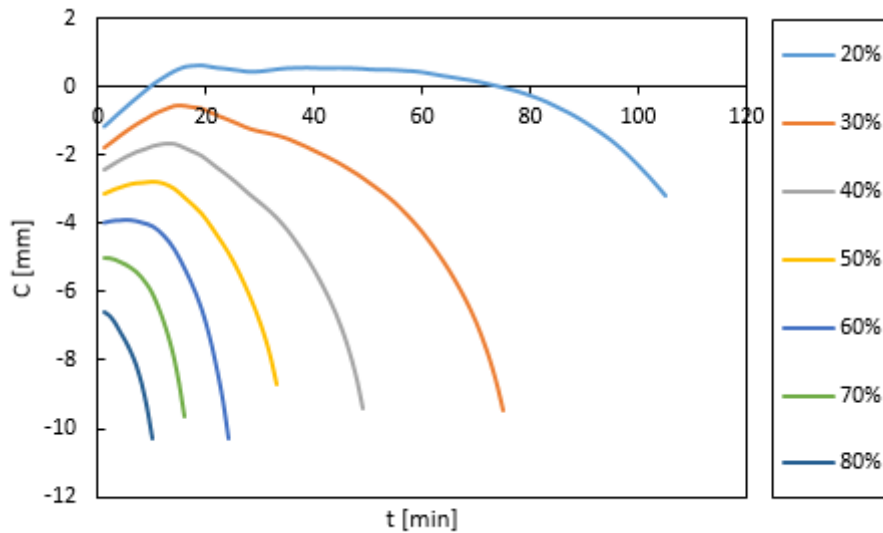


Figure 86. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

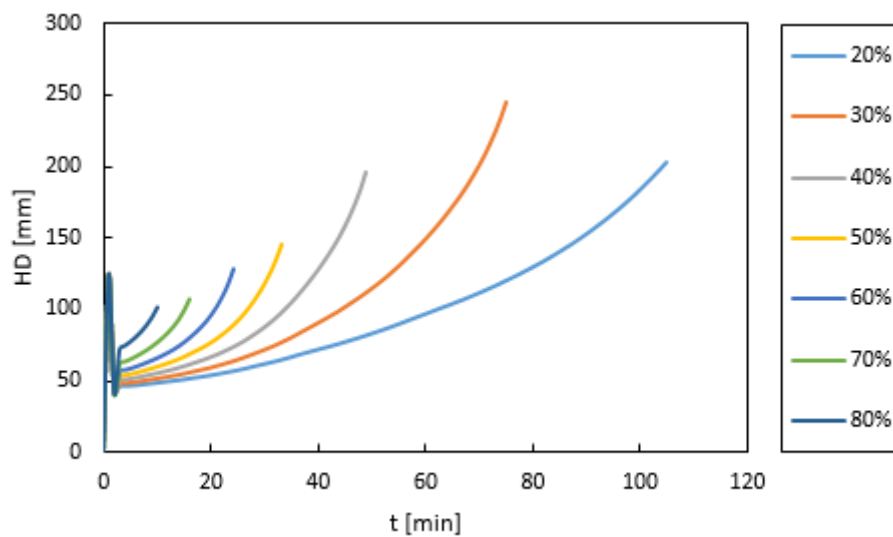


Figure 87. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

(c) Sections avec endommagement de type B

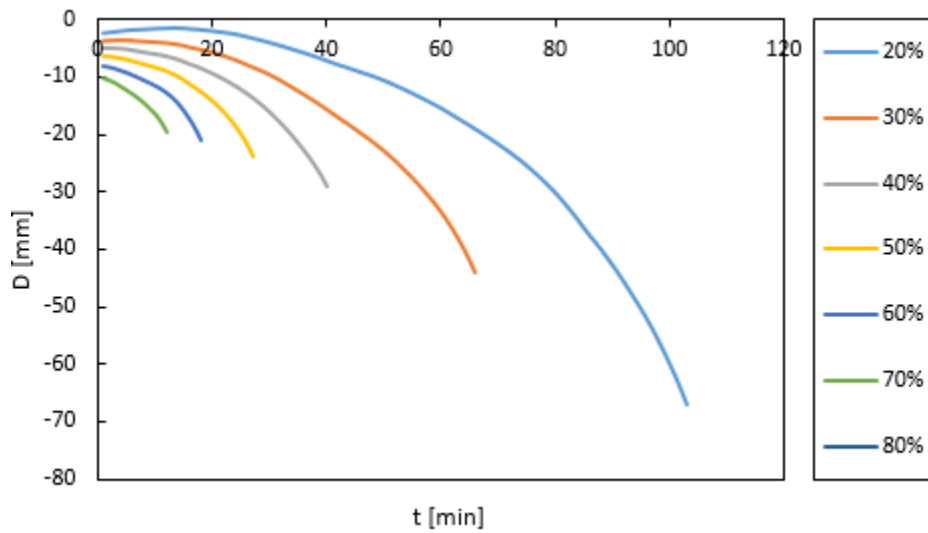


Figure 88. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

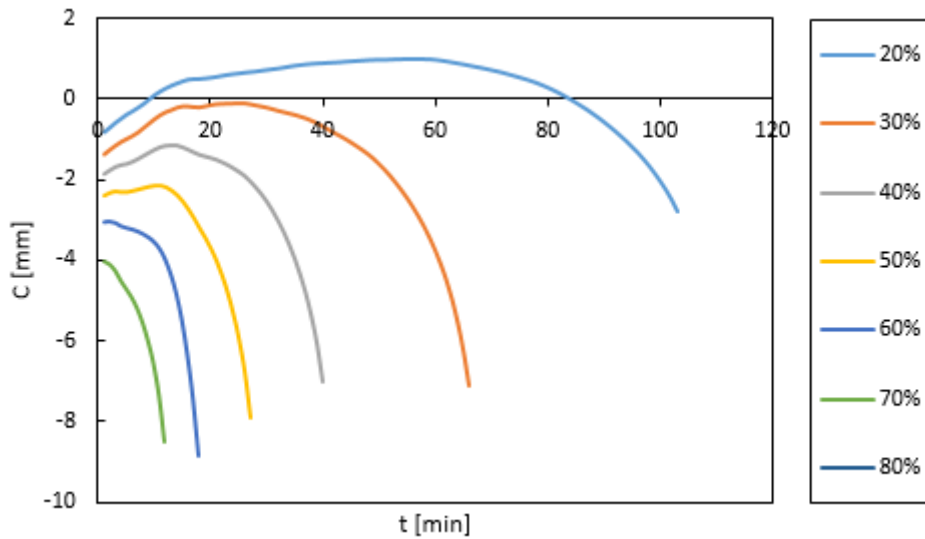


Figure 89. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

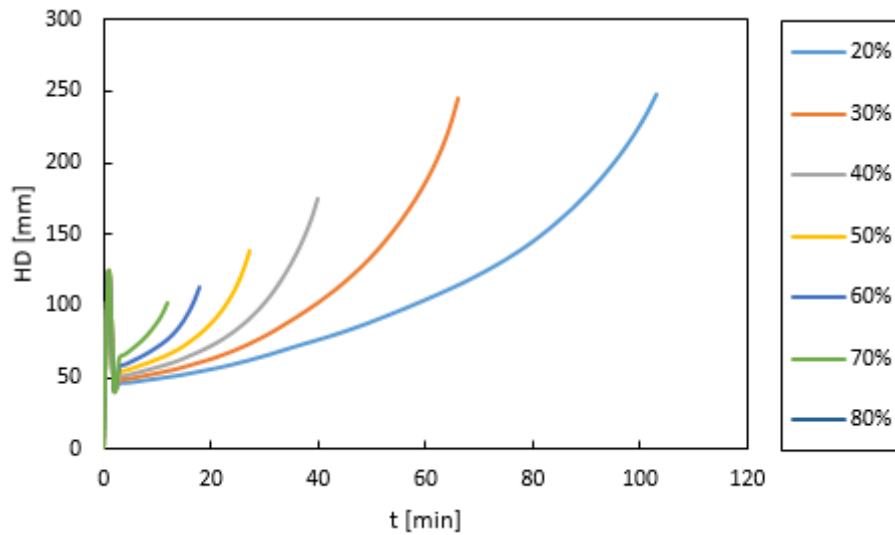


Figure 90. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 2% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

3.3 Dérive inter-étage de 3%

(a) Sections intactes

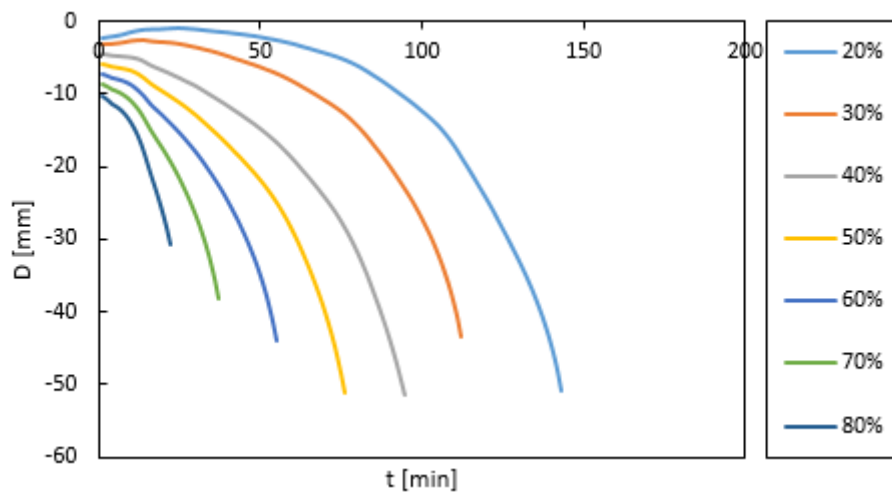


Figure 91. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

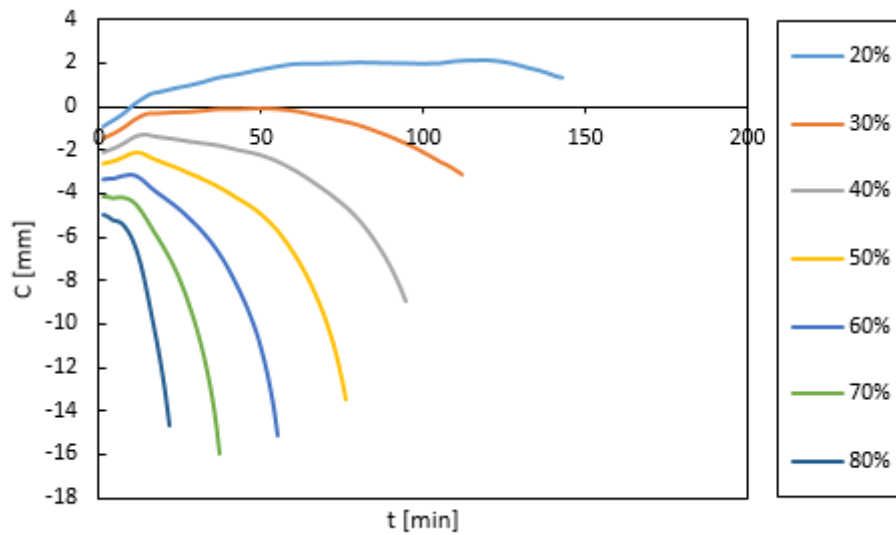


Figure 92. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

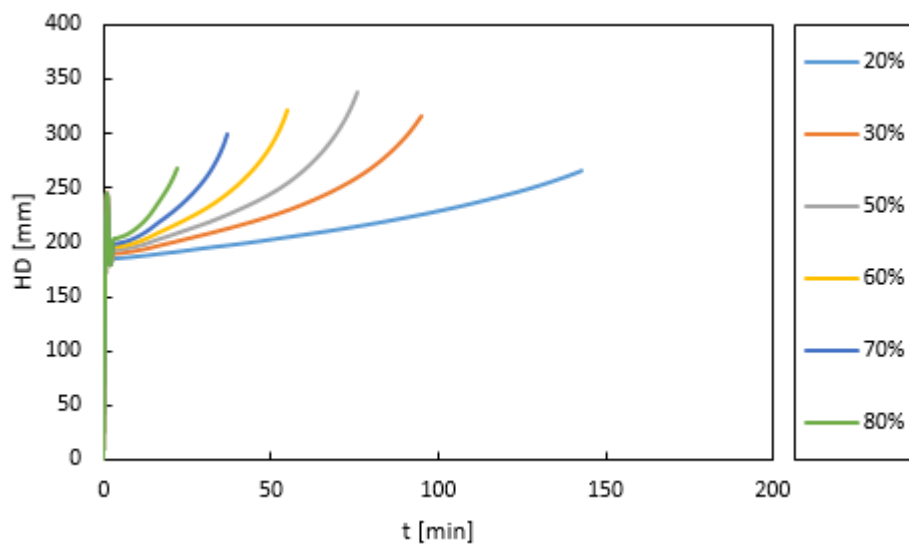


Figure 93. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

(b) Sections avec endommagement de type A

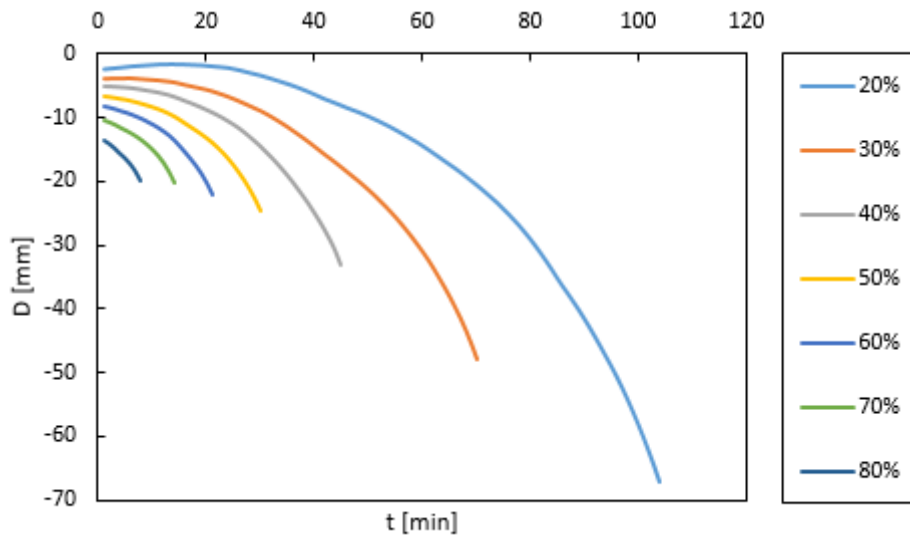


Figure 94. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

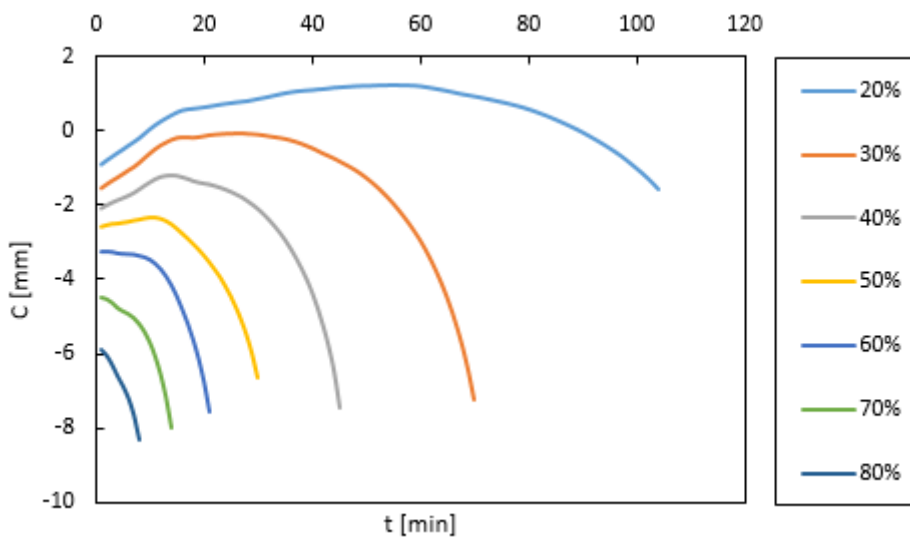


Figure 95. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

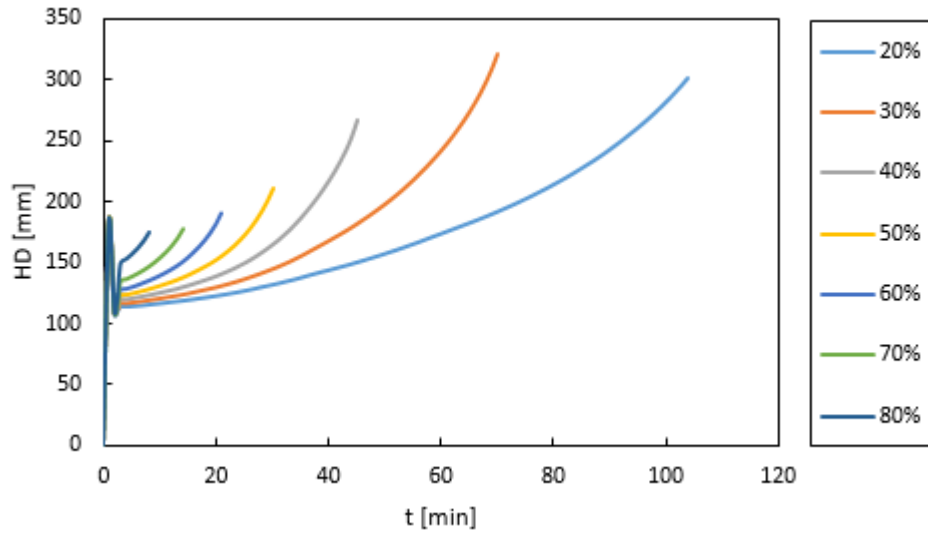


Figure 96. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

(c) Sections avec endommagement de type B

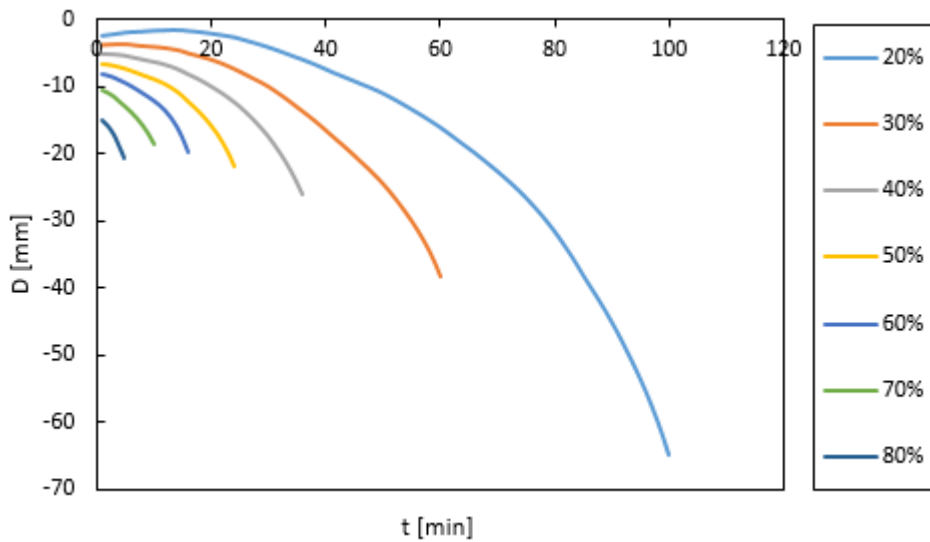


Figure 97. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

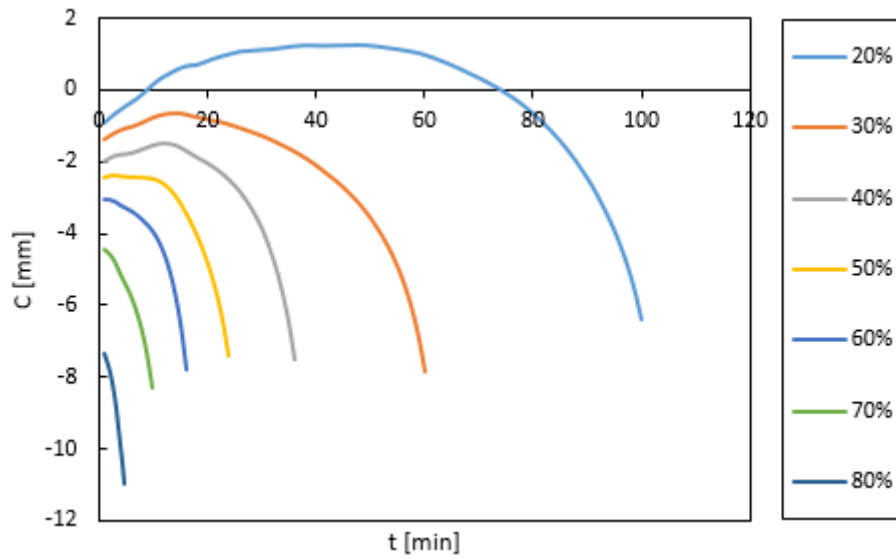


Figure 98. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

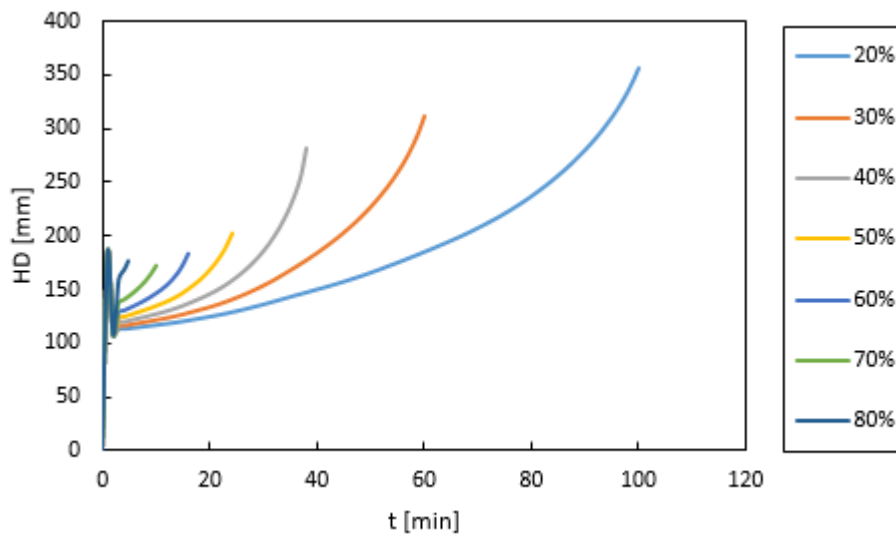


Figure 99. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 3% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

3.4 Dérive inter-étage de 4%

(a) Sections intactes

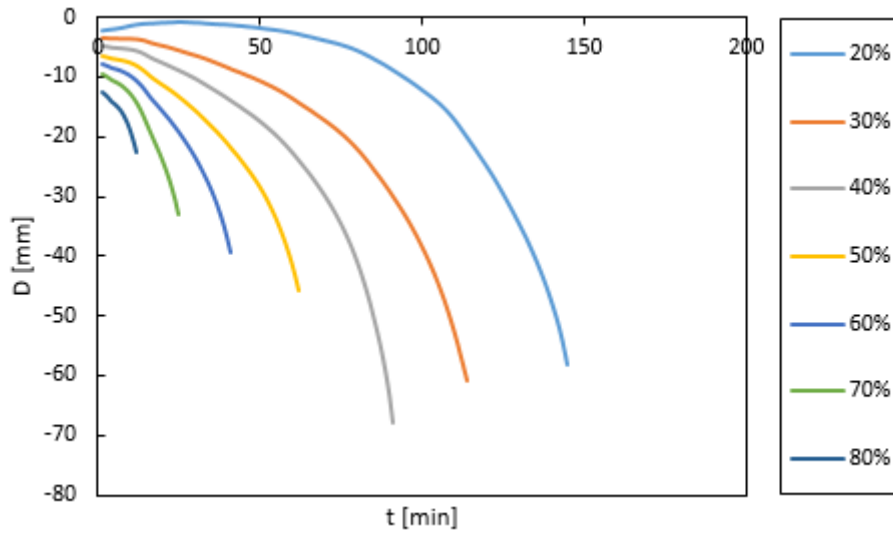


Figure 100. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

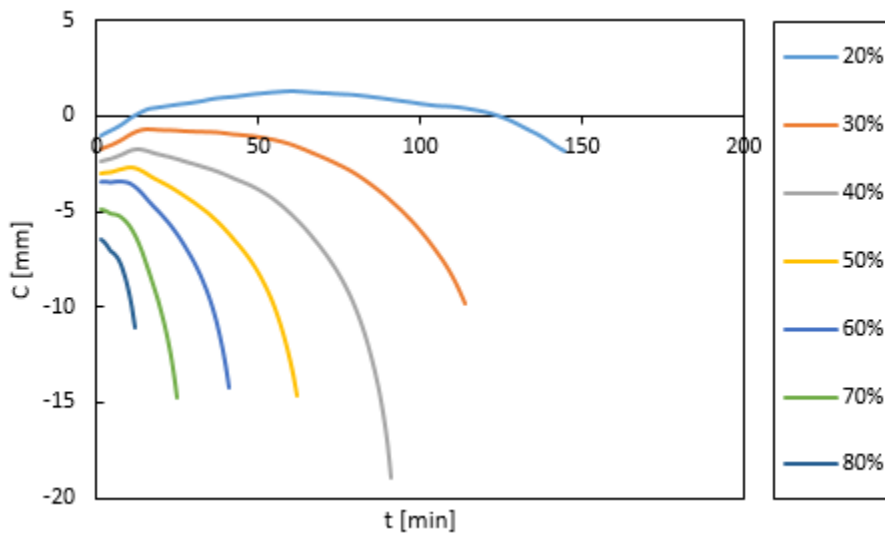


Figure 101. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

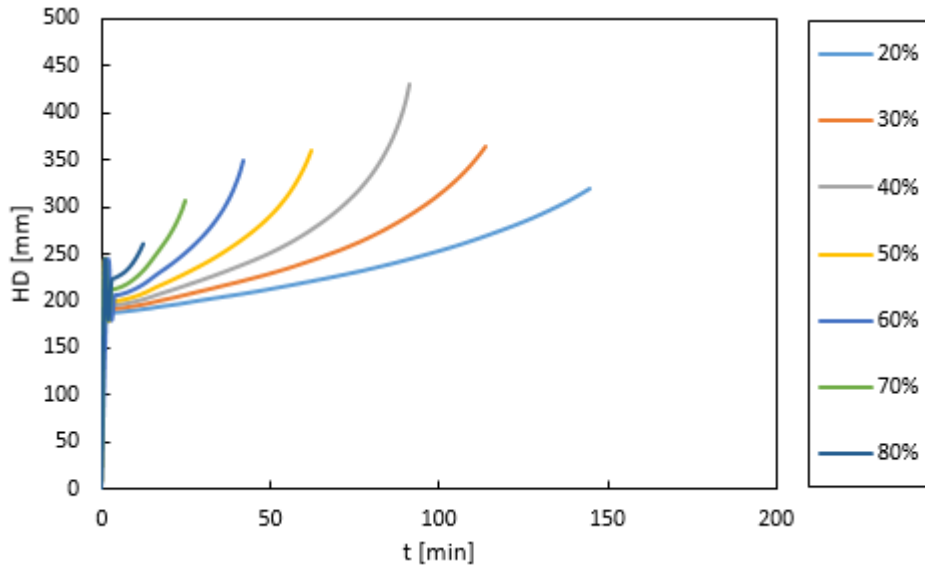


Figure 102. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique non-endommagé ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

(b) Sections avec endommagement de type A

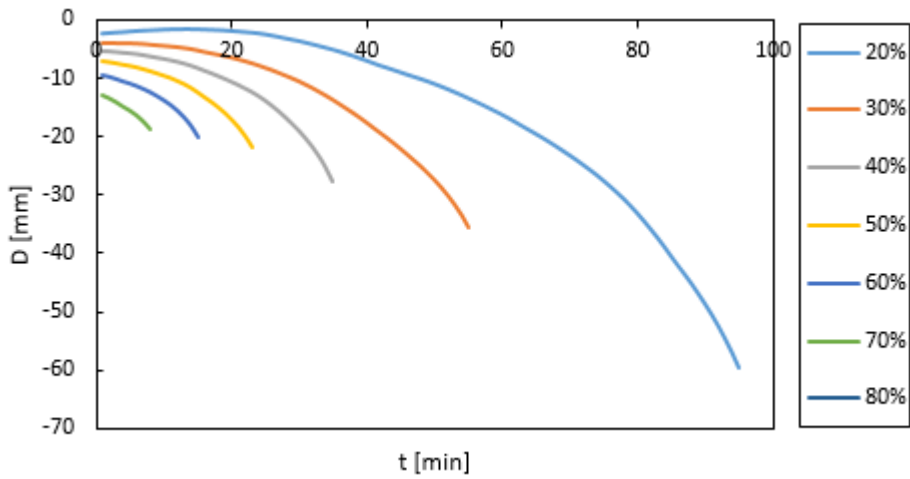


Figure 103. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

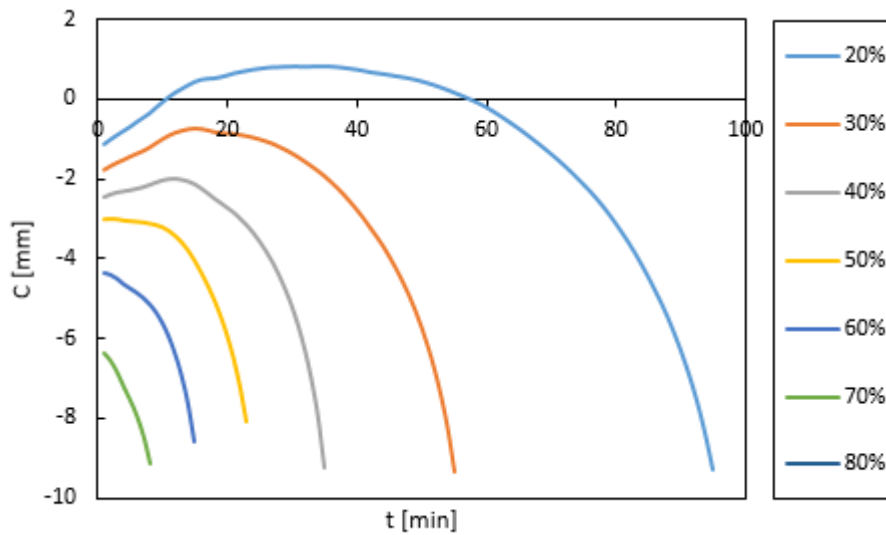


Figure 104. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

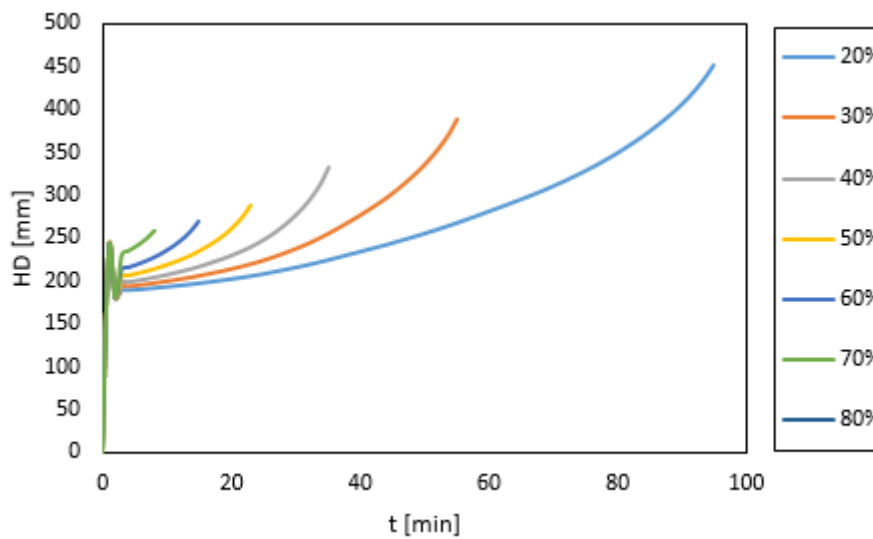


Figure 105. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type A ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

(c) Sections avec endommagement de type B

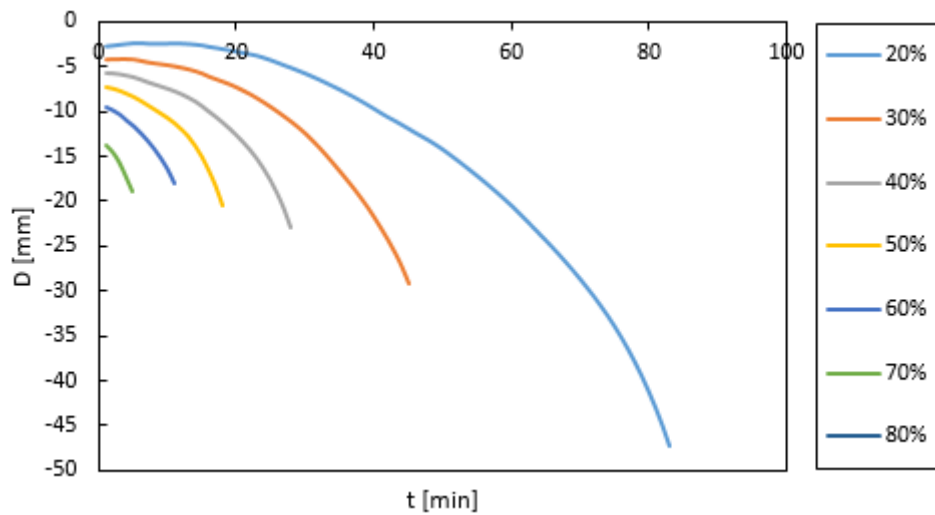


Figure 106. Evolution du déplacement vertical de la poutre centrale en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

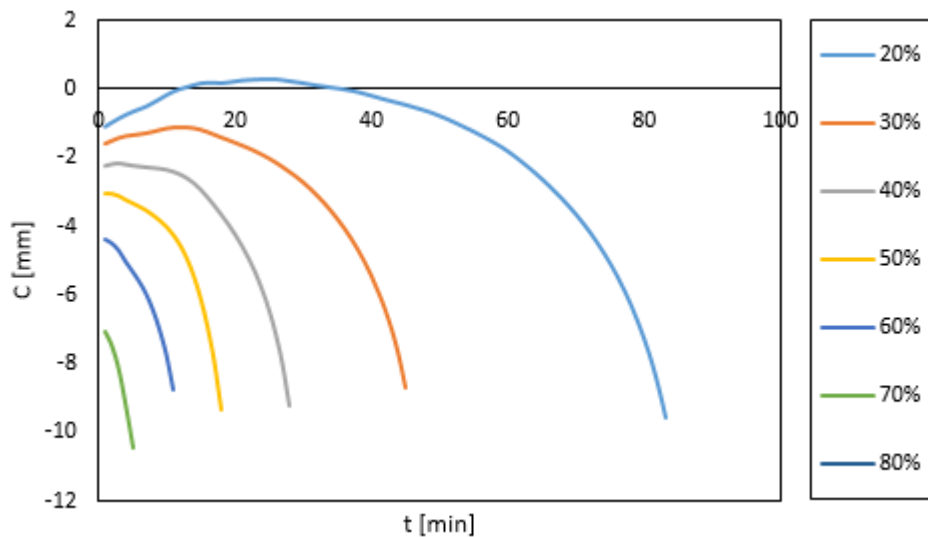


Figure 107. Evolution du déplacement vertical du poteau central en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge

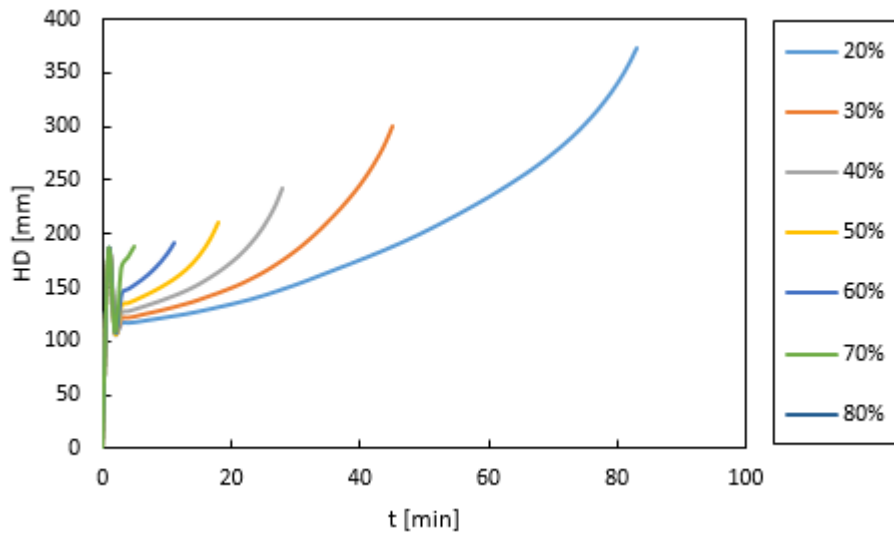


Figure 108. Evolution du déplacement horizontal du portique en fonction du temps pour le portique endommagé de type B ayant subi une dérive inter-étage de 4% pour le scénario d'incendie S3 pour les différents niveaux de charge