

UNIVERSITÉ D'ORLÉANS

ÉCOLE DOCTORALE « Énergie, Matériaux, Science de la Terre et de l'Univers »

Laboratoire de Mécanique Gabriel Lamé

THÈSE présentée par :

Fatima BEN MOUHO

Soutenue le : 10 janvier 2025

Pour obtenir le grade de : **Docteur de l'Université d'Orléans**

Discipline/ Spécialité : **Génie civil**

Tenue au feu des scellements chimiques
d'armatures dans le béton à la rupture par fendage

THÈSE dirigée par :

M. Dashnor HOXHA

Professeur des universités, Université d'Orléans

M. Sébastien REMOND

Professeur des universités, Université d'Orléans

RAPPORTEURS :

Mme. Hélène CARRÉ

Professeur des universités, Université de Pau et des Pays de l'Adour

Mme. Yun JIA

Maître de conférences HDR, Université de Lille

Jury

M. Jean-François CARON

Directeur de recherche, Ecole des Ponts ParisTech. Président du jury

M. Javad ESLAMI

Maître de conférences HDR, CY Cergy-Paris Université

M. Nicolas PINOTEAU

Docteur, CSTB

M. Omar AL MANSOURI

Docteur, CSTB

Résumé

Le scellement chimique des armatures rapportées est une technique très répandue dans la construction permettant d'assembler une structure secondaire à une structure principale en béton armé. Le principe de cette technique consiste à ancrer une armature en acier dans un trou foré dans un béton durci à l'aide d'un liant adhésif chimique (résine structurale ou mortier). Initialement, cette technique était utilisée pour corriger les erreurs de fabrication dans le béton préfabriqué, puis dans la rénovation et le renforcement des structures existantes. Aujourd'hui, les scellements chimiques d'armatures sont également utilisés dans l'extension des nouvelles constructions, répondant ainsi aux exigences architecturales élevées en offrant une plus grande flexibilité dans la planification et la conception des structures en béton.

A température ambiante, Les performances mécaniques des produits adhésifs permettent d'améliorer le comportement des armatures rapportées en offrant une résistance d'adhérence équivalente à supérieure à celle des armatures coulées dans le béton. Cela est traduit par de nombreux avantages d'une barre rapportée comparé à une barre coulée en place (longueur d'ancrage réduite, enrobage réduit, entraxe amélioré entre les barres avoisinantes et distance au bord réduite). En situation d'incendie, l'augmentation de la température a un effet d'une part sur les propriétés mécaniques de l'adhérence (gouvernée par la résine), et d'autre part sur les propriétés du béton à l'entourage de l'ancrage. Cela conduit à une compétition entre les deux modes de ruine : perte d'adhérence et fendage du béton. Dans la littérature, plusieurs recherches ont été menées pour étudier l'influence de l'augmentation de la température sur l'adhérence des armatures rapportées. Cependant, ces études ont été focalisées sur la dégradation des propriétés mécaniques de la résine avec l'augmentation de la température en se basant sur des essais d'arrachement confinés afin de qualifier la barre rapportée comme une barre coulée en place moyennant une augmentation de la longueur d'ancrage au feu. Les méthodes issues de ces études consistent à prédire la résistance d'adhérence des scellements d'armatures rapportées, installées avec des enrobages suffisants pour provoquer une ruine par adhérence (arrachement), ce qui n'est pas toujours le cas. En effet, l'application des scellements chimiques dans les assemblages des éléments en béton implique parfois des enrobages relativement faibles. En outre, les fabricants ont récemment progressé dans le développement des produits adhésifs de moins en moins sensibles à la température. Dans ces cas, le mode de rupture par fendage peut devenir dimensionnant.

Les travaux de cette thèse visent à développer une méthode de dimensionnement pour assurer la tenue au feu des scellements chimiques d'armatures dans le béton à la rupture par fendage. Les recherches effectuées dans ce cadre peuvent être résumées en quatre parties :

- **État des connaissances** : Une revue des connaissances a été menée dans un premier temps sur la technologie des scellements chimiques d'armatures, en mettant l'accent sur les méthodes existantes d'évaluation et de dimensionnement à température ambiante et à haute température. Ensuite, l'analyse a porté sur les mécanisme de transfert d'effort de la barre d'acier au béton, la phénoménologie du fendage du béton, les paramètres influençant la résistance d'adhérence et au fendage, ainsi que l'influence de la température sur les propriétés des trois matériaux constituant un system d'ancrage chimique (résine, acier, béton).
- **Étude expérimentale** : Un protocole expérimental a été élaboré pour caractériser la résistance au fendage à haute température, avec pour objectif de délimiter la frontière entre les deux modes de ruines, à savoir le fendage et la perte d'adhérence. Les essais à haute température impliquent l'utilisation de deux méthodes de chauffage : un dispositif de chauffage électrique spécialement conçu et une exposition au feu conforme à la norme ISO 834-1 dans un four à gaz.
- **Modélisation analytique** : Une modélisation analytique à température ambiante et à haute température a été développée, s'appuyant sur le modèle du cylindre épais soumis à une pression interne proposé par Tepfers en 1979. L'objectif de cette étude théorique est de déterminer la distribution des contraintes radiales et circonférentielles à travers l'épaisseur de l'enrobage, et par conséquent, d'étudier la réponse du béton à l'action de la barre à haute température.
- **Méthode d'évaluation et de dimensionnement** : Enfin, une méthode d'évaluation et de dimensionnement visant à assurer la tenue structurale a été développée, basée sur les études expérimentales et théoriques réalisées.

Mots clés: *Ancrages chimiques, scellements chimiques d'armature, fendage du béton, résistance au fendage, résistance au feu, résistance en adhérence, résines structurales.*

Abstract

Chemical post installed rebars (PIRs) is a widely used construction technique for connecting a secondary structure element to a main existing reinforced concrete structure. The principle of this technique consists in inserting a steel reinforcement bar in a hole drilled in hardened concrete using a chemical adhesive product (structural resin or mortar). Initially, this technique was used to correct manufacturing errors in precast concrete, then in the renovation and reinforcement of existing structures. Today, PIRs are also used in the extension of new constructions, meeting high architectural demands by offering greater flexibility in the planning and design of concrete structures.

At ambient temperature, the mechanical performance of adhesive products improves the tension behavior of post installed rebars, providing equivalent to higher bond strength than that of cast-in-place rebar. This results in several advantages compared to cast-in-place bars (reduced embedment length, reduced concrete cover, improved spacing between neighboring bars and reduced edge distance). Under fire conditions, the increase in temperature has an effect both on the mechanical properties of the bond (governed by the resin), and on the properties of the concrete surrounding the reinforcement bar. This leads to a competition between the two failure modes: bond failure and concrete splitting failure. In the literature, several studies have been carried out to investigate the influence of increasing temperature on the bond strength PIRs. However, these studies have focused on the degradation of the resin's mechanical properties with increasing temperature, using confined pull-out tests to qualify the rebar as a cast-in-place rebar with increased fire anchorage length. The methods derived from these studies involve predicting the bond strength of PIRs installed with sufficient confinement conditions (large concrete cover) to induce bond pull out failure, which is not always the case. The application of PIRs in connecting concrete elements often involves relatively small concrete covers. Besides, manufacturers of anchoring technology have recently made significant advancements in the development of adhesive products that are increasingly less sensitive to temperature increase. In such cases, splitting failure modes may become the governing failure mode in the design under fire conditions.

The aim of this thesis is to develop a design method to ensure the fire capacity of PIRs to concrete splitting failure. The research carried out in this context can be summarized in four parts:

- **State of the art:** a literature review has been conducted to determine the existing methods for the existing assessment methods of PIRs at ambient temperature and high temperature, the mechanisms of load transfer from the

rebar to concrete, the concrete splitting phenomenology, and to identify the parameters that could influence the mechanical behavior of a PIRs under fire. Therefore, this literature study is conducted to identify: the existing assessment and design methods (for PIRs at ambient and high temperatures), the existing mechanical (empirical and analytical) models for splitting failure, and the influence of temperature on the properties of the three studied materials.

- **Experimental study:** An experimental protocol has been developed to characterize the splitting resistance at high temperature, and to determine the boundary between the two failure modes, namely splitting and pull out. The tests at high temperature involved the use of two heating methods: a specially designed electrical heating system (consists of radiant Pannels), and exposure to fire in accordance with ISO 834-1 in a gas furnace.
- **Analytical Modeling:** An analytical model at both ambient and high temperature has been developed, based on the thick-walled cylinder model subjected to internal pressure. The objective of this theoretical study is to determine the distribution of radial and circumferential stresses across the thickness of the concrete cover and, consequently, to investigate the response of concrete to the bond action of the reinforcing bar under high temperature conditions.
- **Assessment and design method:** Lastly, an evaluation and design method aimed to calculate the tension capacity of PIRs to splitting failure under fire conditions has been developed, based on the experimental and theoretical studies conducted.

Keywords: *Bonded anchors, post installed rebars, concrete splitting, splitting resistance, fire resistance, bond resistance, structural resins.*

Remerciements

Je tiens à remercier les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mes travaux de thèse et pour les perspectives qu'ils ont apportées. Merci Pr. Hélène CARRÉ et Pr. Yun JIA d'avoir accepté de rapporter ce travail de recherche. Je remercie également Pr. Jean-François CARON de m'avoir fait l'honneur de présider le jury. Je remercie aussi messieurs Javad ESLAMI, Sébastien RÉMOND, Dashnor HOXHA, Nicolas PINOTEAU et Omar AL-MANSOURI pour avoir accepté de participer au jury de thèse.

Le bon déroulement de ma thèse a reposé sur une équipe encadrante d'une qualité remarquable, composée de membres du CSTB au sein de la direction Sécurité Structures Feu (DSSF) dans la division Recherche et Ingénierie pour la Sécurité des Constructions (RISC), du laboratoire Gabriel Lamé de l'université d'Orléans et de Hilti.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Dashnor, directeur de cette thèse, pour son apport intellectuel précieux et pour la richesse de nos échanges scientifiques, qui ont grandement contribué à nourrir ma réflexion tout au long de ce travail. Je tiens également à remercier Sébastien, codirecteur de cette thèse, pour sa disponibilité constante, sa patience, son humanité, sa rigueur et sa pédagogie, qui ont été des atouts majeurs tout au long de ce travail.

Je remercie chaleureusement Nicolas pour la relation de confiance qu'il a su établir dès le début, ainsi que pour ses conseils toujours pertinents et bienveillants. Merci également pour le travail qu'il accomplit au quotidien pour faciliter la vie des doctorants à DSSF au CSTB. Enfin, un grand merci à Omar pour son accompagnement attentif, sa bonne humeur, son soutien et ses encouragements constants, depuis mon stage de fin d'études jusqu'à la fin de cette thèse. Son bureau, tout au bout du couloir, est devenu un repère : chaque fois que je faisais face à un problème, je m'y rendais avec le sourire, convaincue qu'ensemble, nous trouverions une solution.

Le travail expérimental mené dans le cadre de cette thèse a été réalisé au sein des laboratoires du CSTB. Je souhaite remercier chaleureusement les équipes des divisions Études et Essais Mécaniques (EEM) ainsi que Études et Essais Feu (EEF), en commençant par leurs responsables respectifs : Pierre-Yves Mertz et Samra Amna. Mes remerciements s'adressent également aux laboratoires Fixations et Feu, sous la responsabilité de Killian Regnier et Stéphane Charuel, ainsi qu'à l'ensemble des membres de leurs équipes, pour leur disponibilité, leur expertise et leur soutien tout au long de ces

travaux expérimentaux : Leo Lebail, Richard Lenoir, Leo Gontier, Florian Demoulin, et Théo Lamboley.

Cette thèse a bénéficié d'un cofinancement de la part de Hilti. Therefore, I sincerely thank Roberto Piccinin and Kresimir Nincevic for their guidance, expertise, and scientific and technical support. The continuous and constructive exchanges we had throughout the project were truly enriching. working with you has been a highly valuable and rewarding experience for me.

Je souhaite remercier chaleureusement toute l'équipe RISC du CSTB pour ces trois belles années : Phillipe, Mara, Alan, Mehdi, Sedik, Manuel, Véronique, Yahia , Réda, Paul, Toan, Maria, Antoine, Alain, Ayman, Renato, Amine. Je souhaite également remercier toutes les personnes que j'ai eu le plaisir de rencontrer dans les autres divisions du DSSF, avec lesquelles j'ai partagé de bons souvenirs et d'autres qui ont contribué à ce travail de thèse, notamment au sein des divisions SMP, EEM et EEF : Brahim Ismail, Pierre Pimienta, Alexandre, Loïc, Anca, Samer, Aurore, Julie, Antonin, Pierre-Jean, Hugo, Fabrice, Fabien , Jean Christophe, Eric, Souhil, Souhaib, Rémi, Joseph et Abdessamad.

Je remercie mes collègues thésards et stagiaires de 'l'open-space' que j'ai eus pendant la thèse pour avoir créé une ambiance de dynamisme et enthousiasme : Miora, Nagham, Elodie, Alma, Bunthan, Adele, Sabine, Hussien, Emma, Mohamed, Lydia et Sylvain. Un grand merci tout particulier à Miora pour ses conseils avisés, son empathie, les fous rires partagés, et pour m'avoir laissé le meilleur bureau à son départ. Merci également à Nagham pour son énergie communicative, sa bienveillance et la qualité de ses conseils. Enfin, merci à Sabine pour les moments de confiance, sa bonne humeur et sa présence réconfortante.

Enfin, je tiens à exprimer toute ma gratitude à ma famille et à mes proches pour leur soutien indéfectible tout au long de cette thèse. Je remercie tout particulièrement mes parents et mon mari Youssef, ainsi que mes sœurs et mes frères, dont le soutien constant m'a été précieux non seulement au cours de cette thèse, mais également tout au long de mon parcours académique.

Notations

Chargement

F : Charge de traction appliquée sur la barre

P_i : Pression interne appliquée sur le cylindre du béton (à l'interface résine/béton)

P_0 : Pression interne résultant de la charge d'arrachement (à l'interface Acier/résine)

Déplacements, déformations et contraintes

U_r : déplacement radial

U_θ : déplacement circonférentiel (ou tangentiel)

U_z : déplacement axial

ε_r : déformation radiale

ε_θ : déformation circonférentielle

ε_z : déformation axiale

σ_r : contrainte radiale

σ_θ : contrainte circonférentielle

σ_z : contrainte axiale

τ : contrainte d'adhérence

Propriétés des matériaux

$f_{t,20^\circ C}$: résistance en traction du béton à température ambiante

$f_{t,T}$: résistance en traction du béton à une température T

$E_{0,béton}$: module d'Young du béton intact

$E_{d,béton}$: module d'Young du béton endommagé

$\nu_{béton}$: coefficient de poisson du béton

$E_{résine}$: module de Young de la résine

$\nu_{résine}$: coefficient de poisson de la résine à une température T

Table des matières

Résumé	2
Abstract.....	4
Remerciements.....	6
Notations	8
Table des matières.....	9
Liste des figures.....	12
Liste des tableaux.....	16
Introduction générale.....	18
CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	21
1. Introduction.....	21
PARTIE 1 : TECHNOLOGIE DES SCELLEMENTS CHIMIQUES D'ARMATURES DANS LE BETON	22
1. Les ancrages chimiques.....	22
1.1 Description et applications	22
1.2 Avantages des scellements chimiques d'armatures rapportées	24
1.3 Modes de rupture des ancrages chimiques.....	25
1.4 Réglementation sur les fixations à scellement	27
1.5 Les ancrages chimiques à haute température	30
PARTIE 2 : INFLUENCE DE LA TEMPERATURE SUR LES PROPRIETES DES MATERIAUX DE L'ETUDE.....	36
1. Situation d'incendie.....	36
2. Propriétés des matériaux à haute température	38
2.1 Béton.....	38
2.2 Acier.....	42
2.3 Résine.....	44
PARTIE 3 : PHENOMENOLOGIE DE RUPTURE PAR FENDAGE ET SYNTHÈSE DES MODELES EXISTANTS A TEMPERATURE AMBIANTE.....	48
1. Adhérence des armatures d'acier dans le béton.....	48
1.1 Mécanisme d'adhérence.....	48
1.2 Paramètres influençant le comportement d'adhérence des armatures dans le béton	

2. Modélisation du comportement d'adhérence acier-béton	52
2.1 Equation de fendage Model code 2010.....	52
2.2 Equation de fendage des scellements chimiques d'armatures rapportées DEE 332402 56	
2.3 Modèles analytiques.....	60
3. Conclusion	65
CHAPITRE 2 : ETUDE EXPERIMENTALE SUR LA CAPACITE AU FENDAGE DU BETON DES SCHELLEMENTS CHIMIQUES D'ARMATURE A HAUTE TEMPERATURE.....	67
1. Introduction.....	67
2. Programme expérimental.....	68
3. Matériaux	69
3.1 Béton.....	69
3.2 Adhésif.....	70
3.3 L'armature en acier.....	71
4. Influence de l'enrobage du béton sur la résistance au fendage à haute température : Essais non-confinés de type 1	72
4.1 Beam-end specimen.....	72
4.2 Modalité des essais.....	74
4.3 Résultats des essais et discussion.....	78
5. Influence de la longueur d'ancrage sur la résistance au fendage à haute température : Essais de fendage confinés de type 2	91
5.1 Splitting specimen.....	91
5.2 Modalités d'essais.....	92
5.3 Résultats des essais et discussion.....	93
6. Synthèse du chapitre	99
CHAPITRE 3 : MODELISATION DE LA DISTRIBUTION DES CONTRAINTES RADIALES ET TANGENTIELLES A TRAVERS L'EPAISSEUR DE L'ENROBAGE A HAUTE TEMPERATURE.....	101
1. Introduction.....	101
2. Description du modèle	101
3. Hypothèses du modèle	104
4. Equations constitutives du modèle.....	105
4.1 Equations d'équilibre	105
4.2 Transfert des contraintes interfaciales résine/béton.....	107
4.3 Comportement élasto-endommageable du béton	110
4.4 Approximation du module de Young du béton endommagé	112

5. Résolution numérique de l'équation d'équilibre par la méthode Newton-Raphson	113
6. Analyse à température ambiante.....	120
7. Effet de la température sur la distribution des contraintes radiales et tangentielles dans la section de béton	124
7.1 Propriétés de la résine.....	124
7.2 Propriétés du béton	125
8. Conclusion et limites du modèle.....	129
CHAPITRE 4 : METHODE D'EVALUATION ET DE DIMENSIONNEMENT DES SCHELEMENTS CHIMIQUES DES ARMATURES EN SITUATION D'INCENDIE	130
1. Introduction.....	130
2. Méthode d'évaluation de la résistance au fendage à haute température.....	132
2.1 Programme d'essai.....	133
2.2 Evaluation du coefficient de réduction $k_{sp,fi}$	135
3. Méthode de dimensionnement à haute température.....	138
4. Application	142
4.1 Calcul des profils de température θx	143
4.2 Calcul de la résistance au feu $NRK, sp, fi(t)$	146
5. Conclusion et limites de la méthode.....	150
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	151
Bibliographie.....	154

Liste des figures

Figure 1 : Exemple d'une procédure d'installation de scellements chimiques d'armatures rapportées	23
Figure 2 : Exemples d'application des scellements chimiques d'armatures rapportées dans des constructions en béton armé [4]	24
Figure 3 : Modes de rupture d'un ancrage chimique sollicité en traction [6] : (a) rupture de l'acier ; (b) rupture par extraction-glissement ; (c) rupture par cône de béton ; (d) rupture combinée du béton et par extraction-glissement; (e) rupture par fendage du béton	25
Figure 4 : Comparaison de la résistance d'adhérence entre un procédé d'armatures scellées et des armatures coulées en place dans le béton en fonction de l'enrobage du béton (sous conditions similaires) [3]	27
Figure 5 : Comparaison de la résistance d'adhérence entre un procédé d'armatures scellées et des armatures coulées en place dans le même lot de béton pour une valeur d'enrobage $cd = 40$ mm [8].....	28
Figure 6 : Représentation schématique de la méthode utilisée pour déterminer les profils de résistance d'adhérence des scellements chimiques d'armatures rapportées [9]	31
Figure 7: Configuration d'essai d'arrachement pendant un chargement thermomécanique conformément	32
Figure 8 : Exemple de la détermination de la résistance d'adhérence en fonction de la température [14]	33
Figure 9 : Courbe temps-température pour le processus normal de développement d'un incendie [17]	37
Figure 10 : Courbes température-temps correspondant aux feux normalisés les plus courants [17]	38
Figure 11 : Déformations thermiques de la pâte de ciment chauffée avec une vitesse de chauffage de 0.5°C/min et 1°C/min [19]	41
Figure 12 : Déformation thermique des granulats [23]	42
Figure 13: Courbe de contrainte – déformation de l'acier à température ambiante	43
Figure 14 : Courbes de tractions à différentes températures pour un acier laminé à chaud (à gauche) et un acier laminé à froid (à droite)	44
Figure 15 : Dégagement de chaleur pour les réactions de réticulation (à différentes température environnante)	46
Figure 16 : Représentation schématique des courbes d'adhérence τ typiques obtenues lors d'essais d'arrachement [32]	48

Figure 17: a) Equilibre des bielles de béton comprimé par les anneaux en traction dans l'enrobage, b) Développement de la fissuration dans l'ancrage [23].....	49
Figure 18 : Equilibre des forces d'adhérence [33]	53
Figure 19 : Coefficient de renforcement transversal K_m [33].....	54
Figure 20 : Ratio de contrainte d'adhérence mesurée/calculée en fonction de la résistance en compression du béton pour des scellements d'armatures coulées en place de recouvrement [33]	55
Figure 21 : Corps d'épreuve utilisé dans les séries d'essais L1 à L9 [36].....	58
Figure 22 : Dispositif d'essai à utiliser dans les séries d'essais G1 à G4 [36].....	58
Figure 23 : Exemple d'une bonne courbe d'ajustement (moindres carrées) pour une fonction puissance [36].....	59
Figure 24 : Variation des contraintes dans un segment dx d'une barre d'armature.....	60
Figure 25 : Section transversale d'une partie d'une zone de traction dans une poutre en béton armé (les dimensions de l'anneau en béton sont déterminées par les valeurs minimales de c_x et c_y) [51].....	62
Figure 26 : Anneau de béton avec des fissures radiales internes et des fissures longitudinales autour d'une armature	63
Figure 27: Schéma d'une géométrie typique d'une armature	72
Figure 28: Géométrie de beam-end specimen	73
Figure 29: Coffrage et disposition des armatures transversales avant la coulée.....	74
Figure 30 : dalle instrumentée par des échelles de thermocouples pour l'essai de chauffage électrique	74
Figure 31 : dalle instrumentée par des échelles de thermocouples pour les essais au four à gaz	74
Figure 32: Configuration d'essai d'arrachement à haute température pour le chauffage électrique	75
Figure 33 : Dispositif de chauffage et mesure de la température à la surface du béton et à la surface de l'armature	75
Figure 34: Evolution de la température sur la surface exposée et le long de l'ancrage avec le temps	76
Figure 35: Représentation schématique de la distribution thermique dans le corps d'épreuve	77
Figure 36: profils de températures à travers l'épaisseur de l'enrobage.....	77
Figure 37: Ruptures par fendage obtenues pour les BE à température ambiante (Résine 1)	78
Figure 38: Ruptures par fendage obtenues pour les BET à température ambiante (Résine 2)	79

Figure 39: Courbe force-déplacement à température ambiante.....	80
Figure 40: Résistance d'adhérence au fendage du béton en fonction de l'enrobage du béton Cd.....	81
Figure 41: Exemples de ruptures par fendage du béton observées à haute température (θ_b est de la température mesurée à la surface chauffée, et θ_s à la surface de la barre) ..	82
Figure 42 : Dégradation de la résistance d'adhérence avec l'augmentation de la température en fonction de Cd (Résine 1)	84
Figure 43: Dégradation de la résistance d'adhérence avec l'augmentation de la température en fonction de Cd (Résine 2)	85
Figure 44: Dispositif d'essai BE au four à gaz.....	86
Figure 45: Evolution de la température du four dans les essais au feu.....	87
Figure 46: Evolution de la température des deux systèmes de chauffages (électrique et au gaz)	89
Figure 47: Evolution de la température du béton à 10 mm de la surface chauffée.....	89
Figure 48 : Profils de température à travers l'enrobage du béton à 25 min.....	89
Figure 49: Comparaison des résistances d'adhérence obtenues par les deux scénarios de chauffage (Résine 1)	91
Figure 50: Comparaison des résistances d'adhérence obtenues par les deux scénarios de chauffage (Résine 2)	91
Figure 51: Splitting corner specimen.....	92
Figure 52: Equipements et configuration des essais de fendage confinés à haute température	93
Figure 53: Profils de rupture par fendage du béton ($l_b = 175$ mm)	94
Figure 54: Profils rupture par fendage du béton ($l_b=250$ mm)	94
Figure 55: Courbe force-déplacement des essais de référence à température ambiante ..	96
Figure 56: Influence de la longueur d'ancrage sur la résistance d'adhérence au fendage du béton.....	96
Figure 57: Représentation schématique des distribution de contraintes axiales et radiales le long d'ancrage.....	97
Figure 58: Ruptures par fendage obtenus à haute température (Résine 1).....	97
Figure 59: Influence de la longueur d'ancrage sur la résistance d'adhérence au fendage du béton à haute température	98
Figure 60 : Schéma représentatif du modèle du cylindre épais soumis à une pression interne en 2D.....	102
Figure 61: Schéma représentatif de l'état du béton dans un anneau en traction.....	103
Figure 62 : Schéma représentatif de la méthode de modélisation	104
Figure 63 : Différentes géométries de verrous d'armature.....	105

Figure 64 : Conditions thermiques du modèle à haute température.....	105
Figure 65 : Transfert interfaciale des contraintes radiales entre la résine et le béton..	107
Figure 66: variation du coefficient A avec le rayon r_0	110
Figure 67 : Courbe contrainte-déformation en traction du béton.....	111
Figure 68: Etapes de résolution numérique de l'équation par la méthode de Newton-Raphson.....	119
Figure 69: Courbes contrainte-déformation du béton en traction et loi de comportement utilisée dans le modèle.....	121
Figure 70: Distribution des contraintes tangentielles induites dans la section du béton en fonction de la pression interne appliquée.....	122
Figure 71: Distribution des déformations tangentielles induites dans la section du béton en fonction de la pression interne appliquée.....	122
Figure 72: influence de coefficient de poisson.....	123
Figure 73 : Influence de rayon externe du cylindre sur les contraintes dans la section du béton.....	123
Figure 74 : Dégradation du module d'élasticité d'une résine polymère avec la température (Pinoteau 2013 [9])	124
Figure 75 : Variation du coefficient de poisson d'une résine polymère avec la température	125
Figure 76: Coefficient de réduction de la résistance en compression du béton selon EN 1992-1-2 [67]	126
Figure 77 : Coefficient de réduction de module d'Young du béton selon EN 1992-1-2 [72]	126
Figure 78: Distribution des contraintes tangentielles dans la section du béton à haute température	128
Figure 79 : facteur de réduction de la pression critique avec l'augmentation de la température	128
Figure 80: Présentation 3D du comportement des armatures rapportées sous charge de traction en fonction de l'enrobage et la température	133
Figure 81 : Exemple des résultats de la série 1 – résine 2.....	136
Figure 82 : Exemple de résultat du coefficient de réduction de la résistance au fendage – résine 2.....	136
Figure 83: k_{sp}, f_i déterminé sur la base des résultats de la série 1 avec $cd=40$ mm (Résine 2)	136
Figure 84: Comparaison de k_{sp}, f_i avec les ratios $\tau_u, sp, \tau Rm, sp$ pour les autres cd ...	137
Figure 85: k_{sp}, f_i déterminé en combinant les points fendage obtenus avec $cd = 40, 60, 80$ et 100 mm.....	137

Figure 86 : Assemblages structuraux couverts par le TR069 [48]	138
Figure 87 : Représentation schématique de la distribution de contraintes lors d'un gradient de température le long de la profondeur d'ancrage.....	139
Figure 88: Représentation schématique de la méthode utilisée pour déterminer le profil des résistances le long de la profondeur d'ancrage	141
Figure 89 : Représentation de l'assemblage poutre / poteau en console	143
Figure 90 : Présentation schématique de la structure poutre/poteau et des conditions aux limites utilisées pour le calcul.....	144
Figure 91: Propriétés thermiques du béton selon prEN 1922-12 [77]	145
Figure 92: Propriétés thermiques de l'acier au carbone selon prEN 1923-1-2 [74]	146
Figure 93: Profils de température calculés le long de l'armature à différents temps d'exposition.....	146
Figure 94: Relation température Vs résistance.....	147
Figure 95: Distribution des contraintes le long de l'armature déterminées à différents temps d'exposition.....	148
Figure 96: Résistances au fendage calculées en fonction du temps d'exposition au feu	149

Liste des tableaux

Tableau 1: Démarche, objectifs et contenu de l'étude de la tenue au feu des scellements chimiques d'armature dans le béton à la rupture par fendage.....	20
Tableau 2 : Guides d'évaluation et de dimensionnement des ancrages chimiques (ici, ETE : Evaluation Technique Européenne et DEE : Document d'Evaluation Européen)	30
Tableau 3 : Correspondance des valeurs de résistance d'adhérence entre les scellements chimiques d'armature rapportées et les scellements d'armatures coulées en place [14]..	34
Tableau 4 : Transformations principales du matériau béton sous l'effet de la température [19]	40
Tableau 5 : Matrice d'essais requise pour l'évaluation des exposants de l'équation de fendage des scellements chimiques d'armatures rapportées (Eq 1-10) [36].....	57
Tableau 6 : Paramètres de l'équation de fendage et les séries d'essais correspondantes [36]	59
Tableau 7 : Approches analytiques adoptées dans le modèle de cylindre épais soumis à une pression interne dans la littérature.....	63
Tableau 8: Programme expérimental et paramètres de l'étude.....	68
Tableau 9: Composition du béton	70
Tableau 10: Propriétés mécaniques des deux lots de béton	70

Tableau 11: Caractéristiques des résines	70
Tableau 12 : Caractéristiques mécaniques des armatures	71
Tableau 13 : Mesures géométriques des armatures utilisées.....	72
Tableau 14: Capacités ultimes obtenues pour les essais BET à température ambiante.	80
Tableau 15 : Résistances obtenues sous conditions au feu ISO 834-1	88
Tableau 16 : Résultats des résistances au fendage obtenus avec chauffage au gaz et chauffage électrique (Résine 1).....	90
Tableau 17: Résultats des essais de référence à température ambiante	95
Tableau 18 : Paramètres géométriques utilisés dans le calcul de la distribution des contraintes dans le béton.....	120
Tableau 19 : Paramètres géométriques utilisés dans le calcul de la distribution des contraintes dans le béton.....	120
Tableau 20: Variation de coefficient A avec l'augmentation de la température	127
Tableau 21 : Programme d'essais	134
Tableau 22 : Résistance fendage-adhérence à température ambiante	143

Introduction générale

Contexte

Les ancrages chimiques, également appelés ancrages scellés, sont des systèmes de fixations qui utilisent des produits adhésifs (tels que des résines synthétiques ou des mortiers) pour ancrer des tiges filetées ou des barres d'armatures dans divers types de matériaux de construction (béton, maçonnerie, pierre). Cette technique présente l'avantage d'une installation rapide tout en offrant une grande flexibilité dans les travaux de construction. Contrairement aux ancrages mécaniques, qui reposent sur des forces d'expansion, les ancrages chimiques créent une liaison adhésive grâce à la résine injectée dans les perforations. Les propriétés des ancrages chimiques ont considérablement évolué depuis leur apparition initiale dans les années 1940 et leur première utilisation dans les années 1960. Depuis lors, la résistance de ces ancrages a été améliorée, passant d'une résistance équivalente à celle des ancrages mécaniques, à une résistance supérieure, et ce, à température ambiante. Cette évolution, notamment à travers des formulations des résines structurales de plus en plus performantes, a toujours été accompagné d'efforts soutenus dans l'étude de comportement de ces ancrages sous différents types de sollicitations et de conditions environnementales et accidentelles (telles que les séismes, le vieillissement, les variations de température en service ou en situation d'incendie). Ces études ont été menées dans le but de garantir un dimensionnement fiable et sécurisé.

Au cours de ces dernières années, l'étude de comportement au feu des ancrages chimiques a suscité l'attention de nombreux chercheurs en raison de leur vulnérabilité face aux incendies. En effet, les résines utilisées dans la réalisation des ancrages présentent une sensibilité notable aux augmentations de la température, ce qui accroît leur perte de résistance dans les situations d'incendie. Par ailleurs, le béton de l'enrobage exposé au feu est sujet à la dégradation de ses propriétés mécaniques, ce qui peut mettre également en péril la tenue des ancrages.

Objectifs

Cette étude vise à étudier la résistance des armatures scellées chimiquement au fendage du béton en situation d'incendie. Dans un premier temps, il s'agit d'identifier le phénomène de fendage du béton et les paramètres qui l'influencent à température ambiante et à haute température. Le premier axe de ce projet de recherche est de développer un protocole expérimental adapté pour caractériser la résistance au fendage à haute température. Le second axe porte sur le développement d'un modèle analytique permettant d'étudier l'état des contraintes induites dans le béton par l'action de la barre.

La finalité de ce projet est de proposer une méthode permettant d'évaluer la résistance au fendage, et une méthode permettant de dimensionner un ancrage en situation d'incendie.

Démarche et structure du document

Les travaux menés dans ce projet de thèse ont été présentés dans 4 chapitres. Les objectifs et le contenu de chaque chapitre sont synthétisés dans le Tableau 1.

- Le chapitre 1 est structuré en trois parties. La première partie présente un état des connaissances sur les méthodes existantes d'évaluation et de dimensionnement des ancrages chimiques, tant à température ambiante qu'à haute température. La deuxième partie se consacre à une étude bibliographique sur la dégradation des propriétés des trois matériaux constituant les systèmes d'ancrages. Enfin, la troisième partie aborde les connaissances sur la rupture par fendage du béton, en présentant la phénoménologie et le mécanisme de cette rupture, ainsi que les paramètres qui l'influencent, les modèles existants (empiriques, semi-empiriques et analytiques) décrivant et quantifiant la résistance au fendage du béton dans la littérature.
- Le chapitre 2 présente les protocoles expérimentaux développés dans le cadre de cette étude pour caractériser la résistance au fendage du béton à haute température. L'objectif de ce chapitre est d'évaluer expérimentalement l'effet de la température sur la dégradation de la résistance des ancrages au fendage du béton en fonction de l'augmentation de la température. Pour ce faire, des essais en traction ont été réalisés en utilisant deux types de corps d'épreuves (Beam-end specimen and splitting corner specimen) et en considérant deux scénarios de sollicitations thermiques (feu ISO et chauffage électrique).
- Le chapitre 3 porte sur le développement d'un modèle analytique fondé sur le modèle de cylindre épais soumis à une pression interne, permettant d'étudier la distribution des contraintes induites dans le béton par l'action de la barre d'armature. L'objectif de ce chapitre est d'analyser l'état du béton à haute température en intégrant une loi d'endommagement du béton, ainsi que la dégradation des propriétés des matériaux à haute température.
- Enfin, le chapitre 4 propose une méthode de dimensionnement permettant de calculer la résistance d'un ancrage chimiques au fendage du béton en situation d'incendie. Son objectif est de calculer la résistance de l'ancrage à chaque instant t d'exposition au feu à partir des profils de température atteints le long de l'armature. Pour ce faire, la méthode proposée est basée sur deux données

d'entrée : les profils de température le long de l'ancrage, et relation entre la résistance au fendage Vs la température.

Tableau 1: Démarche, objectifs et contenu de l'étude de la tenue au feu des scellements chimiques d'armature dans le béton à la rupture par fendage

Chapitre 1	Chapitre 2	Chapitre 3	Chapitre 4
Etat de l'art sur la rupture par fendage du béton des scellements chimiques des armatures	Etude expérimentale sur la capacité au fendage du béton des armatures rapportées à haute température	Modélisation de l'adhérence des scellements chimique des armatures	Méthodes d'évaluation et de dimensionnement des scellements chimiques des armatures en situation d'incendie
Objectifs			
- Identifier les méthodes d'évaluation et de dimensionnement des scellements chimiques existantes à froid et à haute température. - Identifier les paramètres influençant la résistance d'adhérence et au fendage du béton. - Evaluer l'effet de l'augmentation de la température sur les propriétés mécaniques des matériaux d'études (Béton, résine, Acier). - Effectuer un bilan des modèles existants sur le fendage du béton.	- Développer d'un Protocole expérimental permettant de caractériser la capacité au fendage du béton à haute température. - Etudier l'influence de l'enrobage, longueur d'ancrage, et la thermosensibilité des résines sur la capacité des scellements chimiques au fendage du béton.	- Etudier les contraintes et les déformations développées dans l'enrobage en tenant en compte l'endommagement du béton. - Evaluer la réponse du béton aux efforts de traction. - Etudier l'effet de la température sur la réponse du béton.	-Développer une méthode d'évaluation permettant caractériser la capacité au fendage du béton des scellements chimiques en situation d'incendie -Proposer une méthode de dimensionnement permettant de prédire la capacité au fendage du béton des scellements chimiques en situation d'incendie
Contenu			
-Généralités sur les scellements chimiques d'armature dans le béton -Comportement des matériaux d'étude à hautes -Les modèles et phénomènes physiques de fendage du béton des armatures	-Protocole expérimental -Programme d'essais -Résultats des essais d'arrachements à température ambiante et à haute température	-Description du modèle physique -Résolution numérique de l'équation constitutive du modèle -Analyse des résultats à température ambiante et haute température	-Méthode d'évaluation -Méthode de dimensionnement en situation d'incendie. -Exemple d'application de la méthode proposée.

CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1. Introduction

Le présent chapitre est composé de trois grandes parties :

La première partie fournit une introduction sur la technologie des scellements chimiques d'armatures dans la construction en béton armé. Un bref historique du développement de cette technologie est tout d'abord présenté. La discussion s'oriente ensuite vers l'évolution du processus de dimensionnement (évaluation des performances et conception) des armatures scellées chimiquement, en soulignant sa différence contextuelle par rapport aux armatures classiques coulées dans le béton en termes d'applications et de performances. Un accent particulier est mis sur la méthode de dimensionnement de ces scellements en situation d'incendie, afin de situer le sujet de cette thèse dans son contexte.

La deuxième partie met en avant l'influence de la température sur les propriétés des matériaux utilisés dans la réalisation des ancrages chimiques (acier, résine et béton). L'objectif est d'évaluer l'effet de la température sur le comportement des matériaux et d'identifier les phénomènes physico-chimiques qui s'y produisent lors d'une sollicitation thermique.

La troisième partie met l'accent sur la phénoménologie de fendage du béton en résumant les travaux de modélisation déjà effectués à température ambiante. Ces travaux serviront de base à l'élaboration d'un modèle applicable en situation d'incendie. Pour cela, une classification et une analyse des modèles a été effectuée.

Partie 1 : Technologie des scellements chimiques d'armatures dans le béton

1. Les ancrages chimiques

1.1 Description et applications

La technologie de scellements chimiques concerne l'utilisation de produits chimiques pour ancrer les armatures (une barre d'acier) dans le béton. Contrairement aux méthodes où les armatures sont placées dans le coffrage avant de couler le béton, cette méthode implique l'utilisation d'adhésifs structuraux pour fixer les barres dans des trous pré-percés et nettoyés dans le béton. Ces adhésifs sont disponibles sur le marché sous forme de mortiers à base de ciment ou de résines polymères (e.g., époxy, polyuréthane, vinylester...).

Leur installation au sein des structures en béton s'effectue en quatre étapes à l'aide d'équipements disponible sur le marché (parfois mis à disposition par le fabricant). Des trous sont percés dans la structure porteuse à des emplacements où de nouveaux éléments béton doivent être assemblés. Les trous sont ensuite nettoyés selon les instructions d'installation du fabricant (exemple dans Figure 1). La procédure de nettoyage doit respecter les instructions d'installation du fabricant dans la qualification du produit. Elle peut impliquer l'utilisation d'une brosse en acier de diamètre bien spécifique et le soufflage de la poussière résiduelle dans le trou après perçage à l'aide d'une pompe à air ou d'air comprimé. Le nettoyage peut également être fait par rinçage selon les instructions, mais cela implique des conséquences sur le choix de la résistance caractéristique du produit adapté au cas d'installation de trous humides. Suite au nettoyage, le produit adhésif est injecté dans les trous. Les barres d'armatures sont finalement installées avec une partie insérée dans le trou rempli d'adhésif et l'autre partie qui reste en attente pour recevoir la structure secondaire. Passé un temps de cure suffisamment long (prescrit dans les instructions d'installation du fabricant), la structure secondaire peut être coulés et le transfert de charges entre la structure secondaire et la structure principale en béton armé se fait par d'adhérence aux interfaces acier/résine/béton.

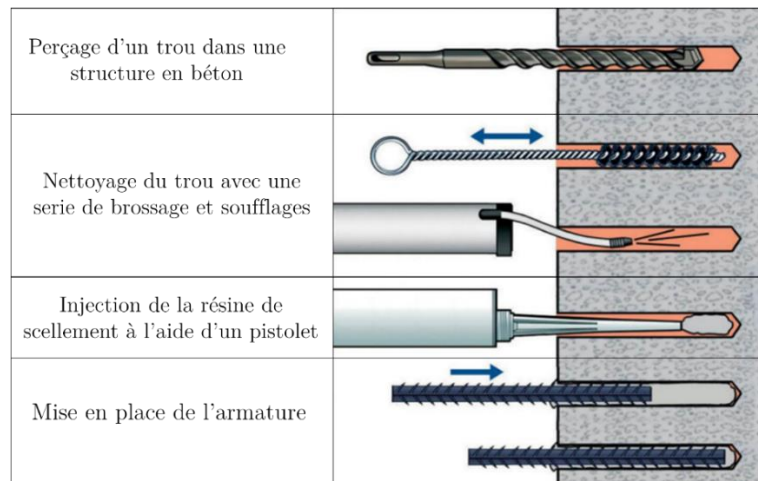


Figure 1 : Exemple d'une procédure d'installation de scellements chimiques d'armatures rapportées

La première utilisation de la technique de scellement chimique d'armatures rapportées dans la construction remonte aux années 1960 [1]. Initialement, ces produits étaient utilisés pour corriger les erreurs de fabrication dans le béton préfabriqué. Par exemple, ils permettaient de remplacer une armature coulée en place mal positionnée. Au fil du temps, leur utilisation s'est étendue à la rénovation, à l'extension et au renforcement des structures existantes. Aujourd'hui, ils sont également utilisés dans les nouvelles constructions, répondant ainsi aux exigences architecturales élevées en offrant une plus grande flexibilité dans la planification et la conception des structures en béton [2]. La planification et l'exécution des scellements chimiques d'armatures rapportées diffèrent dans ces deux cas d'application. Dans les nouvelles constructions, ils peuvent être planifiés en amont et être prévus dans la conception de l'ouvrage. Dans le cas des bâtiments anciens ou des ouvrages existants, ils ne sont pas inclus dans le dimensionnement existant, ce qui nécessite d'une part une vérification de l'état de l'élément de construction existant, et d'autre de prouver par un nouveau dimensionnement que les l'armature scellée puisse transférer les charges induites par le nouvel état de la structure à l'élément porteur. Pour ce faire, il convient d'examiner les caractéristiques de l'élément de construction existant, comme l'enrobage du béton et la position des armatures [3].

Quelques exemples typiques d'application des armatures scellées sont présentés dans la Figure 2. La plupart des applications sont associées à la rénovation ou au renforcement des structures existantes, ou à des modifications structurales internes dues à de nouvelles exigences fonctionnelles.



Figure 2 : Exemples d'application des scellements chimiques d'armatures rapportées dans des constructions en béton armé [4]

1.2 Avantages des scellements chimiques d'armatures rapportées

Les scellements chimiques d'armatures rapportées représentent une avancée significative dans le domaine de la construction et du génie civil, offrant des avantages notables en termes de résistance, de flexibilité de conception, et d'efficacité d'installation :

Résistance élevée : Ces procédés sont reconnus pour leur capacité à transférer efficacement des charges élevées grâce à une adhérence robuste au béton, souvent équivalente voire supérieure à celle des barres coulées en place conventionnelles.

Flexibilité de conception : Leur utilisation offre une grande flexibilité dans la conception des assemblages structuraux, permettant des applications variées et adaptées aux besoins spécifiques de chaque projet. Cette adaptabilité facilite l'optimisation des solutions d'ancrage pour répondre aux exigences techniques et aux contraintes architecturales.

Installation rapide : Comparées aux ancrages mécaniques, les armatures scellées chimiquement permettent une installation rapide sur le chantier et ne nécessitent pas un couple de serrage. La plupart de produits sur le marché possèdent un temps de cure relativement rapide permettant l'enchaînement des travaux. Cette efficacité opérationnelle réduit les délais de construction et optimise la gestion des ressources humaines et matérielles.

1.3 Modes de rupture des ancrages chimiques

Les ancrages chimiques sont utilisés pour deux cas d'usage : chevillage et renforcement. L'application chevillage peut être soumise à des charges de traction, de cisaillement ou une combinaison des deux. L'application renforcement est soumise à des charges de traction uniquement. Les travaux de cette thèse se focalisent sur l'application renforcement.

La résistance à la traction des scellements chimiques d'armatures rapportées repose sur plusieurs mécanismes : l'adhérence et la micro-adhésion de la résine, ainsi que le verrouillage mécanique de l'ancrage sur les imperfections des parois internes du trou percé [5]. Les forces de traction sont transmises au béton via des bielles de compression symétriques radialement qui se propagent de la barre d'acier au béton (voir partie 3 de ce chapitre pour plus de détails). Cela génère dans le béton des contraintes de traction perpendiculaires aux bielles de compression. Suite à ce mécanisme de transfert des charges, et en fonction de la résistance d'adhérence du système d'ancrage et de sa configuration d'installation, plusieurs modes de rupture peuvent être observés [5] (Figure 3). Ces modes de rupture peuvent être classés en trois catégories principales, correspondant au dépassement de la capacité ultime d'un ou plusieurs matériaux du système : rupture de l'élément acier, rupture liée au matériau support (béton) ou rupture par perte d'adhérence du produit adhésif (extraction-glissement).

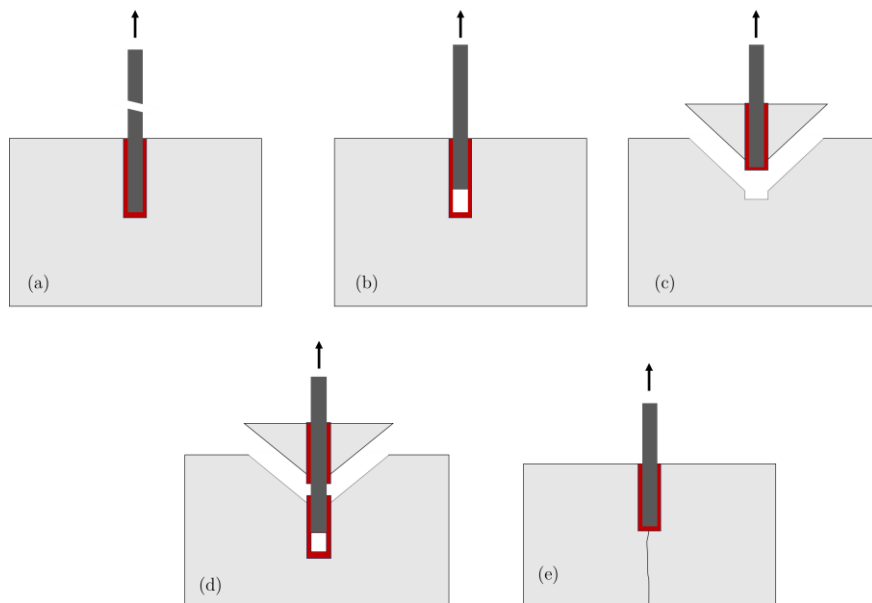


Figure 3 : Modes de rupture d'un ancrage chimique sollicité en traction [6] : (a) rupture de l'acier ; (b) rupture par extraction-glissement ; (c) rupture par cône de béton ; (d) rupture combinée du béton et par extraction-glissement ; (e) rupture par fendage du béton

Si la résistance d'adhérence est suffisamment élevée pour éviter une rupture par extraction-glissement, une rupture liée au béton se produit. Cette rupture est caractérisée par l'arrachement d'un cône de béton à partir de la base de l'ancrage (Figure 3 (c)). L'inclinaison de l'enveloppe conique par rapport à la surface de l'élément en béton est d'environ 25° à 35° . Ce mode de rupture est généralement observé pour des profondeurs d'ancrage h_{ef} faibles ($\sim 3d - 5d$, où d est le diamètre de l'élément acier) [5]. La résistance d'adhérence du produit dépend d'une variété de paramètres. La qualification du produit (i.e., évaluation technique européenne - ETE), exprime le comportement par taille d'élément acier, classe de béton, méthode de perçage et nettoyage, et plage de température de service (court- et long-terme), type de sollicitation (statique, sismique, fatigue, et feu). L'évaluation de ces paramètres est soumise à un programme d'essai exhaustif décrit dans des guides appelés les documents d'évaluation européen (DEE).

Pour des profondeurs d'ancrage plus profondes, le mode de rupture passe d'un cône de béton à un mode de rupture mixte (Figure 3 (d)). Un cône de béton d'une profondeur d'environ $2d$ à $3d$ se forme à l'extrémité supérieure de l'ancrage, tandis qu'une rupture par extraction-glissement (pull-out) se produit sur le reste de la profondeur d'ancrage.

L'élément acier consiste d'une tige commerciale, d'une barre d'armature ou d'un insert métallique spécial (propriété du client). Le choix de la classe d'acier est laissé au concepteur. Si la résistance de l'élément acier est la plus faible parmi les résistances aux autres modes de rupture, une rupture conventionnelle de la section d'acier peut survenir lorsque sa résistance ultime à la traction est dépassée.

La rupture par fendage du béton des chevilles à scellement est provoquée par les forces de fendage induites dans l'élément en béton lorsque l'ancrage est soumis à des charges de traction. Ces forces de fendage engendrent des fissures qui se propagent de l'ancrage vers le bord, entraînant ainsi le fendage de l'élément (Figure 3 (e)) [7]. Le fendage du béton des chevilles peut être évité en augmentant le ferrailage de la section. Un modèle de dimensionnement au fendage des chevilles est introduit dans le Model Code 2020 [Référence à ajouter, voir les travaux de Jan Hofmann là-dessus]. Il est à noter que le fendage des éléments béton renforcés par des scellements d'armatures rapportées, bien qu'il porte le même terme normatif, est un phénomène différent du fendage des éléments béton auxquels des chevilles sont connectées. Le fendage des scellements d'armatures rapportées est caractérisé par la fissuration de l'enrobage béton en raison du dépassement de la capacité de l'enrobage à encaisser les contraintes de traction transférées par la barre d'armature rapportée. Le modèle de dimensionnement développé pour répondre au

problème des scellements chimiques d'armatures rapportées est présenté plus en détails ci-dessous dans la partie 3 section 2.2 de ce chapitre.

1.4 Réglementation sur les fixations à scellement

Depuis les années 1970, des recherches sont menées pour évaluer les performances des fixations à scellement soumis à diverses conditions d'installation, de service et de chargement. Ces travaux ont systématiquement démontré que les armatures scellées, lorsqu'elles sont installées avec des adhésifs qualifiés, présentent des performances d'adhérence équivalentes voire supérieures à celle des barres d'armature coulées en place dans des conditions similaires. Par exemple, la Figure 4 illustre une comparaison des résistances d'adhérence (rupture par extraction-glisement) entre des armatures scellées et des armatures coulées en place dans le même lot de béton, soumises à un chargement monotone en traction, conformément aux travaux réalisés par Speith en 2002 [3]. Les armatures scellées à l'aide d'un adhésif qualifié peuvent présenter une résistance supérieure tant à la rupture par arrachement ("grand enrobage") qu'à la rupture par fendage ("c=35 mm").

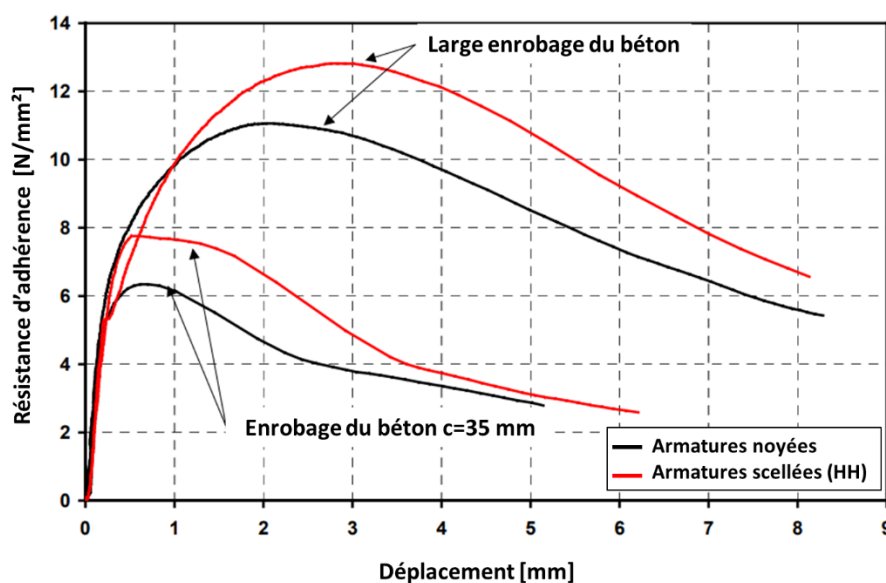


Figure 4 : Comparaison de la résistance d'adhérence entre un procédé d'armatures scellées et des armatures coulées en place dans le béton en fonction de l'enrobage du béton (sous conditions similaires) [3]

Une étude plus récente, menée par Rex et al [8], a comparé la résistance des armatures scellées face au fendage du béton à celle des armatures coulées en place, en se concentrant sur des essais réalisés dans des conditions d'enrobage réduites. Les résultats ont confirmé que, tout comme pour la résistance d'adhérence, les armatures scellées présentent une

résistance au fendage du béton supérieure à celle des armatures coulées lorsque leur comportement en adhérence est supérieur.

En parallèle, avec les avancées des technologies sur les fixations à scellement, des études ont été conduites afin de développer des directives de dimensionnement base sur l'expérimentation spécifiques pour les scellements chimiques d'armatures rapportées, dans le but d'exploiter pleinement leurs performances et aller au-delà du plafond de comportement classique d'une barre coulée en place.

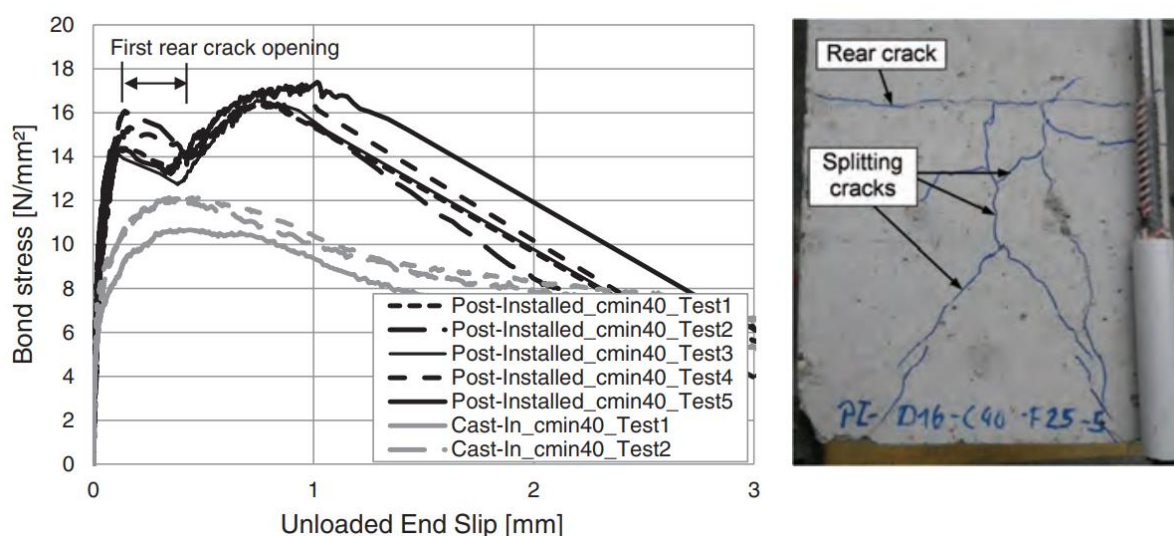


Figure 5 : Comparaison de la résistance d'adhérence entre un procédé d'armatures scellées et des armatures coulées en place dans le même lot de béton pour une valeur d'enrobage $c_d = 40$ mm [8].

Bien que les armatures scellées fassent partie de la famille des fixations à scellement, leur qualification et leur dimensionnement diffèrent de ceux des chevilles chimiques dans les guides actuels (Tableau 2). Les chevilles chimiques agissent de manière autonome, considérant des hypothèses sur les conditions locales d'installation telles que la géométrie, l'état de fissuration du béton, et les températures sous conditions de service (court- et long-terme). Elles peuvent être utilisées pour des connexions structurales (principalement entre profils métalliques et une structure béton) ou non-structurales (où une redondance dans le groupe d'ancrage est requise). L'utilisation des chevilles chimiques est restreinte à des profondeurs d'ancrages allant de $4d$ à $20d$ (avec d le diamètre de l'élément en acier) en raison de l'hypothèse de modèle de contrainte d'adhérence uniforme à température ambiante.

En revanche, les scellements d'armatures chimiques rapportées sont utilisés pour des connexions structurales entre deux éléments en béton armé, devenant ainsi une partie intégrante de la structure. Cela signifie que leur dimensionnement prend en compte l'état

mécanique global de l'assemblage, incluant les deux éléments de structure. Par conséquent, le schéma de dimensionnement des armatures scellées diffère considérablement de celle des chevilles chimiques. Pour les chevilles à scellement, comme elles travaillent d'une manière autonome, il est nécessaire de prendre en compte les charges (qu'elles soient en traction, en cisaillement ou combinées) et les déplacements induits en tête de la cheville. Supposant que la rupture de l'acier est évitée, le dimensionnement des chevilles à scellement implique le choix de la profondeur d'ancrage qui joue sur les résistances à la rupture par extraction-glissement et à la rupture par cône de béton. Généralement, les connexions structurales sont garanties avec un groupe d'ancrage, ce qui implique le choix du nombre de chevilles, l'entraxe, la distance au bord de l'élément béton.

En revanche, pour les scellements d'armatures rapportées, la longueur d'ancrage est principalement conçue pour garantir le transfert d'efforts de traction entre les deux éléments structuraux. Les armatures sont utilisées pour résister à des efforts de flexion qui sont traduites par des charges de traction sur la barre de renforcement. Le dimensionnement des scellements d'armatures rapportées implique un choix entre la plastification des barres en acier en augmentant la longueur d'ancrage jusqu'à la garantie d'une rupture ductile (principe du béton armé) ou la vérification de la résistance suffisante aux efforts appliqués (sans tenir compte du mode de ruine et sans garantie de ductilité). L'Eurocode 2 – Partie 1-1 (première génération) peut être utilisée pour les procédés de scellements d'armatures rapportées qualifiées comme équivalentes aux barres coulées en place. Il a introduit une équation de longueur d'ancrage qui tient compte de l'adhérence des barres coulées en place (en fonction de la classe du béton), la forme des barres (droites ou coudées), l'enrobage, le confinement par des armatures transversales non-soudées aux armatures principales, le confinement par des armatures transversales soudées, le confinement par compression transversale. Cette équation sera modifiée dans la seconde génération de l'Eurocode 2 – Partie 1-1, et elle est inspirée par l'équation introduite dans le Model Code 2010 de la fédération internationale du béton (*fib*). Elle tiendra compte de plusieurs paramètres : la classe du béton, la taille de la barre, l'enrobage, les conditions d'adhérence et la situation du projet (sous conditions durables et transitoires ou sous conditions accidentelles). Il est à noter que ce modèle a été adapté pour le cas des scellements d'armatures rapportées avec une performance supérieure à celle des barres coulées en place. Le schéma d'évaluation et de dimensionnement ainsi que les guides européens sont résumés dans le Tableau 2.

Tableau 2 : Guides d'évaluation et de dimensionnement des ancrages chimiques (ici, ETE : Evaluation Technique Européenne et DEE : Document d'Evaluation Européen)

Type de produit	Sollicitation	Guide d'évaluation	Qualification	Guide de dimensionnement
Scellements d'armatures rapportées équivalents aux armatures coulées en place	Statique	DEE 330087-01-0601	ETE	EN 1992-1-1
	Sismique			EN 1998-1-1
	Feu			En cours de développement
Scellements d'armatures rapportées allant au-delà des barres coulées en place	Statique	DEE 332402-00-0601	ETE	EOTA TR 069
	Sismique			
	Feu	Inexistant	Inexistant	Inexistant
Chevilles à scellement	Statique	DEE 330499-02-0601	ETE	EN 1992-4
	Sismique	DEE 330499-02-0601		EN 1992-4, Annexe C ¹⁾
	Feu	DEE 330499-02-0601		EOTA TR 082

¹⁾ En cours de transfert vers la norme EN 1998-1 (seconde génération des Eurocodes)

Le processus d'évaluation a deux objectifs principaux : (i) évaluer si le système d'ancrage donné est adapté au domaine d'emploi visé et (ii) évaluer les caractéristiques essentielles du produit pour les conditions de service requises par le demandeur (le fabricant généralement). Sur la base des documents d'évaluation européens (DEE), ces caractéristiques essentielles constituent les données d'entrée nécessaires pour le dimensionnement. Les conditions (concernant le processus d'installation et les facteurs environnementaux) sous lesquelles ces données d'entrée sont applicables, sont fournies pour chaque produit dans les documents d'évaluation technique européenne - ETE (en anglais ETA : European Technical Assessment) issus par les organismes d'évaluation technique - OET (en anglais TABs : Technical Assessment Bodies). En utilisant les informations contenues dans l'ETE du produit, son dimensionnement spécifique peut être réalisé conformément aux règles de l'art.

1.5 Les ancrages chimiques à haute température

Bien que les fixations à scellement présentent de bonnes performances mécaniques à température ambiante, leurs performances se détériorent de manière significative sous

l'effet de températures élevées, en raison de la sensibilité thermique des produits adhésifs, en particulier ceux à base de résines organiques. Face à cette problématique, de nombreuses recherches ont été menées au cours des dernières années afin d'étudier l'influence de la température sur la tenue des fixations à scellement, notamment en situation d'incendie [9-13]. Ces travaux ont principalement porté sur la dégradation de la résistance d'adhérence, en mettant en évidence les mécanismes de détérioration liés aux contraintes thermiques. Pinoteau dans ses travaux de thèse [9] a développé une méthode permettant de calculer la capacité d'adhérence portante d'un scellement chimique d'armatures rapportées dans le béton en situation d'incendie appelée « méthode d'intégration des résistances ». Cette méthode permet de calculer la résistance d'adhérence des scellements chimiques d'armatures rapportées à tout moment d'exposition au feu. Elle repose sur des calculs thermiques et la variation de la résistance d'adhérence en fonction de la température (en utilisant l'ETE du produit selon le DEE 330087 [14]). Ainsi, deux données d'entrée principales sont nécessaires pour son application : les profils de température le long de l'ancrage à un instant donné de l'exposition au feu, et la relation quantifiant la variation de la contrainte d'adhérence en fonction de la température. Cela permet d'associer un facteur de réduction de la résistance d'adhérence à chaque température le long de la profondeur d'ancrage de l'armature, et de déterminer les profils de résistances d'adhérence correspondants. La Figure 6 illustre l'association entre une contrainte d'adhérence et une profondeur x_i en fonction de la température atteinte à un instant t d'exposition au feu.

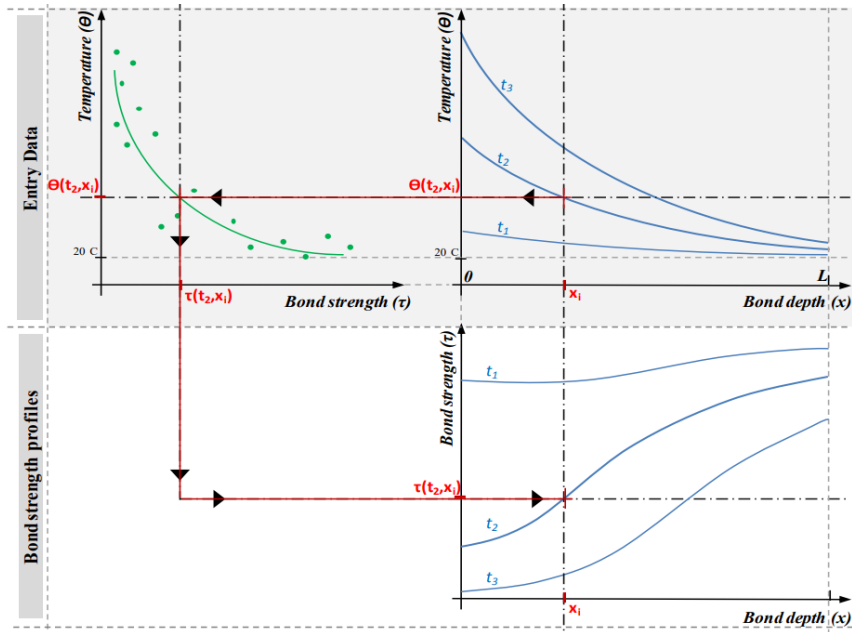


Figure 6 : Représentation schématique de la méthode utilisée pour déterminer les profils de résistance d'adhérence des scellements chimiques d'armatures rapportées [9]

La profondeur d'ancrage est décomposée en petits segments. Pour chaque segment, la température et la réduction de la résistance d'adhérence correspondante sont calculées à chaque instant d'exposition au feu. La résistance d'adhérence du scellement, notée F , peut être calculée en intégrant (additionnant) les résistances d'adhérence de chaque segment sur toute la longueur d'ancrage, conformément à l'équation suivante :

$$F = \pi \cdot d \int_0^L \tau(\theta(x, t)) \cdot dx$$

Où τ représente la capacité d'adhérence (contrainte), θ la température, d le diamètre de l'armature en acier, et L la longueur de l'ancrage.

La méthode d'essai et d'évaluation pour déterminer la relation contrainte d'adhérence-température pour un produit de scellement chimique d'armatures rapportées est décrite dans le DEE 330087 [14]. Ce DEE permet d'évaluer le facteur de réduction de la résistance d'adhérence en fonction de la température. La méthode consiste à réaliser des essais d'arrachement confinés sur les scellements chimique d'armatures rapportées, installées dans des éprouvettes cylindriques en béton (Figure 7), à différentes températures. Le confinement du béton est assuré en utilisant une plaque de confinement. La plaque de confinement a pour objectif d'empêcher la ruine par cône de béton et de favoriser une ruine par extraction-glisement pour caractériser la résistance d'adhérence. Avant l'installation du produit, l'armature est instrumentée avec deux thermocouples, positionnés respectivement à 10 mm (TC1) de la surface du béton et au fond de la longueur d'ancrage (TC2). Par la suite, l'armature est insérée dans le trou percé dans le cylindre à l'aide de la résine, en respectant les instructions d'installation du fabricant publiées dans l'ETE du produit.

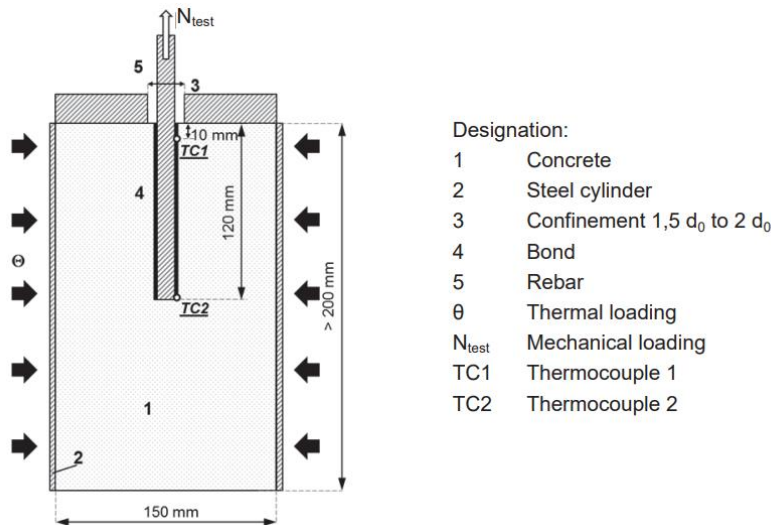


Figure 7: Configuration d'essai d'arrachement pendant un chargement thermomécanique conformément

Les essais consistent à appliquer une charge constante sur l'ancrage (avant le lancement du chauffage) puis à appliquer et un chauffage progressif de l'éprouvette jusqu'à la rupture. En outre, cette méthode produit des résultats plus conservatifs comparés aux essais à température stabilisée (approche où l'ancrage est chauffé sans chargement, suivi par un arrachement à la température de rupture souhaitée) [9, 15]. Suite à l'application de la charge constante, la sollicitation thermique est appliquée sur la surface latérale du cylindre par un flux de chauffage radial. Un minimum de 20 essais, avec des niveaux de chargement variés est requis pour les essais à haute température. Les essais doivent respecter les critères suivants : un intervalle maximal de 1 N/mm^2 entre deux points d'essais avoisinants sur l'axe des résistances à la rupture (f_{bm}), un intervalle maximal de 50°C entre deux points d'essais sur l'axe des températures, ainsi qu'une durée maximale de chauffage de 3 heures (critère seulement requis pour les scellements à base de résine). Finalement, une courbe de tendance passant par tous les points d'essai doit être choisie par l'évaluateur sous réserves de variation acceptable dans la série d'essai et de représentation statistique optimale des points (critère basé sur la courbe de tendance produisant le coefficient de variation le moins élevé). Le schéma présenté dans la Figure 8 illustre une série de résultats d'essais tirés du le DEE 330087 [14] et la courbe de tendance associée.

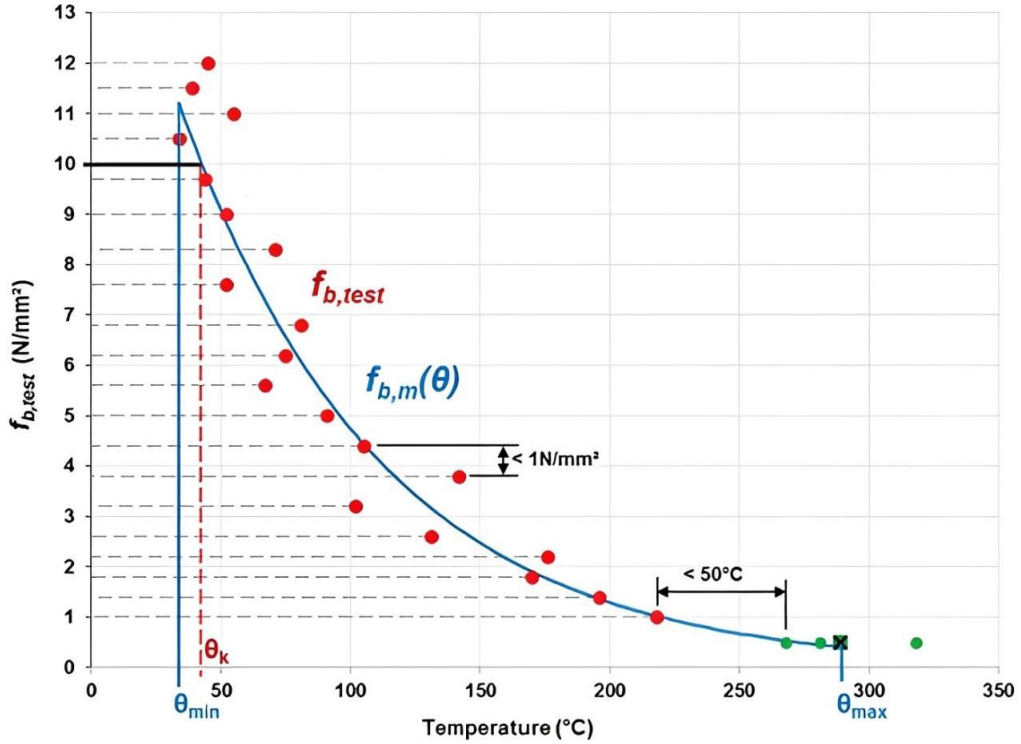


Figure 8 : Exemple de la détermination de la résistance d'adhérence en fonction de la température [14]

À partir de cette courbe, un facteur de réduction $k_{fi}(\theta)$ est déduit en fonction de la température selon les équations ci-dessous, permettant ainsi d'affiner l'évaluation des performances sous conditions thermiques.

$$k_{fi}(\theta) = \frac{f_{b,m}(\theta)}{f_{bd,PIR}} \quad \text{pour } 21\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq \theta_{max}$$

$$k_{fi}(\theta) = 0 \quad \text{pour } \theta > \theta_{max}$$

$f_{b,m}(\theta)$ est la fonction mathématique présentant la variation de la résistance d'adhérence avec l'augmentation de la température, obtenue à partir des essais et normalisée en tenant compte de la surface relative des verrous/empreintes de la barre d'armature testée. $f_{bd,PIR}$ représente la résistance d'adhérence de dimensionnement des scellements chimiques dans les structures en béton à température ambiante. Cette valeur est déterminée à l'issue de l'évaluation du produit est reliée aux valeurs des résistances d'adhérence des scellements d'armatures coulées en place (Tableau 3).

Tableau 3 : Correspondance des valeurs de résistance d'adhérence entre les scellements chimiques d'armature rapportées et les scellements d'armatures coulées en place [14]

Concrete strength class	Bond strength $f_{bm,rqd}$ [N/mm ²]	Design value of the ultimate bond stress according to EN 1992-1-1 ^{*)} f_{bd} [N/mm ²]
C12/15	7,1	1,6
C16/20	8,6	2,0
C20/25	10,0	2,3
C25/30	11,6	2,7
C30/37	13,1	3,0
C35/45	14,5	3,4
C40/50	15,9	3,7
C45/55	17,2	4,0
C50/60	18,4	4,3

La méthode d'intégration des résistances décrite ci-dessus permet de calculer la résistance d'adhérence des scellements chimiques d'armatures rapportées en situation d'incendie qualifiés avec une performance équivalente aux scellements d'armatures coulées en place. Cependant, aucune méthode n'existe actuellement pour évaluer la capacité portante des scellements chimiques d'armatures rapportées qualifiés avec une performance allant au-

delà de celles des barres coulées en place. Cette qualification conduit à une utilisation de valeurs d'enrobage de béton réduit et d'espacement amélioré (moins important) entre les barres avoisinantes, où la rupture par fendage est le facteur critique à évaluer. Afin de lever la restriction de l'utilisation de ce schéma de dimensionnement, il est nécessaire de développer une méthode d'évaluation et de dimensionnement au feu complétant les conditions d'utilisation statiques et sismiques (Tableau 2). Il est à noter que cette méthode conduit à un dimensionnement plus écoresponsable grâce aux éléments suivants :

- L'utilisation de moins d'acier et de résine grâce au déplafonnement de la résistance d'adhérence profitant de la performance de la barre d'armature rapportée comme une cheville à scellement vs. le schéma où la performance est limitée à celle d'une barre coulée en place (longueur d'ancrage plus courte + espacement moins important entre les barres avoisinantes).
- L'utilisation de moins de béton grâce aux valeurs d'enrobage plus faible.
- L'utilisation d'un bras de levier amélioré (moins important) entre l'axe neutre de la section et la barre d'acier permettant de diminuer la quantité de béton nécessaire pour la section de béton armé.

Dans la partie suivante de ce chapitre, nous nous attarderons précisément sur les propriétés de ces trois matériaux lorsqu'ils sont soumis à des températures élevées. Cette étude permettra de mieux comprendre le comportement de l'acier, du produit adhésif et du béton sous conditions thermiques extrêmes et d'évaluer les implications pour la performance des systèmes d'ancrage en situation d'incendie.

Partie 2 : Influence de la température sur les propriétés des matériaux de l'étude

Chaque année, des millions de foyers à travers le monde sont ravagés par des incendies domestiques, entraînant des milliers de décès et des pertes économiques considérables. En France, selon les statistiques récentes [16], plus de 300 000 incendies domestiques sont recensés chaque année selon le ministère de l'Intérieur, causant 460 décès et 10 000 blessés. Ces chiffres alarmants mettent en lumière la nécessité cruciale de comprendre et d'améliorer la résistance au feu des matériaux de construction. La capacité d'un bâtiment à résister à un incendie dépend en grande partie des matériaux qui le composent. Les propriétés thermiques et mécaniques de ces matériaux, lorsqu'ils sont exposés à des températures élevées, déterminent non seulement la vitesse à laquelle le feu se propage, mais aussi la stabilité structurale du bâtiment. Cette partie se propose pour de faire un état de l'art des recherches sur la dégradation des trois matériaux (béton, acier, résine) lorsqu'ils sont exposés à des températures élevées. Nous examinerons les propriétés spécifiques qui sont affectées et les mécanismes sous-jacents à cette dégradation.

1. Situation d'incendie

Avant d'entamer plus en détails le comportement des trois matériaux à haute températures, il est nécessaire dans un premier temps de définir la notion de « situation d'incendie ». D'après [17], le processus de développement d'un feu dans un local suit les étapes ci-dessous:

1. **L'ignition** : Cette étape marque le début du feu, qui est éventuellement précédé par un échauffement des matériaux combustibles. L'ignition se produit lorsque la température des matériaux atteint un niveau suffisant pour déclencher la combustion.
2. **La phase de croissance** : Pendant cette phase, le feu se propage sur les surfaces des matériaux combustibles présents dans le local. La température augmente progressivement, et la superficie brûlée s'étend, influencée par la quantité et la disposition des matériaux inflammables.
3. **L'embrasement généralisé** : Cette phase survient lorsque certaines conditions sont réunies, notamment lorsque la température des gaz de combustion atteint environ 600°C. À ce stade, la température augmente rapidement, entraînant une intensité de feu très élevée. La ventilation du bâtiment a une grande influence dans cette phase. L'embrasement généralisé peut provoquer des dégâts importants à la

structure, d'où l'importance de calculer la résistance au feu des éléments de construction.

4. **La phase de déclin :** Si le feu n'est pas éteint, il peut entrer dans une phase de déclin où l'intensité de la combustion diminue. Cette phase dépend de la quantité de combustible restant.

La Figure 9 montre une courbe temps-température typique représentant le processus de développement du feu à l'intérieur d'une pièce standard, en supposant l'absence de tout système d'extinction d'incendie.

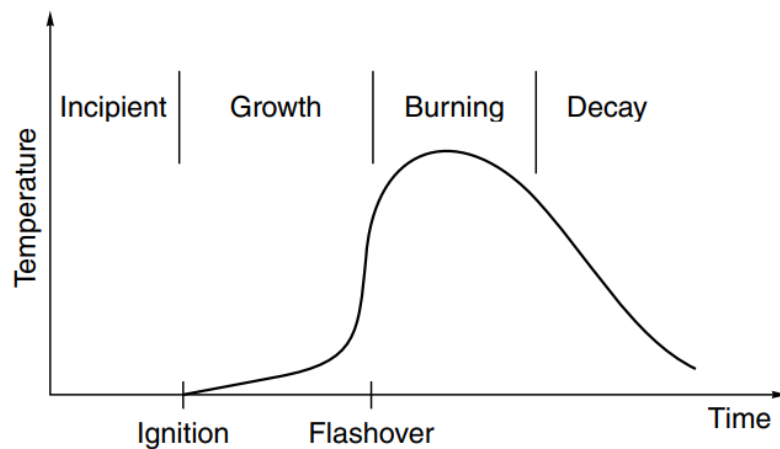


Figure 9 : Courbe temps-température pour le processus normal de développement d'un incendie [17]

Cependant, tous les incendies ne suivent pas nécessairement ce schéma de développement. En effet, certains s'éteignent naturellement, tandis que d'autres n'atteignent pas le phénomène d'embrasement (notamment lorsque les éléments combustibles sont de petite taille et isolés, ou encore lorsqu'il y a une insuffisance d'air pour soutenir la combustion continue). En outre, l'intensité de l'incendie est influencée également par plusieurs paramètres (type de bâtiment, type et quantité de combustible, ventilation, etc.). Il est parfois difficile et coûteux en temps de calcul de reproduire des conditions réelles d'incendie. C'est pourquoi la conception des ouvrages au feu s'effectue souvent avec des courbes de feu normalisées pour calculer les durées de résistances. En Europe, l'évolution de la température au cours d'un incendie est décrite par l'équation (Eq 1-1) fournie par la norme ISO 834 [18].

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1)$$

Avec θ_g la température moyenne des gaz en °C ; et t le temps en minutes.

La Figure 10 illustre graphiquement l'évolution de la courbe feu ISO 834 et la compare aux autres courbes normalisées les plus couramment utilisées. Ces courbes sont

applicables lors des essais de résistance au feu permettant d'évaluer la durée d'exposition au feu provoquant la ruine de l'élément testé.

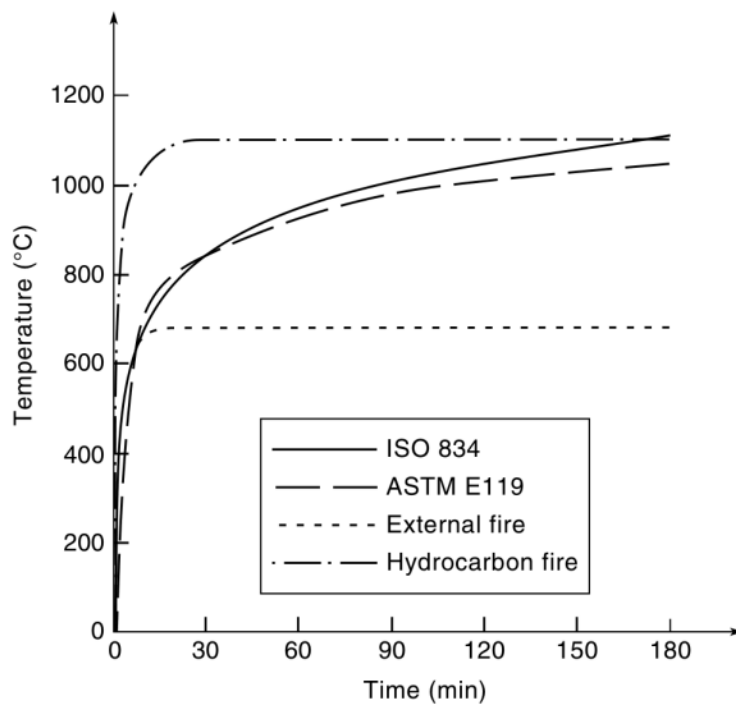


Figure 10 : Courbes température-temps correspondant aux feux normalisés les plus courants [17]

Les courbes normalisées présentées dans la Figure 10 sont utilisées dans l'évaluation des produits de construction et dans le dimensionnement au feu des structures. Cela n'exclut pas l'utilisation d'autres sollicitations thermiques non standardisées dans le cadre de la recherche, notamment pour étudier l'influence de la température sur le comportement d'un matériau ou d'une structure (sous réserve d'avoir justifié de l'influence de la cinétique de montée en température).

2. Propriétés des matériaux à haute température

2.1 Béton

Le béton durci est un matériau intrinsèquement hétérogène. Cette hétérogénéité résulte de l'étendue granulométrique des granulats, ainsi que de la diversité des produits d'hydratation, particulièrement sensibles aux conditions d'hydratation et de conservation telles que la température et l'humidité relative [19]. De manière générale, le béton se présente comme un composite constitué de trois composants essentiels : la matrice, constituée de la pâte de ciment durcie, et les granulats (incluant les gravillons et le sable) et l'eau.

Le ciment : Le ciment le plus utilisé dans la construction est le ciment Portland, il se compose essentiellement de quatre phases : Silicate tricalcique (C_3S , $3CaO \cdot SiO_2$), Silicate bicalcique (C_2S , $2CaO \cdot SiO_2$), Aluminate tricalcique (C_3A , $3CaO \cdot Al_2O_3$), et de Alumino-ferrite tétracalcique (C_4AF , $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$). En présence d'eau, ces constituants subissent des réactions conduisant à la formation d'hydrates qui précipitent et se structurent en un matériau résistant mécaniquement. Les principaux hydrates formés durant cette réaction incluent les silicates de calcium hydratés (CSH), la portlandite ($Ca(OH)_2$ ou hydroxyde de calcium), les aluminates de calcium hydratés, et l'ettringite ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$), entre autres.

L'eau: L'eau dans le béton existe sous plusieurs formes : libre, capillaire, adsorbée et chimiquement liée. Elle occupe les vides de la matrice et joue un rôle fondamental dans le comportement mécanique et la durabilité du matériau. Les phénomènes tels que le retrait de dessiccation, le gonflement et la fissuration sont influencés par les mouvements d'eau. Environ la moitié de l'eau de gâchage est utilisée dans les réactions d'hydratation [19]. L'eau libre et capillaire s'évapore entre 30 et 120°C, mais si la température augmente trop rapidement, la vapeur ne s'échappe pas facilement. L'eau chimiquement liée et adsorbée, quant à elle, reste dans les nanopores et nécessite des températures plus élevées (120-300°C) pour s'évaporer. Cette eau contribue à la cohésion de la structure du béton, mais son évacuation est complexe et dépend de plusieurs facteurs, tels que l'humidité relative, le degré d'hydratation et la nature des pores.

Les granulats : les granulats utilisés dans la composition du béton sont généralement d'origine naturelle et proviennent principalement de roches sédimentaires siliceuses ou calcaires, de roches métamorphiques telles que le quartz et les quartzites, ainsi que de roches éruptives comme les basaltes, les granites ou les porphyres. Ces granulats se présentent sous différentes granulométries : de 0 mm à 4 mm pour le sable, de 4 mm à 32 mm pour les gravillons, et supérieurs à 32 mm pour les graves. Leur volume représente entre 50 % et 80 % du volume total du béton, ce qui joue un rôle crucial dans la détermination de ses propriétés mécaniques.

2.1.1 Transformations physicochimiques sous l'effet de la température

L'exposition du béton aux températures élevées entraîne divers phénomènes physico-chimiques et transformations modifiant sa microstructure. Les composants du béton, notamment les granulats et la pâte de ciment, subissent des changements significatifs à mesure que la température augmente. La pâte de ciment durci évolue notablement jusqu'à 1300°C [19], avec des étapes clés marquées par l'évaporation de l'eau libre, la décomposition de l'ettringite et des hydrates, et la formation de phases anhydres augmentant la porosité. Les granulats montrent des comportements variés selon leur

composition, influençant la résistance et la structure du matériau. Les phénomènes de déshydratation et de transformations de phases, résumés dans le **Tableau 4**, sont observés via des techniques telles que l'analyse thermique différentielle et la diffraction des neutrons, et sont expliqués plus en détail dans [19].

Tableau 4 : Transformations principales du matériau béton sous l'effet de la température [19]

Température [°C]	Phénomène	
20°C	Début de départ de l'eau	-
100°C	- Départ de l'eau libre 80°C-150°C Déshydratation de l'ettringite 150°C-170°C décomposition du gypse - Début de la déshydratation des C-S-H	Eclatement
200°C	- Augmentation de la pression interne - Décomposition et oxydation d'éléments métalliques.	
300°C	- Clivage des granulats silico-calcaires - Température critique de l'eau (374°C)	
400°C	Décomposition de la portlandite	Fissuration
500°C	Changement de phases du quartz α en quartz β (573°C)	
600°C	Deuxième phase de la décomposition du gel C-S-H	
700°C	Décomposition du carbonate de calcium	-
1300°C	Destruction complète du béton et apparition de la phase liquide	

2.1.2 Dilatation thermique

Comme la plupart des matériaux, le béton subit une déformation thermique lorsqu'il est exposé à des variations de température. La déformation thermique du béton résulte de la superposition des déformations de la matrice cimentaire et des granulats. Par conséquent, cette déformation dépend fortement des propriétés de ces constituants, notamment de leur nature et de leur quantité.

La pâte de ciment durcie se dilate principalement jusqu'à environ 150°C, au-delà de laquelle elle commence à se rétracter de manière significative. Ce retrait est dû à la diminution de la tension capillaire de l'eau absorbée par la pâte pendant le chauffage [6,7,8]. La déformation thermique de la pâte de ciment dépend de la vitesse de montée en température [19] (Figure 11).

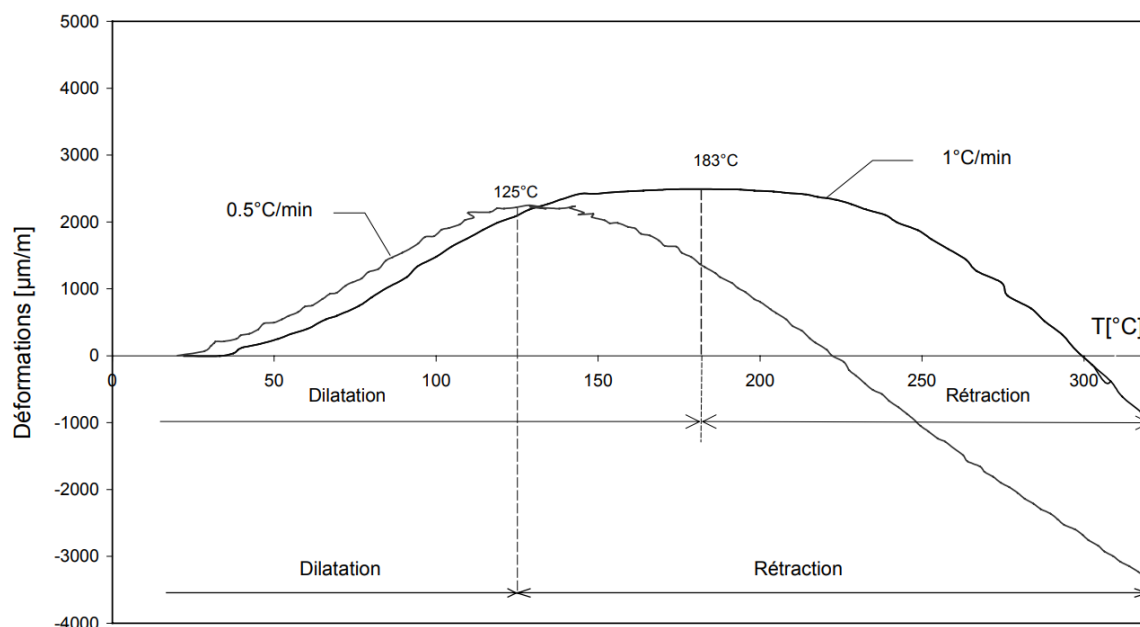


Figure 11 : Déformations thermiques de la pâte de ciment chauffée avec une vitesse de chauffage de 0.5°C/min et 1°C/min [19]

Les granulats constituent environ 70% du volume du béton, et leur dilatation thermique est déterminante dans la déformation thermique globale du béton, influençant ainsi de manière considérable ses performances mécaniques. L'exposition des granulats à des températures élevées entraîne leur dilatation, dont l'ampleur varie en fonction de la nature des granulats [23], comme illustré par la Figure 12. Des études antérieures ont démontré que la dilatation thermique des granulats dépend essentiellement de leur teneur en silice, cette dilatation étant d'autant plus prononcée que la teneur en silice est élevée.

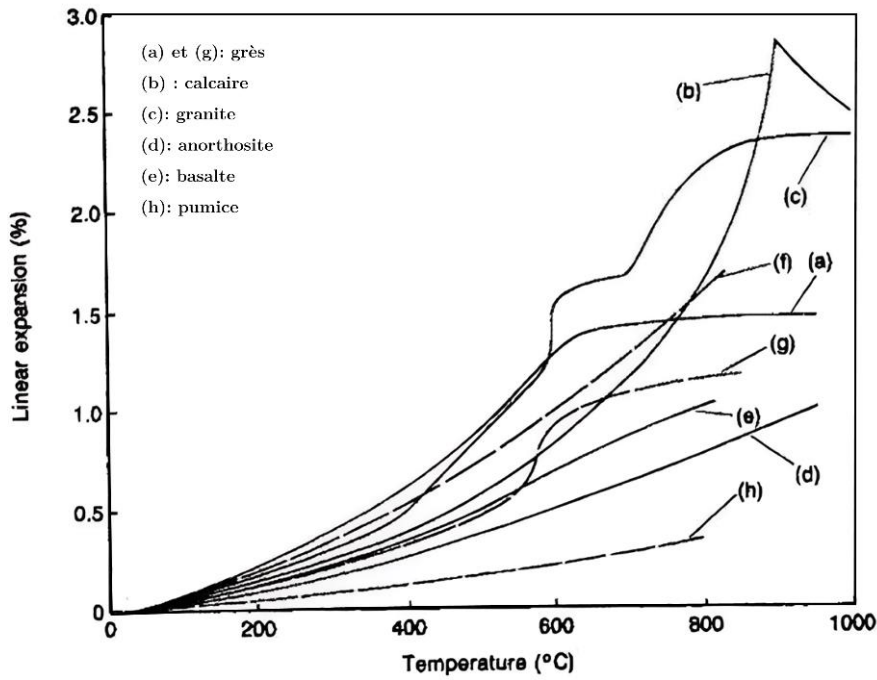


Figure 12 : Déformation thermique des granulats [23]

2.1.3 Déformation thermique et mécanique

D'après la théorie classique de la thermoélasticité, les contraintes et les déformations générées par plusieurs systèmes d'actions extérieures appliquées simultanément s'additionnent de manière linéaire [5, 10, 11, 12]. Par conséquent, la superposition d'un champ de contraintes, associé à un champ de déformations élastiques, et d'un champ thermique, induisant des déformations thermiques, peut être décrite par l'équation suivante:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{tot,creep}$$

où :

ε_{tot} est la déformation totale sous température et chargement mécanique,

ε_{th} est la déformation thermique,

ε_{σ} est la déformation instantanée correspondant à la contrainte mécanique,

$\varepsilon_{tot,creep}$ est le fluage total y compris le « fluage thermique transitoire ».

2.2 Acier

Dans le contexte des structures en béton armé, l'acier est couramment utilisé sous forme d'armatures qui ont pour fonction principale de reprendre les efforts de traction appliqués sur les éléments en béton. Ces armatures se présentent typiquement sous forme de barres

lisses ou de barres à haute adhérence (HA). Les barres HA se distinguent des barres lisses par la présence d'aspérités à leur surface, lesquelles peuvent être des saillies inclinées par rapport à l'axe, appelées verrous, ou des creux appelés empreintes. Les aciers sont désignés par leur type, leur diamètre, leur limite élastique et leur classe de ductilité. Ces critères de désignation permettent aux ingénieurs et aux constructeurs de choisir les types d'acier appropriés pour des applications spécifiques, en assurant la sécurité, la durabilité et la performance des structures.

A température ambiante, le comportement mécanique de l'acier doux (couramment utilisé dans la construction) se caractérise par la présence de trois zones (Figure 13) :

Zone élastique: La première zone est la zone élastique. Pendant cette phase l'acier réagit de manière linéaire et réversible aux charges appliquées. Lorsque la contrainte augmente, la déformation de l'acier est proportionnelle à cette contrainte, et lorsque la charge est retirée, l'acier retrouve sa forme d'origine.

Zone plastique: La deuxième zone est la zone de plastification. Elle survient lorsque la contrainte appliquée dépasse la limite élastique. A ce stade, l'acier subit une déformation permanente sans variation significative de la contrainte sur la section transversale.

Zone d'écrouissage: La troisième zone est celle de l'écrouissage. Lorsque la contrainte continue d'augmenter au-delà de la plastification, l'acier subit des déformations significatives. Cependant, contrairement à la plastification, la contrainte continue à augmenter à nouveau jusqu'à une valeur maximale. Après cela, elle commence à diminuer. Pendant cette phase, une striction locale de l'acier se produit, où des zones plus étroites se forment dans la section transversale.

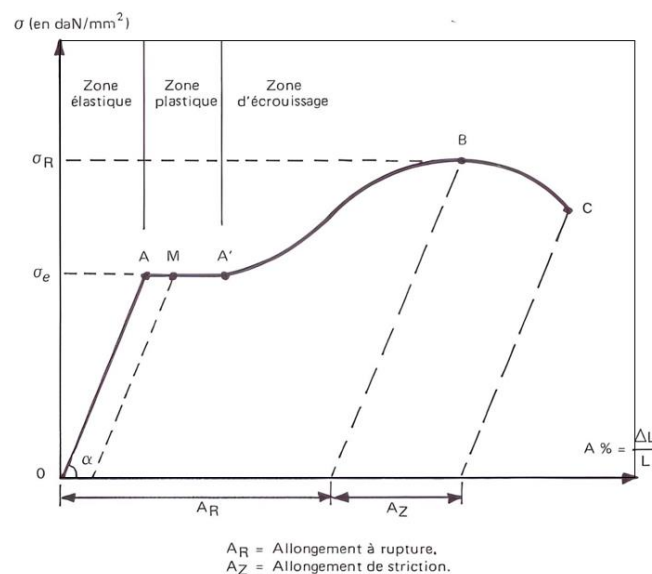


Figure 13: Courbe de contrainte – déformation de l'acier à température ambiante

La diminution de la rigidité et de la résistance des armatures en acier sous l'effet de l'augmentation de la température dépend du processus de fabrication des barres d'armature [27-30]. Felicetti et al [29] ont examiné le comportement à haute température de divers types d'armatures, incluant différents aciers et diamètres. Les tests de traction résiduels effectués après une sollicitation thermique des armatures à différentes températures révèlent une diminution de la limite d'élasticité avec l'augmentation de la température pour certains types d'aciers (Figure 14). Les aciers laminés à froid montrent une réduction de leur limite d'élasticité beaucoup plus marquée que ceux laminés à chaud. En effet, lors du chauffage, les aciers laminés à froid subissent des phénomènes de restauration significatifs, tels que le réarrangement des dislocations et la recristallisation, conduisant à la formation de grains plus gros, ce qui altère leur limite d'élasticité. En revanche, les aciers laminés à chaud possèdent une microstructure plus homogène, une densité de dislocations plus élevée et une meilleure résistance mécanique.

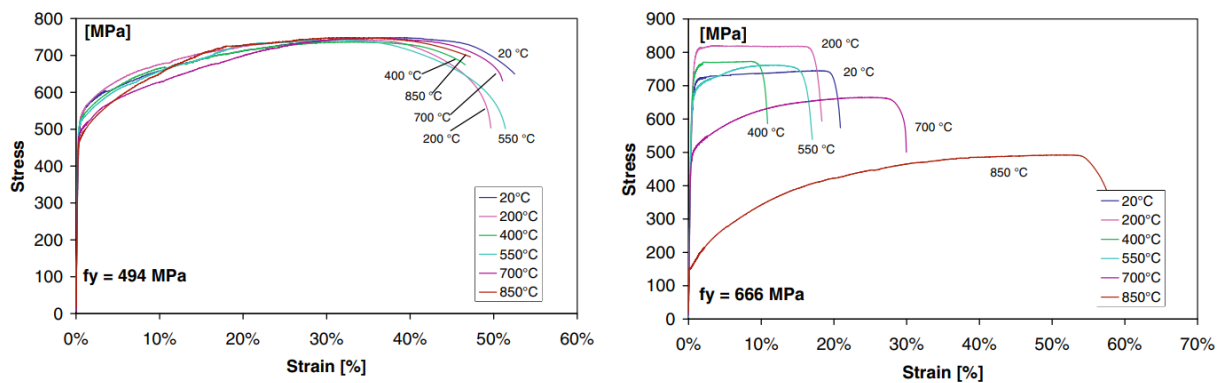


Figure 14 : Courbes de tractions à différentes températures pour un acier laminé à chaud (à gauche) et un acier laminé à froid (à droite)

2.3 Résine

2.3.1 Types et constituants des résines structurales

Comme expliqué précédemment, la réalisation des assemblages par scellements implique l'utilisation de produits adhésifs, lesquels peuvent être organiques ou inorganiques. Les produits inorganiques sont souvent des mortiers à base de ciment. Les produits organiques, quant à eux, sont généralement formulés à base de polymères, auxquels sont ajoutés divers adjuvants (charges organiques, métalliques ou minérales) pour améliorer leurs propriétés mécaniques, leur durabilité, leur stabilité chimique, leur facilité de mise en œuvre et leur apparence [9]. Les polymères sont des macromolécules principalement composées de carbone, d'hydrogène, d'azote, de chlore et de fluor. Dans le domaine des résines adhésives, l'intérêt se porte principalement sur les polymères thermodurcissables. Ces polymères sont constitués de chaînes linéaires réticulées, c'est-à-dire interconnectées

dans l'espace par des liaisons covalentes fortes, formant ainsi un réseau tridimensionnel insoluble et infusible.

Les résines structurales peuvent être classées en trois familles [15] :

- 1) Les méthacrylates : ce sont des résines basées sur des esters acryliques et méthacryliques. Leur polymérisation s'effectue en mélangeant la méthyl méthacrylate avec du peroxyde. Ces résines se caractérisent par une réticulation rapide.
- 2) Les polyuréthanes : Les polyuréthanes sont des résines bi-composants thermodurcissables. Elles se forment en mélangeant des polyols avec un durcisseur isocyanate. Leur flexibilité et leur résistance à l'abrasion les rendent idéales pour des applications soumises à des contraintes mécaniques variées.
- 3) Les vinylesters et les époxydes : les résine vinylesters et époxydes sont également des bi-composants thermodurcissables. Les vinylesters résultent de l'estérification d'un prépolymère époxyde avec un acide carboxylique insaturé, tandis que les époxydes de forment avec un anhydride d'acide ou une amine. Ces résines se distinguent par leur très haute résistance mécanique, et leur excellente adhérence.

La cohésion de la résine est assurée par deux types de liaisons [13] : i) les liaisons interatomiques qui assurent la cohésion entre les atomes d'une même molécule. ii) Les liaisons intermoléculaires qui assurent la jonction entre différentes molécules.

2.3.2 Exothermicité de la réaction

L'installation d'une résine nécessite de mélanger la résine mère avec un durcisseur, entraînant ainsi une réaction chimique appelée « réticulation » [31]. La réaction de réticulation est une réaction exothermique qui dégage de la chaleur et élève la température de la résine pendant son durcissement. La température maximale atteinte dépend, d'une part, de la cinétique de la réaction, influencée par la température environnante (Figure 15), et de divers paramètres tels que la présence d'inserts ou de charges métalliques, la géométrie de l'ancrage et les matériaux des adhérents [31]. A la fin de la réaction de réticulation, un retrait se produit dans l'adhésif en raison de deux phénomènes : le retrait chimique, dû à la transition de l'état liquide à l'état solide (lors de la réticulation des polymères linéaires en une structure tridimensionnelle), le retrait physique causé par le refroidissement à température ambiante après le pic exothermique, et les contraintes interfaciales résultant des différences de coefficients de dilatation thermique entre la résine et les adhérents [9]. Le point de gel correspond au moment où la mobilité des chaînes de polymère diminue considérablement avec la formation du réseau tridimensionnel. Il est possible de réduire le retrait en ajustant la température de gel par la modification du taux de durcisseur, d'accélérateur ou de charges minérales.

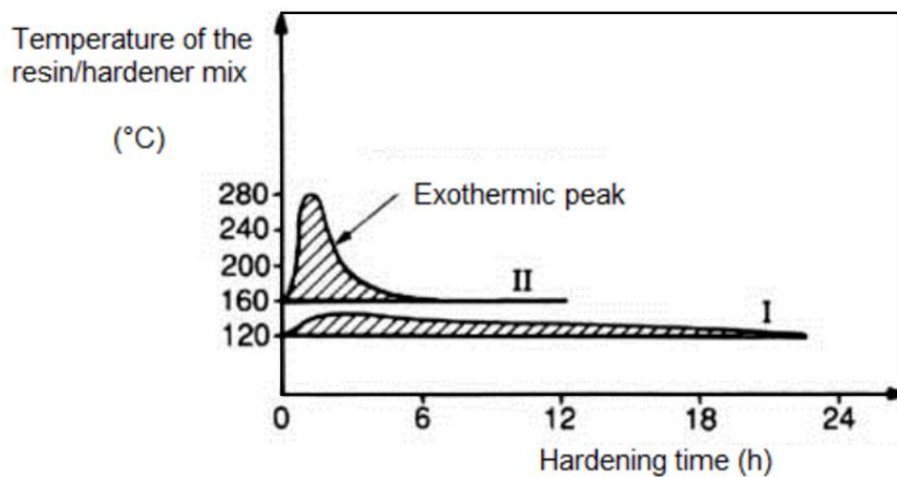


Figure 15 : Dégagement de chaleur pour les réactions de réticulation (à différentes température ambiante)

2.3.3 Postcure avec la température

D'après [9], la postcure est un processus chimique augmentant le degré de réticulation d'une structure polymère lors d'un chauffage supplémentaire. La réticulation ralentit au fur et à mesure que les groupes chimiques réactifs diminuent, et la structure se fige au point de gel. Une augmentation de la température après le point de gel redonne de la mobilité aux chaînes polymères non réticulées, augmentant le degré de réticulation et densifiant le réseau tridimensionnel, ce qui influence les propriétés mécaniques du matériau. Ce phénomène est particulièrement marqué pour les polymères formés à température ambiante, où une quantité significative de molécules non réticulées reste figée dans la structure après le point de gel.

2.3.4 Transition vitreuse

Le comportement des polymères à haute température est largement influencé par leur température de transition vitreuse (T_g) [9]. Cette température marque le passage de l'état vitreux à l'état de liquide surfondu, ou état caoutchouteux, lorsque le polymère est chauffé. Lors de cette transition, les propriétés mécaniques du polymères, telles que les modules d'Young et de Coulomb, présentent une diminution notable. La transition vitreuse est une transition thermodynamique de second ordre, endothermique, nécessitant un apport d'énergie pour se produire.

La valeur de T_g est fonction de la densité du réseau tridimensionnel du polymère, ce qui est directement lié au degré de réticulation du matériau. Pour déterminer la température de transition T_g , il existe trois méthodes principales :

Analyse Calorimétrique Différentielle (DSC): Cette méthode repose sur un effet énergétique. Tg est mesurée par la variation de la chaleur spécifique du polymère par rapport à un échantillon de référence au cours du chauffage.

Analyse Thermomécanique (TMA): Basée sur un effet physique, cette technique détermine Tg en observant les changements du coefficient de dilatation thermique pendant le chauffage.

Analyse Thermomécanique Dynamique (DMTA): Cette méthode s'appuie sur un effet mécanique pour mesurer Tg en examinant les variations des modules élastique et visqueux en fonction de la température.

Ces techniques sont décrites plus en détails dans [9].

Dans cette section, une étude bibliographique a été réalisée sur les propriétés des trois matériaux constituant un système d'ancrage chimique. L'objectif est d'obtenir une vue d'ensemble des transformations physico-chimiques de ces matériaux en fonction de l'augmentation de la température, ainsi que de leur impact sur leurs performances mécaniques. Toutefois, le comportement des scellements chimiques des armatures sollicités en traction ne dépend pas uniquement des propriétés mécaniques des matériaux utilisés. En effet, il dépend également des paramètres géométriques et la configuration de la structure dans laquelle ils sont installés. Ces paramètres incluent notamment le diamètre, la longueur d'ancrage, l'enrobage du béton, ainsi que le renforcement transversal.

Dans la section suivante, une analyse bibliographique sur le mécanisme d'adhérence des armatures d'acier dans le béton est effectuée. Un accent particulier est mis sur les modèles existants relatifs au phénomène de fendage, en examinant l'influence de différents facteurs (diamètre, la longueur d'ancrage, l'enrobage du béton, ainsi que le renforcement transversal) sur la résistance au fendage et leur impact sur les modes de rupture observés.

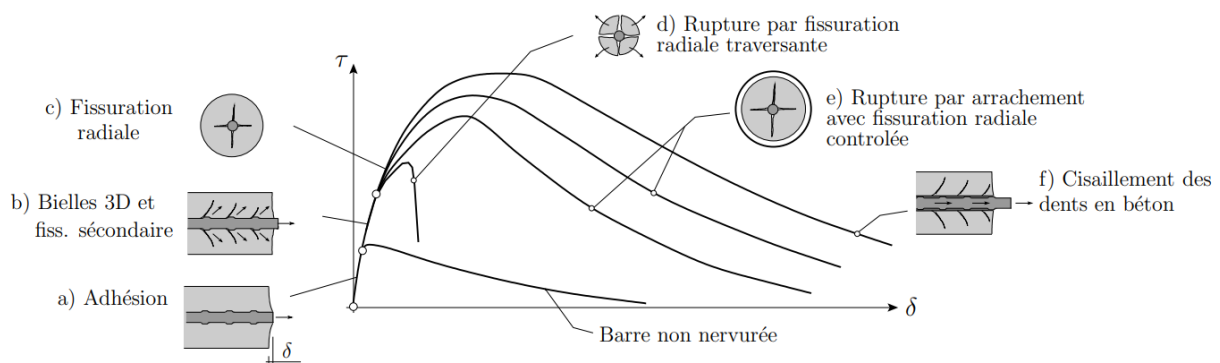
Partie 3 : Phénoménologie de rupture par fendage et synthèse des modèles existants à température ambiante

1. Adhérence des armatures d'acier dans le béton

L'adhérence, dans le domaine de la construction en béton armé, désigne le transfert de force entre l'armature métallique et le béton environnant. La contrainte d'adhérence est conventionnellement caractérisée par le changement de force le long de la barre d'armature, divisé par la surface latérale de cette barre où ce changement se produit.

1.1 Mécanisme d'adhérence

La transmission de forces peut s'effectuer aux interfaces de contact des deux matériaux via trois mécanismes d'adhérence : l'adhésion chimique, l'adhérence par friction, et l'adhérence assurée par l'action des verrous [32, 33]. Initialement, l'adhérence est assurée par l'adhésion chimique et par les phénomènes micromécaniques résultant des irrégularités de l'interface acier/béton. Aucun glissement local ne se produit, mais la barre se déplace par rapport au béton non perturbé à cause de la déformabilité au cisaillement du béton, comme illustré dans la Figure 16-a. Toutefois, cette liaison est rapidement vaincue pour des déplacements relativement faibles. Une fois les forces d'adhésion sont vaincues, l'adhérence est assurée par l'action combinée du frottement et par l'action des verrous de l'armatures s'appuyant sur le béton. Pour des barres lisses, après la rupture de l'adhésion chimique, l'adhérence repose uniquement sur le frottement entre l'acier et le béton. En revanche, pour des barres nervurées, l'adhérence et le transfert de force est assuré par un engrenement mécanique des verrous avec le béton environnant [33, 34].



[32]

Pour les barres nervurées, qui sont désormais la norme dans la construction, le béton situé sous les verrous est localement plastifié, entraînant ainsi une accélération du glissement. En conséquence, un réseau de fissures coniques se forme progressivement à l'arrière des verrous à mesure que la barre glisse [35]. À la suite de la formation de ces fissures, la poussée des bielles de béton comprimées doit être équilibrée par des anneaux de traction tangentielle dans le béton d'enrobage (Figure 17).

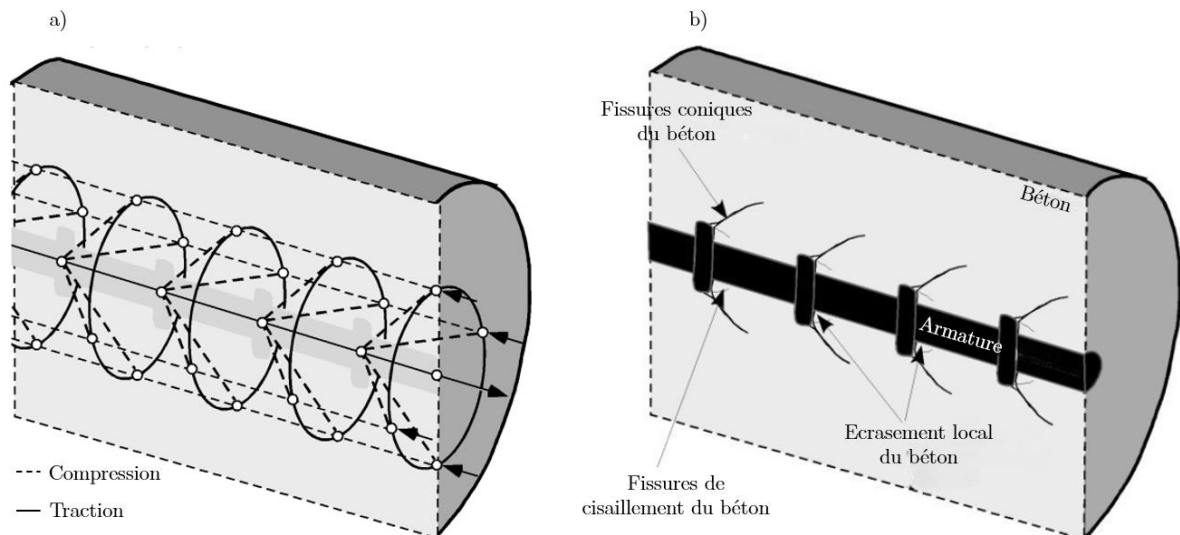


Figure 17: a) Equilibre des bielles de béton comprimé par les anneaux en traction dans l'enrobage, b) Développement de la fissuration dans l'ancrage [23]

D'après [35], deux types de ruptures sont possible en fonction de confinement assuré par l'enrobage du béton :

- Si l'enrobage du béton est suffisant, l'ouverture de la fissuration radiale est contrôlée. La rupture se produit ainsi par cisaillement (par perte adhérence due à l'arrachement de la barre d'armature) sous un chargement en traction supplémentaire. En effet, avec l'augmentation de la traction et du glissement, des fissures de cisaillement commencent à se former entre les verrous de la barre lorsque la contrainte de cisaillement engendrée excède la capacité de cisaillement du béton. Cela provoque des dommages locaux au béton devant les verrous, lesquels s'étendent progressivement vers la surface de la barre. Par ailleurs, l'accroissement du déplacement relatif entre l'armature et le béton conduit au cisaillement des consoles de béton situées entre les verrous de la barre d'armature, formant ainsi une surface de rupture lisse autour et le long de la barre.
- Si l'enrobage du béton n'est pas suffisant, la fissuration radiale atteint la surface de la dalle et fissure longitudinale se produit le long de la barre. Selon [35], des essais d'arrachement avec mesure de déformation transversale ont montré que la fissure longitudinale ne se forme pas soudainement, mais débutent à l'extrémité chargée de

la barre. Elles se propagent ensuite de la surface de la barre vers la surface du béton, puis le long de cette dernière jusqu'à l'extrémité non chargée. Avec l'augmentation de la charge, les fissures longitudinales se développent complètement, réduisant brusquement la résistance d'adhérence et entraînant une rupture par fendage du béton.

1.2 Paramètres influençant le comportement d'adhérence des armatures dans le béton

De nombreux facteurs influencent l'adhérence entre les barres d'armature et le béton. Traditionnellement, on distingue trois grandes catégories de facteurs : les propriétés structurelles, les propriétés des barres et les propriétés du béton. Les propriétés structurelles comprennent le recouvrement du béton et l'espacement des barres, le confinement actif et passif, ainsi que le degré de confinement par le renforcement transversal. Les propriétés des barres incluent le diamètre de la barre, leur géométrie et l'état de leur surface. Les propriétés du béton incluent sa résistance à la compression et à la traction. Les propriétés ci-dessus sont principalement des paramètres prise en compte dans le dimensionnement, pour calculer la longueur de recouvrement ou la longueur d'ancrage sollicitée en traction, conformément aux guides réglementaires.

1.2.1 Capacité du béton

Comme il a été expliqué précédemment, l'adhérence est directement liée aux forces de cisaillement qui agissent à l'interface entre le béton et l'acier. De plus, les forces compressives dans le béton provoquent une contrainte en traction, ce qui affecte l'adhérence. Ainsi, la performance de l'adhérence dépend à la fois du comportement du béton en compression et de sa résistance en traction [33].

Dans la réglementation, la résistance d'adhérence est généralement exprimée en fonction de la résistance initiale du béton avec une relation non-linéaire de forme $\tau_b \sim f_c^x$, avec un exposant x compris entre 1/4 et 2/3. Pour les scellements chimiques d'armature cet exposant ne doit pas dépasser 1/2 selon [36].

1.2.2 Longueur d'ancrage

La distribution des contraintes axiale le long de l'ancrage est non linéaire. En effet, les contraintes sont concentrées vers l'extrémité chargée de la barre et diminuent en s'éloignant de l'extrémité chargée [15].

1.2.3 Diamètre de la barre

La charge axiale dans la barre F_s dans la barre dépend de la section de la barre $A_s = \frac{\pi}{4} \cdot d^2$ (avec d le diamètre); Tandis que la contrainte d'adhérence τ dépend de sa surface latérale de contact acier/béton $A_l = \pi \cdot d \cdot l_b$ (avec l_b la longueur d'adhérence). Selon [37], étant donné que le ratio entre la surface latérale et la section transversale de la barre A_l/A_s diminue avec l'augmentation du diamètre de la barre, les barres de grand diamètre offrent à priori une plus faible résistance d'adhérence. Cependant, l'influence du diamètre des barres d'armature est apparue contradictoire dans la littérature. Alors que certains auteurs n'ont observé aucun effet [38], Autres ont confirmé la diminution de la résistance d'adhérence avec l'augmentation du diamètre de la barre [38-40].

1.2.4 Enrobage du béton

L'enrobage du béton est l'un des paramètres les plus influents sur la résistance d'adhérence, influençant directement le type de rupture de celle-ci. En effet, une augmentation de l'enrobage du béton améliore la résistance d'adhérence et la résistance au fendage du béton, indépendamment du type ou de la qualité du béton utilisée. Cela est liée directement au fait que la propagation de la fissure nécessite plus d'énergie lorsque l'enrobage du béton est large. L'enrobage du béton améliore la résistance au fendage en équilibrant les contraintes de traction induites par les forces d'adhérence autour de la barre d'armature.

1.2.5 Confinement assuré par le renforcement transversal

Le renforcement transversal dans le béton prévient les ruptures brutale par fendage en contrôlant l'ouverture des fissures et leur propagation. Il joue un rôle important dans la capacité d'un ancrage en cas de fendage de l'enrobage du béton, en termes de résistance et de ductilité [43-45]. Cela parce qu'elles permettent une meilleure redistribution des forces de traction dans le béton. Leur contribution dans la capacité des ancrages dans le béton est ainsi prise en compte dans les codes de conception et de dimensionnement [46-49]. Selon [42], la disposition des armatures transversale a une influence sur la capacité de ces derniers à contrôler l'ouverture des fissures. Plus les barres sont situées à proximité de l'ancrage, plus leur capacité à contrôler l'éclatement du béton est améliorée.

1.2.6 Autres paramètres d'influence

En plus des paramètres décrits ci-dessus, divers autres facteurs affectent le comportement d'adhérence des armatures dans le béton [37, 49], à savoir : 1) La position de la barre pendant le coulage du béton (pour les barres coulées en place dans le béton). 2) La distribution des granulats et la consistance du béton. 3) La géométrie des verrous de la barre, elle souvent décrite par la surface relative noté f_R . Le comportement d'adhérence

est lié également à l'angle d'inclinaison des verrous de la barre, comme il est décrit dans la section suivante.3) La corrosion de la barre a un effet également sur la résistance d'adhérence, elle provoque une augmentation de diamètre de la barre et entraîne des fissures longitudinales dans le béton [37, 49]. Une revue sur l'influence de ces paramètres est décrite en détails dans [49].

2. Modélisation du comportement d'adhérence acier-béton

L'étude du comportement d'adhérence entre l'acier et le béton revêt une importance cruciale en raison de son influence significative sur la performance des structures en béton. À l'état limite de service (ELS), l'adhérence joue un rôle déterminant sur la largeur et l'espacement des fissures transversales, la rigidité en traction, ainsi que sur la courbure. À l'état limite ultime (ELU), l'adhérence est essentielle pour la résistance des ancrages et des recouvrements d'armatures, et elle impacte également la capacité de rotation des régions des rotules plastiques.

Compte tenu de ces multiples influences, le sujet d'adhérence fait l'objet d'un intérêt soutenu de la communauté scientifique. Dans la littérature, il existe une variété de modèles développés pour évaluer et prédire la résistance d'adhérence des armatures en acier dans le béton. Ces modèles peuvent être globalement classés en trois grands groupes :

- Les modèles empiriques ou semi-empirique
- Les modèles analytiques
- Les modèles numériques

Dans cette thèse, deux modèles ont été sélectionnée d'être la base des modèles développés et adaptés au contexte des armatures scellées chimiquement dans le béton à haute température. Le premier, le modèle semi-empirique, puisqu'il constitue la base de la méthode existante à froid décrite dans le DEE 332402, cette dernière qui est basé de modèle code 2010. Le second, un modèle analytique, repose sur une approche phénoménologique du fendage du béton. Dans la section suivante, la base théorique de chacun de ces deux modèles sera décrite en détail.

2.1 Equation de fendage Model code 2010

Le modèle semi-empirique de Model code 2010 pour le calcul de la résistance au fendage du béton est fondé sur une condition limite où les forces de traction générées par l'adhérence ne doivent pas dépasser la résistance au fendage de l'élément en béton. La force de traction générée par adhérence peut être représentée par une bielle de

compression qui équilibre la force induite par l'adhérence et qui fait un angle β par rapport à l'axe de la barre (Figure 18) [33].

$$F_b \cdot \tan\beta \leq F_{sp,c} + F_{sp,tr} + F_{sp,p}$$

Avec :

F_b : la force d'adhérence

β : l'angle de d'inclinaison des bielles de compression

$F_{sp,c}$: la résistance au fendage assuré par le béton de l'enrobage

$F_{sp,tr}$: la résistance au fendage assurée par le renforcement transversal

$F_{sp,p}$: la contribution de la pression transversale, qui peut être soit négative en présence de tension transversale, soit positive en présence de compression transversale

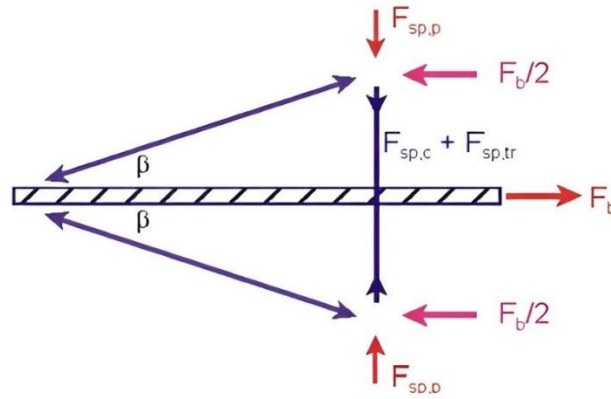


Figure 18 : Equilibre des forces d'adhérence [33]

L'origine de l'équation de model code 2010 est décrit dans le fib Bulletin 72 [33]. L'équation semi-empirique pour calculer la contrainte axiale moyenne dans une barre d'armature sollicitée en traction a été dérivée à partir d'une large série de 800 essais réalisés en Europe, aux États-Unis et en Asie. L'équation déterminant la résistance moyenne d'ancrage en tenant compte des paramètres influents validés, est présentée ci-dessous :

$$f_{stm} = 54 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25} \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{l_b}{\phi}\right)^{0.55} \cdot \left[\left(\frac{c_{min}}{\phi}\right)^{0.25} \left(\frac{c_{max}}{c_{min}}\right)^{0.1} + K_m \cdot K_{tr}\right] \leq f_y \quad (\text{Eq 1-1})$$

Avec :

f_{stm} : résistance au fendage du béton en MPa

f_y : limite élastique de la barre

f_{cm} : résistance à la compression du béton

$\emptyset$: diamètre de la barre

l_b : longueur d'ancrage

C_{min} : enrobage du béton minimum $C_{min} = \min\{c_x; c_y; c_s/2\}$

C_{max} : enrobage du béton maximum $C_{max} = \min\{c_x; c_s/2\}$

K_m : coefficient d'efficacité d'armature transversale

K_{tr} : densité des armatures transversales

$$K_{tr} = n_l \cdot n_{st} \cdot A_{st} / (n_b \cdot \emptyset \cdot l_b) \leq 0.05 \quad (\text{Eq 1-2})$$

n_l : nombre des étriers traversant la section de rupture potentielle.

n_{st} : nombre des barres de renfort transversales présents dans la longueur de l'ancrage.

n_b : présente le nombre total d'ancrage dans la même section

Un ratio de renforcement transversal K_{tr} supérieur à 0,05 n'augmente pas la résistance d'adhérence. Le coefficient K_m permettant d'évaluer l'efficacité d'une armature transversale dépend de sa position et des plans de rupture potentiels, comme illustré dans la Figure 19. L'effet de K_m diminue de 50% pour des distances horizontales a_l supérieures à 125 mm ou à cinq fois le diamètre de la barre. Si le renforcement transversal ne croise pas le trajet de la fissure de fendage, il n'a aucun effet sur la résistance au fendage.

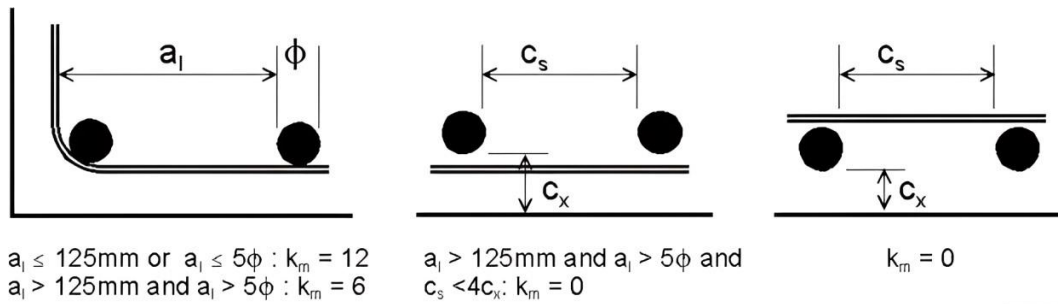


Figure 19 : Coefficient de renforcement transversal K_m [33]

La Figure 20 montre que l'équation (Eq 1-1) s'ajuste raisonnablement bien aux données expérimentales.

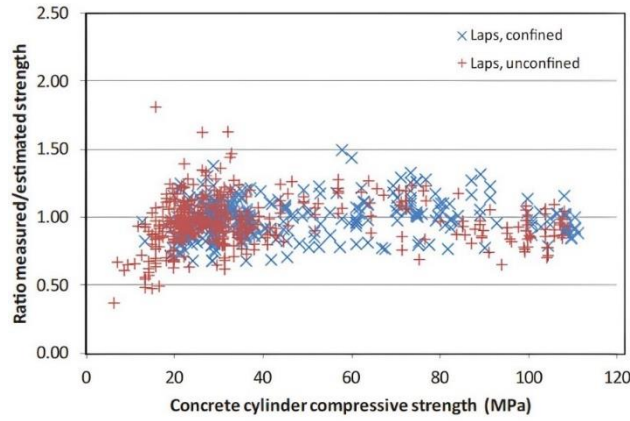


Figure 20 : Ratio de contrainte d'adhérence mesurée/calculée en fonction de la résistance en compression du béton pour des scellements d'armatures coulées en place de recouvrement [33]

En présence d'une pression transversale, la résistance d'adhérence développée devient :

$$f_{stm,tr} = f_{stm} + 6 \cdot \left(\frac{l_b}{\phi}\right) \cdot p_{tr} < 1,75 \cdot f_{st,0} + 0,8 \cdot \left(\frac{l_b}{\phi}\right) \cdot p_{tr} < 0,8 \cdot \left(\frac{l_b}{\phi}\right) \cdot f_{cm}^{0,5}$$

Avec :

p_{tr} : pression moyenne appliquée perpendiculairement à la surface de rupture potentielle

$f_{st,0}$: contrainte moyenne développée par l'adhérence pour les conditions de base de confinement. Elle est dérivée de l'équation (Eq 1-1) pour un enrobage minimum égale au diamètre, $C_{min} = C_{max} = \phi$, et sans confinement de renforcement transversal, pour laquelle le terme entre crochets à une valeur de 1,0.

$$f_{st,0} = 54 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{l_b}{\phi}\right)^{0,55} \quad (\text{Eq 1-3})$$

L'équation ci-dessus représente une expression de la résistance basique moyenne. Elle est d'abord convertie en une expression caractéristique en multipliant le coefficient moyen de 54 par le ratio caractéristique pour obtenir une expression similaire pour des valeurs caractéristiques inférieures de 5 %. L'expression résultante est ensuite réarrangée afin de permettre la détermination de la longueur d'adhérence de base $l_{b,0}$ en fonction de la contrainte de la barre f_{st} , comme indiqué dans l'équation suivante :

$$\frac{l_{b,0}}{\phi} = \left(\frac{f_{st}}{41}\right)^{1,82} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{-0,45} \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{-0,36} \quad (\text{Eq 1-4})$$

En attribuant à f_{st} une valeur de dimensionnement $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{st}}$ d'une armature d'un acier de grade 500, divisé par un coefficient de sécurité de 1,5, l'équation s'écrit :

$$\frac{l_{b,0}}{\phi} = \left(\frac{500/1,5}{41}\right)^{1,82} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{-0,45} \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{-0,36} = 73,5 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{-0,45} \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{-0,36} \quad (\text{Eq 1-5})$$

La résistance d'adhérence basique peut être déterminée en remplaçant l'expression $\frac{l_{b,0}}{\phi}$ déterminé dans l'équation (Eq 1-5) dans l'équation (Eq 1-6).

$$f_{bk,0} = \frac{f_{yk} \cdot \phi}{4 \cdot l_{b,0}} \quad (\text{Eq 1-6})$$

$$f_{bk,0} = 1,5 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,45} \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{0,36} \quad (\text{Eq 1-7})$$

En prenant en compte une minimum contribution du renforcement transversal et en intégrant un facteur de sécurité partiel γ_c , puis après une calibration supplémentaire pour des raisons de convenance, l'équation (1-7) devient :

$$f_{bd,0} = \eta_1 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,5} \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{0,3} / \gamma_c \quad (\text{Eq 1-8})$$

Afin de prendre en compte la contribution de l'enrobage du béton, l'espacement entre les barres, le renforcement transversal et la pression transversale, la résistance d'adhérence basique exprimée dans l'équation (Eq 1-8) peut être modifiée en l'équation (Eq 1-9).

$$f_{bd} = (\alpha_1 + \alpha_2) f_{bd,0} - 2p_{tr} < 2f_{bd,0} - 0,4p_{tr} < 1,5/\gamma_c \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Eq 1-9})$$

α_1 et α_2 représentent respectivement le confinement assuré par l'enrobage du béton autour de la barre et par les armatures de renforcement secondaires. p_{tr} , comme définie précédemment, représente la pression moyenne qui agit perpendiculairement à la surface de rupture potentielle.

$$\alpha_1 = \left(\frac{c_{min}}{\phi}\right)^{0,5} \left(\frac{c_{max}}{2 \cdot c_{min}}\right)^{0,15}$$

$$\alpha_2 = K_d \cdot \left(K_{tr} - \alpha_t/50\right)$$

Les développements derrière l'équation dans le Model Code 2010 présenté brièvement ci-dessus, peuvent être trouvés plus détaillés dans [33] ou dans [50].

2.2 Equation de fendage des scellements chimiques d'armatures rapportées DEE 332402-00-0601

Afin de prendre en compte l'effet de la couche de résine pour redistribuer les contraintes induites dans le béton autour de la barre, et d'exploiter pleinement les performances des produits adhésifs qui améliorent la résistance des barres d'armature scellées au fendage, le TR 069 [48] propose un modèle semi-empirique décrit par l'équation (Eq 1-10). Le modèle est exprimé en termes de contrainte d'adhérence uniforme avec une forme similaire à celle de Model code 2010.

$$\tau_{Rm,sp} = A_k \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{sp1} \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{sp2} \left[\left(\frac{C_{min}}{\phi}\right)^{sp3} \left(\frac{C_{max}}{C_{min}}\right)^{sp4} + K_m \cdot K_{tr} \right] \cdot \left(\frac{7\phi}{l_b}\right)^{lb1} \quad (\text{Eq 1-10})$$

Le coefficient A_k ainsi que les exposants $sp1, sp2, sp3, sp4$ et $lb1$ sont déterminés à partir des résultats d'essais issus d'un programme expérimental spécifiquement conçu à cet effet conformément au DEE 332402 [36], comme présenté dans le Tableau 5.

Tableau 5 : Matrice d'essais requise pour l'évaluation des exposants de l'équation de fendage des scellements chimiques d'armatures rapportées (Eq 1-10) [36]

Série	L' objectif de la série d' essais	Diamètre de la barre ϕ	Enrobage du béton C_d [mm]	Enrobage du béton C_{max} [mm]	Résistance du béton	Espacement entre armatures transversales	Longueur d' ancrage l_b	No. Minimal d' essai
Dérivation du modèle local d'adhérence/fendage (en utilisant des essais BET)								
L1	Série de référence	20	2ϕ	7ϕ	C20/25	$6/7\phi$	7ϕ	5
L2	Influence de l'enrobage	20	$3,5\phi$	7ϕ	C20/25	$6/7\phi$	7ϕ	5
L3		20	5ϕ	7ϕ	C20/25	$6/7\phi$	7ϕ	5
L4	Influence de la résistance du béton	20	2ϕ	7ϕ	C35/45	$6/7\phi$	7ϕ	5
L5		20	2ϕ	7ϕ	C50/60	$6/7\phi$	7ϕ	5
L6	Influence du diamètre de la barre	12	2ϕ	7ϕ	C20/25	$6/7\phi$	7ϕ	5
L7		ϕ_{max}	2ϕ	7ϕ	C20/25	$6/7\phi$	7ϕ	5
L8	Influence de c_{max}/c_d	20	2ϕ	2ϕ	C20/25	$6/7\phi$	7ϕ	5
L9		20	2ϕ	4ϕ	C20/25	$6/7\phi$	7ϕ	5
Dérivation du modèle global d'adhérence/fendage (en utilisant des essais de fendage confinés)								
G1	Influence de la longueur d'ancrage l_{b1}	25 ± 2	2ϕ	2ϕ	C20/25	-	7ϕ	5
G2		25 ± 2	2ϕ	2ϕ	C20/25	-	15ϕ	5
G3		25 ± 2	2ϕ	2ϕ	C20/25	-	25ϕ	5
G4		25 ± 2	2ϕ	2ϕ	C20/25	-	35ϕ	5

Les essais d'arrachement de la série L1 à la série L9 doivent être menés dans du béton non-fissuré en réalisant des essais BET (beam-end tests) non-confinés (Figure 21).

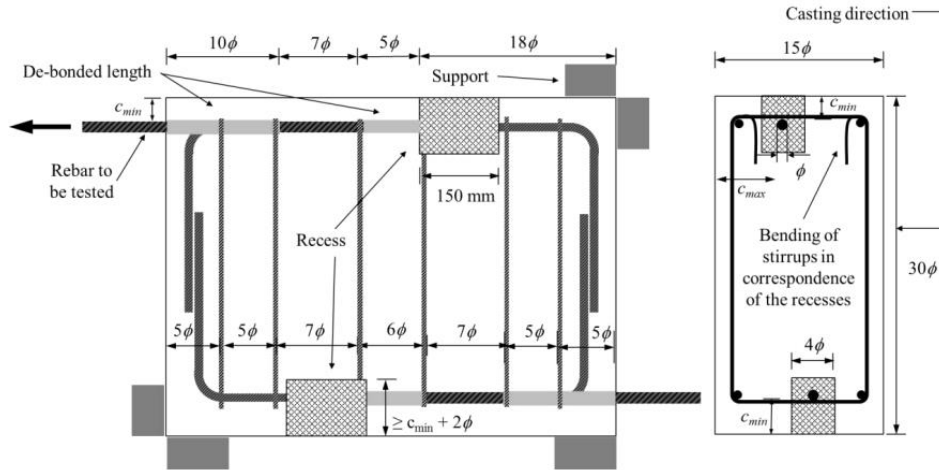


Figure 21 : Corps d'épreuve utilisé dans les séries d'essais L1 à L9 [36]

Les séries d'essais G1 à G4 doivent être effectuées à l'aide d'un dispositif d'essai confiné, illustré dans la Figure 22.

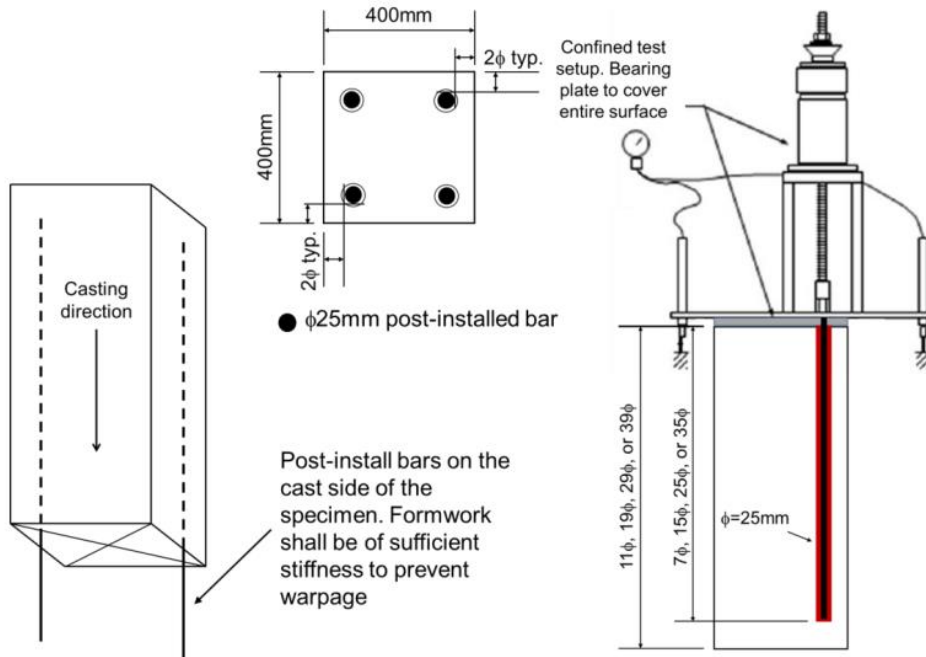


Figure 22 : Dispositif d'essai à utiliser dans les séries d'essais G1 à G4 [36]

Les exposants de l'équation (Eq 1-10) sont déterminés expérimentalement séparément (un seul paramètre testé à la fois) à partir des séries d'essais indiquées dans le Tableau 5 et en admettant qu'il n'y a pas de corrélation entre les différents paramètres d'influence. Les résultats des séries d'essais correspondants sont utilisés pour ajuster la meilleure courbe (tendance puissance) conformément à l'équation (Eq 1-11) en utilisant la méthode R2 pour obtenir les exposants respectifs (voir Figure 23) :

$$\tau_{u,m,sp} = a \cdot x^b \text{ (Eq 1-11)}$$

Avec :

$\tau_{u,m,sp}$: résistance au fendage moyenne ultime

a : valeur constante

x : paramètre investigué

b : valeur constante

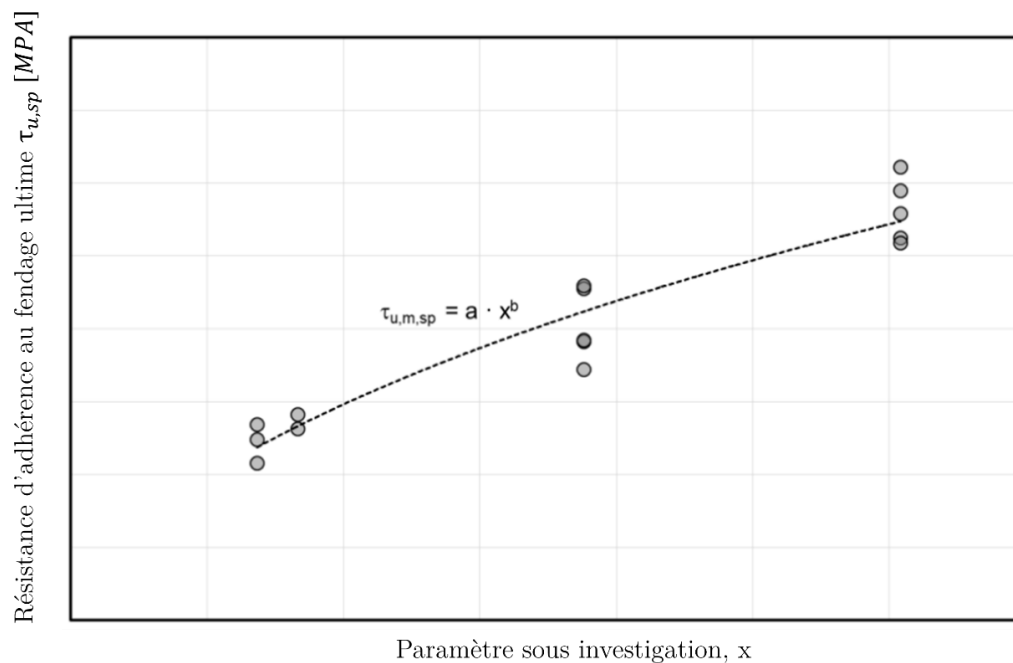


Figure 23 : Exemple d'une bonne courbe d'ajustement (moindres carrées) pour une fonction puissance [36]

Les séries d'essais à corréler à chaque fois pour déterminer les exposants et les paramètres de l'équation Eq 1-10 sont présentées dans le Tableau 6.

Tableau 6 : Paramètres de l'équation de fendage et les séries d'essais correspondantes [36]

Exposant	Signification	Série d'essais
A_k	Facteur de calibration	L1 à L9
$sp1$	Influence de la résistance du béton	L1, L4 et L5
$sp2$	Influence du diamètre de la barre	L1, L6 et L7
$sp3$	Influence de l'enrobage du béton Cd	L1, L2 et L3
$sp4$	Influence de l'enrobage du béton Cmax	L1, L8 et L9
$lb1$	Influence de la longueur d'ancrage	G1, G2, G3 et G4

Une fois les exposants $sp1, sp2, sp3, sp4$ et $lb1$ déterminés, le facteur de calibration A_k peut être calculé selon l'équation suivante :

$$A_m = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^1 \left(\frac{\tau_{u,t,sp}}{\left(\frac{f_{ck}}{25}\right)^{sp1} \cdot \left(\frac{25}{\emptyset}\right)^{sp2} \left[\left(\frac{C_d}{\emptyset}\right)^{sp3} \left(\frac{C_{max}}{C_d}\right)^{sp4} + K_m \cdot K_{tr} \right]} \right)$$

$$A_k = \min \beta_{cv} \cdot A_m \cdot (1 - K_S \cdot CV_F)$$

Avec :

$\tau_{u,t,sp}$: résistance au fendage ultime d'un essai

n : nombre d'essais (séries L1 à L9)

$$\beta_{cv} = \frac{1}{1 + 0,03(cv_F - 15)} \leq 1$$

cv_F : coefficient de variation obtenu à partir de l'évaluation de tous les résultats d'essais de la série L1 à L9

K_S : représente un facteur de correction ajustant l'effet de la dispersion des résultats d'essais.

2.3 Modèles analytiques

Les forces transmises entre l'armature et le béton, via les verrous de la barre, forment un angle α avec l'axe de la barre. Les forces ou les contraintes d'adhérence peuvent être décomposées ainsi en composantes radiale et tangentielle [51]. Pour un élément dx (voir Figure 24), la contrainte d'adhérence tangentielle peut être définie comme la variation de la contrainte dans l'armature $d\sigma_s$ sur cette longueur dx .

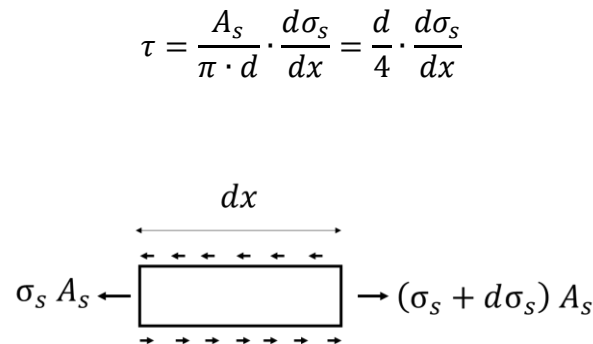


Figure 24 : Variation des contraintes dans un segment dx d'une barre d'armature

Lorsque la charge est initialement appliquée au béton, les propriétés du matériau en traction et en compression sont considérées comme équivalentes, entraînant ainsi un

angle α de 45 degrés entre les directions principales des contraintes. À ce stade, les magnitudes des contraintes principales, c'est-à-dire la contrainte maximale et la contrainte minimale dans ces directions principales, sont égales. Cette condition perdure jusqu'à ce que la contrainte principale de traction σ_1 atteigne sa valeur maximale (contrainte ultime de traction du béton f_{ct}). Lorsque σ_1 atteint f_{ct} , elle devient nulle, indiquant que le béton a atteint sa capacité maximale en traction et qu'il ne peut plus supporter d'augmentation de la contrainte de traction. À ce moment, l'angle α entre les directions des contraintes principales peut changer. En conséquence, une nouvelle contrainte, appelée contrainte radiale σ_r , commence à se développer dans le béton. Cette contrainte radiale est une composante importante à prendre en compte lorsque la contrainte principale de traction ne peut plus augmenter. La contrainte radiale peut être calculée en fonction de la contrainte principale perpendiculaire σ_2 et de l'angle α :

$$\sigma_r = -\sigma_2 \cdot \sin^2 \alpha$$

Dont σ_2 représente la contrainte principale dans la direction perpendiculaire à σ_1 . Ainsi la contrainte radiale peut être exprimé en fonction de la contrainte d'adhérence tangentielle τ .

$$\sigma_r = \tau \cdot \tan \alpha$$

Dans les modèles physiques, la contrainte radiale σ_r induite par les forces d'adhérence est considérée comme une pression hydraulique interne agissant sur un anneau du béton à parois épaisses. L'anneau du béton simule l'effet de confinement du béton de l'enrobage. L'épaisseur de la paroi de l'anneau est déterminée par la dimension la plus petite, soit le plus petit enrobage du béton dans la section de l'élément en béton $c = \min(c_x; c_y)$ (Figure 25).

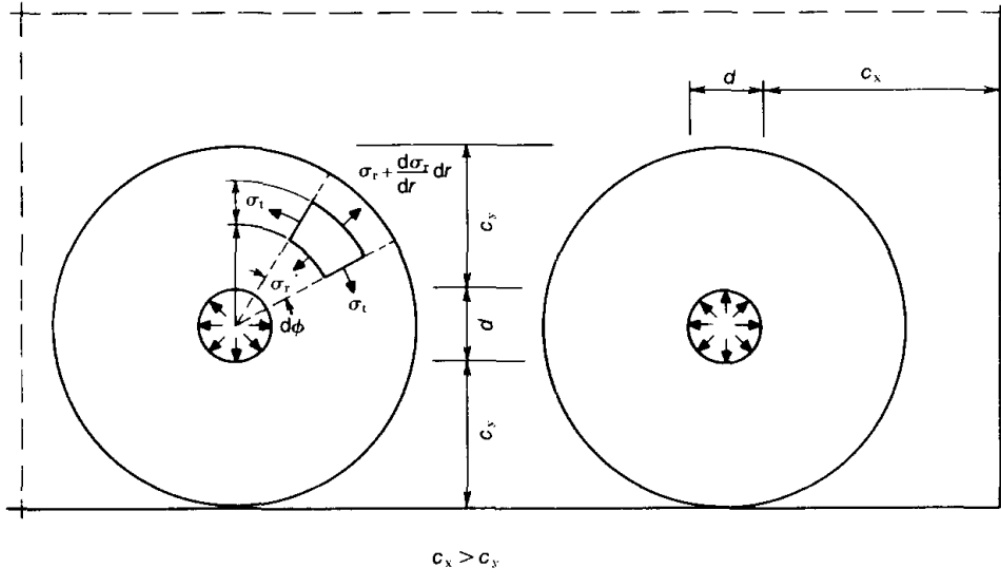


Figure 25 : Section transversale d'une partie d'une zone de traction dans une poutre en béton armé (les dimensions de l'anneau en béton sont déterminées par les valeurs minimales de c_x et c_y) [51]

Tepfers a basé ce présent modèle sur l'hypothèse que les contraintes calculées dans la section du béton qui fait partie de l'anneau modélisé correspondent approximativement aux contraintes réelles que subirait un anneau en béton dans une situation similaire. Dans les autres parties externes de l'anneau (c'est-à-dire les parties non couvertes), les contraintes sont moins intenses. Puisque les contraintes dans l'anneau sont particulièrement importantes pour l'apparition de fissures, la théorie de l'anneau (aussi appelée théorie de cylindre épais) en béton est acceptée pour analyser ces contraintes. Une solution classique pour calculer les contraintes dans un cylindre épais soumis à une pression interne est donné par Timoshenko [52] dans le domaine élastique. L'équation de la contrainte tangentielle est :

$$\sigma_t(r) = \tau \tan \alpha \cdot \frac{r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} \cdot \left(1 + \frac{r_e^2}{r^2} \right)$$

La contrainte tangentielle σ_t à une valeur maximum au niveau de rayon interne r_i du cylindre

$$(\sigma_t)_{max} = \tau \tan \alpha \cdot \frac{r_e^2 + r_i^2}{r_e^2 - r_i^2}$$

Avec :

r_i : rayon interne du cylindre ($r_i = d/2$)

r_e : rayon externe du cylindre ($r_e = c + d/2$)

Si le béton se comportait de manière parfaitement élastique, la charge ultime provoquant l'initiation des fissures longitudinales serait atteinte lorsque la contrainte maximale $(\sigma_t)_{max}$ dépasserait la résistance en traction du béton. Toutefois, cela ne reflète pas la réalité. En pratique, pour déterminer la résistance au fendage du béton de l'enrobage, trois états doivent être considérés [34, 36, 37] : l'état élastique, l'état fissuré et l'état partiellement fissuré. Alors que l'état élastique permet de déterminer la charge ultime provoquant l'initiation de la fissure à l'interface acier-béton, l'état partiellement fissuré permet de déterminer la charge ultime induisant la fissuration longitudinale dans l'enrobage du béton. Depuis lors, plusieurs travaux de recherche ont été menés en s'appuyant sur l'idée de Tepfers. Pour prendre en compte le comportement du béton après fissuration, le cylindre à paroi épaisse est divisé ainsi en deux parties : une partie externe non fissurée et une partie interne partiellement fissurée (Figure 26).

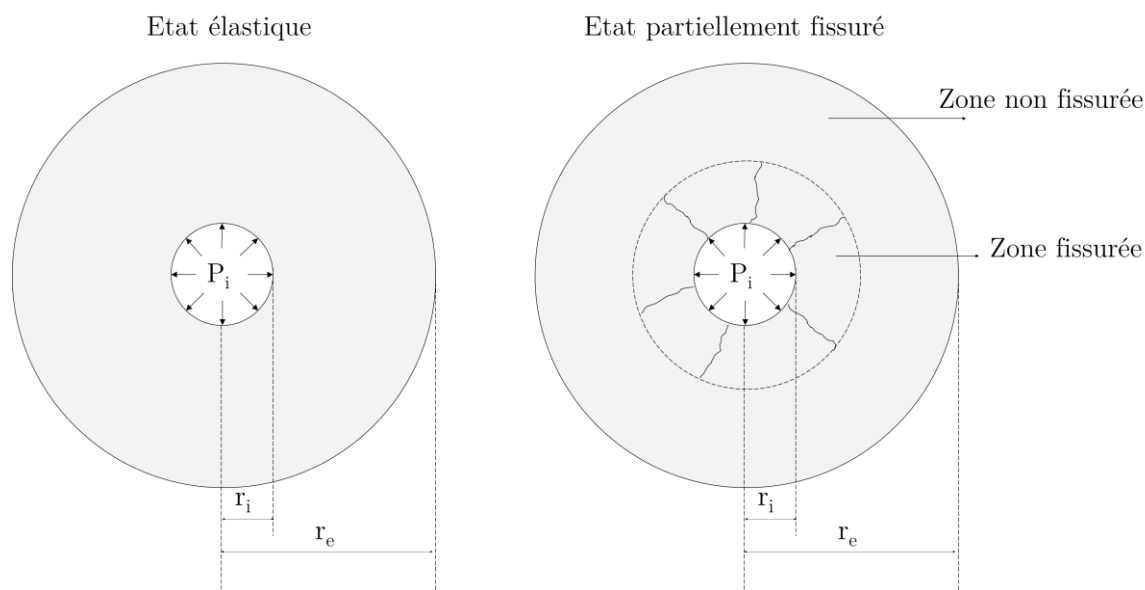


Figure 26 : Anneau de béton avec des fissures radiales internes et des fissures longitudinales autour d'une armature

Dans la littérature, diverses approches ont été adoptées par plusieurs chercheurs pour prendre en compte le comportement de l'adoucissement du béton dans la partie fissurée. Le Tableau 7 présente un aperçu de certains de ces modèles.

Tableau 7 : Approches analytiques adoptées dans le modèle de cylindre épais soumis à une pression interne dans la littérature

Auteur(s)	Type de modèle	Approche
Tepfers [51]	Limite supérieure et limite inférieure	Le modèle de Tepfers comporte deux états : Un état élastique linéaire (limite

		inférieure) et un état totalement plastique. La limite inférieure correspond au début de la fissuration, mais à ce stage, la capacité ultime du cylindre n'est pas atteinte et la fissuration se poursuit. La capacité ultime finale se situe quelque part entre l'état élastique partiellement fissuré et l'état plastique.
Den Uijl et Bigaj [55] Gambarova, et Rosati [56] Nielsen et Bićanić [57]	Modèle Élasto- Cohésif (fissures fictives)	Plusieurs chercheurs dans la littérature ont adopté le modèle de Tepfers pour calculer la résistance des armatures dans le béton au fendage en tenant compte de la contribution de la partie fissurée [50-52]. La zone fissurée est appréhendée à travers les modèles de fissures fictives, en introduisant un nombre de fissures cohésives, dites fictives, qui se développent à partir de l'interface acier/béton. La déformation circonférentielle totale dans la zone fissurée est alors exprimée en fonction de la loi d'ouverture des fissures du béton.
Wang et Liu [53]	Modèle de fissuration répartie et déformation tangentielle moyenne	Le modèle de Wang et Liu [53] repose sur l'hypothèse de la formation d'une fissure répartie dans la direction radiale, lorsque la contrainte tangentielle induite dans le béton dépasse la résistance en traction du béton. Plutôt que de considérer des fissures discrètes, le modèle intègre la courbe contrainte-déformation moyenne du béton en traction pour représenter le comportement de fissuration. La déformation tangentielle moyenne, calculée sur le périmètre, permet de représenter l'ouverture cumulée de ces fissures. En adoptant

		l'hypothèse d'un déplacement radial constant dans la partie fissurée.
Pothisiri et Panedpojaman [58]	Modèle à haute température	Pothisiri et Panedpojaman [58] ont adopté la même approche que Wang et Liu [53] pour étudier le comportement d'adhérence à haute température, en tenant compte la dégradation des propriétés de l'acier et du béton avec la température.

Dans ce travail, l'idée de Tepfers [51] a été repris pour modéliser le comportement d'adhérence au fendage du béton à haute température dans le chapitre 3. La méthodologie consiste à résoudre l'équation d'équilibre dans la section du béton et déterminer la distribution des contraintes et les déformations radiales et circonférentielles en fonction de rayon. Contrairement aux approches citées ci-dessus, l'effet de Poisson a été pris en considération dans le calcul de la capacité du cylindre en béton, et son influence a été investiguée. En effet, la contrainte circonférentielle σ_t dépend à la fois de la déformation radiale et de l'effet de Poisson. Lorsque la pression interne pousse vers l'extérieur, la paroi du cylindre se dilate radialement, ce qui provoque une contraction dans la direction circonférentielle. Les contraintes circonférentielles résultent donc de cette contraction. Ainsi, l'effet de Poisson modifie l'équilibre des contraintes.

3. Conclusion

Ce chapitre de l'état de l'art présente une revue sur les ancrages chimiques, avec un accent particulier sur les scellements chimiques d'armatures et leur application. Il présente les aspects techniques de leur mise en œuvre et la réglementation en vigueur régissant leur dimensionnement dans le cadre de la construction en béton armé sous différentes conditions. Cette présentation signale l'absence et le besoin d'une méthode permettant de calculer la résistance d'adhérences des scellements chimiques d'armatures au fendage du béton en situation d'incendie. Dans ce cadre, une étude bibliographique portant sur la dégradation des propriétés des matériaux composant ces systèmes (acier, résine, béton) à haute température a été effectuée.

Ce chapitre présente également un état de l'art sur les modèles et les approches existants dans la littérature pour modéliser le phénomène de fendage du béton autour des armatures. Dans un premier temps, le cadre théorique de la méthode actuellement adopté à froid dans le DEE 332402 [36] pour calculer la résistance au fendage du béton des scellements chimiques d'armatures, qui découle de l'équation du Model Code 2010 [47],

est détaillé. Par ailleurs, une étude des modèles de cylindre épais soumis à une pression interne ainsi les approches correspondantes dans la littérature a été réalisée, constituant la base des modèles étudiés dans ce travail de thèse.

CHAPITRE 2 : ETUDE EXPERIMENTALE SUR LA CAPACITE AU FENDAGE DU BETON DES SCELLEMENTS CHIMIQUES D'ARMATURE A HAUTE TEMPERATURE

1. Introduction

Cette étude expérimentale vise trois objectifs principaux :

- 1) Elaborer un protocole expérimental visant à caractériser la résistance des scellements chimiques d'armatures au fendage du béton à haute température ;
- 2) Evaluer l'influence de l'augmentation de la température sur le comportement d'adhérence des scellements chimiques d'armatures, avec pour objectif, de délimiter la frontière entre les deux modes de ruine à haute température, à savoir le fendage du béton et perte d'adhérence par arrachement ;
- 3) Etudier l'influence de la variation de l'enrobage du béton et la longueur d'ancrage sur la résistance au fendage du béton.

Dans cette optique, 76 essais ont été menés sur deux configurations de corps d'épreuves : des essais non-confinés avec la configuration extrémité de poutre (Beam-end tests) et des essais confinés de fendage en bord de dalle (Splitting corner tests) en configuration, réalisés sur les bords des poutres. Les conditions d'essais à haute température impliquent l'utilisation de deux méthodes de chauffage : un dispositif de chauffage électrique fabriqué en interne au CSTB spécialement à cet effet et une exposition au feu conforme à la norme ISO 834 - 1 [18] dans le four à gaz. Ces essais ont été effectués sur deux produits industriels à base de résine époxy et à base hybride méthacrylate. Ce chapitre décrit la matrice d'essais mise en œuvre dans cette étude, les configurations et géométries des corps d'épreuves, les propriétés des matériaux utilisés, la procédure expérimentale et les équipements employés. Les résultats obtenus, notamment la dégradation de la résistance au fendage du béton avec en fonction de la température, ainsi que la zone frontière entre les deux modes de ruine, sont ainsi présentées. Sur la base de ces résultats, une méthode d'évaluation et de qualification des produits, vis à vis de la résistance au fendage du béton à haute température, a été établie.

2. Programme expérimental

La matrice expérimentale a été établie pour répondre aux trois objectifs de cette étude. La résistance au fendage du béton des ancrages a été caractérisée en réalisant deux types d'essais : des essais BET et des essais de fendage en coin (Splitting corner tests). Les particularités de chaque type d'essai sont décrites au fur et à mesure dans le développement. Le Tableau 8 présente le programme expérimental sur les deux produits adhésifs retenus.

Tableau 8: Programme expérimental et paramètres de l'étude

	Para mètre étudié	Type d'essais	Corps d'épreuves	Nombre d'essais	Mesures
Résine à base d' époxy	Enrobage du béton C_d	Essais BET (Beam-end tests) à température ambiante (essais de référence)	Beam-end specimen $l_b^{1)} = 140\text{ mm}$ $\phi^{2)} = 20\text{ mm}$	6 essais $c_d^{3)} = 40\text{ mm} (\times 2)$ $c_d = 50\text{ mm} (\times 2)$ $c_d = 60\text{ mm} (\times 1)$ $c_d = 80\text{ mm} (\times 1)$	Force Déplacement en tête de la barre Déplacement vérin
		Essais BET au chauffage électrique	Beam-end specimen $l_b = 140\text{ mm}$ $\phi = 20\text{ mm}$	36 essais $c_d = 40\text{ mm} (\times 4)$ $c_d = 50\text{ mm} (\times 4)$ $c_d = 60\text{ mm} (\times 5)$ $c_d = 80\text{ mm} (\times 5)$ $c_d = 120\text{ mm} (\times 4)$ $c_d = 160\text{ mm} (\times 5)$	Force Déplacement en tête de la barre Déplacement vérin Température chauffage Température dans la barre Température à la surface exposée du béton
		Essais BET au chauffage feu ISO 834-1	Beam-end specimen $l_b = 140\text{ mm}$ $\phi = 20\text{ mm}$	3 essais $c_d = 40\text{ mm} (\times 1)$ $c_d = 50\text{ mm} (\times 1)$ $c_d = 80\text{ mm} (\times 1)$	Force Déplacement en tête de la barre Déplacement vérin Température four Température dans la barre Température à la surface exposée du béton
	Longueur d'ancrage l_b	Essais splitting à température ambiante (essais de référence)	Splitting corner spécimen $c_d = 50\text{ mm}$ $\phi = 25\text{ mm}$	7 essais $l_b = 170\text{ mm} (\times 4)$ $l_b = 250\text{ mm} (\times 3)$	Force Déplacement en tête de la barre Déplacement vérin
		Essais splitting au chauffage électrique	Splitting corner spécimen $c_d = 50\text{ mm}$ $\phi = 25\text{ mm}$	6 essais $l_b = 170\text{ mm} (\times 3)$ $l_b = 250\text{ mm} (\times 3)$	Force Déplacement en tête de la barre Déplacement vérin Température chauffage Température dans la barre Température à la surface exposée du béton

Résine à base d'uréthane méthacrylate	Enrobage du béton C_d	Essais BET à température ambiante (essais de référence)	Beam-end spécimen $l_b = 140 \text{ mm}$ $\phi = 20 \text{ mm}$	3 essais $c_d = 40 \text{ mm} (\times 1)$ $c_d = 60 \text{ mm} (\times 1)$ $c_d = 80 \text{ mm} (\times 1)$	Force Déplacement en tête de la barre Déplacement vérin
		Essais BET au chauffage électrique	Beam-end spécimen $l_b = 140 \text{ mm}$ $\phi = 20 \text{ mm}$	15 essais $c_d = 40 \text{ mm} (\times 6)$ $c_d = 60 \text{ mm} (\times 4)$ $c_d = 80 \text{ mm} (\times 3)$ $c_d = 100 \text{ mm} (\times 2)$	Force Déplacement en tête de la barre Déplacement vérin Température chauffage Température dans la barre Température à la surface exposée du béton
		Essais BET au chauffage feu ISO 834-1	Beam-end spécimen $l_b = 140 \text{ mm}$ $\phi = 20 \text{ mm}$	3 essais $c_d = 40 \text{ mm} (\times 1)$ $c_d = 50 \text{ mm} (\times 1)$ $c_d = 60 \text{ mm} (\times 1)$	Force Déplacement en tête de la barre Déplacement vérin Température four Température dans la barre Température à la surface exposée du béton
	Longueur d'ancrage l_b	Essais Splitting au chauffage électrique	Splitting corner spécimen $c_d = 50 \text{ mm}$ $\phi = 25 \text{ mm}$	6 essais $l_b = 170 \text{ mm} (\times 3)$ $l_b = 375 \text{ mm} (\times 3)$	Force Déplacement en tête de la barre Déplacement vérin Température chauffage Température dans la barre Température à la surface exposée du béton

¹⁾ Longueur d'ancrage ; ²⁾ Diamètre de la barre ; ³⁾ Enrobage du béton

3. Matériaux

3.1 Béton

Le béton utilisé dans cette étude est de classe de résistance C20/25. La classe C20/25 a été retenue afin de favoriser l'observation des mécanismes de rupture par fendage à température ambiante et à haute température. Sa formulation est indiquée dans le Tableau 9. Cette formulation possède un rapport eau/ciment de 0,71. Deux coulées de béton de la même formulation ont été réalisées puisque les essais sur chaque produit ont été effectués sur deux périodes différentes. Cependant, les deux coulées présentent des caractéristiques mécaniques similaires. La résistance en compression (f_c) et la résistance en traction (f_t) ont été caractérisées respectivement sur des éprouvettes cubiques de (150 mm $\times$ 150 mm $\times$ 150 mm) et sur des éprouvettes cylindriques (traction par fendage) de 160 mm de diamètre et de 320 mm de hauteur, conformément à la norme EN 206 [59]. Les éprouvettes ont été conservées et testées à températures ambiante du laboratoire : après ~28 jours et au début des essais. Les valeurs moyennes des résistances obtenues sont renseignées dans le

Tableau 10, dérivées d'une série de 3 essais.

Tableau 9: Composition du béton

Constituant	Origine	Dosage [kg/m ³]
CEM II/B-LL 32.5R CE CP2	CALCIA - usine de Couvrot	320
Sable 0/8 mixte SCL	CEMEX - Carrière de Bouafles	880
Gravier 4/14 SCL Alluvionnaire	LAFARGE Granulats - Carrière de La Brosse Montceaux	792
Gravier 4/22.4 SCL Alluvionnaire	LAFARGE Granulats - Carrière de La Brosse Montceaux	88
Eau	-	227

Tableau 10: Propriétés mécaniques des deux lots de béton

Béton	Coulée 1	Coulée 2
f_c [N/mm ²]	22,1 (28 jours)	21,7 (29 jours)
	24,7 (112 jours)	24,2 (90 jours)
f_t [N/mm ²]	2,3 (28 jours)	2,3 (29 jours)
	2,6 (112 jours)	2,6 (90 jours)

3.2 Adhésif

Les essais ont été réalisés en utilisant deux adhésifs commercialisés sur le marché Européen de nature chimique distinctes : l'une à base d'époxy et l'autre d'uréthane méthacrylate. La seconde résine est qualifiée d'hybride en raison de la présence d'une matière inorganique dans la résine mère. Cependant, les détails précis concernant la composition chimique des deux résines ne sont pas fournis. Les formulations exactes des résines utilisées dans cette étude ne sont pas divulguées pour des raisons de confidentialité commerciale.

Les deux résines sont évaluées à température ambiante en termes de résistance au fendage du béton conformément à l'EAD 332402-00-0601 [36]. Les exposants requis pour calculer la résistance au fendage, selon l'équation (Eq 1-10) décrite précédemment dans le chapitre 1, sont répertoriés dans le Tableau 11. Ils sont déterminés à partir des résultats d'essais issus de programme expérimental présenté précédemment dans le Tableau 5.

Tableau 11: Caractéristiques des résines

	Résine 1	Résine 2
Type	Epoxy	Uréthane méthacrylate
Résistance au fendage		
A_K	4,20	4,10
A_m	6,36	5,10

<i>sp1</i>	0,35	0,31
<i>sp2</i>	0,19	0,32
<i>sp3</i>	0,67	0,67
<i>sp4</i>	0,33	0,25
<i>lb1</i>	0,60	0,45

3.3 L'armature en acier

Deux barres d'armatures de type GEWI ont été employées dans ce travail : des barres de diamètre 25 mm et des barres de diamètres 20 mm. Les propriétés mécaniques de ces barres (limite élastique, limite à la rupture et module d'Young) sont résumées dans le Tableau 12.

Tableau 12 : Caractéristiques mécaniques des armatures

Barre	Limite élastique [N/mm ²]	Limite ultime en traction [N/mm ²]	Résistance à la limite élastique [kN]	Résistance ultime en traction [kN]	Module d'Young [GPa]
GEWI 20 mm (Nuance 500)	500	550	157	173	205
GEWI 25 mm (Nuance 670)	670	800	329	393	205

Les propriétés géométriques de la surface des deux armatures (forme, hauteur, inclinaison et espacement des verrous) sont illustrées dans la Figure 27. Ces caractéristiques ont été mesurées à l'aide d'un pied à coulisse et résumées dans le Tableau 13. Ces mesures sont destinées à la détermination de surface relative de la barre (f_R), conformément à la norme ISO 15630-1 [60]. Ce dernier représente le rapport entre la surface offerte des verrous projetée sur un plan perpendiculaire à l'axe longitudinal, et la surface cisailée.

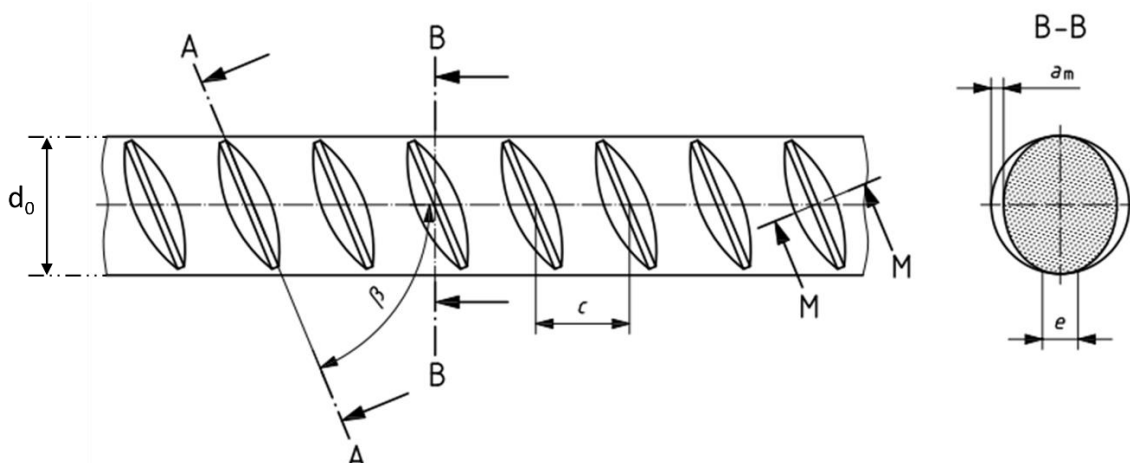


Figure 27: Schéma d'une géométrie typique d'une armature

Tableau 13 : Mesures géométriques des armatures utilisées

Barre	Diamètre nominal [mm]	d_0 [mm]	Hauteur du verrou a_m [mm]	Inclinaison des verrous β [°]	Espacement enter-verrous C [mm]	Surface relative f_R [-]
GEWI 20 mm (Nuance 500)	20	19,28	1,5	82	10	0,08
GEWI 25 mm (Nuance 670)	25	23,85	1,0	82	10	0,09

4. Influence de l'enrobage du béton sur la résistance au fendage à haute température : Essais non-confinés de type 1

4.1 Beam-end specimen

Comme expliqué dans le chapitre précédent, le comportement d'adhérence des scellements chimiques d'armature, et en général de l'adhérence d'une barre d'armature avec le béton, est un phénomène influencé par de nombreux paramètres. Dans une structure en béton armé, une majorité des scellements d'armatures se situent dans des zones où le béton et les aciers sont tendus. Par conséquent, pour caractériser expérimentalement le comportement d'adhérence des armatures, il est important d'avoir un essai dans lequel l'armature et le béton se situent dans un état de contrainte similaire au sein d'une structure réelle. Le confinement au voisinage des barres d'armature doit être représentatif de la réalité structurelle. Compte-tenu de ces éléments, des essais non-confinés sur des beam-end specimens ont été choisis pour ce travail. Les beam-end specimens ont été initialement requis dans ICC-ES AC308 [61], et adoptés dans EAD 332402-00-0601 [36] pour qualifier les scellements chimiques d'armatures ayant un comportement allant au-delà de celui des scellements d'armatures coulées en place à température ambiante. Ces corps d'épreuves consistent en des dalles en béton armé dont toutes les dimensions varient en fonction du diamètre de la barre. La Figure 2 présente les dimensions de ces dalles. Il s'agit de dalles en béton armé de dimensions (880 mm $\times$ 300 mm $\times$ 600 mm), renforcée par 4 barres longitudinales de 16 mm et 6 étriers de 10 mm, ce qui équivaut à un indice de renforcement transversal $K_{tr} = 0,012$ (Eq 1-2), qui correspond à la contribution des armatures transversale à la résistance au fendage [3, 6, 7]. Cet indice ne doit pas dépasser une valeur de 0,05, étant donné que les structures en béton armé ont généralement un indice compris entre 0,01 et 0,05. La Figure 28 présente

le plan de ferrailage d'une dalle testée. La longueur de la barre d'armature est divisée en deux zones : une longueur initiale non-adhérente de 200 mm (10ϕ), réalisée par l'utilisation d'un tube en PVC afin d'éviter la rupture du cône de béton, suivie de la longueur adhérente de 140 mm (7ϕ).

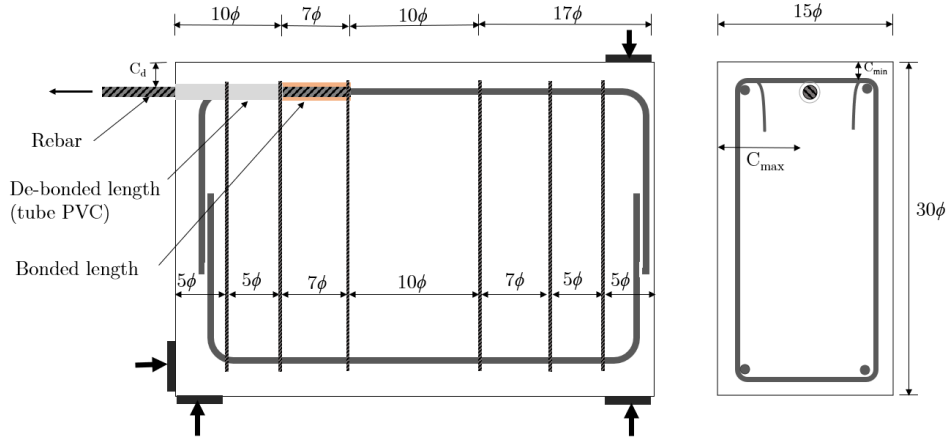


Figure 28: Géométrie de beam-end specimen

L'ensemble des corps d'épreuves suit le même processus de mise en place et de fabrication. Ils ont été coulés horizontalement dans des coffrages métalliques séparés avec des panneaux en bois, comme illustré dans la Figure 29. Une tolérance maximale de 1 mm a été respectée pour l'ensemble des coffrages. Une tige métallique de la même longueur que l'armature a été placée lors du coulage du béton, là où l'armature sera installée plus tard [36]. Cela a été fait pour aider à guider le perçage lors de l'installation de l'armature, afin d'éviter d'endommager le béton d'enrobage.

Deux dalles avec un enrobage $c_d = 40$ mm et $c_d = 160$ mm ont été instrumentées avec des échelles de thermocouples disposées dans la zone d'adhérence ainsi que sur le long de l'épaisseur d'enrobage (Figure 29). Cette instrumentation a été mise en place dans le cadre d'un essai thermique non chargé en vue d'évaluer le profil de température induit par le système de chauffage électrique appliqué à la dalle. L'objectif principal de cet essai est de mesurer l'évolution de la température dans l'enrobage, permettant ainsi d'évaluer l'efficacité et la répartition du chauffage électrique à travers le corps d'épreuve. Il est à noter que pour les essais chargés, le coulage des échelles de thermocouples à travers l'épaisseur de l'enrobage a été évité, car ces derniers peuvent avoir une influence sur la propagation des fissures. Néanmoins, ces échelles ont été coulées pour tous les corps d'épreuves testés au four à gaz, éloignées de la zone adhérente. Ceci n'a pas été possible pour les essais au chauffage électrique car 4 barres sont testées dans la même dalle.



Figure 29: Coffrage et disposition des armatures transversales avant la coulée



Figure 30 : dalle instrumentée par des échelles de thermocouples pour l'essai de chauffage électrique



Figure 31 : dalle instrumentée par des échelles de thermocouples pour les essais au four à gaz

4.2 Modalité des essais

4.2.1 Configuration d'essai et dispositif de chauffage

Les essais d'arrachement ont été initialement effectués à température ambiante (essais de référence), puis à haute température. Les essais à température ambiante ont pour but de déterminer la résistance de référence au fendage du béton des armatures post-installées sous un chargement statique en traction. A cet effet, une charge de traction monotone est appliquée sur la barre à l'aide d'un vérin hydraulique, contrôlé en déplacement à une vitesse de 0,8 mm/s. Ceci permet d'avoir la rupture entre 2 à 3 min. L'acquisition de la charge et les déplacements se fait toutes les 0,5 secondes. Cette fréquence permet d'obtenir des points de mesures rapprochés notamment au voisinage de la rupture.

Les essais d'arrachement à haute température ont été effectués à effort constant. Pour cela, une force de traction est appliquée progressivement sur l'armature jusqu'à atteindre un niveau de charge prédéfini, puis maintenue pendant un chauffage progressif du spécimen, jusqu'à la rupture. Le but de l'application d'une charge constante pendant le chauffage est de reproduire le comportement des scellements chimiques soumis à un

chargement mécanique dans une structure exposée au feu. L'éprouvette est soumise à une sollicitation thermique sur une seule face à l'aide d'un dispositif électrique fabriqué au CSTB (Figure 32). Ce dispositif est composé d'unités de panneaux radiants assemblées dans un cadre métallique de 300 mm x 300 mm (Figure 33), couvrant ainsi largement la zone sollicitée par les contraintes radiales induites par l'armature. Cette configuration a pour objectif de créer une distribution thermique uniforme le long de la barre, tout en générant un gradient thermique dans la couche du béton, à travers l'épaisseur de l'enrobage. Pendant les essais, la température est mesurée à la surface exposée de la dalle à l'aide de 5 thermocouples protégés par des pastilles thermique contre le rayonnement direct des panneaux. Ces thermocouples sont collés sur le béton à l'aide d'une colle thermique. De plus, deux thermocouples de type K sont installés en surface de la barre la barre, à 10 mm des deux extrémités de la longueur adhérente de l'armature (Figure 33). La fréquence d'acquisition a été fixée à un enregistrement chaque seconde. Cette fréquence d'acquisition était largement suffisante pour déterminer la température moyenne de l'ancrage au moment de la rupture.

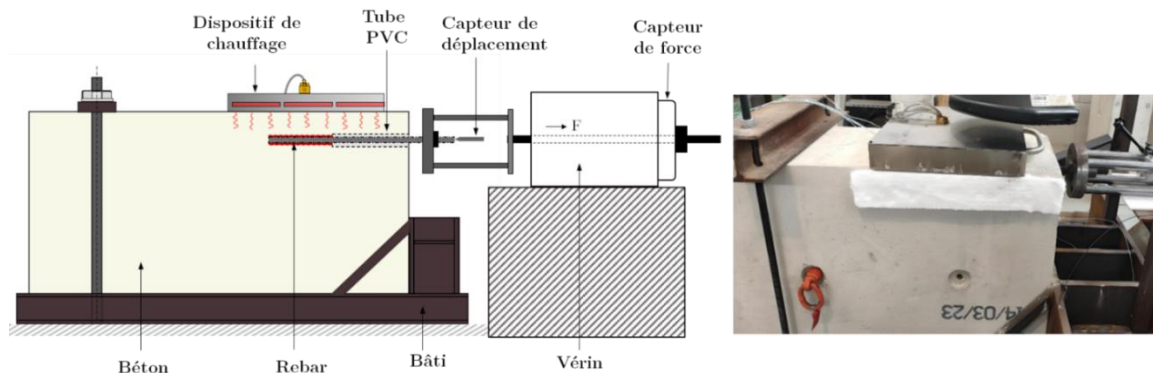


Figure 32: Configuration d'essai d'arrachement à haute température pour le chauffage électrique

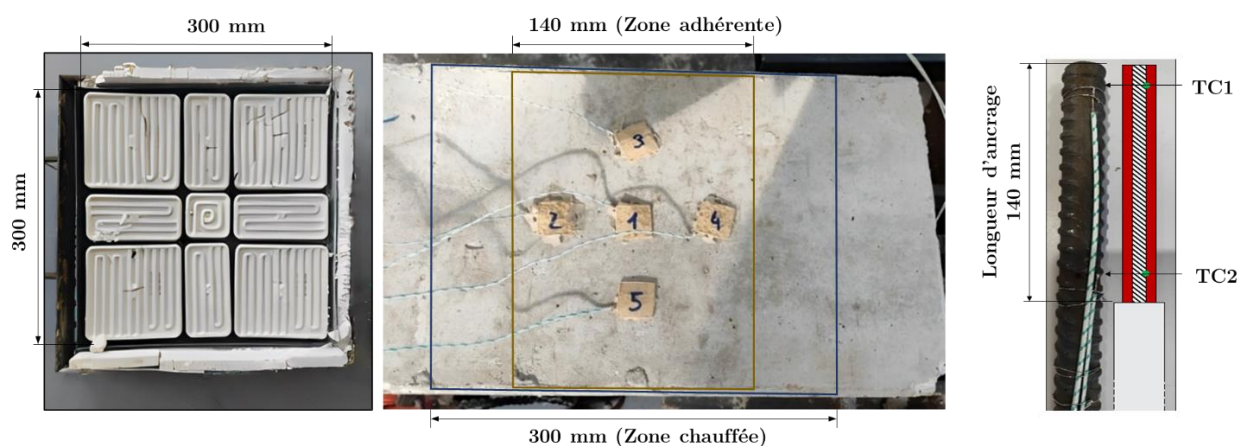


Figure 33 : Dispositif de chauffage et mesure de la température à la surface du béton et à la surface de l'armature

Les panneaux radiants, constituant le dispositif de chauffage, sont des émetteurs de rayonnements infrarouges longs, caractérisés par une longueur d'onde située entre 3,8 et 4,3 μm . Ils sont constitués de fils chauffants encapsulés dans de la céramique. La Figure

34 illustre l'évolution de la température mesurée à la surface de la céramique, ainsi que celles enregistrées à la surface exposée du béton, et le long de l'ancrage lors d'un essai thermique mené sur un corps d'épreuve non chargé. Le dispositif de chauffage démontre une grande inertie thermique entre 2 et 3 min. La montée de la température des panneaux suit une rampe linéaire d'environ $200^{\circ}\text{C}/\text{min}$, jusqu'à la température maximale qui est plafonnée à 545°C . Cela permet d'avoir une montée rapide de température à la surface du béton qui a été d'environ $93^{\circ}\text{C}/\text{min}$ en moyenne jusqu'à une température de 350°C . Par la suite, cette température évolue lentement entre 400°C à 21 minutes et 476°C à 116 minutes. Cette courbe de chauffage a été choisie pour atteindre les températures auxquelles les résistances en traction et en compression du béton commencent à se dégrader.

Il a été observé que la différence entre chaque deux thermocouple (TC'1, TC'2, TC'3, TC'4, et TC'5) ne dépasse pas 35°C . Ce qui démontre l'efficacité du dispositif pour chauffer uniformément et d'une manière homogène toute la surface exposée. L'espacement entre ces thermocouples est $\sim 40\text{ mm}$.

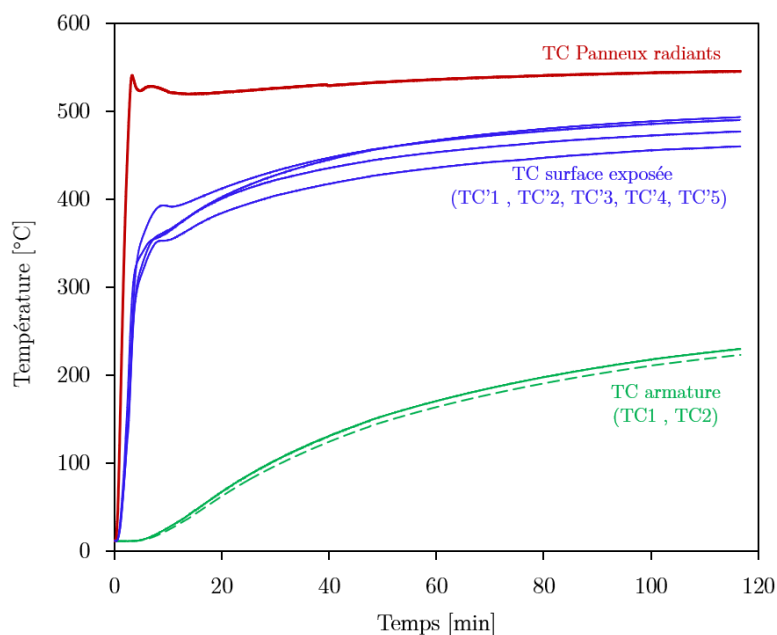


Figure 34: Evolution de la température sur la surface exposée et le long de l'ancrage avec le temps

Tel qu'évoqué précédemment, la configuration d'essai adoptée vise à obtenir une distribution thermique uniforme le long de l'ancrage, et un gradient thermique dans la couche du béton (Figure 35). La Figure 36 présente les profils de température mesurés par des thermocouples coulés dans l'enrobage (à 5 mm, 10 mm, 20 mm, 30 mm et 50 mm de la surface exposée), au cours d'une plage de temps d'exposition variant de 15 minutes à 90 minutes. Au démarrage de l'essai, la température en tout point était de 11°C (température ambiante du laboratoire). Avec le chauffage, la température augmente rapidement jusqu'à 380°C sur la surface exposée au bout de 15 min. Le gradient

thermique le plus élevé est observé à 15 min et diminue légèrement lorsque la durée d'exposition augmente. Pour une durée d'exposition de 15 minutes, l'écart entre la température en surface et celle à 50 mm de profondeur est de 356°C , tandis qu'il se réduit à 298°C pour une durée de chauffage prolongée à 90 minutes. Cette diminution est due à l'augmentation progressive de la température à 50 mm.

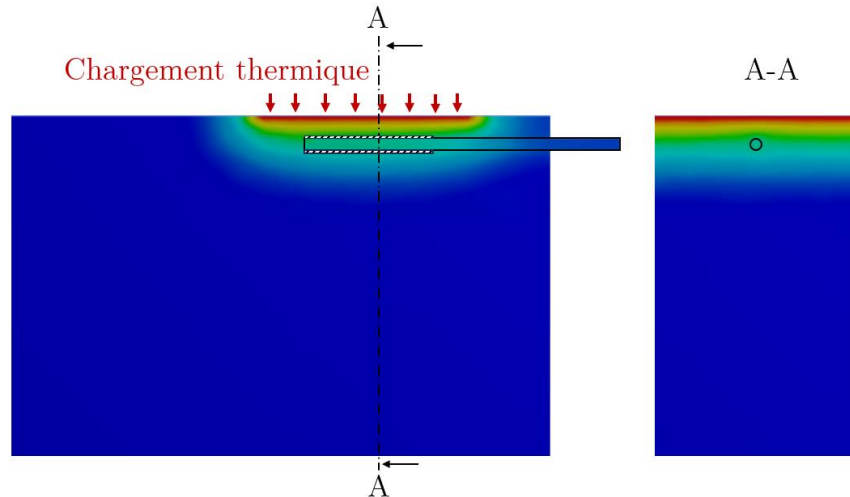


Figure 35: Représentation schématique de la distribution thermique dans le corps d'éprouve

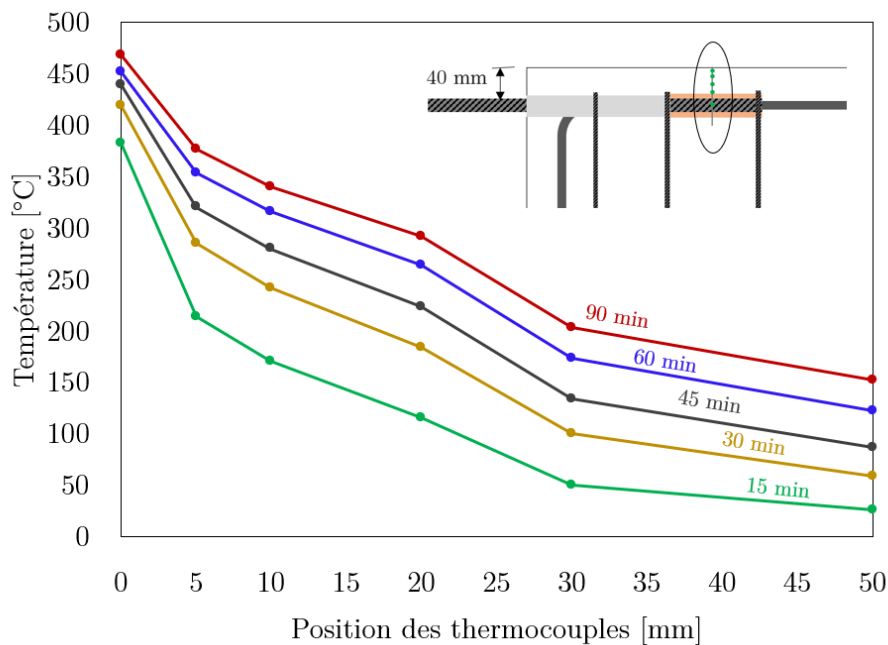


Figure 36: profils de températures à travers l'épaisseur de l'enrobage

4.2.2 Résistance en adhérence

La contrainte d'adhérence est supposée uniforme car la longueur d'ancrage est située entre 4 et 20 fois le diamètre de la barre, et la température est également quasi-homogène le long de l'armature. Par conséquent, la résistance d'adhérence testée est calculée en divisant la charge par la surface latérale de contact acier/résine :

$$\tau = \frac{F_{u,t}}{\pi \cdot \phi \cdot l_b} \quad (\text{Eq 2-1})$$

Où : τ = résistance d'adhérence ou contrainte d'adhérence, $F_{u,t}$ = charge maximale atteinte dans les essais de référence (ou chargement maintenue appliquée dans les essais à haute température), ϕ = diamètre de la barre d'armature, et l_b = longueur d'ancrage (sans tenir compte de la longueur de la zone non adhérente avec le tube en PVC).

4.3 Résultats des essais et discussion

4.3.1 Essais de référence à température ambiante

Lors des essais effectués à température ambiante, les corps d'épreuves ont subi une rupture par fendage du béton, caractérisée par la fissuration de la zone sollicitée par l'action de la barre. Les profils de rupture observés sont illustrés dans la Figure 37 et dans la Figure 38. Des fissures longitudinales ont été identifiées à la surface de la dalle parallèlement à la barre, s'étendant le long de la zone d'adhérence en traversant également la zone non adhérente. De plus, des fissures perpendiculaires et des fissures en "Y", qui convergent vers la surface du béton où la charge est appliquée, ont été observées.

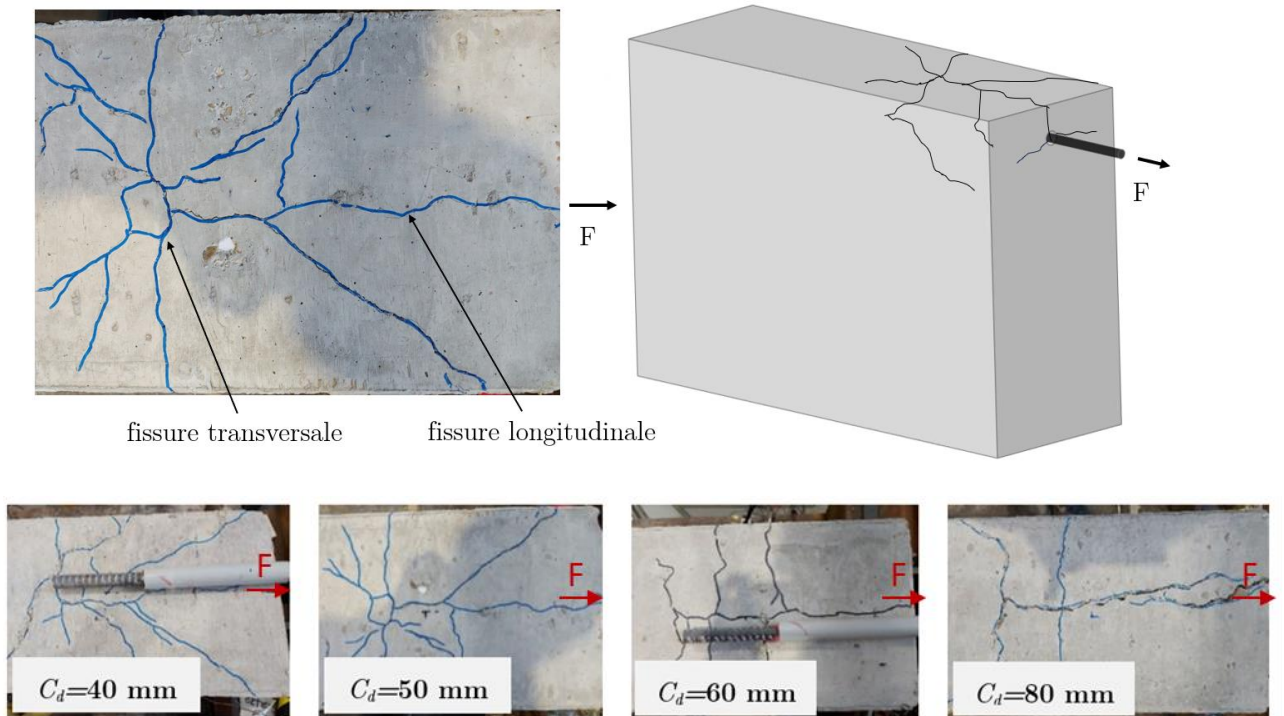


Figure 37: Ruptures par fendage obtenues pour les BET à température ambiante (Résine 1)

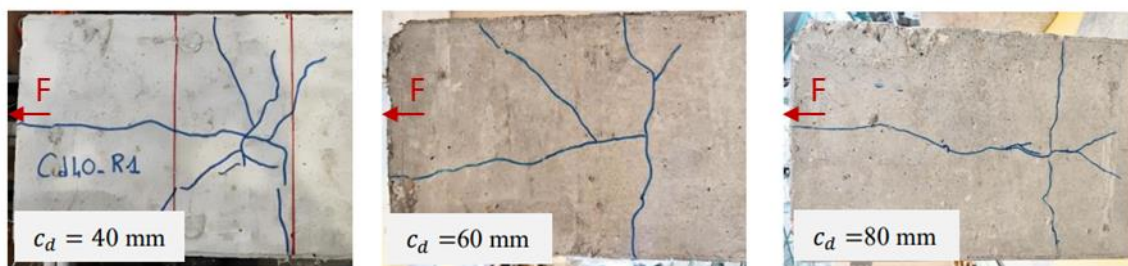


Figure 38: Ruptures par fendage obtenues pour les BET à température ambiante (Résine 2)

Les courbes de force-déplacement obtenues lors des essais sont présentées dans la Figure 39. La Figure 39 (à droite) décrit la variation de la charge appliquée en fonction du déplacement de la barre par rapport au béton, pour les essais menés avec la résine 2. Cette variation montre une augmentation linéaire de la charge jusqu'au pic, suivie d'une chute brutale de la charge due à la rupture fragile du béton. Après le pic, le déplacement mesuré atteint la limite max de capteur utilisé qui est 5 mm. Les lignes en pointillées dans la Figure 39 sont tracées en liant le point au pic au point à 5 mm, et elles ne présentent pas le comportement de ruine entre les deux points. Toutefois, lors des essais effectués avec la résine 1, un dysfonctionnement dans l'acquisition des données des capteurs de déplacement pour quelques essais a empêché la mesure directe du déplacement de la barre. Néanmoins, la force est représentée en fonction de déplacement du vérin dans la figure 11 (à gauche). La même variation de la charge appliquée a été observée, sauf pour les deux essais avec un enrobage de 60 mm et 80 mm, où la charge a été maintenue un moment à 176 kN avant sa chute. Ce plateau correspond à la limite de plastification ultime des barres d'acier utilisées. Pour ces deux enrobages, la capacité ultime de l'ensemble de l'ancrage a été limitée par la déformation de l'acier à 176 kN, forçant par conséquent le béton à se fissurer à ce niveau de charge. En effet, la déformation de l'armature entraîne une déformation différentielle et une concentration des contraintes dans le béton environnant, ce qui provoque une rupture du béton le long de la barre. Il a été observé que cette rupture est plus sévère que celle induite par l'action d'adhérence (voir la Figure 27). Ce constat étant perceptible surtout pour l'enrobage de 80 mm, où l'ouverture de la fissure est clairement observable et importante. En raison de cette limite de plastification de l'acier, il a été décidé de ne pas réaliser les essais prévus initialement pour les autres enrobages de 120 mm et 160 mm à température ambiante.

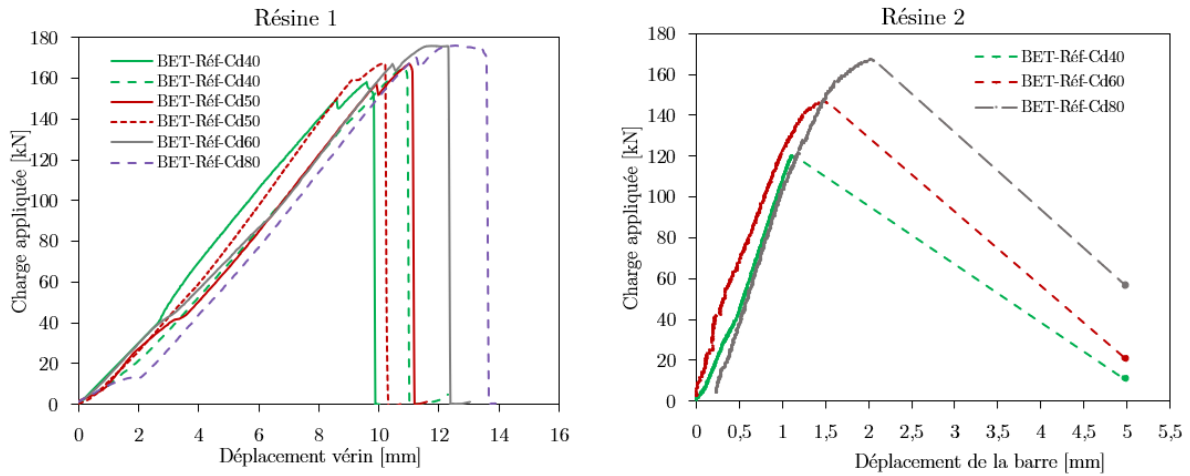


Figure 39: Courbe force-déplacement à température ambiante

Les charges ultimes $F_{u,t}$ mesurées lors des essais sont détaillées dans le Tableau 14 associées au déplacement de la barre au pic (d_{pic}). Les résultats mettent en évidence l'augmentation des capacités au fendage ultimes avec l'augmentation de l'enrobage. Les essais répétés deux fois ($Cd=40$ mm et $Cd=50$ mm) présentent une forte répétabilité avec une dispersion qui ne dépasse pas 5%, sachant qu'une tolérance de 15% est admissible dans L'EAD 33240633-00-06.

Tableau 14: Capacités ultimes obtenues pour les essais BET à température ambiante

	Cd [mm]	$F_{u,t}$ [kN]	d_{pic} [mm]	Rupture
Résine 1	40	165	-	Fendage
	40	157	-	Fendage
	50	166	-	Fendage
	50	167	-	Fendage
	60	176	-	Fendage + plastification de l'acier
	80	176	-	Fendage + plastification de l'acier
Résine 2	40	120,9	1,1	Fendage
	60	146,7	1,4	Fendage
	80	167	2	Fendage

L'objectif des essais à température ambiante était, dans un premier temps, de déterminer les résistances au fendage du béton de référence et, dans un second temps, de comparer ces résistances à l'équation adopté dans L'EAD 33240633-00-06, telle que présentée dans le chapitre 1 (Eq 1-10). Pour ce faire, les charges ultimes mesurées ont été converties en contraintes d'adhérence en les divisant par la surface latérale de la barre en considérant seulement la longueur adhérente (140 mm). Les résultats expérimentaux montrent que la tendance avec laquelle la résistance au fendage évolue avec l'enrobage est similaire à celle obtenue théoriquement par l'équation (Eq 1-10). Pour les essais menés sur la résine

1, les résistances mesurées sont cohérentes avec celles calculées, avec un coefficient de variation qui n'excède pas 8%, sauf pour l'enrobage de 80 mm, dont la rupture a été provoquée par la déformation de la barre. Ce point se situe en dessous de la courbe théorique.

Cette variation est plus importante pour les essais réalisés avec de la résine 2. Les coefficients de variations entre les contraintes mesurées et calculées sont respectivement 9%, 11% et 12% pour $C_d=40$ mm, $C_d=60$ mm et $C_d=80$ mm. Néanmoins, les résultats sont conservatifs (à l'exception de $C_d = 80$ mm pour la résine 1).

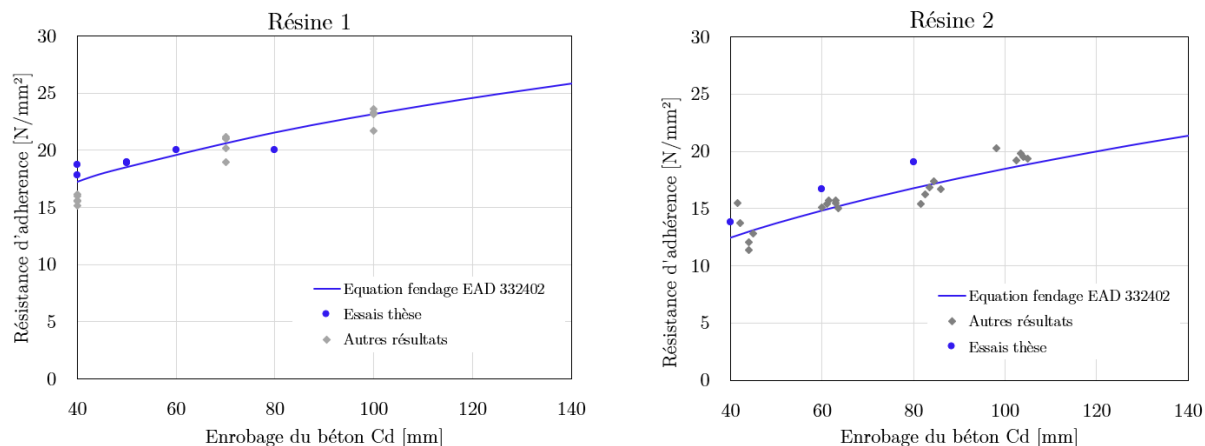


Figure 40: Résistance d'adhérence au fendage du béton en fonction de l'enrobage du béton C_d

Les autres résultats présentés en points gris dans les figures ces-dessus ne sont pas réalisés dans ce le cadre de cette thèse, ils ont été récupérés des rapports d'évaluations conformément à l'EAD 332404 [36] pour les deux résines utilisées.

4.3.2 Essais BET à températures élevées avec chauffage électrique par panneaux radiants

Lors des essais à haute température, il a été observé que le type de rupture dépend de la température atteinte pendant l'essai (liée au niveau de chargement constant appliqué). En effet, l'augmentation de la température dans le corps d'épreuve dégrade simultanément la résistance du béton et celle de l'adhérence assurée par la résine, conduisant à une compétition entre les deux les modes de ruine (perte d'adhérence et fendage). Généralement les ruptures par fendage du béton surviennent à des températures faibles, tandis que la perte d'adhérence par arrachement de la barre, due à la dégradation de la résine, se produit à des températures plus élevées. La Figure 41 illustre quelques exemples de rupture par fendage obtenues à haute température. La rupture est considérée par arrachement, quand la barre est arrachée du trou sans provoquer de fissures de fendage visibles à la surface de la dalle.

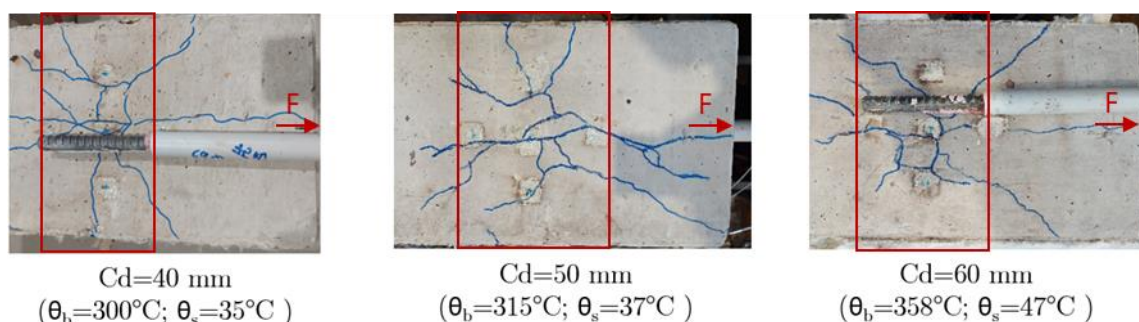


Figure 41: Exemples de ruptures par fendage du béton observées à haute température (θ_b est de la température mesurée à la surface chauffée, et θ_s à la surface de la barre)

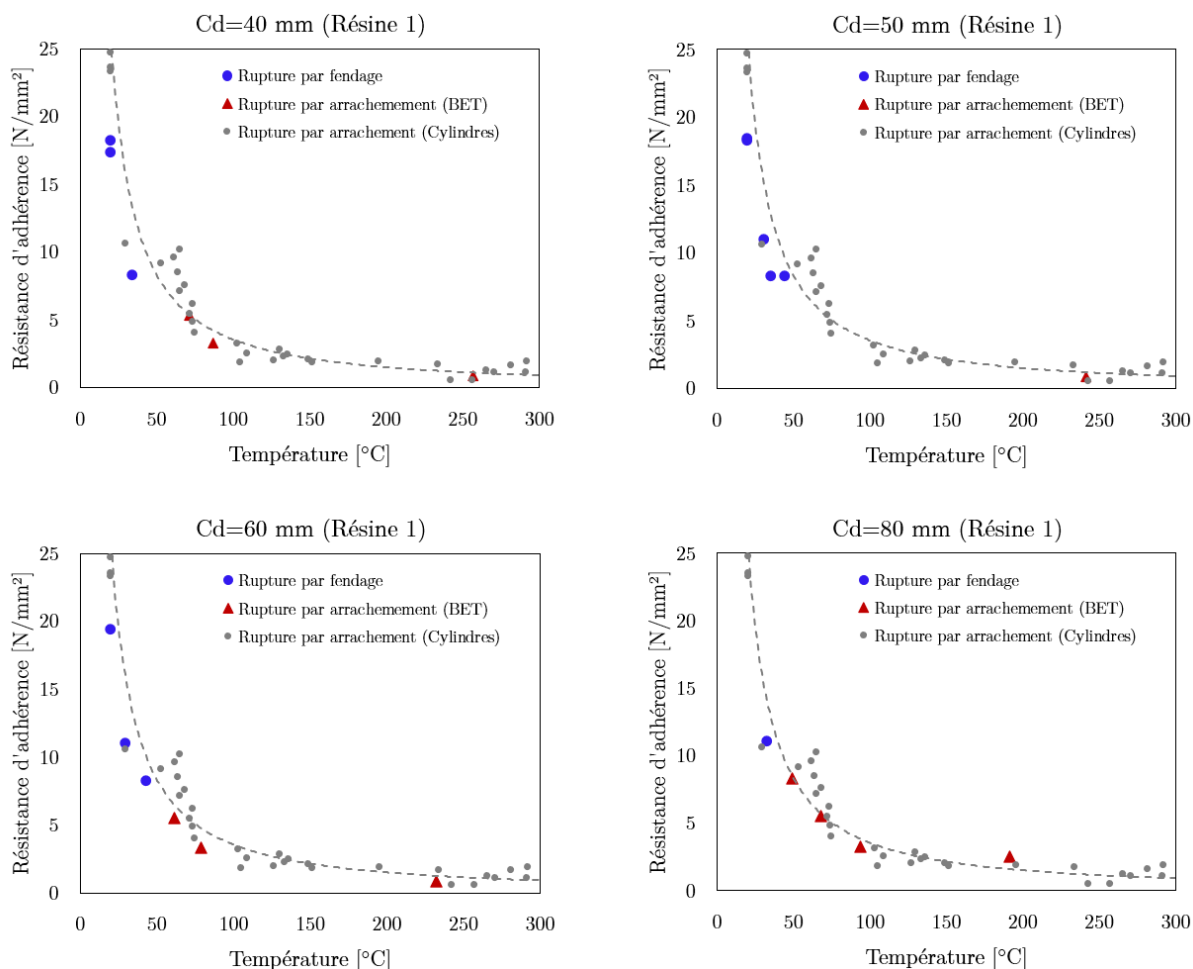
La Figure 42 présente les résistances d'adhérence obtenues, ainsi que les modes de rupture observés, en fonction de la température mesurée à la surface de la barre. Cette température est déterminée comme la moyenne des mesures des thermocouples TC1 et TC2. Il a été constaté que les écarts de température entre TC1 et TC2 ne dépassent pas 33°C . Les écarts importants ont été observés lors des essais où la température atteignait jusqu'à 247°C (dans la couche de résine). Pour les essais où la température ne dépassait pas 100°C , les écarts de température entre TC1 et TC2 variaient entre 5°C et 11°C . Dans la Figure 42, les résistances d'adhérence du produit adhésif, dérivées à partir des essais d'arrachement confinés sur cylindre conformément à l'EAD 330087-00-0601 [14] sont également présentées (en points gris). Ces essais ont été effectués sur des barres de diamètre 12 mm dans un béton de C20/25.

Les résultats montrent une dégradation de la résistance au fendage du béton avec l'augmentation de la température, proche de celle de la résine. Cela a été observé pour les enrobages relativement faibles dont les ruptures par fendage ont été constatées, notamment pour les enrobages de 40 mm, 50 mm, 60 mm et 80 mm. Par exemple, pour l'enrobage 40 mm la résistance au fendage de référence à température ambiante s'élevait à $18,3 \text{ N/mm}^2$, et sous une contrainte appliquée de $8,53 \text{ N/mm}^2$ la rupture s'est produite à 36°C , ce qui est déjà équivalent à une réduction de 53% de la résistance. En outre, pour l'enrobage de 50 mm, une réduction de 40% a été constatée à 33°C et une réduction de 55% à 44°C . A partir d'un certain niveau de température dans l'ancrage, la rupture se produit dans la couche de résine. Cette température semble dépendre de l'enrobage du béton. En effet, les premières ruptures par arrachement ont été obtenues à 72°C (à une contrainte de $5,46 \text{ N/mm}^2$) pour l'enrobage de 40 mm, à 63°C ($5,68 \text{ N/mm}^2$) pour l'enrobage de 60 mm et à 49°C pour l'enrobage de 80 mm ($8,53 \text{ N/mm}^2$). Cela peut être expliqué par l'effet de confinement assuré par l'enrobage du béton, lequel contribue à équilibrer les anneaux de traction induits par la barre. Par conséquent, la rupture par perte d'adhérence intervient avant la rupture par fendage.

Pour les enrobages de 120 mm et 160 mm, en regardant les résistances au fendage prédites par l'équation de fendage dans la Figure 40 on constate qu'elle dépasse 25 N/mm^2 . Elle

excède la capacité ultime de la résistance d'adhérence de la résine utilisée pour un diamètre de 20 mm qui s'élève à 24 MPa. Par conséquent, à haute température les ruptures par perte d'adhérence par arrachement ont été observées. Cela est dû à la dégradation rapide de la résistance au cisaillement de la résine avec l'augmentation de la température comparée à celle en traction du béton.

Enfin, la Figure 42 montre que les résistances en adhérence obtenues avec les essais sur les beam-end specimens sont parfaitement cohérentes avec celles obtenues à partir d'essais sur cylindres.



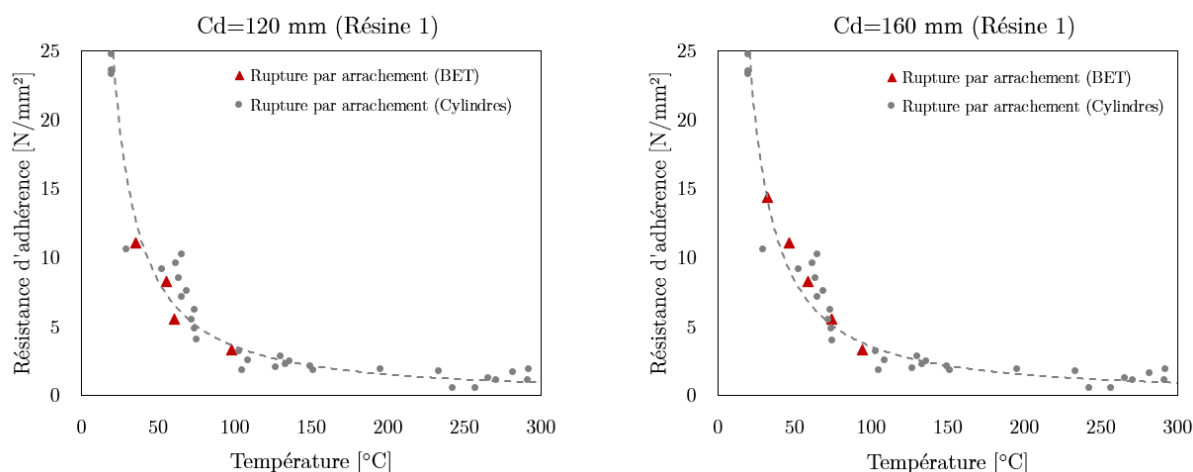


Figure 42 : Dégradation de la résistance d'adhérence avec l'augmentation de la température en fonction de Cd (Résine 1)

Les observations issues des résultats des essais réalisés sur la résine 1 ont été prises en compte lors de l'élaboration du programme d'essais portant sur la résine 2. Les enrobages testés sont ceux pour lesquels la rupture par fendage est anticipée à température ambiante. Le nombre d'essais pour chaque enrobage diminue avec l'augmentation de ce dernier. Les essais sont menés en réduisant graduellement la charge à appliquer jusqu'à l'obtention d'une première rupture par arrachement. En effet, une fois que la rupture par arrachement se produit, il est impossible de revenir à une rupture par fendage du béton.

La Figure 43 met en évidence la dégradation de la résistance au fendage du béton avec l'augmentation de la température pour cette résine. Pour le plus faible enrobage de 40 mm, les ruptures par fendage ont été observées jusqu'à une température maximale testée de 279°C. Une réduction significative de la résistance au fendage du béton avec l'augmentation de la température dès 50°C a été identifiée. Elle a été diminuée de 13,8 N/mm² à 7 N/mm² à une température de 67°C, soit une réduction de 49% par rapport à la résistance de référence à température ambiante. À une température de rupture de 171°C, la résistance a encore baissé, atteignant 3 N/mm², ce qui équivaut à une réduction de 78% par rapport à la résistance à température ambiante.

Pour les enrobages de 60 mm, 80 mm et 100 mm, la rupture par fendage se produit également préalablement à la rupture par arrachement. Cependant, à partir d'un certain niveau de température, ce mode de ruine bascule en rupture par arrachement, confirmant ainsi ce qui a été observé pour les essais d'arrachement sur la résine 1. À des températures plus élevées, la couche de résine ne peut plus ni résister à la contrainte d'adhérence appliquée, ni transmettre les contraintes radiales au béton d'enrobage, ce qui entraîne l'arrachement de la barre. Il a été également observé que la « température de transition » décrivant le niveau de température auquel le mode de ruine passe du fendage à l'arrachement, diminue avec l'augmentation de l'enrobage du béton. Pour l'enrobage de

60 mm, la première rupture par arrachement a été observée à 150°C, pour 80 mm, la première rupture par arrachement s'est produite à 124°C et cette rupture se produit à 100°C pour l'enrobage de 100 mm.

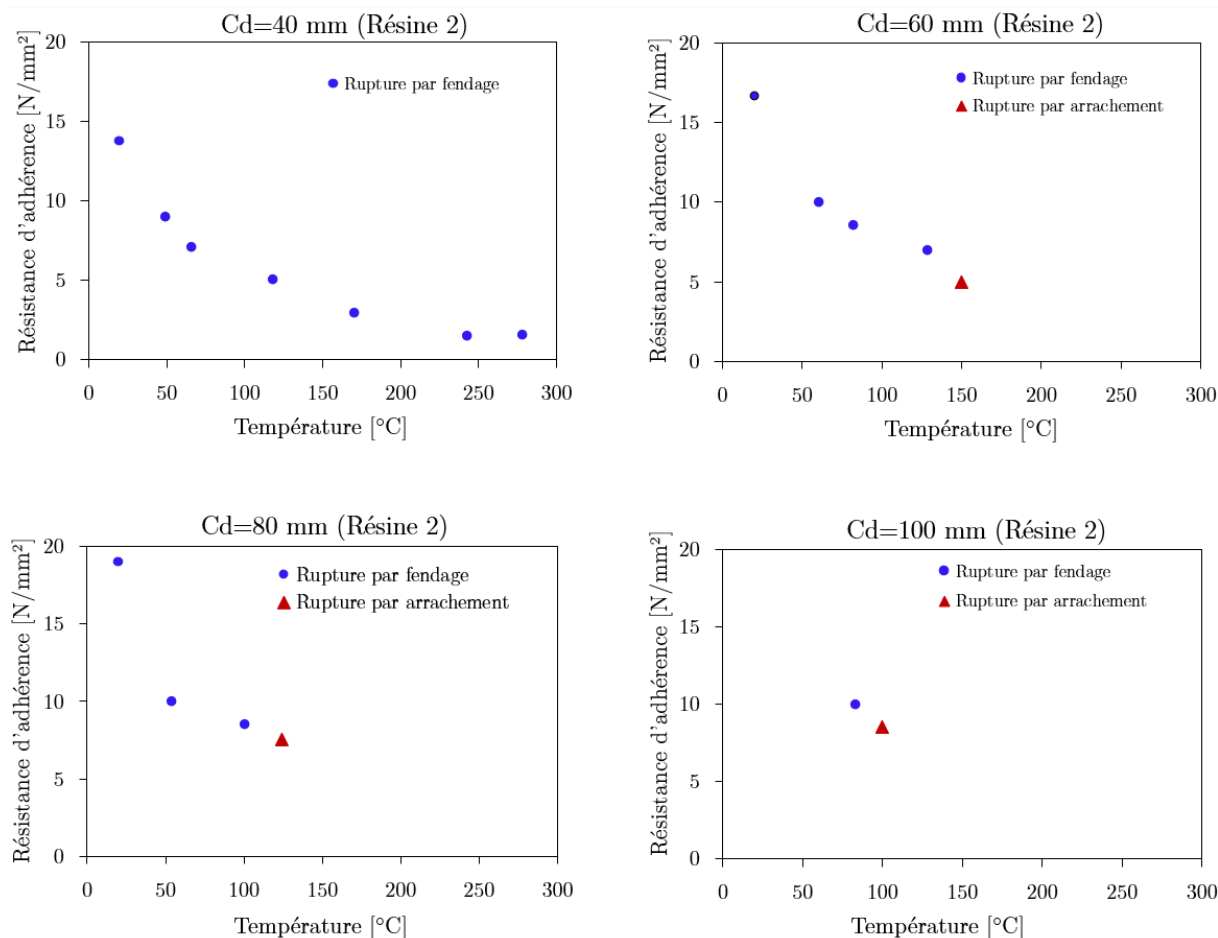


Figure 43: Dégradation de la résistance d'adhérence avec l'augmentation de la température en fonction de Cd (Résine 2)

4.3.3 Essais BET à haute température dans le four à gaz

La Figure 44 présente le dispositif utilisé pour les essais d'arrachement réalisés dans le four alimenté au gaz. Ces essais ont été menés en suivant la courbe de montée en température de la norme feu ISO 834-1 [18]. Le four, illustré dans la Figure 44, est équipé de huit brûleurs, disposés 4 par 4 le long des deux faces latérales, à mi-hauteur. Pour garantir un transfert de chaleur unidirectionnel, les dalles ont été positionnées au-dessus du four de manière à ce qu'une seule face soit exposée au feu, tandis que les faces latérales de la dalle restent exposées à la température ambiante, comme indiqué sur la Figure 44. Les deux barres horizontales dans cette figure servent à maintenir le corps d'épreuve et ne font pas parti du même plan (dans la profondeur) que l'ancrage. La configuration d'essai vise à reproduire les conditions thermiques analogues à celles des essais au chauffage électrique qui consiste à créer une distribution uniforme de température le long de la barre, tout en générant un gradient thermique significatif à travers l'épaisseur de

l'enrobage. La fermeture du four est assurée par une couche de laine céramique minérale. La barre d'armature est fixée à un vérin hydraulique contrôlé en force et positionné horizontalement au niveau de la barre, permettant ainsi l'application d'une charge constante. Les niveaux de contrainte appliqués ont été choisis dans la tranche de valeurs des contraintes d'adhérence qui induisent une rupture par fendage, sur la base des résultats obtenus avec le chauffage électrique. Pour la résine 1, les charges appliquées sont de 75 kN pour $C_d=40$ mm (ce qui équivaut à une contrainte de $8,5 \text{ N/mm}^2$), et de 100 kN ($11,4 \text{ N/mm}^2$) pour $C_d=50$ mm et $C_d=100$ mm. Pour la résine 2, la charge appliquée a été 75 kN ($8,5 \text{ N/mm}^2$) pour les trois enrobages $C_d=40$ mm, $C_d=50$ mm et $C_d=60$ mm.

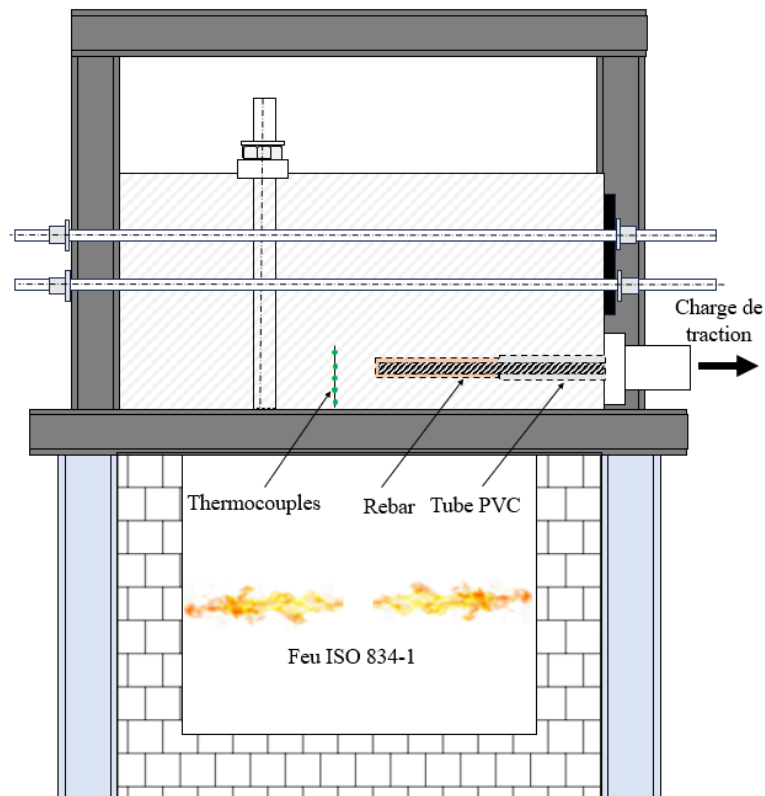


Figure 44: Dispositif d'essai BE au four à gaz

La Figure 45 illustre l'évolution de la température des gaz chauds dans le four durant des essais au feu (Figure 45). La tolérance d'un écart maximal de 100°C par rapport à la courbe théorique à partir de 10 min d'exposition a été bien respectée pour tous les essais. L'observation des modes de ruine, quelques instants après la chute de résistance (avant l'apparition des fissures thermiques liée au refroidissement), montre que la rupture semble se produire par fendage du béton. Des fissures longitudinales ont été identifiées le long de la partie adhérente de la barre pour tous les essais. Pour les essais sur la résine 2, ces fissures ont même traversé la zone non adhérente.

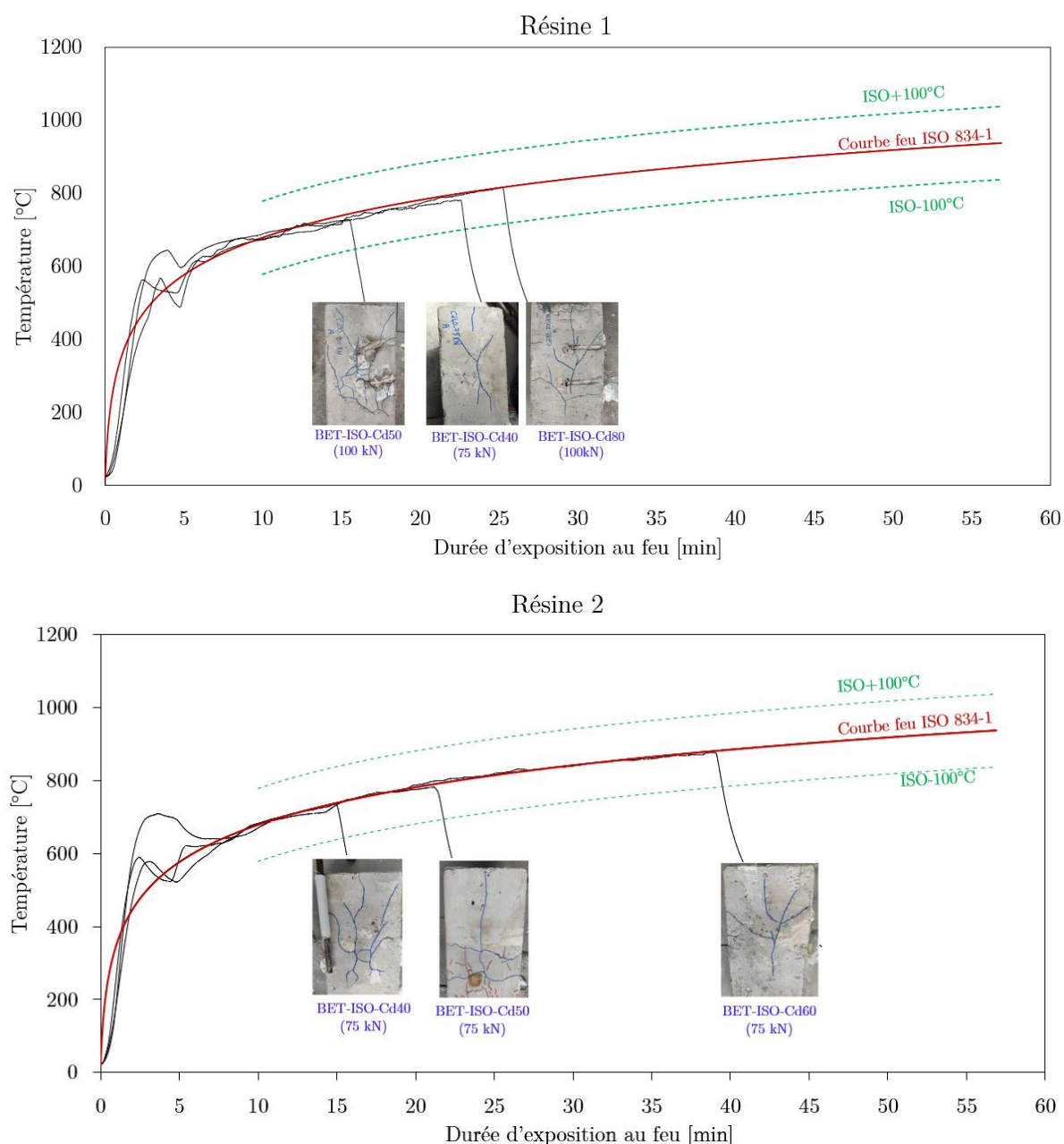


Figure 45: Evolution de la température du four dans les essais au feu

Les résultats des résistances au fendage obtenues sont détaillés dans Tableau 15, présentés en fonction de la température moyenne mesurée dans la barre à l'interface acier/résine. Des écarts entre les mesures des TC1 et TC2 ont été constatés. Pour les essais utilisant la résine 1, dont les températures moyennes ne dépassent pas 50°C, les écarts entre les mesures TC1 et TC2 ne dépassent pas 20°C. En ce qui concerne les essais réalisés avec la résine 2, des écarts atteignant jusqu'à 46°C ont été observés. Ceci signifie que la température le long de la barre n'est pas uniforme. Une analyse plus détaillée des températures mesurées le long de la barre ainsi qu'à travers l'épaisseur de l'enrobage pour ces essais sera abordée dans la section 3.3.4. Néanmoins, cet écart reste dans la tolérance admissible pour l'évaluation de la résistance d'adhérence au feu des scellements chimiques conformément à [14].

Tableau 15 : Résistances obtenues sous conditions au feu ISO 834-1

	Cd [mm]	Contrainte appliquée [N/mm ²]	Temps de rupture [min]	Mode de rupture	Température de rupture TC1 [°C]	Température de rupture TC2 [°C]	Température de rupture [°C]
Résine 1	40	8,5	23	Fendage	30	49	39
	50	11,4	15	Fendage	38	42	40
	80	11,4	25	Fendage	34	53	43
Résine 2	40	8,5	15	Fendage	64	56	58
	50	8,5	21	Fendage	90	44	67
	60	8,5	39	Fendage	92	64	78

4.3.4 Comparaison entre les essais BET au feu et au chauffage électrique

Dans cette section, une comparaison entre les résultats des essais obtenus avec le chauffage électrique et ceux réalisés dans le four à gaz est établie. Cette comparaison porte sur les contraintes, les températures à la rupture mesurées au niveau de l'ancrage, et la distribution de la température dans le béton.

La Figure 46 montre l'évolution de la température des gaz dans le four et l'évolution de la température à la surface des céramiques constituant les panneaux radiants. Les deux courbes révèlent que la vitesse de montée en température des panneaux radiants est à peu près similaire à celle de feu ISO dans les premières minutes, jusqu'à l'atteinte d'une température plafond de 545°C. Cependant, les mécanismes de transfert thermique restent différents entre les deux scénarios. Pour le chauffage électrique avec des panneaux radiants, la chaleur est principalement transférée par rayonnement à la surface exposée, en assurant un chauffage uniforme bien localisé. Tandis que le chauffage au gaz génère une combinaison de chaleur radiante et convective, moins contrôlée. Afin de comparer la distribution thermique induite par les deux scénarios, la Figure 47 illustre l'évolution de la température du béton avec le temps à 10 mm de la surface chauffée. Ces évolutions ont été mesurées lors d'essais thermiques non chargés pour évaluer l'efficacité des panneaux radiants, ainsi que lors des 6 essais chargés menés sous l'exposition aux conditions du feu ISO 834-1. Au début de l'essai, les températures du béton étaient respectivement 23°C et 11°C pour le chauffage au gaz et les panneaux, cela étant attribuable à la réalisation des essais en deux saisons différentes pendant cette thèse. Au bout de 2 min, une remontée de température du béton comparable est observable avec les deux scénarios jusqu'à une durée de 20-25 min, avec un écart maximum de 25°C. Cela peut être constaté pour une durée d'exposition courte, dans la mesure où les courbes de chauffage des deux scénarios présentent, au départ, une augmentation à des vitesses comparables. Cependant, pour des temps d'exposition plus longs, le chauffage au gaz générera certainement un gradient thermique plus prononcé à travers l'épaisseur du béton. Cette tendance commence à être perceptible dans l'évolution de la température

pour l'essai qui a duré 39 min. Dans ce cas, l'écart entre la température du béton sous l'effet du chauffage au gaz et celui des panneaux radiants a augmenté à 85°C.

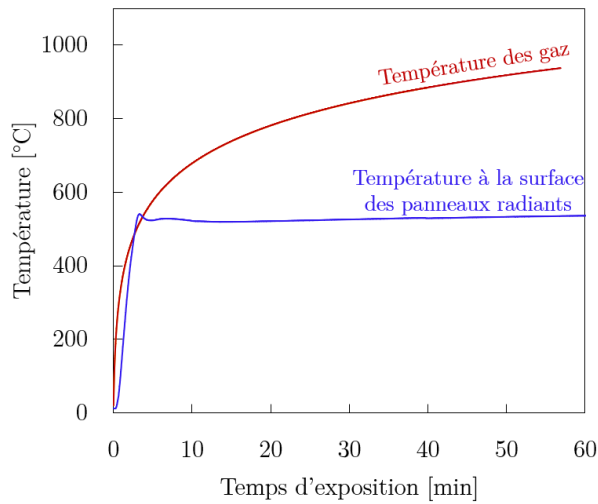


Figure 46: Evolution de la température des deux systèmes de chauffages (électrique et au gaz)

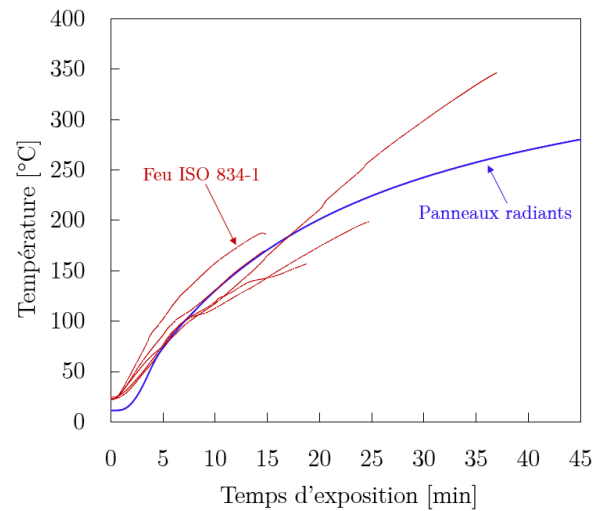


Figure 47: Evolution de la température du béton à 10 mm de la surface chauffée

En se basant sur la comparaison précédente, on peut déduire que les deux scénarios de chauffage induisent des gradients de températures comparables dans le béton pour les temps de ruine obtenus pour les essais. Figure 48 présente une comparaison entre les profils de température dans le béton à 25 min mesurés à l'aide des thermocouples coulés dans les dalles pour les deux modes de chauffage.

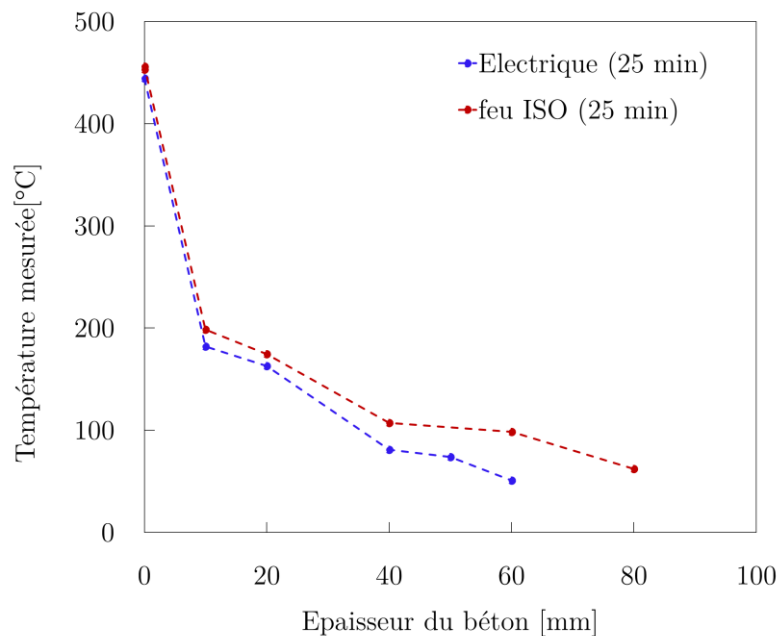


Figure 48 : Profils de température à travers l'enrobage du béton à 25 min

Afin de comparer la dégradation de la résistance au fendage du béton des scellements d'armatures testés en utilisant les deux scénarios de chauffage, les contraintes d'adhérence obtenues sont comparées dans la Figure 49 pour la résine 1, et dans la Figure 50 pour la résine 2. Le feu ISO et le chauffage électrique conduisent à des niveaux de température de rupture similaires pour une contrainte appliquée.

Pour la résine 1, les températures de rupture mesurées à la surface de la barre sont présentées dans le Tableau 16. La variation entre les résultats obtenus avec le chauffage électrique et le chauffage au gaz est de 10% pour l'essai de $c_d = 40 \text{ mm}$. Pour les essais de $c_d = 50 \text{ mm}$ et $c_d = 80 \text{ mm}$ les variations sont de 23% et 21% respectivement. Ces variations demeurent inférieures à la variation maximale admissible pour les essais d'arrachement à haute température sur cylindre, destinée à caractériser la résistance d'adhérence des scellements chimiques conformément aux exigences de l'EAD 330087 [14], fixée à 45 %.

Tableau 16 : Résultats des résistances au fendage obtenus avec chauffage au gaz et chauffage électrique (Résine 1)

	Chauffage électrique		Chauffage au gaz	
	Contrainte appliquée [N/mm ²]	Température à la rupture (moyenne TC1 et TC2) [°C]	Contrainte appliquée N/mm ²	Température à la rupture (moyenne TC1 et TC2) [°C]
$c_d = 40 \text{ mm}$	8,5	35	8,5	39
$c_d = 50 \text{ mm}$	11,4	31	11,4	40
$c_d = 80 \text{ mm}$	11,4	34	11,4	43

Pour les scellements avec la résine 2, à $C_d=60 \text{ mm}$ avec une contrainte d'adhérence appliquée de 8,53 N/mm², la température de la barre à la rupture était de 82°C avec le chauffage électrique et de 78°C avec le feu ISO. La différence entre les résultats n'apparaît pas significative. Ceci est lié au fait que les gradients thermiques dans l'ensemble de la couche de béton sont très proches entre les deux modes de chauffage, dans la fourchette des temps d'exposition considérée qui est directement liée à la charge appliquée durant l'essai. Néanmoins, il a été préalablement démontré qu'au-delà d'un certain niveau de température dans l'interface d'adhérence, la rupture survient par arrachement de la barre due à la perte d'adhérence dans la couche de résine. Dans ce cas, Pinoteau dans ses travaux de thèse [9] a montré que les résistances en adhérence obtenues avec le feu ISO sont équivalentes à celles obtenues dans un four à gaz. Il a également observé que la vitesse de chauffage électrique (5°C/min, 10°C/min et 20°C/min) n'a pas d'influence significative sur la résistance d'adhérence.

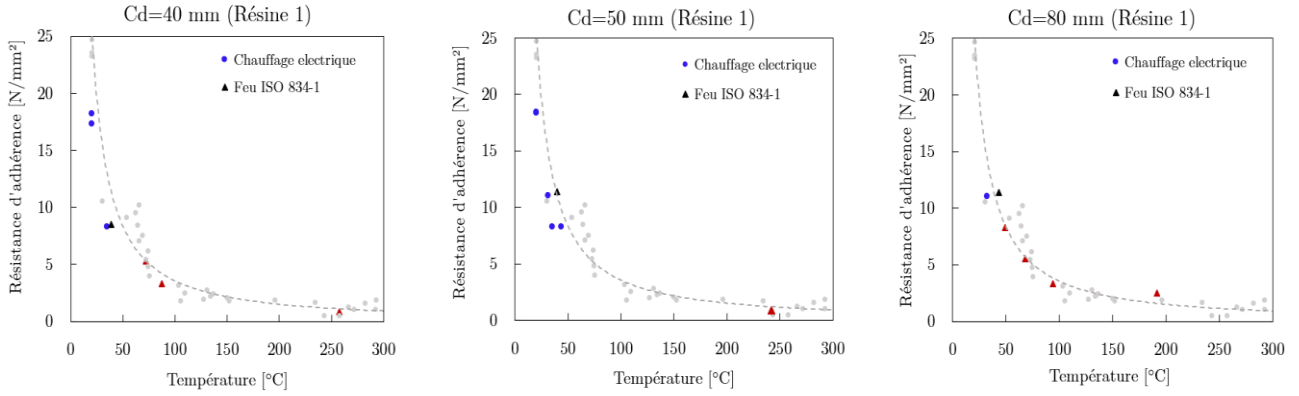


Figure 49: Comparaison des résistances d'adhérence obtenues par les deux scénarios de chauffage (Résine 1)

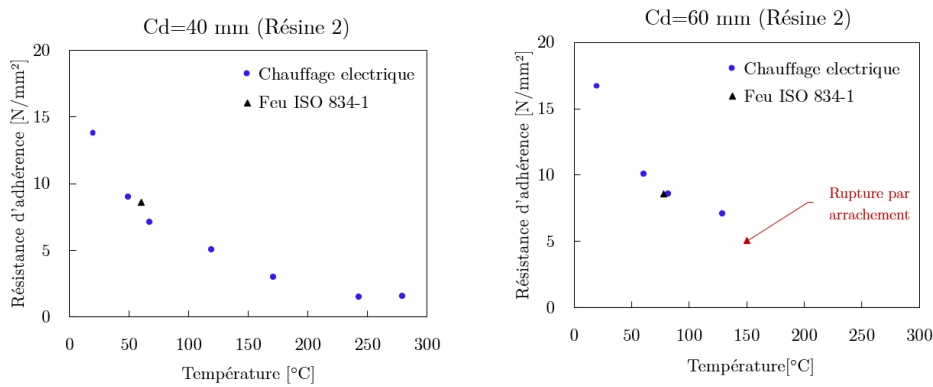


Figure 50: Comparaison des résistances d'adhérence obtenues par les deux scénarios de chauffage (Résine 2)

5. Influence de la longueur d'ancrage sur la résistance au fendage

à haute température : Essais de fendage confinés de type 2

5.1 Splitting specimen

Afin de quantifier l'influence de la longueur d'ancrage sur la résistance au fendage du béton à haute température, des essais de fendage confinés ont été menés sur des blocs en béton non armé présentant une section de $400 \times 400 \text{ mm}^2$ et une hauteur de 800 mm. Ces essais consistent à tester des barres dans des conditions extrêmes provoquant un fendage du béton, permettant ainsi de tester des barres de longueurs d'ancrages allant jusqu'à 30ϕ sans être limité par la rupture de l'acier. A cet effet, des barres de diamètre 25 mm sont installés dans le coin de la dalle avec un enrobage $Cd=50 \text{ mm}$ des deux côtés (Figure 51). Cet enrobage correspond à l'enrobage minimal requis pour une armature post-installée de diamètre 25 mm. Deux longueurs d'ancrage ont été testées pour chaque produit comme il a été indiqué dans le Tableau 8.

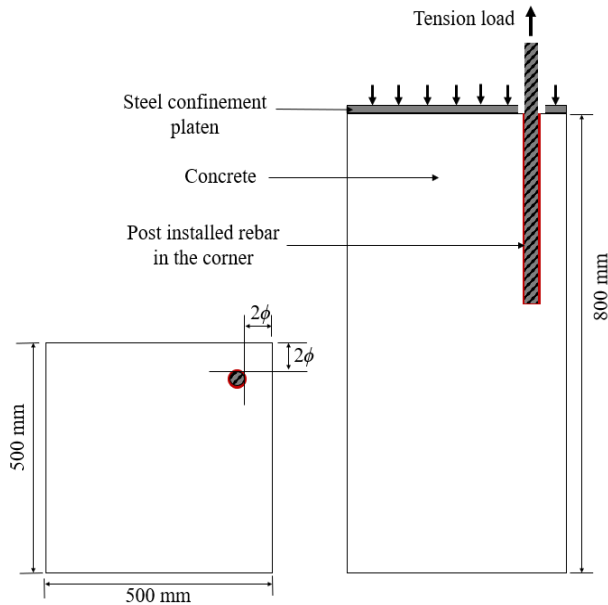


Figure 51: Splitting corner specimen

5.2 Modalités d'essais

5.2.1 Configuration d'essai et dispositif de chauffage

Les essais ont été menés en utilisant une plaque de confinement percée avec un diamètre de 37,5 mm, soit 1,5 fois le diamètre de la barre. Cette plaque est conçue pour confiner le béton et prévenir sa rupture sous forme d'un cône. Les essais de référence ont été réalisés à température ambiante de laboratoire, en appliquant progressivement une charge sur la barre jusqu'à la rupture, à l'aide de vérin (contrôlé en déplacement).

Lors des essais à haute température, les dalles ont été chauffées de manière symétrique sur leurs deux faces, en utilisant deux dispositifs de chauffage électriques. Les deux dispositifs utilisés étaient identiques en dimension et en composition, constitués des mêmes unités de panneaux radiants. Ils ont été fixés horizontalement dans le bâti à un angle d'inclinaison 45° , formant ainsi une configuration en V, avec un angle de 90° (Figure 52). Les essais ont été effectués horizontalement en plaçant la dalle sur le support métallique, avec les faces orientées vers les panneaux radiants. La barre est raccordée au vérin hydraulique, positionné au même niveau que la barre, pour l'application d'un chargement constant.

Durant chaque essai, la température a été mesurée sur les deux surfaces exposées à l'aide de 6 thermocouples (3 thermocouples sur chaque surface), ainsi que à la surface de la barre à l'aide de 2 thermocouples (positionnés à 10 mm des deux extrémités de la longueur de l'armature).

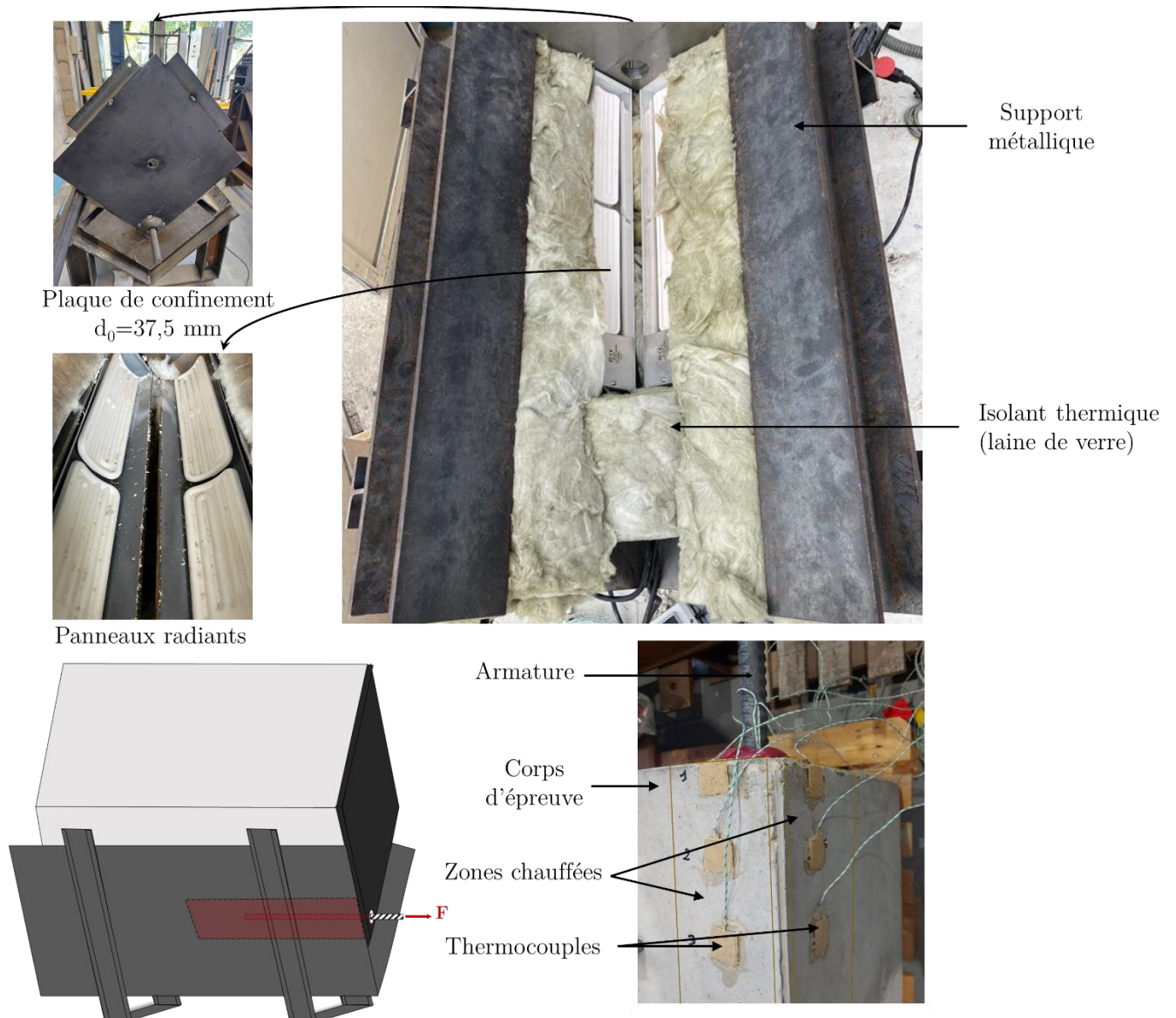


Figure 52: Equipements et configuration des essais de fendage confinés à haute température

5.2.2 Résistance en adhérence

Les résistances en adhérence testées sont également calculées par l'équation (Eq 2-1) étant donné que les longueurs testées ne dépassent pas 20 fois le diamètre, pour rappel :

$$\tau = \frac{F_{u,t}}{\pi \cdot \phi \cdot l_b} \quad \text{Eq 2-1}$$

5.3 Résultats des essais et discussion

5.3.1 Essais de référence à température ambiante

A température ambiante, les essais ont été menés uniquement sur la résine 1, sur deux longueurs d'ancrage $l_b = 175\text{mm}$ (soit 7ϕ) et $l_b = 250\text{mm}$ (soit 10ϕ). Ces longueurs ont été choisies de manière à se situer dans l'intervalle où le mode de ruine par fendage

prédomine par rapport à la plastification de l'acier pour les barres d'armatures utilisées. Les Figure 53 et Figure 54 présentent les corps d'épreuve à l'issue de l'essai. On observe que les barres n'ont pas été plastifiées, au contraire, le béton avait déjà atteint sa résistance à la traction ultime, présentant des caractéristiques de rupture nettement fragiles. En absence des armatures de renforcement transversal, qui contrôlent la propagation des fissures, les fissures longitudinales s'étendent sur toute la longueur de la barre, entraînant ainsi une rupture complète du coin, caractérisée par un détachement total du corps d'épreuve.

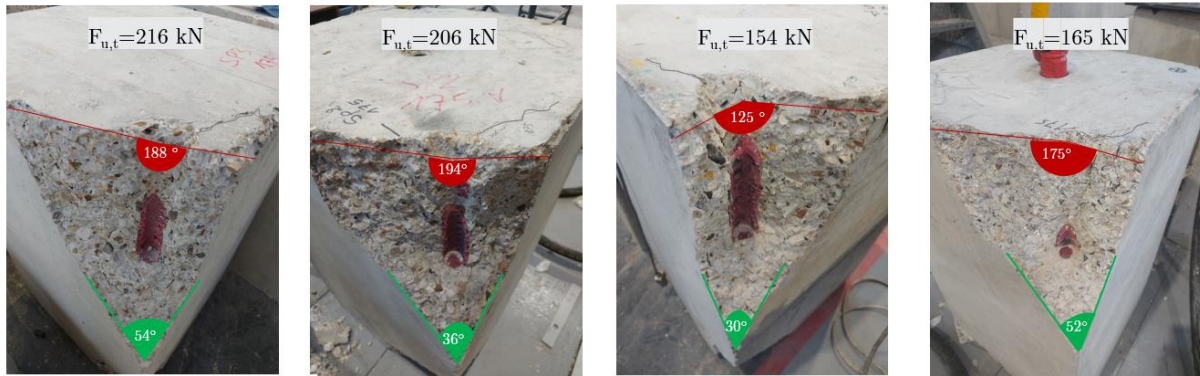


Figure 53: Profils de rupture par fendage du béton ($l_b = 175$ mm)

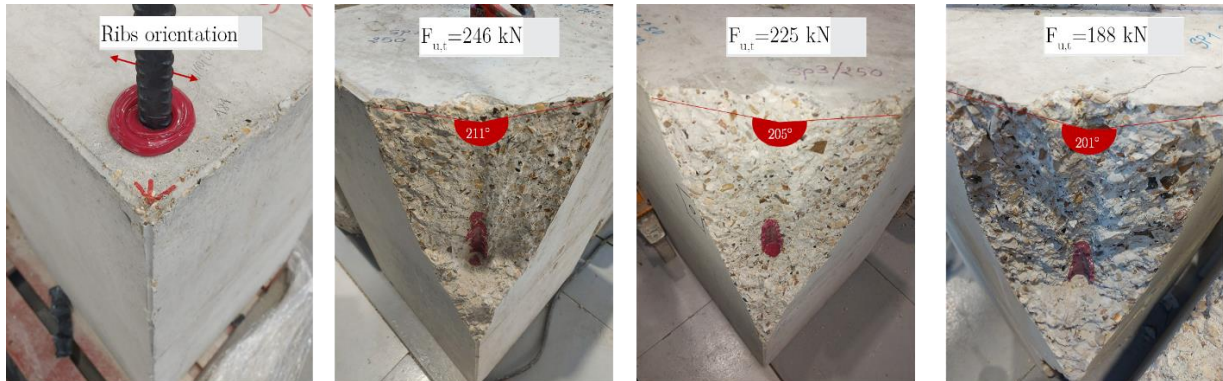


Figure 54: Profils rupture par fendage du béton ($l_b=250$ mm)

La Figure 55 présente la variation de la force appliquée en fonction du déplacement de la barre par rapport au béton (à droite pour $l_b = 175$ mm, à gauche pour $l_b = 250$ mm). Cette variation présente une première phase ascendante jusqu'au pic de charge, suivie d'une phase post-pic montrant une chute brutale de la charge. Le Tableau 17 détaille les capacités ultimes $F_{u,t}$ mesurées dans chaque essai avec les déplacements associés $\delta_{F_{u,t}}$. Les angles des profils de rupture α et les capacités ultimes moyennes avec les coefficients de variation (cv_F) sont également présentés.

Tableau 17: Résultats des essais de référence à température ambiante

	l_b [mm]	$F_{u,t}$ [kN]	$\delta_{F_{u,t}}$ [mm]	α [°]	$F_{u,m}$ [kN]	cv_F
Essai 1	175	216	0,72	188	185	16%
Essai 2		206	0,79	194		
Essai 3		154	0,45	125		
Essai 4		165	0,79	175		
Essai 5	250	246	0,81	211	222	12%
Essai 6		225	0,82	205		
Essai 7		195	0,91	201		

Pour les 4 essais avec une longueur $l_b=175$ mm, les charges ultimes obtenues, présentées dans le Tableau 17, aboutissant à une valeur moyenne de $F_{u,m} = 185$ kN, avec un écart type correspondant à un coefficient de variation de 16%. Cette variation pourrait être attribuée à l'orientation des verrous de la barre lors de l'installation. En outre, une corrélation entre la charge ultime obtenue et l'angle de rupture a été constatée en analysant les profils de rupture des 4 essais. Plus la charge est élevée, plus cet angle de la rupture est ouvert.

Pour la longueur d'ancrage de $l_b=250$ mm, cette observation a été prise en compte lors de l'installation des armatures. Elles ont été installées de manière que les verrous soient orientés dans la même direction pour tous les essais, comme le montre la Figure 54. A cet égard, les profils de rupture obtenus ont été quasi identiques, avec des angles de 211° , 205° et 201° , dont la différence ne dépasse pas cette fois 11° . Les charges ultimes obtenues pour $l_b=250$ mm sont présentées dans le Tableau 17. La résistance ultime moyenne calculée sur la base de ces 3 essais est de 222 kN, avec un coefficient de variation de 12%.

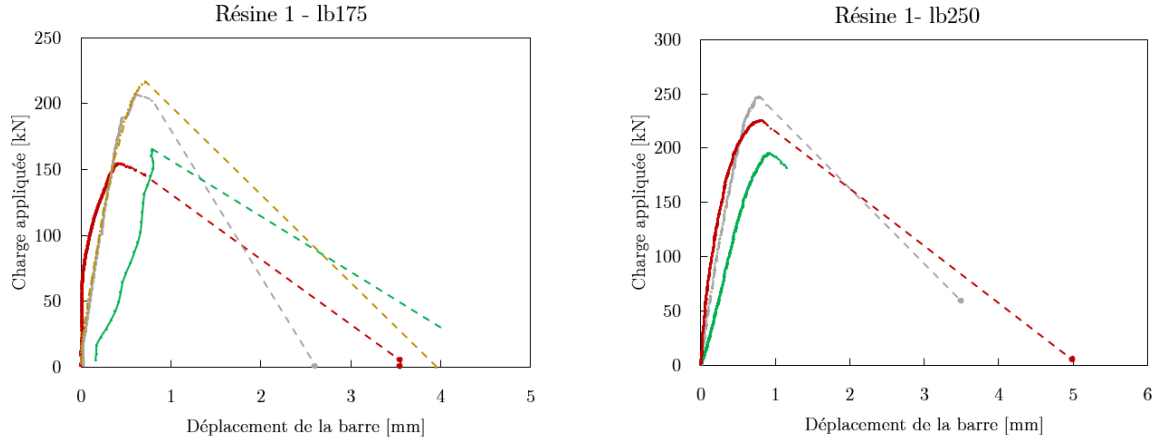


Figure 55: Courbe force-déplacement des essais de référence à température ambiante

La Figure 56 présente la résistance d'adhérence au fendage du béton en fonction de la longueur d'ancrage, déterminée en divisant la charge ultime obtenue expérimentalement par la surface latérale de contact acier/résine, comme décrit dans l'équation *Eq 2-1*. Ces résultats sont comparés à d'autres essais effectués sur le même produit dans un autre lot de béton de classe C20/25. Les résultats révèlent une diminution de la résistance d'adhérence au fendage du béton avec l'augmentation de la longueur d'ancrage. Notamment, la résistance moyenne obtenue pour une longueur d'ancrage $l_b=175$ mm (7ϕ) s'avère être supérieure de 23% à celle obtenue pour $l_b=375$ (15ϕ) mm, et de 88% à celle obtenue pour $l_b=628$ mm ($25,5\phi$). Cette diminution est due à la non-linéarité de la distribution des contraintes d'adhérence le long de l'armature. En effet, les contraintes d'adhérence sont concentrées vers l'extrémité chargée de la barre due à l'effet de shear-lag. Ainsi, l'augmentation de la longueur de la barre ne permet pas aux segments situés dans la partie profonde (extrémité non chargée) de l'ancrage de contribuer mécaniquement autant que ceux situés près de l'extrémité chargée (Figure 57).

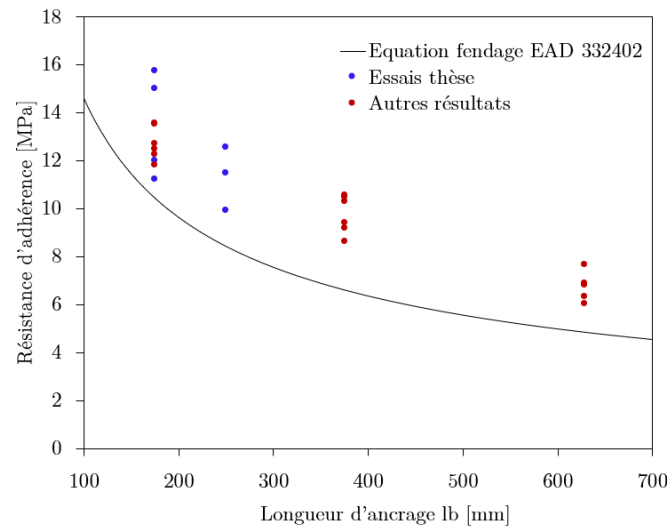


Figure 56: Influence de la longueur d'ancrage sur la résistance d'adhérence au fendage du béton

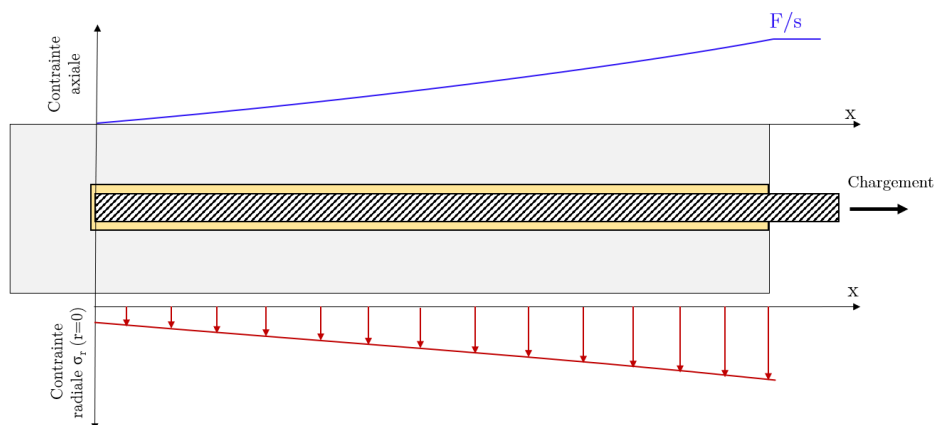


Figure 57: Représentation schématic des distribution de contraintes axiales et radiales le long d'ancrage

5.3.2 Essais à haute température

Pour les essais à haute température, une rupture par fendage a été obtenue systématiquement pour tous les corps d'épreuves testés. Il a été constaté que les profils de rupture variaient en fonction de la température atteinte pendant l'essai. En effet, pour des températures jusqu'à $\sim 80^\circ\text{C}$, la rupture était brutale, avec le coin du corps d'épreuve qui se casse totalement en plusieurs morceaux. En revanche, à des températures plus élevées ($\sim 200^\circ\text{C}$), des fissures longitudinales apparaissent et se propagent le long de la barre sans provoquer un détachement total du coin de la dalle (Figure 58).

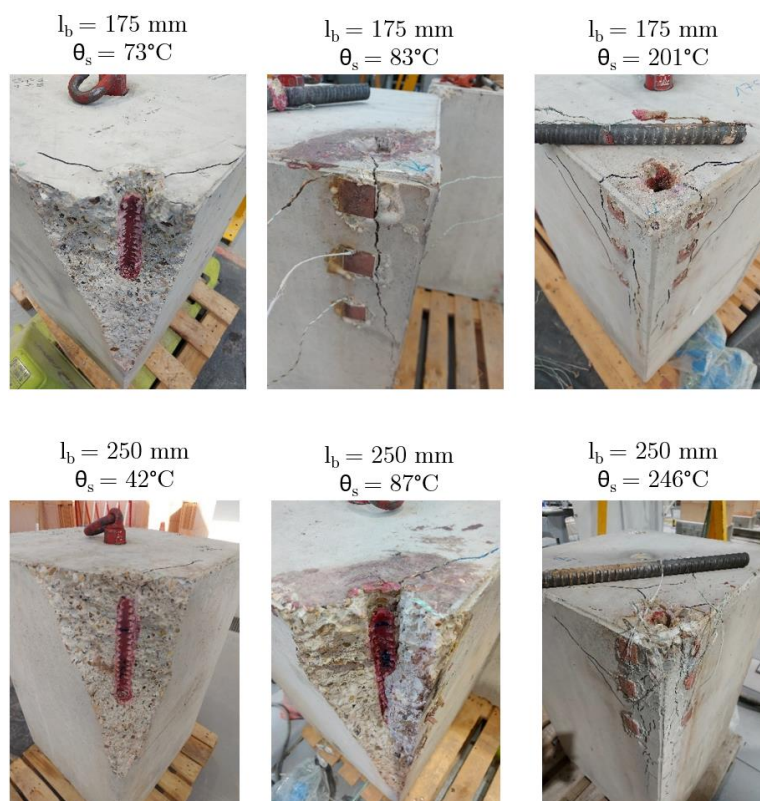


Figure 58: Ruptures par fendage obtenus à haute température (Résine 1)

La Figure 59 met en évidence la dégradation de la résistance au fendage du béton en fonction de la température pour les deux longueurs d'ancrages testées pour chaque produit. Le fendage du béton domine le comportement d'adhérence sous un chargement en traction, même à des températures dépassant les 200°C dans la barre. L'effet de la longueur d'ancrage sur la résistance d'adhérence à haute température peut difficilement être déterminé directement à partir des résultats des essais car ceux-ci n'ont pas été menés sous les mêmes contraintes. Ainsi, cet effet est quantifié sur les courbes de tendance suivant une loi de puissance, qui représente approximativement la décroissance de la résistance au fendage avec un coefficient de détermination $R^2=0,99$ et $R^2=0,97$ (respectivement pour $l_b=175$ mm et $l_b=250$ mm). Ces résultats indiquent que le degré d'influence de la longueur d'ancrage sur la résistance au fendage diminue légèrement avec l'augmentation de la température. A 50°C, la résistance d'adhérence pour $l_b=175$ mm est 28% supérieure à celle pour $l_b=250$ mm. Cette disparité diminue à 25% à 100 °C, et à 22% à 200°C.

Pour la résine 2, les essais ont été conduits aux mêmes niveaux de contrainte pour les deux longueurs d'ancrage, à savoir $l_b=175$ mm et $l_b=375$ mm. Les essais ont été effectués à 5 MPa, 4 MPa et 2 MPa. La Figure 59 (à droite) présente les résistances en fonction de la température moyenne à la rupture mesurée à la surface de la barre à l'aide des thermocouples TC1 et TC2. Les écarts de température entre TC1 et TC2 ont été importants (allant jusqu'à ~100°C), ce qui indique que la température n'était pas uniforme dans l'ancrage. Néanmoins, en considérant la température moyenne des TC1 et TC2, les résultats indiquent que l'effet de la longueur d'ancrage sur la résistance au fendage diminue avec l'augmentation de la température.

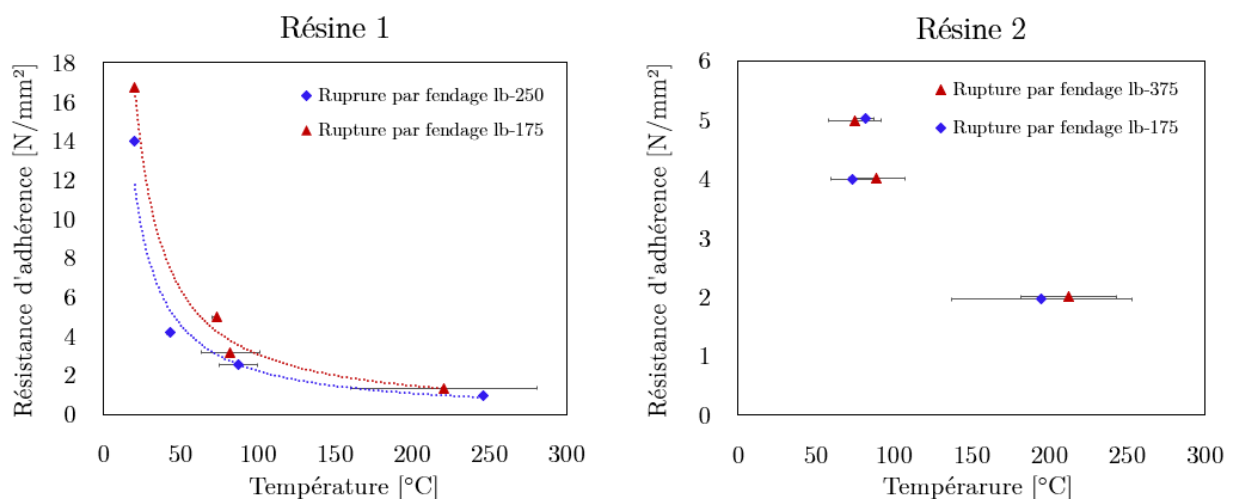


Figure 59: Influence de la longueur d'ancrage sur la résistance d'adhérence au fendage du béton à haute température

6. Synthèse du chapitre

Ce chapitre a été consacré à l'étude expérimentale de la dégradation de la résistance au fendage du béton des scellements chimiques d'armatures à haute température. Dans cette optique, une campagne de 76 essais d'arrachement a été menée à température ambiante et à des températures élevées. Les essais ont été effectués sur deux produits adhésif commercialisés de natures chimiques différentes. Initialement les essais ont été réalisés à température ambiante pour quantifier les capacités ultimes au fendage de référence en fonction de l'enrobage du béton et les comparées à celles prédites par l'équation de fendage fournie par le modèle de l'EAD 332402 [36] . Ensuite, les essais ont été conduits à haute température sous un chargement constant en utilisant deux scénarios de chauffage (chauffage électrique et chauffage au gaz selon la courbe ISO ...). Les dispositifs de chauffage électrique utilisés dans ce travail expérimental ont été fabriqués en interne au CSTB et adaptés aux configurations d'essais. Leur efficacité à générer des gradients de température dans la couche du béton en fonction du temps d'exposition a été comparée à celle d'un chauffage conforme à la norme ISO 834-1. D'après l'analyse des résultats obtenus, les conclusions suivantes ont été retenues :

- La rupture par adhérence à haute température dépend de la température atteinte dans l'ancrage. En effet, le fendage du béton survient à des températures relativement faibles, tandis que la rupture intervient dans la couche de résine à des températures plus élevées.
- La dégradation de la résistance au fendage avec l'augmentation de la température est aussi significative que celle de l'adhérence.
- La température de transition à laquelle le mode de ruine passe du fendage à l'arrachement dépend de l'enrobage. Plus l'enrobage est grand plus la rupture par arrachement a tendance à régir le comportement en traction des scellements chimiques d'armatures à haute température.
- Les deux scénarios de chauffage (électrique et feu ISO 834-1) conduisent à des niveaux de température de rupture similaires au niveau de l'ancrage pour une même contrainte appliquée.
- Le degré d'influence de la longueur d'ancrage sur la résistance au fendage du béton diminue à haute température, en raison de l'effet de la température qui homogénéise la distribution des contraintes le long la barre.

Les observations issues de cette étude, notamment la dégradation de la résistance au fendage avec la température, l'influence de l'enrobage du béton sur la zone de transition de la rupture (du fendage à l'arrachement), ainsi que l'influence de la longueur d'ancrage, contribueront à l'élaboration de la méthode de qualification et de dimensionnement des

scellements chimiques dans le béton en situation d'incendie, présentée dans le chapitre 4.

CHAPITRE 3 : MODELISATION DE LA DISTRIBUTION DES CONTRAINTES RADIALES ET TANGENTIELLES A TRAVERS L'ÉPAISSEUR DE L'ENROBAGE A HAUTE TEMPERATURE

1. Introduction

Ce chapitre présente un modèle analytique du phénomène de fendage du béton pour les armatures scellées à température ambiante et à haute température. L'objectif principal est d'étudier l'effet de l'action de la barre sur le béton environnant et d'analyser la distribution des contraintes radiales et circonférentielles à travers l'épaisseur de l'enrobage. Ce modèle s'appuie sur le modèle du cylindre épais soumis à une pression interne, proposé pour la première fois par Tepfers en 1979. Ce chapitre vise trois objectifs principaux :

- 1) Adapter le modèle du cylindre épais soumis à une pression interne aux armatures rapportées dans le béton avec une couche de résine autour de la barre.
- 2) Améliorer le modèle en prenant en compte le comportement endommagé du béton dans la zone fissurée en intégrant la dégradation de sa rigidité, spécifiquement en introduisant un module d'Young dégradé.
- 3) Etudier la réponse du béton sous l'action de la barre en traction à haute température. Le modèle sera étendu pour analyser l'effet de la température sur le comportement du béton et de la résine, et pour étudier la réponse du béton sous l'action de la barre tendue à haute température.

2. Description du modèle

Lors de l'application d'une charge de traction sur une barre d'armature, les verrous appuient sur le béton, créant ainsi des bielles comprimées de béton formant un angle α avec l'axe de l'armature. Les composantes radiales de ces bielles sont équilibrées dans l'enrobage par des anneaux de béton tendus [1, 2, 3]. Les armatures scellées dans le béton suivent un mécanisme similaire : la charge est déviée par les verrous de la barre et est transférée au béton par adhésion ainsi que par des phénomènes micromécaniques à l'interface résine/béton, en raison de la rugosité de la surface du trou. Le mode de rupture est directement lié à l'état de contrainte de ces anneaux. Si la contrainte circonférentielle

induite σ_θ , dépasse la capacité en traction de l'anneau en béton, la rupture se manifeste par un fendage caractérisé par la formation d'une fissure longitudinale le long de la barre (Figure 60).

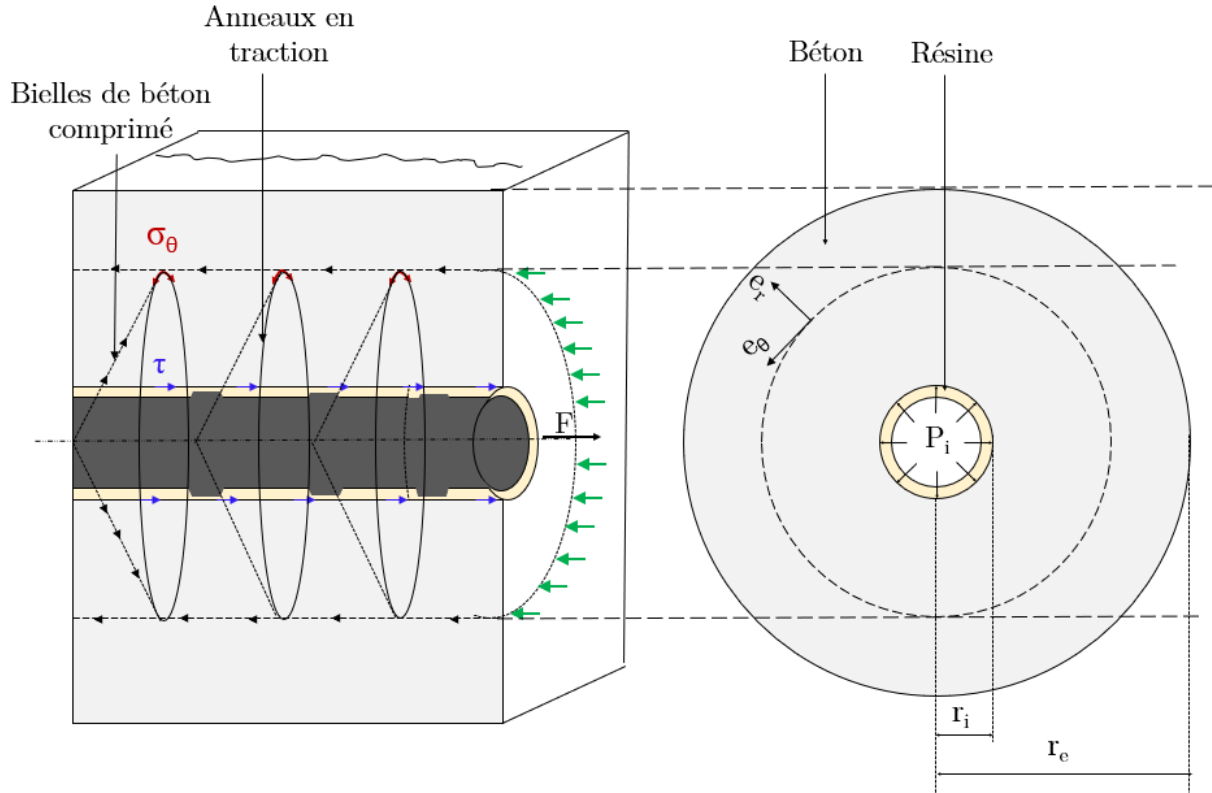


Figure 60 : Schéma représentatif du modèle du cylindre épais soumis à une pression interne en 2D

En 1979, Tepfers [51] a proposé de modéliser ce comportement à l'aide d'une analogie avec un cylindre épais soumis à une pression interne. Dans ce modèle, le cylindre représente l'épaisseur d'enrobage confinant l'armature, et la pression interne présente les composantes radiales créées par les verrous de l'armature. Il a été conclu que la rupture d'adhérence se produisait quand la section du cylindre est partiellement ou entièrement fissurée (Figure 61). Dans la littérature, plusieurs modèles de fissures discrètes ont été adoptés pour investiguer la zone fissurée, comme le modèle élasto-cohésif de Gambarova et al [63]. Cependant, dans ce modèle, le nombre de fissures doit être connu à l'avance, ce qui le rend inapplicable aux structures dont le nombre réel de fissures est difficile à prédire. En outre, les modèles existants négligent souvent l'effet de poisson dans les calculs. Pour surmonter ce problème, certains chercheurs comme Sakai et al. [3] ont proposé un modèle qui néglige la zone de béton fissuré.

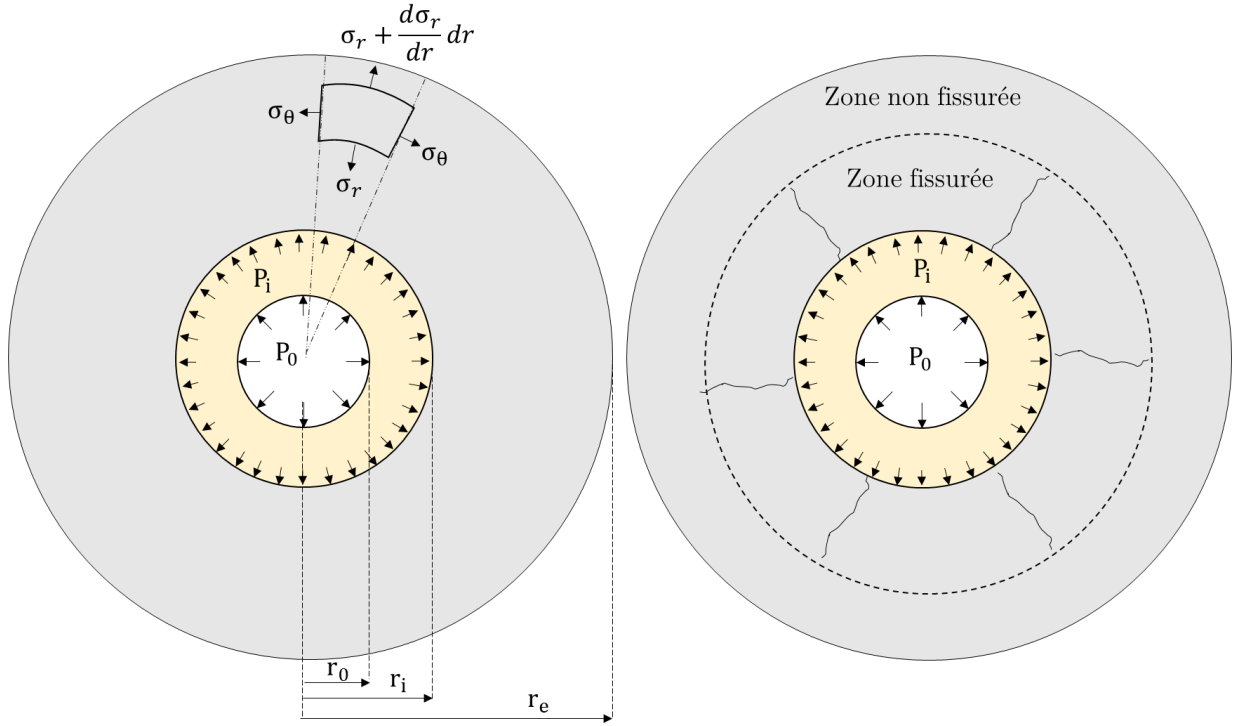


Figure 61: Schéma représentatif de l'état du béton dans un anneau en traction

Le présent travail propose un modèle qui prend en considération la dégradation des propriétés mécaniques du béton dans la zone fissurée, à température ambiante et à haute température. Il s'agit de présenter, sur la base de la réponse irréversible du béton, un modèle de comportement dont l'élastoplasticité est prise en considération. La méthode consiste à considérer la dégradation de la rigidité du béton en intégrant un module d'Young du matériau endommagé $E_d(r)$ et $E_d(r, T)$ dans le système d'équilibre global dans la zone fissurée (à température ambiante et à haute température). Ce dernier a été évalué en fonction de la déformation circonférentielle à travers l'épaisseur du cylindre, cette dernière étant diminuée en s'éloignant de la paroi interne où la pression est appliquée. Le module d'Young varie donc d'un état dans lequel le matériau travaille dans la zone élastique (la déformation ne dépassant pas déformation élastique) et diminue jusqu'à un état d'endommagement total.

Figure 62 présente un schéma résumant les étapes de la modélisation. Chaque étape sera détaillée progressivement au fur et à mesure du développement de ce chapitre.

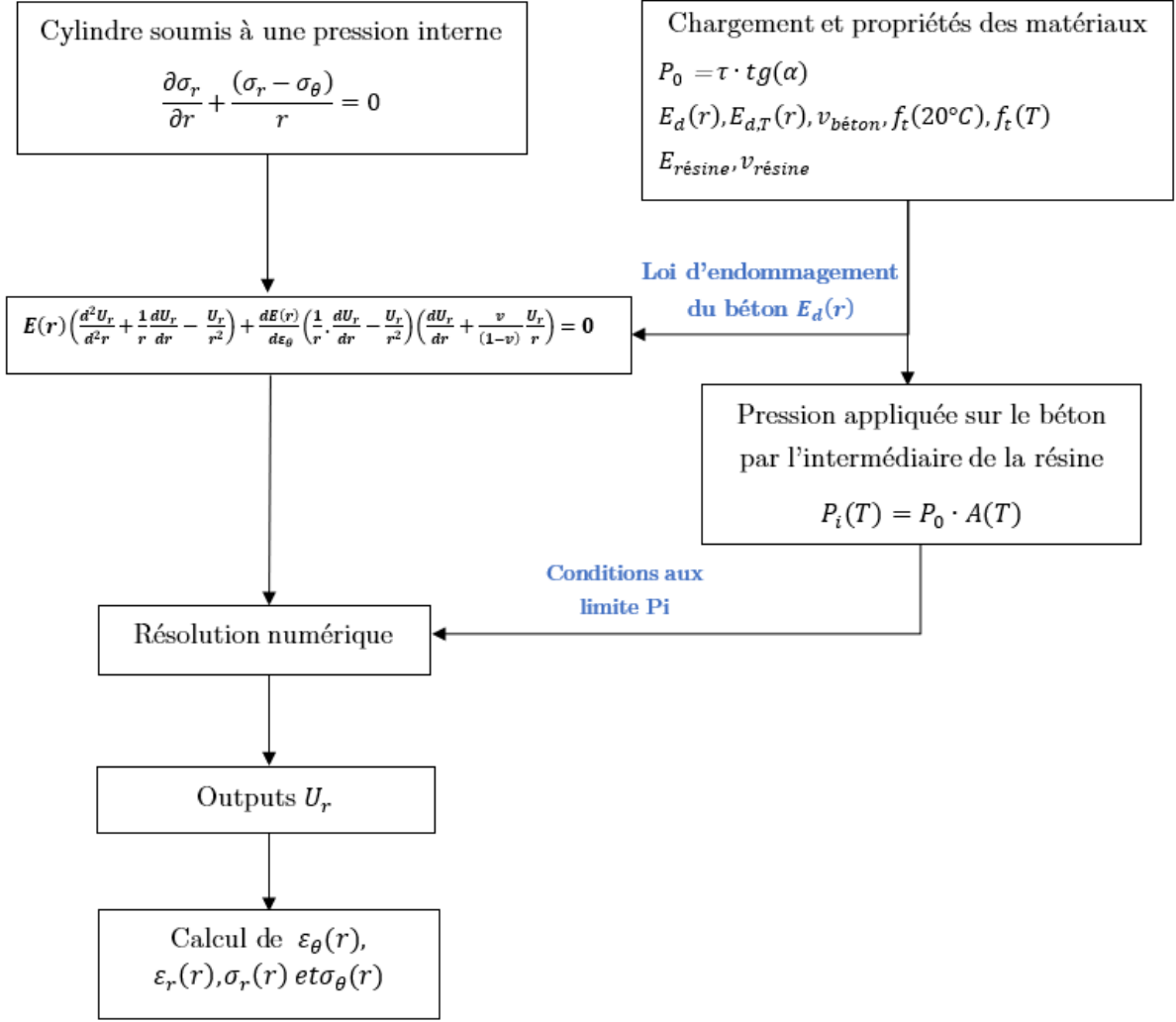


Figure 62 : Schéma représentatif de la méthode de modélisation

3. Hypothèses du modèle

- La pression interne appliquée au cylindre représente la contrainte radiale transmise au béton par l'intermédiaire des verrous de la barre d'armature. Cette pression interne est supposée uniforme autour du périmètre et agit perpendiculairement à la surface interne du cylindre à l'interface résine/béton, bien que les verrous ne soient pas des entités continues sur toute la surface de la barre, mais sont répartis le long de celle-ci, avec un certain espacement sur le long de la barre, ce qui peut entraîner une distribution non-uniforme dans la réalité (Figure 63).
- Le modèle est analysé en 2D avec une géométrie axisymétrique dans un état de déformation plane, sans considération des variations suivant l'axe longitudinal de la barre z .

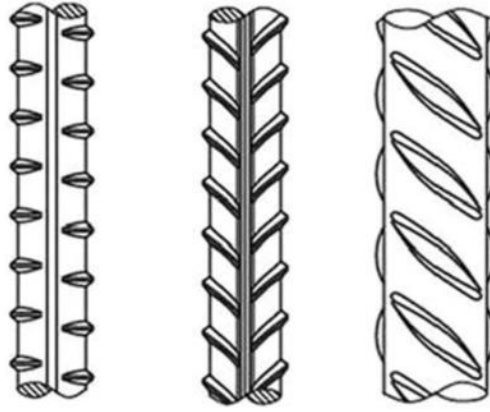


Figure 63 : Différentes géométries de verrous d'armature

- La résolution est réalisée dans un cadre isothermique, où la température est supposée constante à travers la section transversale du cylindre. Ainsi, les gradients thermiques internes sont négligés et seuls les effets des propriétés mécaniques modifiées par la température sont pris en compte.
- La température est également supposée uniforme le long de l'ancrage $T_{résine}(z) = \text{Constante}$.

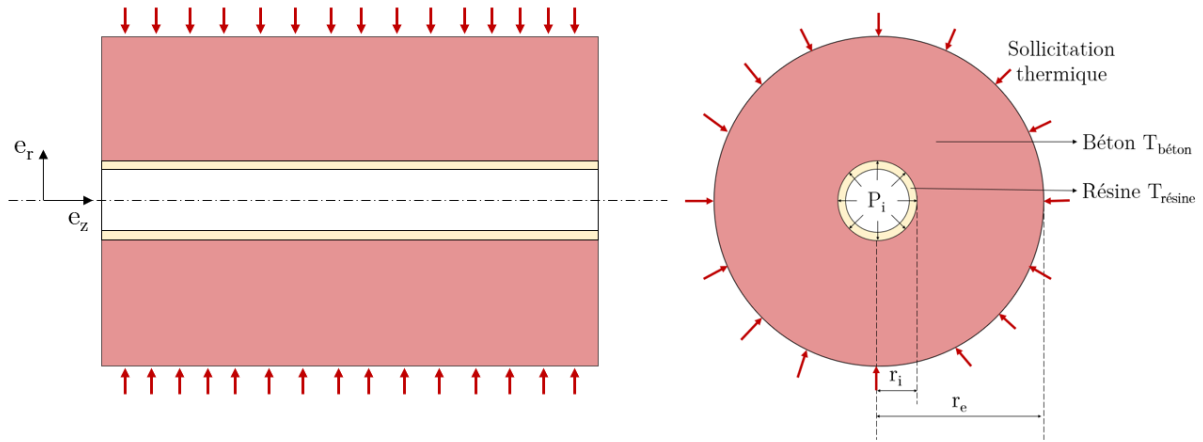


Figure 64 : Conditions thermiques du modèle à haute température

4. Equations constitutives du modèle

4.1 Equations d'équilibre

La géométrie et les conditions aux limites permettent de supposer que le champ de déplacement s'écrit (pas de rotation de la barre autour de z) :

$$U(r, \theta, z) = U_r \bar{e}_r + U_z \bar{e}_z$$

Champs de déformation $\bar{\epsilon} = \frac{1}{2} (\overline{\text{grad}}(\bar{U}) + \overline{\text{grad}}(\bar{U})^T)$

$$\bar{\bar{\varepsilon}} = \begin{pmatrix} \varepsilon_r & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_\theta & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial U_r}{\partial r} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{U_r}{r} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial U_z}{\partial z} \end{pmatrix}$$

Relation champs de contraintes / déformations (Eq. Lamé)

$$\bar{\bar{\sigma}} = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \text{tr}(\bar{\bar{\varepsilon}}) \bar{\bar{\delta}} + \frac{E}{(1+\nu)} \bar{\bar{\varepsilon}} = \lambda. \text{tr}(\bar{\bar{\varepsilon}}) \bar{\bar{\delta}} + 2\mu \bar{\bar{\varepsilon}}$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \lambda + 2\mu & \lambda & \lambda \\ \lambda & \lambda + 2\mu & \lambda \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2\mu \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{dU_r}{dr} \\ \frac{U_r}{r} \\ \frac{dU_z}{dz} \end{pmatrix}$$

Avec : $\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ et $2\mu = \frac{E}{(1+\nu)}$

$$\sigma_r = \lambda \left(\frac{dU_r}{dr} + \frac{U_r}{r} + \frac{dU_z}{dz} \right) + 2\mu \frac{dU_r}{dr}$$

$$\sigma_\theta = \lambda \left(\frac{dU_r}{dr} + \frac{U_r}{r} + \frac{dU_z}{dz} \right) + 2\mu \frac{U_r}{r}$$

$$\sigma_z = \lambda \left(\frac{dU_r}{dr} + \frac{U_r}{r} + \frac{dU_z}{dz} \right) + 2\mu \frac{dU_z}{dz}$$

Etant donné que la résolution est effectuée en 2D, la dérivée de la composante de déplacement par rapport à l'axe z est nulle, soit $\frac{dU_z}{dz} = 0$.

D'après l'équation d'équilibre en absence de forces volumiques ($\bar{f}$) $\overline{Div}(\bar{\bar{\sigma}}) + \rho \bar{f} = 0 \rightarrow \overline{Div}(\bar{\bar{\sigma}}) = 0$, on obtient :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} = 0$$

$$\frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} = 0$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0$$

L'équation d'équilibre à résoudre est la suivante :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} = 0 \quad (Eq\ 3.1)$$

En substituant les expressions des contraintes (σ_r et σ_θ) en termes de déplacements dans l'équation d'équilibre, on obtient l'équation avec une seule inconnue U_r :

$$\frac{d}{dr} \left(\lambda \left(\frac{dU_r}{dr} + \frac{U_r}{r} \right) + 2\mu \frac{dU_r}{dr} \right) + \frac{1}{r} \left(2\mu \frac{dU_r}{dr} - 2\mu \frac{U_r}{r} \right) = 0 \quad (Eq\ 3.2)$$

4.2 Transfert des contraintes interfaciales résine/béton

Avant de procéder à la résolution de l'équation d'équilibre, la première étape consiste à déterminer la pression interne appliquée sur le cylindre de béton par l'intermédiaire de la couche de résine. Pour ce faire, nous considérons deux cylindres creux, voir la Figure 65 :

- 1) Le cylindre creux résine : $r_0 \leq r \leq r_i$, la pression interne est P_0 , la pression externe est P_i et constitue l'inconnue,
- 2) Le cylindre creux béton : $r_i \leq r \leq r_e$, la pression interne P_i constitue l'inconnue. La pression externe est $P_e = 0$.

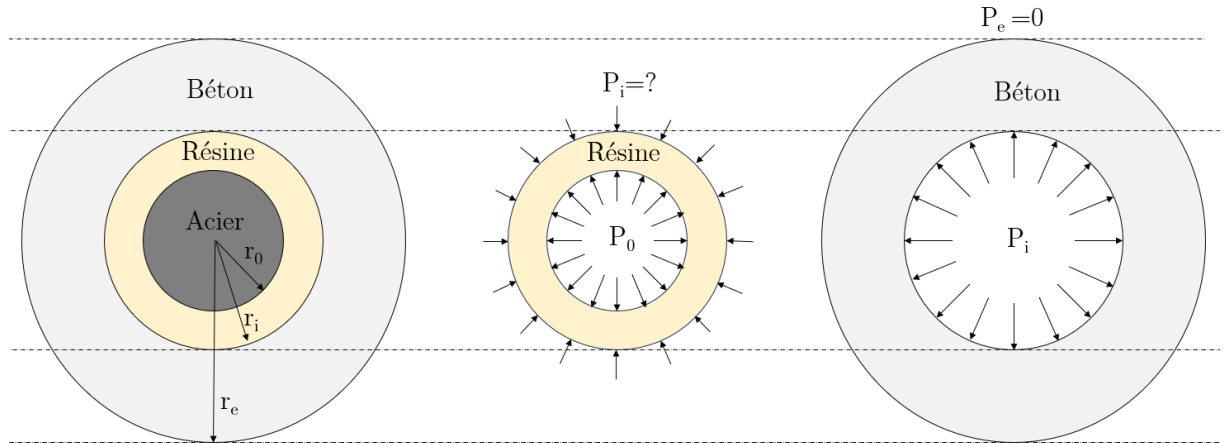


Figure 65 : Transfert interfaciale des contraintes radiales entre la résine et le béton

La forme générale de l'équation du déplacement radial U_r pour un cylindre creux soumis à une pression interne P_i et externe P_e est obtenue par la résolution de l'équation (Eq 3.2) dans le domaine élastique.

$$U_r(r) = -\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} \cdot \frac{(P_e r_e^2 - P_i r_i^2)}{r_e^2 - r_i^2} r + \frac{(1+\nu)}{E} \cdot \frac{(P_i - P_e)}{r_e^2 - r_i^2} \cdot \frac{r_e^2 r_i^2}{r}$$

$$U_r(r) = -\frac{v}{\lambda} \cdot \frac{(P_e r_e^2 - P_i r_i^2)}{r_e^2 - r_i^2} r + \frac{1}{2\mu} \cdot \frac{(P_i - P_e)}{r_e^2 - r_i^2} \cdot \frac{r_e^2 r_i^2}{r}$$

En appliquant cette équation sur le cylindre en béton, on obtient :

$$U_{r,\text{béton}}(r) = \frac{v_{\text{béton}}}{\lambda_{\text{béton}}} \cdot \frac{P_i r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} r + \frac{1}{2\mu_{\text{béton}}} \cdot \frac{P_i}{r_e^2 - r_i^2} \cdot \frac{r_e^2 r_i^2}{r}$$

A l'interface béton/résine $r = r_i$, le déplacement radial devient :

$$U_{r,\text{béton}}(r_i) = \frac{v_{\text{béton}}}{\lambda_{\text{béton}}} \cdot \frac{P_i r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} r_i + \frac{1}{2\mu_{\text{béton}}} \cdot \frac{P_i}{r_e^2 - r_i^2} \cdot \frac{r_e^2 r_i^2}{r_i}$$

$$U_{r,\text{béton}}(r_i) = \frac{v_{\text{béton}}}{\lambda_{\text{béton}}} \cdot \frac{P_i r_i^3}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{béton}}} \cdot \frac{P_i}{r_e^2 - r_i^2} \cdot r_e^2 r_i$$

$$U_{r,\text{béton}}(r_i) = P_i \left(\frac{v_{\text{béton}}}{\lambda_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_i^3}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_e^2 r_i}{r_e^2 - r_i^2} \right)$$

En calculant le déplacement sur le cylindre de résine, on obtient :

$$U_{r,\text{résine}}(r) = -\frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} \cdot \frac{(P_i r_i^2 - P_0 r_0^2)}{r_i^2 - r_0^2} r + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \cdot \frac{(P_0 - P_i)}{r_i^2 - r_0^2} \cdot \frac{r_i^2 r_0^2}{r}$$

A l'interface béton/résine $r = r_i$, le déplacement radial devient :

$$U_{r,\text{résine}}(r_i) = -\frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} \cdot \frac{(P_i r_i^2 - P_0 r_0^2)}{r_i^2 - r_0^2} r_i + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \cdot \frac{(P_0 - P_i)}{r_i^2 - r_0^2} \cdot r_0^2 r_i$$

Pour assurer la continuité des déplacements, à l'interface résine/béton $r = r_i$, il faut que les déplacements du cylindre en béton correspondent à ceux du cylindre en résine :

$$\begin{aligned} U_{r,\text{béton}}(r_i) &= U_{r,\text{résine}}(r_i) \\ &= -\frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} \cdot \frac{(P_i r_i^2 - P_0 r_0^2)}{r_i^2 - r_0^2} r_i + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \cdot \frac{(P_0 - P_i)}{r_i^2 - r_0^2} \cdot r_0^2 r_i \\ &= P_i \left(\frac{v_{\text{béton}}}{\lambda_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_i^3}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_e^2 r_i}{r_e^2 - r_i^2} \right) \\ P_i \left(-\frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_i^3}{r_i^2 - r_0^2} - \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_0^2 r_i}{r_i^2 - r_0^2} \right) &+ P_0 \left(\frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_0^2 r_i}{r_i^2 - r_0^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_0^2 r_i}{r_i^2 - r_0^2} \right) \\ &= P_i \left(\frac{v_{\text{béton}}}{\lambda_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_i^3}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_e^2 r_i}{r_e^2 - r_i^2} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_i & \left(\frac{v_{\text{béton}}}{\lambda_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_i^3}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_e^2 r_i}{r_e^2 - r_i^2} \right) + P_i \left(\frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_i^3}{r_i^2 - r_0^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_0^2 r_i}{r_i^2 - r_0^2} \right) \\
& = P_0 \left(\left(\frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \right) \cdot \frac{r_0^2 r_i}{r_i^2 - r_0^2} \right) \\
P_i & \left(\frac{v_{\text{béton}}}{\lambda_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_i^3}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_e^2 r_i}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_i^3}{r_i^2 - r_0^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_0^2 r_i}{r_i^2 - r_0^2} \right) \\
& = P_0 \left(\left(\frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \right) \cdot \frac{r_0^2 r_i}{r_i^2 - r_0^2} \right) \\
P_i & = P_0 \frac{\left(\frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \right) \cdot \frac{r_0^2 r_i}{r_i^2 - r_0^2}}{\frac{v_{\text{béton}}}{\lambda_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_i^3}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_e^2 r_i}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_i^3}{r_i^2 - r_0^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_0^2 r_i}{r_i^2 - r_0^2}} \\
P_i & = P_0 \frac{\left(\frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \right) \cdot \frac{r_0^2}{r_i^2 - r_0^2}}{\frac{v_{\text{béton}}}{\lambda_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_e^2}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_i^2}{r_i^2 - r_0^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_0^2}{r_i^2 - r_0^2}}
\end{aligned}$$

Pour simplifier, on note :

$$P_i = P_0 \cdot A \quad (\text{Eq 3.3})$$

Avec A le coefficient de transfert de pression :

$$A = \frac{\left(\frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \right) \cdot \frac{r_0^2}{r_i^2 - r_0^2}}{\frac{v_{\text{béton}}}{\lambda_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_i^2}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{béton}}} \cdot \frac{r_e^2}{r_e^2 - r_i^2} + \frac{v_{\text{résine}}}{\lambda_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_i^2}{r_i^2 - r_0^2} + \frac{1}{2\mu_{\text{résine}}} \cdot \frac{r_0^2}{r_i^2 - r_0^2}}$$

Dans le cas où on considère deux cylindres différents en résine et en béton, le coefficient A est étroitement lié aux propriétés mécaniques de la résine, notamment au coefficient de poisson et au module d'élasticité, ainsi qu'aux dimensions géométriques r_0 , r_i et r_e .

Dans le cas où on suppose que les deux cylindres sont constitués d'un même matériau, c'est-à-dire que leurs propriétés mécaniques sont identiques ($v_{\text{béton}} = v_{\text{résine}}$; $\lambda_{\text{béton}} = \lambda_{\text{résine}} = \lambda$ et $\mu_{\text{résine}} = \mu_{\text{béton}} = \mu$) on retrouve pour A l'expression de la solution élastique d'un cylindre homogène dépendant uniquement des dimensions géométriques et indépendant des propriétés mécaniques du matériau [65] :

$$A = \frac{-r_0^4 + r_0^2 \cdot r_i^2}{(r_0^2 - r_e^2) \cdot r_i^2}$$

La Figure 66 illustre la variation du coefficient A avec le rayon de la barre (sans cannelures) r_0 . A chaque itération, la valeur de r_i a été augmenter systématiquement de

2 mm par rapport à r_0 , d'une manière à obtenir une épaisseur constante de la couche de la résine de 2 mm. La rayon externe r_e a été fixé à 50 mm. Les propriétés des matériaux utilisées correspondent à celles considérées à températures ambiante et sont fournies ultérieurement dans le

Tableau 19. La figure montre qu'une augmentation du rayon r_0 , passant de 6 mm à 15 mm, entraîne une élévation du coefficient de transfert A, qui passe de 0,76 à 0,89, ce qui correspond à une variation de 13%.

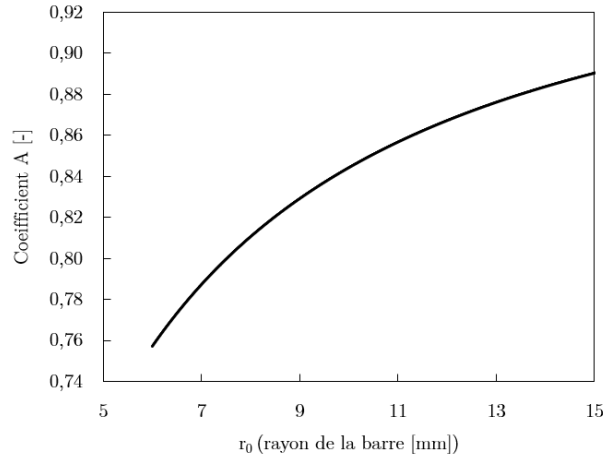


Figure 66: variation du coefficient A avec le rayon r_0

4.3 Comportement élasto-endommageable du béton

Dans la zone fissurée, la rigidité du matériau diminue progressivement à mesure que les fissures se développent et s'élargissent. Le phénomène de localisation des déformations, provoqué par la coalescence des microfissures, confère au matériau un comportement adoucissant [65]. Cette réduction de rigidité se traduit par une dégradation apparente du module de Young. Pour décrire cet endommagement progressif du béton, le module de Young dégradé E_d a été intégré dans les équations constitutives de ce modèle, en tenant compte également de sa variation en fonction de r . En effet, la dégradation du module de Young du béton endommagé est décrite en fonction de la déformation ε_θ (Figure 67). Cette dernière varie en fonction de la distance par rapport à la paroi interne du cylindre, où la pression interne est appliquée. Par conséquent, le module de Young endommagé, noté $E_d(r)$, varie également en fonction de r . Cette relation permet de modéliser la distribution de la rigidité du béton dans la zone fissurée. Les modèles de la mécanique

d'endommagement intègrent souvent une variable d'endommagement (D) qui évolue de 0 (matériau intact) à 1 (matériau complètement endommagé) [66].

$$E_d = (1 - D)E_0$$

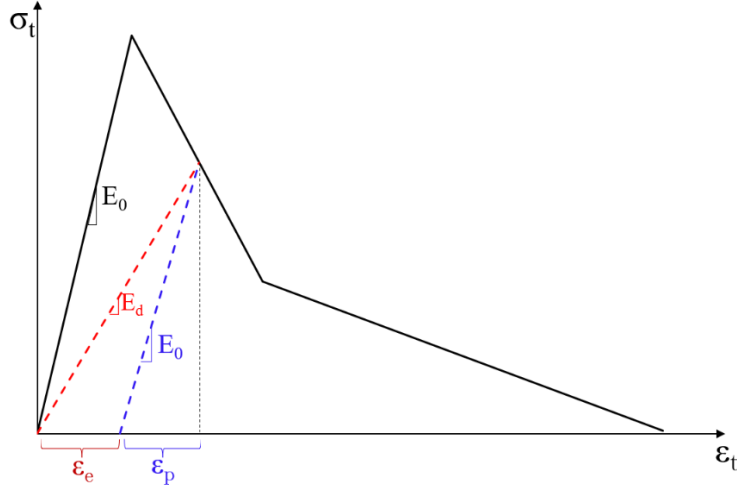


Figure 67 : Courbe contrainte-déformation en traction du béton

En tenant en compte la variation du module de Young dans la section de béton en fonction de l'endommagement, l'équation (Eq 3.2) peut être reformulée de la manière suivante :

$$\lambda \frac{d}{dr} \left(\frac{dU_r}{dr} + \frac{U_r}{r} \right) + \left(\frac{dU_r}{dr} + \frac{U_r}{r} \right) \frac{d\lambda}{dr} + 2\mu \frac{d^2 U_r}{dr^2} + 2 \frac{dU_r}{dr} \frac{d\mu}{dr} + \frac{1}{r} \left(2\mu \frac{dU_r}{dr} - 2\mu \frac{U_r}{r} \right) = 0$$

Nous avons $\lambda = \frac{v E_d(r)}{(1+v)(1-v)}$ donc :

$$\frac{d\lambda}{dr} = \left(\frac{v}{(1+v)(1-v)} \right) \frac{dE_d(r)}{dr} = \left(\frac{v}{(1+v)(1-v)} \right) \frac{dE_d(r)}{d\epsilon_\theta} \cdot \frac{d\epsilon_\theta}{dr}$$

En remplaçant ϵ_θ par $\frac{U_r}{r}$ on obtient :

$$\begin{aligned} \frac{d\lambda}{dr} &= \left(\frac{v}{(1+v)(1-v)} \right) \frac{d}{dr} \left(\frac{U_r}{r} \right) \cdot \frac{dE_d(r)}{d\epsilon_\theta} \\ &= \left(\frac{v}{(1+v)(1-v)} \right) \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) \cdot \frac{dE_d(r)}{d\epsilon_\theta} \end{aligned}$$

De la même manière, nous déterminons $2 \frac{d\mu}{dr}$

$$2 \frac{d\mu}{dr} = \frac{1}{1+v} \frac{dE(r)}{dr} = \frac{1}{1+v} \frac{dE_d(r)}{d\epsilon_\theta} \cdot \frac{d\epsilon_\theta}{dr}$$

$$= \frac{1}{1+v} \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) \cdot \frac{dE_d(r)}{d\varepsilon_\theta}$$

Maintenant en remplaçant $\frac{d\lambda}{dr}$ et $\frac{d\mu}{dr}$ par leurs expressions, on obtient l'équation ci-dessous :

$$\left(\frac{vE_d(r)}{(1+v)(1-2v)} \right) \frac{d}{dr} \left(\frac{dU_r}{dr} + \frac{U_r}{r} \right) + \left(\frac{dU_r}{dr} + \frac{U_r}{r} \right) \left(\frac{v}{(1+v)(1-2v)} \right) \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) \cdot \frac{dE_d(r)}{d\varepsilon_\theta} + \frac{E_d(r)}{1+v} \frac{d^2U_r}{dr^2} + \frac{dU_r}{dr} \frac{1}{1+v} \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) \cdot \frac{dE_d(r)}{d\varepsilon_\theta} + \frac{1}{r} \frac{E_d(r)}{1+v} \left(\frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r} \right) = 0$$

Réarrangement de l'équation :

$$\rightarrow E_d(r) \left(\frac{1-v}{(1+v)(1-2v)} \right) \left(\frac{d^2U_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) + \frac{dE_d(r)}{d\varepsilon_\theta} \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) \left(\frac{(1-v)}{(1+v)(1-2v)} \right) \left(\frac{dU_r}{dr} + \frac{v}{(1-v)} \frac{U_r}{r} \right) = 0$$

L'équation d'équilibre à résoudre, en tenant compte du comportement endommagé du béton, devient :

$$E_d(r) \left(\frac{d^2U_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) + \frac{dE_d(r)}{d\varepsilon_\theta} \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) \left(\frac{dU_r}{dr} + \frac{v}{(1-v)} \frac{U_r}{r} \right) = 0 \quad (Eq \ 3.4)$$

4.4 Approximation du module de Young du béton endommagé

Pour simplifier la résolution de l'équation (3.3) intégrant $E_d(r)$, nous avons approché le module d'Young endommagé par une fonction exponentielle basée sur la déformation ε_θ . Cette relation peut être formulée comme suit :

$$E_d(r) = E_0 e^{-K(\varepsilon_\theta - \varepsilon_{lim})} = E_0 e^{-K\left(\frac{U_r}{r} - \varepsilon_{lim}\right)} \quad (Eq \ 3.5)$$

Où E_0 est le module de Young initial du béton intact, k est un paramètre de dégradation, ε_θ est la déformation à une distance r , et ε_{lim} est la déformation à la limite élastique du béton. L'endommagement débute lorsque la déformation atteint sa valeur seuil ε_{lim} . Lorsque $\varepsilon_\theta = \varepsilon_{lim}$, $E_d(r) = E_0$, correspondant ainsi au module de Young du béton intact.

Après avoir approximer l'expression de la dégradation du module de Young, l'équation (Eq 3.4) peut être développée en intégrant les expressions $E_d(r) = E_0 e^{-k(\varepsilon_\theta - \varepsilon_{lim})}$ et $\frac{dE_d(r)}{d\varepsilon_\theta} = -E_0 K e^{-k(\varepsilon_\theta - \varepsilon_{lim})}$.

$$\begin{aligned}
E_0 e^{-k\left(\frac{U_r}{r} - \varepsilon_{lim}\right)} \left(\frac{d^2 U_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) - E_0 K e^{-k\left(\frac{U_r}{r} - \varepsilon_{lim}\right)} \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) \left(\frac{dU_r}{dr} + \frac{v}{(1-v)} \frac{U_r}{r} \right) &= 0 \\
\rightarrow \left(\frac{d^2 U_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) - K \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) \left(\frac{dU_r}{dr} + \frac{v}{(1-v)} \frac{U_r}{r} \right) &= 0 \\
\left(\frac{d^2 U_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) - K \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) \frac{dU_r}{dr} - K \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) \left(\frac{v}{(1-v)} \frac{U_r}{r} \right) &= 0 \\
\boxed{\left(\frac{d^2 U_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} \right) - K \left(\frac{1}{r} \cdot \left(\frac{dU_r}{dr} \right)^2 - \frac{U_r}{r^2} \frac{dU_r}{dr} \right) - K \left(\frac{v}{(1-v)} \right) \left(\frac{U_r}{r^2} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r^2}{r^3} \right)} &= 0 \quad (Eq. 3.6)
\end{aligned}$$

L'équation (Eq 3.6) est une équation différentielle ordinaire (EDO) non linéaire du second ordre. Il n'est pas évident d'obtenir une solution sous forme fermée. Par conséquent, nous avons opté pour une approche numérique en utilisant la méthode de Newton-Raphson. Cette méthode itérative permet d'obtenir des solutions approximatives en transformant l'équation différentielle en un système d'équations algébriques discrétisées, puis en affinant successivement les estimations jusqu'à atteindre la convergence.

5. Résolution numérique de l'équation d'équilibre par la méthode Newton-Raphson

Cette partie s'intéresse à la résolution de l'équation (Eq 3.6), pour calculer le déplacement radial en fonction de la distance par rapport à l'axe de la barre. La méthode de résolution utilisée se base sur un calcul de convergence en utilisant des différences finies. Le principe de cette méthode repose sur une estimation initiale de déplacement radiale et la discrétisation de l'intervalle de la variable en intervalles infinitésimaux. À chaque itération, les résidus, qui mesurent l'écart entre deux itérations successives, sont calculés. Ensuite, une matrice Jacobienne, contenant les dérivées partielles des résidus par rapport aux valeurs de la fonction, est construite. Le système linéaire ainsi formé est résolu pour obtenir une correction. Les valeurs de la fonction sont ensuite mises à jour en utilisant cette correction. Ce processus est répété jusqu'à ce que les résidus ou les corrections deviennent suffisamment petits, indiquant que la solution a convergé. Ainsi, la méthode de Newton-Raphson permet d'affiner progressivement les estimations de la solution jusqu'à obtenir une solution numérique précise, ce qui est particulièrement utile lorsque la résolution analytique est complexe ou impossible. Les étapes de la résolution sont détaillées ci-dessous.

i. Discrétisation de l'espace

La section du béton est divisée en « N » éléments (N cylindres creux), délimités par des frontières numérotées par un indice « j » variant de 0 à N . La frontière d'indice « 0 » correspond à la paroi interne du cylindre du béton (la paroi de contact résine/béton). Tandis que la frontière d'indice « N » correspond à la paroi externe. Chaque élément

possède un rayon de $r_j = r_0 + j \times h$, r_0 étant le rayon interne (rayon de trou) et h le pas de discrétisation $h = \frac{r_N - r_0}{N}$. Le déplacement radial est exprimé sous forme de valeurs discrètes d'indice « j », notées U_j , représentant le déplacement radial à une frontière « j ».

ii. Approximation des dérivées par les différences finies

La deuxième étape de la discrétisation de la résolution de l'équation (3.6) consiste à transformer cette équation en un système d'équations algébriques en utilisant les intervalles discrets. Cette transformation nécessite l'approximation des dérivées par les différences finies. Dans ce travail, les différences finies centrées ont été utilisées.

$$\left(\frac{dU_r}{dr}\right)_j = \frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h} ; \left(\frac{d^2U_r}{dr^2}\right)_j = \frac{U_{j+1} - 2U_j + U_{j-1}}{h^2}$$

iii. Discrétisation de l'équation

L'équation (Eq 3.7) est une approximation de l'équation continue (Eq 3.6) en utilisant les différences finies, appliquées à un incrément « j ».

$$\left(\frac{U_{j+1} - 2U_j + U_{j-1}}{h^2} + \frac{1}{r_j} \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h}\right) - \frac{U_j}{r_j^2}\right) - K \left(\frac{1}{r_j} \cdot \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h}\right)^2 - \frac{U_j}{r_j^2} \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h}\right)\right) - K \left(\frac{v}{(1-v)}\right) \left(\frac{U_j}{r_j^2} \cdot \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h}\right) - \frac{U_j^2}{r_j^3}\right) = 0 \quad (Eq 3.7)$$

Le système est caractérisé comme étant sous-déterminé, comportant $N + 1$ équations et de $N + 3$ inconnues. Pour le résoudre, les conditions aux limites aux parois interne et externe du cylindre ont été incorporées dans le système pour relier certaines inconnues entre elles. Les deux conditions ont permis d'exprimer U_{-1} en fonction U_0 et U_1 . Ainsi que U_{N+1} en fonction U_N et U_{N-1} . Cela nous a permis de réduire le nombre d'inconnues de $N + 3$ à $N + 1$, ce qui rend possible la résolution du système.

iv. Conditions limites en contrainte aux parois interne et externe du cylindre

Le cylindre creux en béton est soumis à une pression interne P_i et à une pression externe P_e nulle. Ces deux conditions permettent de dire que, lorsque $r_0 = r_i$, la contrainte radiale $\sigma_r(r_0) = -P_i$. De même, Pour $r_N = r_e$, la contrainte radiale $P_e = \sigma_r(r_N) = 0$. En utilisant le tenseur de Lamé pour relier le champs des contraintes au champs des déplacements, les contraintes radiales aux deux extrémités r_0 et r_N peuvent être exprimées en fonction des déplacements radiaux, ce qui permet d'obtenir les deux équations suivantes :

$$\sigma_r(r_0) = E_d(r_0) \left(\frac{1-v}{(1+v)(1-2v)} \right) \left(\frac{U_1 - U_{-1}}{2h} \right) + E_d(r_0) \left(\frac{v}{(1+v)(1-2v)} \right) \frac{U_0}{r_0} = -P_i$$

$$\sigma_r(r_N) = E_d(r_N) \left(\frac{1-v}{(1+v)(1-2v)} \right) \left(\frac{U_{N+1} - U_{N-1}}{2h} \right) + E_d(r_N) \left(\frac{v}{(1+v)(1-2v)} \right) \frac{U_N}{r_N} = 0$$

Selon ces équations, U_{-1} et U_{N+1} peuvent être exprimés respectivement en fonction de U_0 et U_1 , ainsi que de U_{N-1} et U_N .

$$\rightarrow U_{-1} = \left(2h \frac{(1+v)(1-2v)}{E_0 e^{-k(\frac{U_r}{r} - \epsilon_{lim})} (1-v)} \right) P_i + \left(2h \frac{v}{1-v} \right) \frac{U_0}{r_0} + U_1 \quad (Eq \ 3.8)$$

$$\rightarrow U_{N+1} = - \left(2h \frac{v}{(1-v)} \right) \frac{U_N}{r_N} + U_{N-1} \quad (Eq \ 3.9)$$

v. Construction du système des équations

Le système à résoudre est constitué de $N + 1$ équations non linéaires. Chaque équation noté F_j (correspondant à un indice « j »), est calculée selon la formule (Eq 3.7) et dépend de U_{j-1} , U_j et U_{j+1} . Pour la première et la dernière équation, lorsque $j = 0$ et $j = N$, les déplacements U_{-1} et U_{N+1} ont été remplacés par leurs expressions déterminées dans les équations (Eq 3.8) et (Eq 3.9). La représentation du vecteur de la fonction F est la suivante.

$$\begin{pmatrix} F_0(U_0, U_1) \\ \vdots \\ F_j(U_{j-1}, U_j, U_{j+1}) \\ \vdots \\ F_N(U_{N-1}, U_N) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ \vdots \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{pmatrix}$$

Pour $j = 0$:

$$\begin{aligned}
F_0(U_0, U_1) &= \left(\frac{2U_1 - 2U_0}{h^2} + \frac{2(1+v)(1-2v)P_i}{hE_0 e^{-k\left(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim}\right)(1-v)}} + \frac{2vU_0}{h(1-v)r_0} - \frac{(1+v)(1-2v)P_i}{r_0 E_0 e^{-k\left(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim}\right)(1-v)}} - \frac{U_0}{(1-v)r_0^2} \right) - \\
&K \left(\frac{1}{r_0} \cdot \left(-\frac{(1+v)(1-2v)P_i}{E_0 e^{-k\left(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim}\right)(1-v)}} - \frac{vU_0}{(1-v)r_0} \right)^2 + \frac{(1+v)(1-2v)P_i U_0}{r_0^2 E_0 e^{-k\left(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim}\right)(1-v)}} + \frac{vU_0^2}{(1-v)r_0^3} \right) - \\
&K \left(\frac{v}{(1-v)} \right) \left(-\frac{(1+v)(1-2v)P_i U_0}{r_0^2 E_0 e^{-k\left(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim}\right)(1-v)}} - \frac{U_0^2}{(1-v)r_0^3} \right) = 0
\end{aligned}$$

Pour $1 < j < N$:

$$\begin{aligned}
F_0(U_{j-1}, U_j, U_{j+1}) &= \left(\frac{U_{j+1} - 2U_j + U_{j-1}}{h^2} + \frac{1}{r_j} \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h} \right) - \frac{U_j}{r_j^2} \right) - K \left(\frac{1}{r_j} \cdot \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h} \right)^2 - \right. \\
&\left. \frac{U_j}{r_j^2} \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h} \right) \right) - K \left(\frac{v}{(1-v)} \right) \left(\frac{U_j}{r_j^2} \cdot \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h} \right) - \frac{U_j^2}{r_j^3} \right) = 0
\end{aligned}$$

Pour $j = N$:

$$F_N(U_{N-1}, U_N) = \frac{2}{h^2} U_{N-1} + \left(-2 \frac{v}{h(1-v)r_N} - \frac{2}{h^2} - \frac{1}{(1-v)r_N^2} \right) U_N + \frac{Kv}{(1-v)} \frac{U_N^2}{r_N^3} = 0$$

vi. Estimation initiale de la solution et construction de la matrice jacobienne

Une fois le system d'équations $F(U)$ construit, l'étape suivante consiste à initier la résolution en choisissant un déplacement initial, Noté $U^0 (U_0^0, U_1^0, \dots, U_j^0, \dots, U_N^0)$, tel que $F(U^0) \neq 0$. A chaque itération k , le système d'équations est linéarisé autour de l'approximation courante de déplacement U^k en construisant la matrice jacobienne $J(U^k)$ et en évaluant $F(U^k)$. L'idée fondamentale est que si la dérivée des fonctions F_j par rapport aux déplacements U_j est connue, alors chaque F_j peut-être localement approximé par une fonction linéaire en utilisant la formule de Taylor :

$$F_i(U^k + \Delta U^k) \approx F_i(U^k) + \sum_0^N \frac{\partial F_i}{\partial U_j} \Delta U_j^k$$

Après avoir linéarisé le système, le système linéaire suivant est résolu pour obtenir la correction ΔU^k à l'approximation courante

$$J(U^k) \Delta U^k = -F(U^k) \rightarrow \Delta U^k = -[J(U^k)]^{-1} F(U^k)$$

$$\rightarrow \begin{pmatrix} \Delta U_0^k \\ \vdots \\ \Delta U_j^k \\ \vdots \\ \Delta U_N^k \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} \frac{\partial F_0}{\partial U_0} & \frac{\partial F_1}{\partial U_1} & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \frac{\partial F_j}{\partial U_{j-1}} & \frac{\partial F_j}{\partial U_j} & \frac{\partial F_j}{\partial U_{j+1}} & 0 & \cdot \\ \cdot & \cdot & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{\partial F_N}{\partial U_{N-1}} \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & \frac{\partial F_N}{\partial U_{N-1}} & \frac{\partial F_N}{\partial U_N} \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} F_0(U_0^k) \\ \vdots \\ F_j(U_j^k) \\ \vdots \\ F_N(U_N^k) \end{pmatrix}_k$$

Pour $j = 0$:

$$\begin{aligned} \rightarrow A_{00} &= \frac{\partial F_0}{\partial U_0} = \left(-\frac{2}{h^2} - \frac{2P_i e^{k(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim})}}{h r_0 E_0 \varepsilon_{lim}} - U_0 \frac{2P_i K e^{k(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim})}}{h E_0 \varepsilon_{lim}} + U_0 \frac{P_i K e^{k(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim})}}{r_0 E_0 \varepsilon_{lim}} - \frac{1}{r_0^2} \right) + \\ &\left(\frac{P_i e^{k(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim})}}{r_0 E_0 \varepsilon_{lim}} \right)^2 + \left(-\frac{r_0}{U_0} - K \right) \left(\frac{1}{r_0} \cdot 2 \left(U_0 \frac{P_i e^{k(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim})}}{r_0 E_0 \varepsilon_{lim}} \right) \left(\frac{P_i e^{k(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim})}}{r_0 E_0 \varepsilon_{lim}} + \right. \right. \\ &\left. \left. U_0 \frac{P_i K e^{k(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim})}}{r_0^2 E_0 \varepsilon_{lim}} \right) - \frac{1}{r_0^2} \left(2U_0 \frac{P_i e^{k(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim})}}{r_0 E_0 \varepsilon_{lim}} \right) - \frac{1}{r_0^2} \left(U_0^2 \frac{P_i K e^{k(\frac{U_0}{r_0} - \varepsilon_{lim})}}{E_0 \varepsilon_{lim}} \right) \right) \\ \rightarrow A_{01} &= \frac{\partial F_0}{\partial U_1} = \frac{2}{h^2} \end{aligned}$$

Pour $0 < j < N$:

$$\begin{aligned} A_{j(j-1)} &= \frac{\partial F_j}{\partial U_{j-1}} = \frac{1}{h^2} - \frac{1}{2h r_j} + \left(-\frac{r_j}{U_j} - K \right) \left(\frac{-1}{h r_j} \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h} \right) + \frac{U_j}{2h r_j^2} \right) \\ A_{jj} &= \frac{\partial F_j}{\partial U_j} = \frac{-2}{h^2} - \frac{1}{r_j^2} + \frac{r_j}{U_j^2} \left(\frac{1}{r_j} \cdot \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h} \right)^2 - \frac{U_j}{r_j^2} \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h} \right) \right) \\ &\quad - \left(-\frac{r_j}{U_j} - K \right) \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h r_j^2} \right) \\ A_{j(j+1)} &= \frac{\partial F_j}{\partial U_{j+1}} = \frac{1}{h^2} + \frac{1}{2h r_j} + \left(-\frac{r_j}{U_j} - K \right) \left(\frac{1}{h r_j} \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h} \right) - \frac{U_j}{2h r_j^2} \right) \end{aligned}$$

Pour $j = N$:

$$A_{N(N-1)} = \frac{\partial F_N}{\partial U_{N-1}} = \frac{2}{h^2}$$

$$A_{NN} = \frac{\partial F_N}{\partial U_N} = \frac{Kv}{(1-v)} \frac{2U_N}{r_N^3} - \frac{2v}{h(1-v)r_N} - \frac{2}{h^2} - \frac{1}{(1-v)r_N^2}$$

Ensuite, l'approximation courante de déplacement U^{k+1} est mise à jour en ajoutant la correction ΔU^k .

$$U^{k+1} = U^k + \Delta U^k$$

Ce processus itératif est poursuivi jusqu'à ce que le critère de convergence soit atteint, et cela quand $F(U^{k+1})$, soit suffisamment proche de zéro.

Les étapes de la résolution numérique avec la méthode de Newton-Raphson peuvent être résumées dans le schéma ci-dessous :

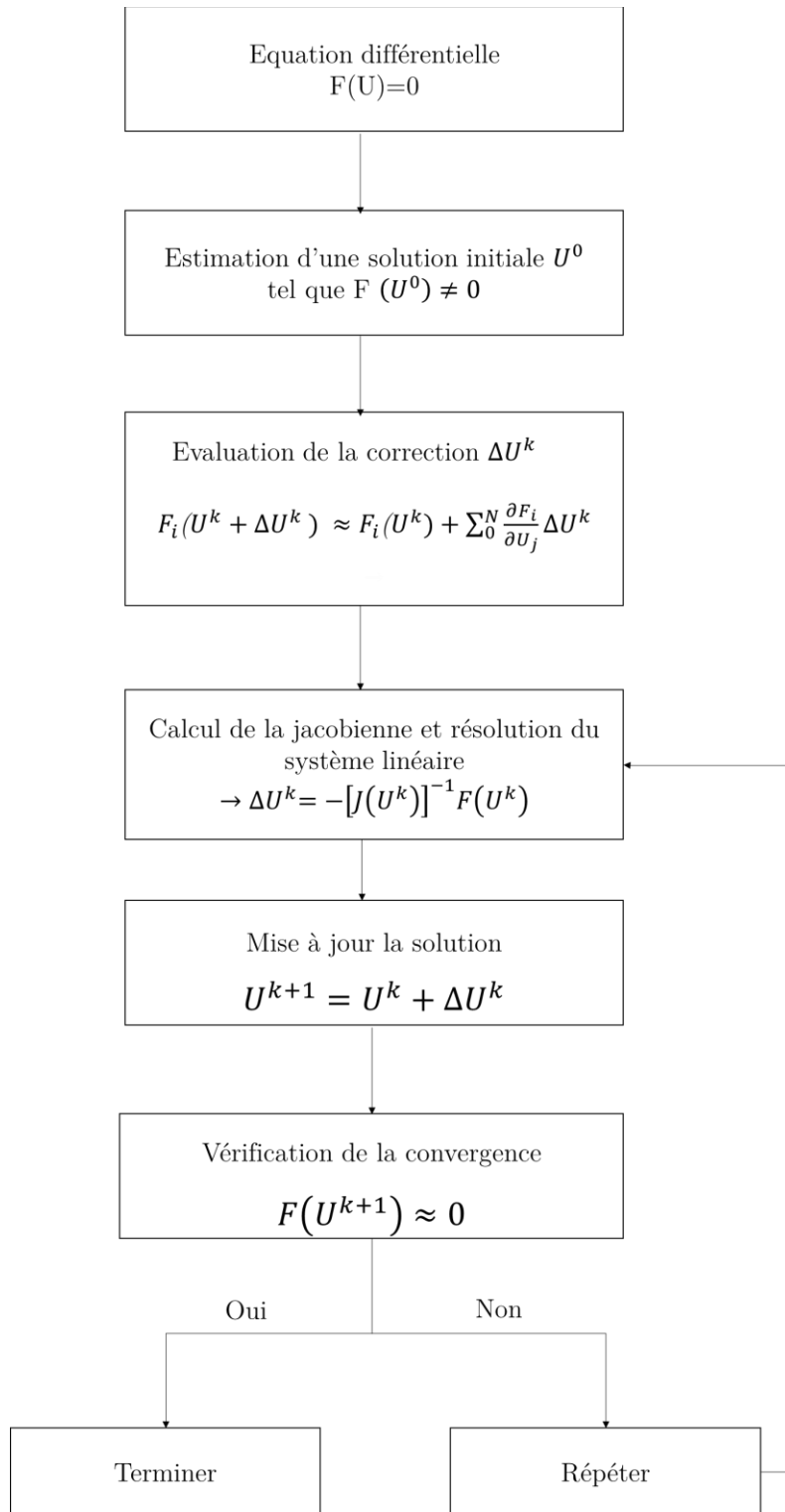


Figure 68: Etapes de résolution numérique de l'équation par la méthode de Newton-Raphson

Une fois le déplacement radial déterminé, Les contraintes radiales et circonférentielles peuvent être calculées à chaque élément de discrétisation du rayon à l'aide des formules suivantes. La contrainte radiale $\sigma_r(r_j)$ est donnée par :

$$\sigma_r(r_j) = \lambda \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h} + \frac{U_j}{r_j} \right) + 2\mu \cdot \frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h}$$

Et la contrainte circonférentielle est exprimée par $\sigma_\theta(r_j)$:

$$\sigma_\theta(r_j) = \lambda \left(\frac{U_{j+1} - U_{j-1}}{2h} + \frac{U_j}{r_j} \right) + 2\mu \cdot \frac{U_j}{r_j}$$

6. Analyse à température ambiante

Cette section présente les résultats obtenus en exploitant le modèle à température ambiante. Les paramètres géométriques et les propriétés des matériaux utilisées comme données d'entrée sont spécifiées dans le Tableau 18 et le Tableau 19. Pour prendre en compte l'endommagement de module d'élasticité de béton dans la zone fissuré, un coefficient $k = 12000$ a été appliqué, dans l'équation (Eq 3.5). La méthode suivie consiste à augmenter progressivement la pression P_i appliquée sur la paroi interne de cylindre en béton jusqu'à ce que les contraintes et les déformations circonférentielles induites dans le cylindre dépassent les capacités en traction du matériau. La pression critique, noté $P_{i,cr}$, correspond alors à la contrainte maximale que le béton peut supporter. À partir de $P_{i,cr}$, la pression critique $P_{0,cr}$, tenant compte de l'influence de la couche de résine, peut être déterminée en utilisant l'équation (Eq 3.3).

Tableau 18 : Paramètres géométriques utilisés dans le calcul de la distribution des contraintes dans le béton

Paramètres géométriques	
r_0 [mm]	10
r_i [mm]	12,5
r_e [mm]	50

Tableau 19 : Paramètres géométriques utilisés dans le calcul de la distribution des contraintes dans le béton

Propriétés du béton	
$E_{0,béton}(20^\circ C)$ [GPa]	26
$f_t(20^\circ C)$ [MPa]	2,2
k	12000
ϵ_{lim}	$85 \cdot 10^{-5}$

$\nu_{\text{béton}}(20^\circ\text{C})$	0,2
Propriétés de la résine	
$E_{\text{résine}}(20^\circ\text{C})[\text{GPa}]$	4,5
$\nu_{\text{résine}}(20^\circ\text{C})$	0,3
A=0.81	

La Figure 69 présente la courbe contrainte-déformation en traction du béton, telle qu'elle a été adoptée dans la modélisation. Cette courbe a été approximativement calibrée à partir des résultats expérimentaux rapportés dans la littérature [67-70]. Toutefois, il convient de souligner que les données disponibles sur le comportement en traction du béton dans la littérature restent relativement limitées.

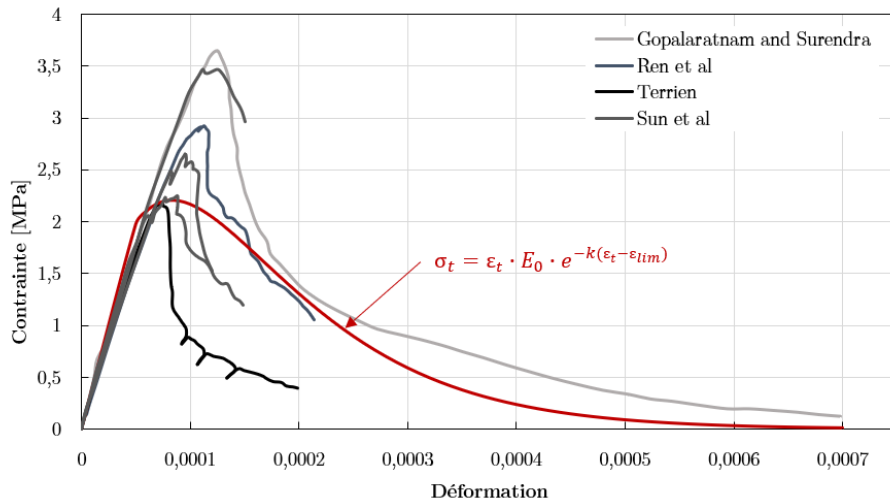


Figure 69: Courbes contrainte-déformation du béton en traction et loi de comportement utilisée dans le modèle

Les Figure 70 et Figure 71 représentent la distribution des contraintes et les déformations tangentielles induites dans la section du béton en fonction de la pression interne appliquée à la paroi interne du cylindre P_i . En augmentant progressivement la pression interne de 1 MPa à 4 MPa, les contraintes σ_θ maximales augmentent également. Cette croissance se poursuit jusqu'à ce que les contraintes et les déformations atteignent la capacité limite du béton. Au-delà de cette limite, à partir d'une pression critique notée $P_{i,cr} = 4 \text{ MPa}$, une zone endommagée de rayon $r_{cr} = 20 \text{ mm}$ se forme au sein du béton. Dès lors, le modèle numérique ne parvient plus à converger.

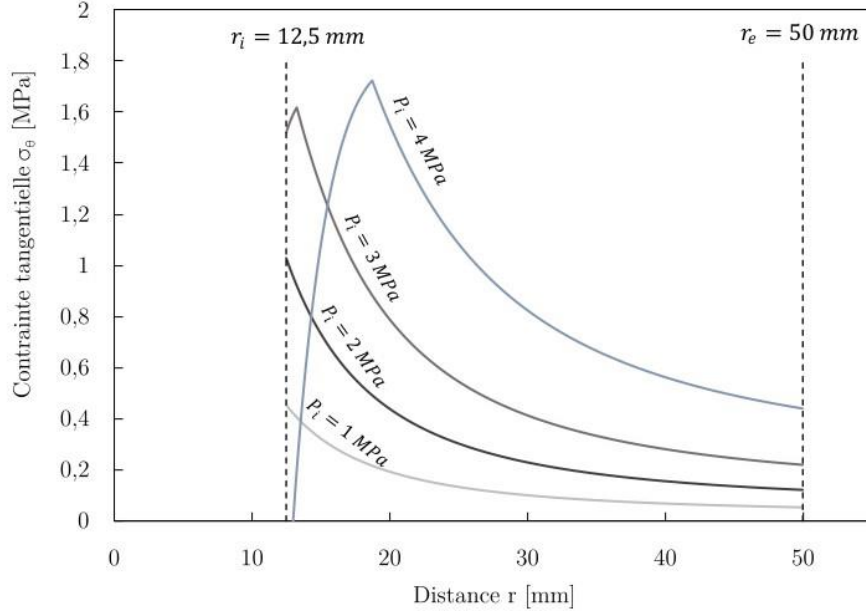


Figure 70: Distribution des contraintes tangentielles induites dans la section du béton en fonction de la pression interne appliquée

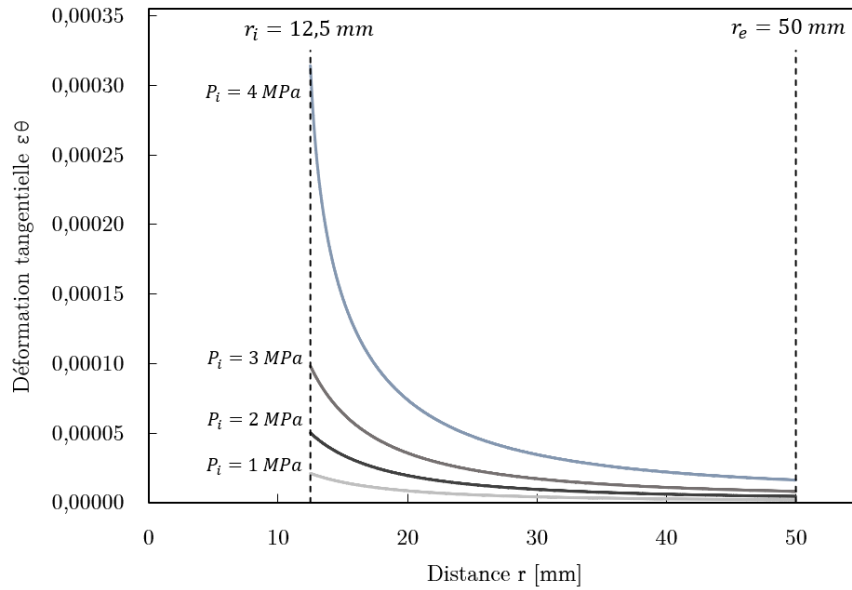


Figure 71: Distribution des déformations tangentielles induites dans la section du béton en fonction de la pression interne appliquée

Influence de l'effet de Poisson

Les déformations et les contraintes tangentielles sont induites dans la section du béton principalement par deux effets : l'effet de cylindre et l'effet de poisson. Ce dernier correspond à la tendance du béton à se déformer dans la direction circonférentielle lorsqu'il est soumis à une contrainte dans la direction radiale. Dans les modèles de cylindre épais existants dans la littérature [51, 53, 54, 55, 56, 57], l'effet de poisson a été

souvent négligé. Cependant, les résultats montrent que son influence est significative, comme le montre la figure 72. Le choix de la valeur 0,2 du coefficient de poisson est justifié dans le paragraphe 7.2.

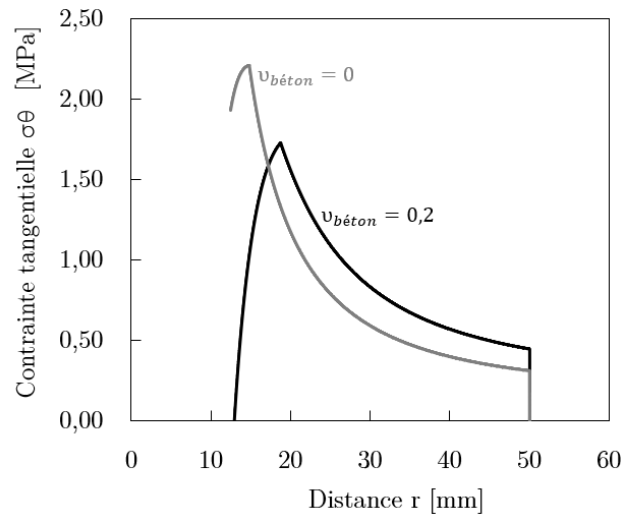


Figure 72: influence de coefficient de poisson

Influence de l'enrobage du béton

L'effet de l'enrobage du béton sur la rupture par fendage a été réalisée en faisant varier le rayon externe r_e du cylindre de béton entre 50 mm et 80 mm, sous l'application d'une pression interne P_i constante de 4 MPa. Les profils des contraintes tangentielles obtenues sont donnés dans la Figure 73. Les résultats montrent que plus l'enrobage est grand, plus la largeur de la zone fissurée est petite. Cela peut être interprété par le confinement apporté par le béton pour limiter l'ouverture et la propagation des fissures.

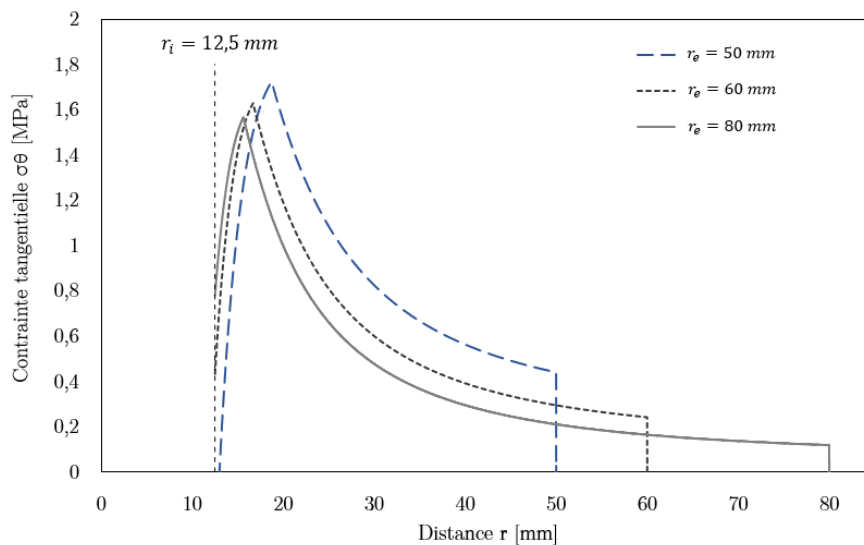


Figure 73 : Influence de rayon externe du cylindre sur les contraintes dans la section du béton

7. Effet de la température sur la distribution des contraintes radiales et tangentielles dans la section de béton

L'augmentation de la température dans le système d'ancrage a un effet d'une part sur les propriétés physico-chimiques de la couche de résine, et d'autre part sur celles du béton. Dans la modélisation, la dégradation de la capacité de la couche de résine à transmettre la pression interne au béton a été prise en compte, ainsi que la dégradation de la rigidité et de la résistance en traction du béton sous l'effet de températures élevées.

7.1 Propriétés de la résine

A des températures élevées, les propriétés physico-chimiques de la couche de résine se dégradent, mettant en péril sa cohésion et sa résistance, ce qui influence sa capacité à assurer la transmission de la charge au béton. Pour quantifier cet effet, le coefficient de transfert de pression, noté A , a été réévalué à haute température en tenant compte de la variation du module d'élasticité E_r et du coefficient de poisson ν_r avec l'augmentation de la température. Il a été montré que la dégradation de module d'élasticité des résines époxy est fortement liée à température vitreuse. Les données d'entrée utilisées pour le modèle ont été tirées des travaux de Pinoteau [9] et ceux de Theocaris [71]. Pinoteau a obtenu ces valeurs par des essais de traction et d'analyse thermomécanique dynamique sur des résines polymères. La Figure 74 montre qu'à mesure que la température augmente et approche ou dépasse la température de transition vitreuse (T_g), la résine époxy devient plus ductile et moins rigide, ce qui se traduit par une diminution significative de son module d'élasticité. Parallèlement, une augmentation du coefficient de Poisson avec la température a été observée (Figure 75), phénomène expliqué par la transition du comportement de la résine vers un état viscoélastique.

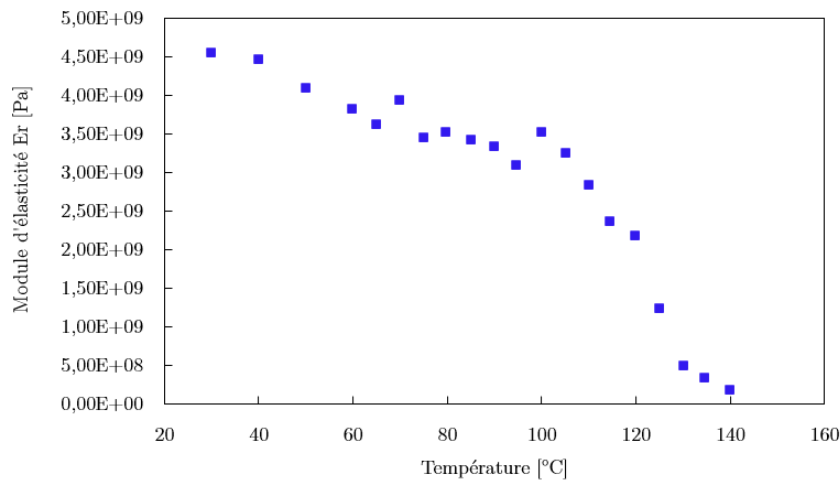


Figure 74 : Dégradation du module d'élasticité d'une résine polymère avec la température (Pinoteau 2013 [9])

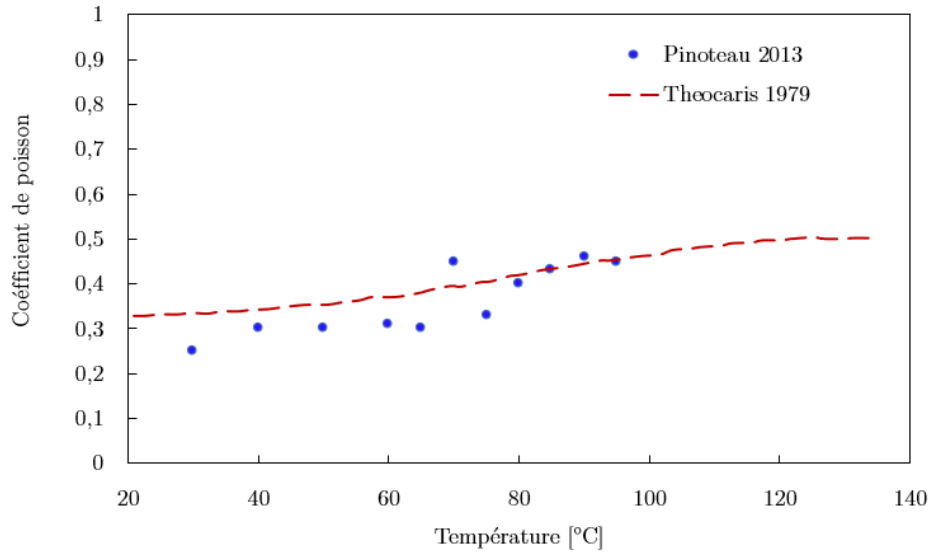


Figure 75 : Variation du coefficient de poisson d'une résine polymère avec la température

7.2 Propriétés du béton

La résistance en compression du béton étant d'environ dix fois plus élevée que sa résistance en traction, elle est généralement considérée comme sa propriété mécanique la plus importante. Pour un béton de densité normale (environ 2300 kg/m³), la norme EN 1992-1-2 [72] différencie la dégradation de la résistance en compression à température élevée selon les deux principaux types de granulats utilisés en construction : les granulats siliceux et les granulats calcaires (Figure 76).

Par ailleurs, la relation contrainte-déformation suggérée par la norme EN 1992-1-2 [72] permet de déduire à une température donnée l'évolution du module l'élasticité (Figure 77) et que :

$$E_0(T) = \left. \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \right|_{\varepsilon=0} = \frac{3}{2} \frac{f_c(T)}{\varepsilon_{c,1}(T)}$$

Où : $\varepsilon_{c,1}(T)$ est la déformation correspondant à la résistance en compression à la température T .

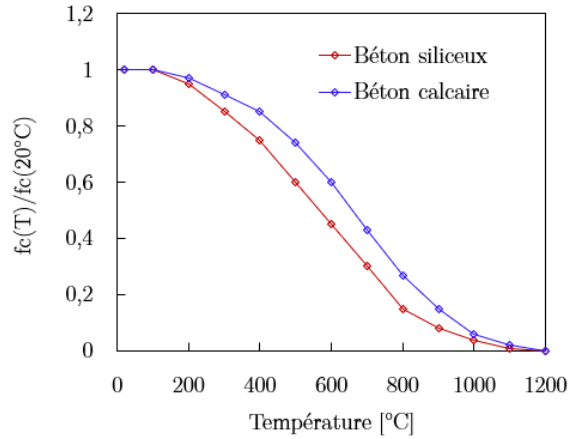


Figure 76: Coefficient de réduction de la résistance en compression du béton selon EN 1992-1-2 [67]

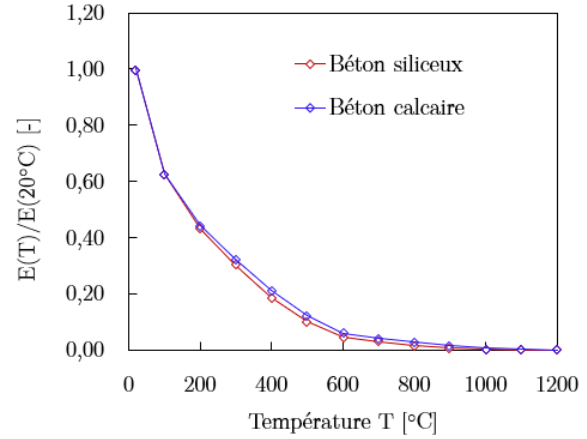


Figure 77 : Coefficient de réduction de module d'Young du béton selon EN 1992-1-2 [72]

Il peut être remarqué que le module d'Young décroît plus rapidement avec la température et perd déjà 70% de sa valeur initiale à 300°C comparé à la résistance en compression qui ne perd qu'au maximum 15% de sa valeur initiale à 300°C. D'autre part, la dégradation du module d'Young est moins sensible au type de granulat par rapport à celle de la résistance en compression.

Dans la modélisation, le module de Young à haute température donc peut être exprimé à l'aide de la formule ci-dessous, le coefficient k à température ambiante a été conservé d'une manière conservatrice pour les températures élevées :

$$E_d(r, T) = E_0(T) \cdot e^{-k(\varepsilon_\theta - \varepsilon_{lim})} = E_0(T) \cdot e^{-k\left(\frac{U_r}{r} - \varepsilon_{lim}\right)}$$

ε_{lim} est la limite élastique du béton à température T . Lorsque $\varepsilon_\theta = \varepsilon_{lim}$, $E_d(r, T) = E_0(T)$, correspondant ainsi au module de Young du béton intact à température T .

Bien qu'il existe de nombreuses études sur la dégradation du rigidités du béton à haute température, peu de travaux existes concernant la variation de coefficient de Poisson. Par conséquent, la valeur de 0,2 recommandée dans PR NE EN 1992-1-2 [72] a été retenue pour les conditions de haute température.

Le Tableau 20 représente la variation de coefficient de transfert de pression A en fonction de l'augmentation de la température. Cette variation a été calculée en utilisant les paramètres géométriques fournis dans le Tableau 18 et en tenant en compte la variation des propriétés de la résine et du béton avec la température. Le coefficient 'A' augmente avec la température jusqu'à atteindre la valeur de 1 à partir d'une température. A ce stade, toute la pression appliquée par la barre d'acier est intégralement transférée au béton. Cela peut être expliquer par le fait que la résine se comporte comme un matériaux

viscoélastique à haute température. Par conséquent, sa capacité à diffuser et transmettre les contraintes augmente.

Tableau 20: Variation de coefficient A avec l'augmentation de la température

Température [°C]	Résine		Béton		A [-]
	$\nu_{résine}$	$E_{résine}$ [MPa]	$\nu_{béton}$	$E_{béton}$ [MPa]	
20	0,31	4789	0,20	26000	0,81
50	0,37	4045	0,20	22386	0,84
100	0,46	3101	0,20	16380	0,88
125	0,50	1477	0,20	15080	0,95
150	0,50	0	0,20	13780	1
200	0,50	0	0,20	11180	1
250	0,50	0	0,20	9490	1
300	0,50	0	0,20	7800	1

La Figure 78 représente les profils des contraintes tangentielles calculées dans la section du béton à différentes températures, variant de 20°C à 200°C. Il a été observé que la pression critique $P_{i,cr}$, à partir de laquelle le béton est endommagé, diminue considérablement avec l'augmentation de la température. Cette diminution est attribuée à la dégradation de la résistance en traction et la rigidité du béton sous l'effet de la température. La tendance de cette dégradation a été évaluée en calculant le facteur de réduction k_{pi} .

$$k_{pi} = \frac{P_{i,cr}(T)}{P_{i,cr}(20^{\circ}C)}$$

$P_{i,cr}(T)$ désigne la pression interne critique obtenue à une température T, elle correspond à la pression au pic des courbes représentées dans la Figure 78. Les résultats obtenus ont été exploités pour prendre en compte l'influence de la couche de la résine et calculer la pression $P_{0,cr}$ à l'interface acier/résine en appliquant le coefficient A, conformément à l'équation (Eq 3.3). Le facteur de réduction k_{p0} a été ensuite calculé.

$$k_{pi} = \frac{P_{0,cr}(T)}{P_{0,cr}(20^{\circ}C)}$$

La Figure 79 illustre ces facteurs de réduction calculés avec la réduction de la résistance au fendage du béton obtenu expérimentalement dans le chapitre 2 avec la résine 2. Les résultats montrent que le modèle décrit les mêmes tendances que les résultats expérimentaux, bien que l'écart entre les résultats expérimentaux et théoriques soit significatif. Cela peut être expliqué par les deux raisons suivantes.

- 1) Les données d'entrée, notamment le module de Young et le coefficient de Poisson, de la résine utilisée dans le modèle ne correspondent pas aux propriétés mécaniques de la résine employée dans les essais, car ces données ne sont pas disponibles pour le produit testé.
- 2) Les limites de modèles (qui seront abordées dans la section suivante).

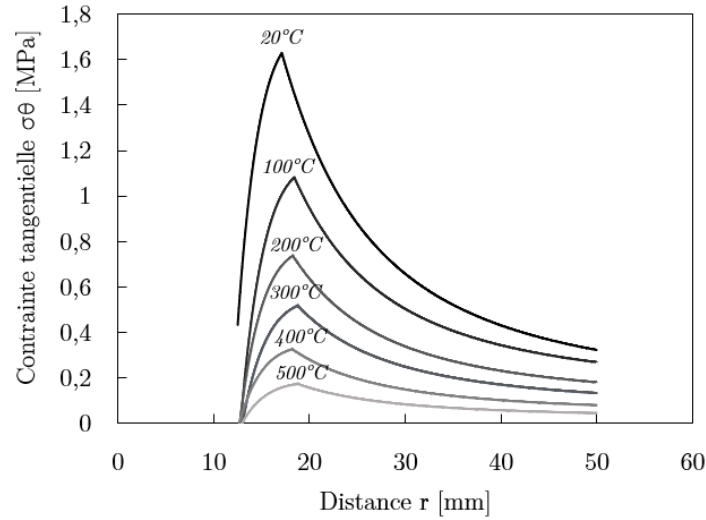


Figure 78: Distribution des contraintes tangentielles dans la section du béton à haute température

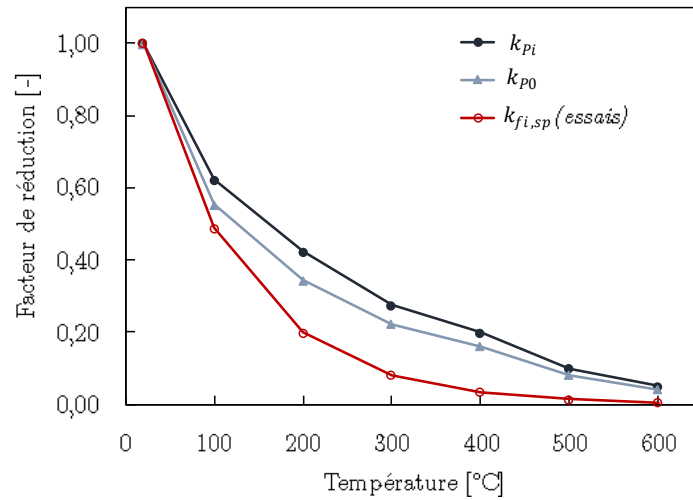


Figure 79 : facteur de réduction de la pression critique avec l'augmentation de la température

8. Conclusion et limites du modèle

Ce chapitre présente un modèle théorique du confinement du béton permettant de calculer les contraintes de traction induites dans le béton sous l'action de l'adhérence. En intégrant les lois de comportement du béton tout en prenant en compte son endommagement, le modèle permet de caractériser l'état de béton, en délimitant les zones fissurée et non fissurée. L'effet de la résine sur la transmission de la pression interne et sur la redistribution des contraintes dans le béton a été étudié via un coefficient de transfert 'A'. La variation de ce coefficient avec l'augmentation de la température a été analysé en utilisant des données expérimentales existantes dans la littérature. Il est à noter que le présent modèle présente certaines limites inhérentes aux hypothèses prise lors de son élaboration. Puisque le modèle est isotherme, il permet de calculer les contraintes induites dans le béton sous l'hypothèse d'une température uniforme, et il ne prend pas en considération les déformations thermiques. De plus, la résolution du modèle étant réalisée en 2D, la déformation dans la direction z et son effet poisson, ainsi que la distribution des contraintes le long de l'ancrage n'ont pas été prises en compte. Il serait pertinent d'enrichir ce modèle en le combinant avec le modèle Shear-lag (qui décrit les distributions de contraintes et déformations dans la direction longitudinale de l'ancrage) en introduisant la non-linéarité des contraintes le long de l'ancrage.

Néanmoins, le modèle présente des facteurs de réductions ayant les mêmes tendances que les données d'essais. Il permet d'analyser la sensibilité des paramètres influençant le phénomène de fendage du béton à température ambiante et à haute température tels que l'enrobage, le diamètre de la barre, l'impact des performances mécaniques de la résine et son épaisseur. Enfin, il permet d'étudier l'effet de la température sur la distribution des contraintes en traction dans le béton.

Il est à noter que les modèles analytiques, bien qu'ils permettent une compréhension approfondie des phénomènes physiques, ne sont que rarement intégrés ou valorisés dans les méthodologies préconisées par les guides d'évaluation et de dimensionnement. En effet, ces derniers privilégient généralement des approches simplifiées ou semi-empiriques, jugées plus adaptées à une application pratique et à une standardisation des procédures. Cette réserve à l'égard des modèles analytiques s'explique notamment par leur complexité, leur sensibilité aux hypothèses de modélisation et la difficulté d'en garantir une application robuste en contexte réglementaire. En conséquence, aucun programme d'essais n'a été spécifiquement prévu dans le cadre de cette étude pour la validation d'un modèle purement analytique.

CHAPITRE 4 : METHODE D'EVALUATION ET DE DIMENSIONNEMENT DES SCHELLEMENTS CHIMIQUES DES ARMATURES EN SITUATION D'INCENDIE

1. Introduction

Les ancrages chimiques sont un produit de construction qui est gouverné par le règlement des produits de construction en Europe. Les fabricants de ces produits doivent posséder une évaluation technique européenne afin de leur aposter le marquage CE et pouvoir les vendre et faire circuler librement dans la zone économique européenne. Les réglementations nationales des états membres dépendent largement sur les directives européennes en matière de normes de dimensionnement et de qualification des performances. Chaque produit a ses propres caractéristiques essentielles qui doivent être évaluées en passant par un programme d'essai minutieux afin d'investiguer l'influence de tous les paramètres sur son comportement. L'utilisation des ancrages chimiques comme armatures rapportées dépassant les propriétés de fendage et d'adhérence des barres coulées en place, est associée au document d'évaluation européen EAD 332402 [36]. Ce document fait référence à deux préqualifications du produit pour une utilisation comme barres rapportées équivalentes aux barres coulées en place (EAD 330087 [14]), et comme chevilles à scellement rapportées (EAD 330499 [73]). Afin que le produit puisse respecter le scope d'application de l'EAD 332402 [36], il doit montrer des performances allant au-delà des barres coulées en place en matière d'adhérence, dans son évaluation technique européenne basée sur l'EAD 330087 [14]. Le principe de ce dernier est que les barres rapportées peuvent prétendre à un comportement en fendage équivalent aux barres coulées en place si elles démontrent un comportement en adhérence satisfaisant par rapport à l'adhérence des barres coulées en place (en passant par un programme d'essai spécifique). Cela est exprimé par un facteur k_b allant de 0 à 1 (1 étant une expression de l'équivalence avec le comportement d'une barre coulée en place, voire un dépassement de sa performance). L'EAD 332402 [36] a également été étendu par une variante couvrant la performance sismique.

En ce qui concerne les règles de dimensionnement, l'Eurocode 2-1-1-première génération couvre le dimensionnement des structures en béton armé (avec armatures coulées en place) et l'Eurocode 2-1-2-première génération couvre leur dimensionnement en situation d'incendie. Avec l'arrivée de la seconde génération des Eurocodes, l'Eurocode 2-1-1 a pu couvrir le dimensionnement des barres rapportées qualifiées comme équivalentes aux

barres coulées en place selon leur évaluation technique européenne basée sur l'EAD 330087[14]. En revanche, l'Eurocode 2-1-2-seconde génération n'inclut pas encore leur dimensionnement en situation d'incendie. Pour le comportement amélioré des barres rapportées en fendage et en adhérence comparé aux barres coulées en place, leur dimensionnement à température ambiante est à présent couvert dans le Technical Report 069 de l'EOTA [48] (appelé ci-après TR069). Ce dimensionnement repose sur l'évaluation technique européenne selon l'EAD-332402 [36]. Le TR069 considère trois modes de rupture : 1) rupture de l'acier de la barre, 2) rupture par cône du béton, et 3) combinaison de perte d'adhérence et de fendage. Dans le processus du TR069, la résistance de dimensionnement de la barre rapportée est égale au minimum entre la résistance de dimensionnement de chacun des trois modes de ruine.

l'EAD 332402 [36] permet d'évaluer la résistance d'adhérence et la résistance au fendage. Cela permet ainsi d'établir une frontière claire entre la rupture par fendage et par perte d'adhérence, en tenant compte de la configuration géométrique d'installation tels que l'enrobage du béton, le diamètre de la barre et la longueur d'ancrage, ainsi que les performances mécaniques du béton et celles de l'agent adhésif. En effet, la résistance à ces deux modes dépend de ces paramètres et elle est éventuellement exprimée en fonction de chacun de ses paramètres dans l'évaluation technique européenne.

A haute température, la dégradation de la résistance d'adhérence peut être évaluée en suivant les directives de l'EAD 330499 [73] en menant des essais d'arrachement confinés. En revanche, il n'existe actuellement aucune méthode réglementée pour quantifier la dégradation de la résistance des barres rapportées au fendage à haute température. Dans ce contexte, le présent chapitre propose une méthode permettant d'évaluer la résistance au fendage à haute température en passant par des essais BET présentés dans le chapitre 2. Ce chapitre propose également une méthode de dimensionnement des armatures rapportées à haute température, qui complète le TR069 [48]. Dans ce chapitre, un programme expérimental est proposé. La résistance au feu est exprimée en fonction de la résistance à température ambiante multipliée par un coefficient de réduction qui dépend de la température. Le programme proposé permettra d'évaluer le coefficient de réduction de la résistance au fendage et de déterminer la frontière entre les deux modes de ruine : perte d'adhérence et fendage à haute température. En outre, une méthode de dimensionnement simplifiée des armatures rapportées en situation d'incendie est développée parmi plusieurs chemins possible et le meilleur choix pour l'ingénieur est discuté.

2. Méthode d'évaluation de la résistance au fendage à haute température

Figure 80 représente la frontière entre les deux modes de rupture décrits précédemment pour des barres d'armature rapportées sous charge de traction, en fonction de l'enrobage en béton et de la température. Cet aperçu a été élaboré sur la base des travaux existants à température ambiante et conclusions tirées de l'étude expérimentale menée dans le Chapitre 2. A température ambiante, la résistance au fendage peut être déterminée à l'aide de l'équation de fendage à l'issue de l'évaluation technique européenne du produit selon l'EAD 332402 [36], en fonction des paramètres géométriques de la configuration étudiée (c_d , ϕ , l_b). De même, la résistance d'adhérence du produit peut être évaluée conformément à l'EAD 330499 [73]. L'équation de fendage ne peut pas dépasser la résistance d'adhérence du produit. L'enrobage du béton auquel la rupture par perte d'adhérence commence à régir le comportement en traction est désigné par $c_{db}(20^\circ C)$. Cet enrobage représente ainsi la frontière entre les deux modes de ruine à température ambiante. Il est illustré à l'intersection entre la courbe bleue continue et la courbe rouge continue dans Figure 80. **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** En situation d'incendie, le mode de rupture ne dépend pas uniquement de l'enrobage, mais aussi de la température atteinte dans l'ancrage. En effet, pour les armatures installées avec un enrobage inférieur à $c_{db}(20^\circ C)$, les deux modes de ruine par fendage et par perte d'adhérence sont possibles. Il a été démontré expérimentalement dans le chapitre 2 que la température de transition entre le fendage et la perte d'adhérence diminue avec l'augmentation de l'enrobage, comme indiqué par la courbe verte continue. Par conséquent, le calcul de la résistance de l'ancrage en situation d'incendie nécessite l'évaluation de la résistance au fendage et la résistance d'adhérence à haute température, ainsi que la détermination de la frontière entre les deux modes de ruine. Cette section propose une méthode d'évaluation à cette fin.

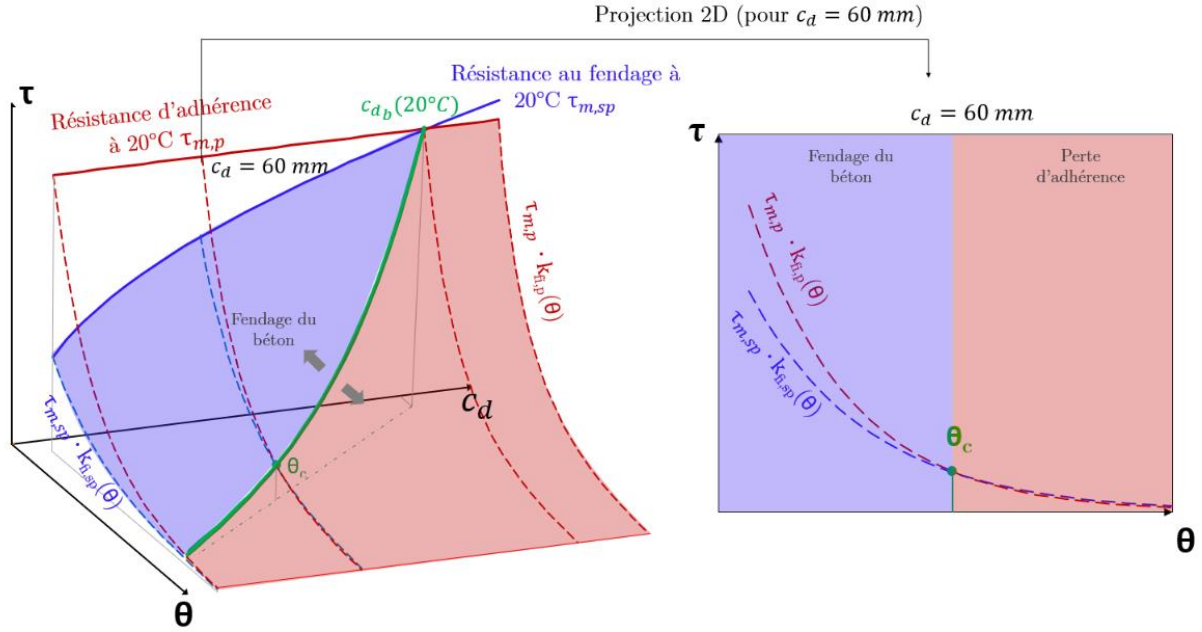


Figure 80: Présentation 3D du comportement des armatures rapportées sous charge de traction en fonction de l'enrobage et la température

2.1 Programme d'essai

Le Tableau 21 présente une proposition de programme d'essais permettant d'évaluer les performances des scellements chimique d'armature au fendage du béton à haute température. La dégradation de la résistance au fendage peut être caractérisée par la réalisation d'essais BET à haute température, suivant la même procédure expérimentale décrite dans le Chapitre 2. Ces essais peuvent être effectués sur un béton de classe C20/25 et la résistance qui en sort peut-être attribuée conservativement aux classes de résistances supérieures. Une première série d'essais peut être conduite sur l'enrobage minimum de 2ϕ pour déterminer le coefficient $k_{sp,fi}$ correspondant au facteur de réduction de la résistance au fendage avec l'augmentation de la température. La méthode d'évaluation de ce coefficient est décrite dans le paragraphe suivant. Pour choisir les charges à appliquer pendant ces essais, il est possible de s'appuyer sur la dégradation de la résistance d'adhérence, puisqu'il a été observé que la résistance au fendage et la résistance d'adhérence présentent une tendance de dégradation comparable avec l'augmentation de la température.

Tableau 21 : Programme d'essais

	Enrobage testé	Nombre d'essais	Expression des résultats
Série 1	$c_{d_{min}}$	≥ 6 essais	Coefficient de réduction $k_{sp,fi}$
Série 2	c_{d_1}	≥ 3 essais	Frontière entre les deux modes de ruptures à haute température : fendage et perte d'adhérence
	c_{d_2}	≥ 3 essais	
	c_{d_3}	≥ 3 essais	

Pour déterminer la frontière entre la rupture par fendage et par perte d'adhérence, deux approches peuvent être adoptées :

- **Une Approche empirique** qui consiste à réaliser une deuxième série d'essais (Tableau 21) sur 3 enrobages supplémentaires variant de l'enrobage minimum $c_{d_{min}} = 2\phi$ à un enrobage $c_{d_b}(20^\circ C)$ (avec un espacement recommandé de $\frac{c_{d_b}(20^\circ C) - c_{d_{min}}}{4}$ entre les points avoisinant afin d'avoir une répartition des points d'essai représentative du comportement du produit sur la plage de valeurs d'enrobage testées). $c_{d_b}(20^\circ C)$ est défini par la frontière entre le fendage et perte d'adhérence à température ambiante. Le nombre d'essais à effectuer sur chaque enrobage doit permettre de déterminer approximativement la température à laquelle la transition entre le fendage et la perte d'adhérence s'opère. Il est ainsi nécessaire que chaque série incluent à la fois des ruptures par fendage et par perte d'adhérence. En revanche, cette approche nécessite de pouvoir distinguer visuellement entre les deux modes de ruine. Cependant, dans le contexte d'un guide, il est impraticable d'établir un indicateur visuel (formation d'une fissure ou pas), car cela peut rendre l'évaluation subjective et peu fiable. Cette approche est ainsi toujours sous investigation pour vérifier son applicabilité.
- **Une approche mathématique** qui consiste à considérer la frontière comme étant l'intersection mathématique de la courbe de la dégradation de la résistance au fendage avec celle de l'adhérence. Dans ce cas, seule la série 1 est nécessaire pour évaluer le facteur de réduction $k_{sp,fi}$. La dégradation de la résistance au fendage est calculée en multipliant la résistance au fendage à température ambiante (en fonction des paramètres c_d, ϕ, l_b) par le $k_{sp,fi}$. Le principe de cette méthode est décrit en détail

dans la section 3. L'avantage de cette méthode c'est que la frontière s'ajuste automatiquement en fonction des paramètres géométriques (c_d, ϕ, l_b) . A cette fin, les points d'essais destinés à évaluer le $k_{sp,fi}$ doivent être concentrés afin d'obtenir une définition la plus précise possible (sur une gamme de température la plus large possible). Par conséquent, la série 1, sur un enrobage minimum, a été choisie car elle fournit le plus grand nombre de points en rupture par fendage.

2.2 Evaluation du coefficient de réduction $k_{sp,fi}$

Comme décrit précédemment, le facteur $k_{sp,fi}$ correspond facteur de réduction de la résistance au fendage du béton avec l'augmentation de la température. Ce facteur est évalué à base des points expérimentaux issus des essais BET, réalisés sur un enrobage minimum de 2ϕ , où la rupture doit être obtenue par fendage du béton (pour tous les points considérés). Les étapes d'évaluation $k_{sp,fi}(\theta)$ peuvent être résumées comme suit :

- Normaliser les résultats expérimentaux de résistance au fendage obtenus à haute température, $\tau_{u,sp}(\theta)$, de la série 1 présentée dans la figure 81, par rapport à la résistance moyenne à température ambiante, $\tau_{Rm,sp}$, chaque valeur de $\tau_{u,sp}(\theta)$ est divisée par $\tau_{Rm,sp}$. Cette démarche vise à évaluer l'effet de la température sur la résistance au fendage, en utilisant la résistance moyenne à température ambiante comme point de référence. Cette dernière est obtenue par calcul en utilisant l'équation de fendage à température ambiante.
- Tracer les points obtenus dans un graphique en fonction de la température, comme dans la Figure 82.
- Tracer une ligne de tendance monotone, décroissante et qui passe par 1 à 20°C (son choix doit être le plus représentatif des points d'essais, i.e., sur la base du coefficient de variation le moins élevée parmi les types de tendance proposés).
- Déterminer les coefficients a_{sp} et b_{sp} permettant d'exprimer le coefficient de réduction $k_{sp,fi}(\theta) = a_{sp} \cdot \theta^{-b_{sp}}$ (ou $k_{sp,fi}(\theta) = a_{sp} \cdot e^{-b_{sp} \cdot \theta}$).

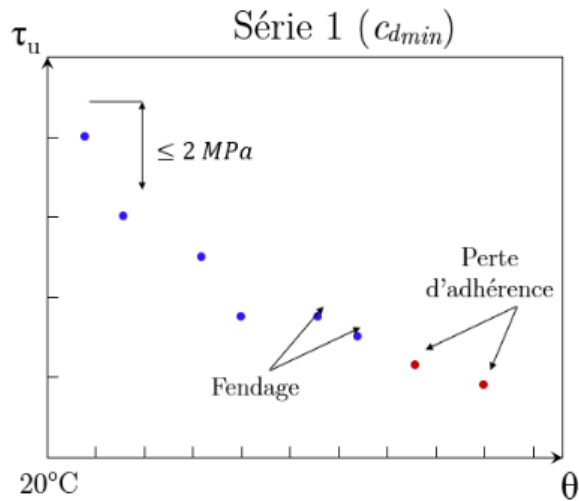


Figure 81 : Exemple des résultats de la série 1 – résine 2

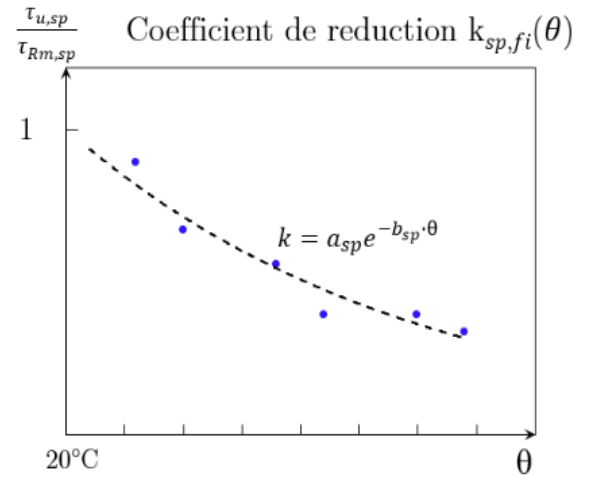


Figure 82 : Exemple de résultat du coefficient de réduction de la résistance au fendage – résine 2

Figure 83 représente Le coefficient de réduction $k_{sp,fi}(\theta)$ pour la résine 2, évalué à partir des résultats expérimentaux du chapitre 3. Cette évaluation est réalisée en considérant l'enrobage minimal de 40 mm (2ϕ). Figure 84 démontre que $k_{sp,fi}(\theta)$ déterminé sur la base de la série 1 est valide pour les autres enrobages avec un coefficient de variation de 11%.

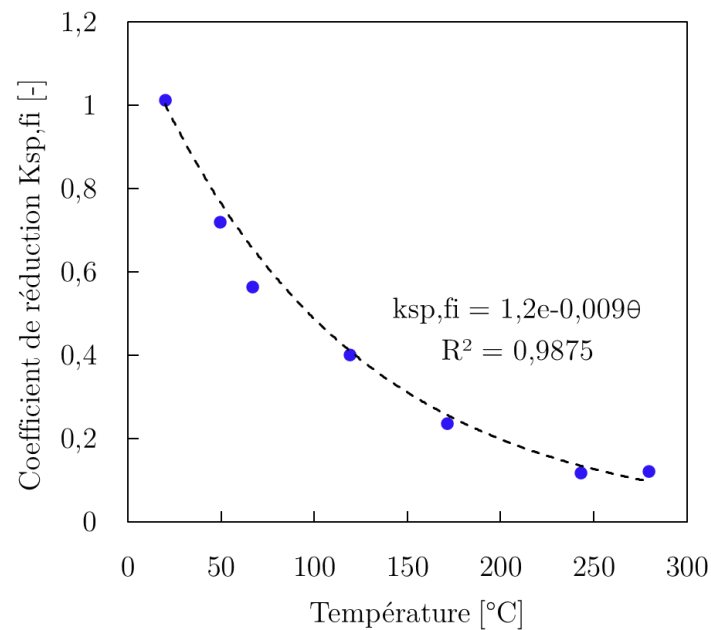


Figure 83: $k_{sp,fi}$ déterminé sur la base des résultats de la série 1 avec $c_d=40$ mm (Résine 2)

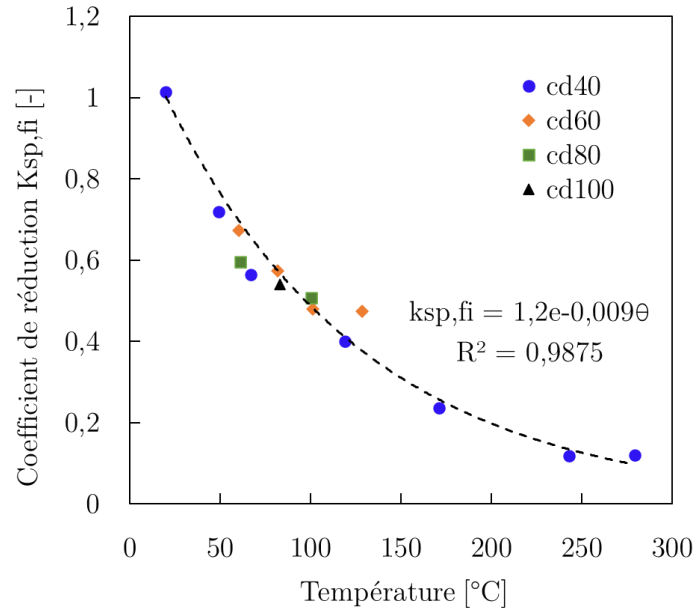


Figure 84: Comparaison de $k_{sp,fi}$ avec les ratios $\frac{\tau_{u,sp}}{\tau_{Rm,sp}}$ pour les autres c_d

Le coefficient de réduction a été réévalué en combinant la série 1 avec l'ensemble des points avec rupture par fendage obtenus sur les autres enrobages de 60, 80 et 100 mm (Figure 85). Il a été vérifié que le coefficient reste identique. Donc, il est justifié de le déterminer conservativement sur la base de l'enrobage $c_{d_{min}}$ (série 1) et de l'étendre aux autres enrobages.

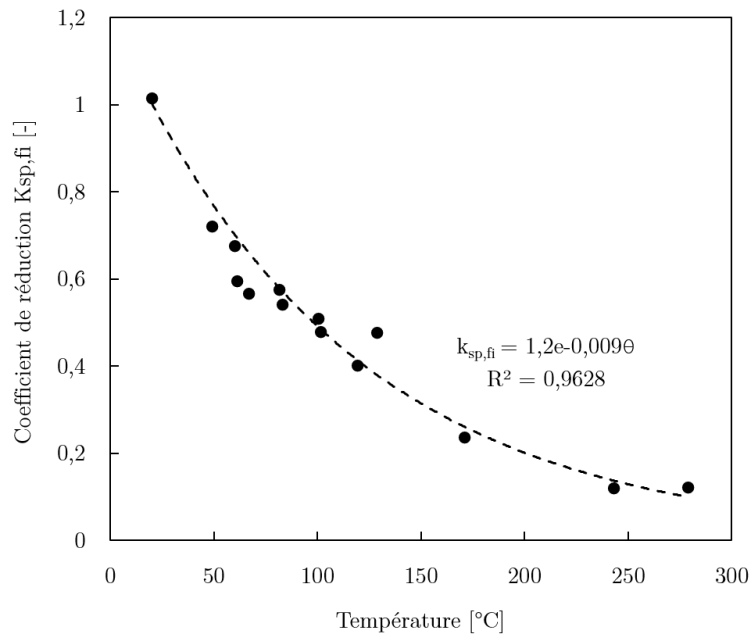


Figure 85: $k_{sp,fi}$ déterminé en combinant les points fendage obtenus avec $c_d = 40, 60, 80$ et 100 mm

La résistance caractéristique au fendage à haute température $\tau_{Rk,sp,fi}$ est exprimée avec l'expression suivante :

$$\tau_{Rk,sp,fi}(\theta) = k_{sp,fi}(\theta) \cdot \tau_{Rk,sp}$$

Avec $\tau_{Rk,sp}$ = la résistance caractéristique de référence, calculée avec l'équation de fendage à température ambiante :

$$\tau_{Rk,sp} = A_k \left(\frac{f_{ck}}{25} \right)^{sp1} \left(\frac{25}{\phi} \right)^{sp2} \left[\left(\frac{C_d}{\phi} \right)^{sp3} \left(\frac{C_{max}}{C_d} \right)^{sp4} + K_m \cdot K_{tr} \right] \left(\frac{7\phi}{l_b} \right)^{lb1}$$

3. Méthode de dimensionnement à haute température

La méthode de dimensionnement proposée dans ce travail peut être appliquée aux mêmes configurations d'assemblages que celles couvertes par le TR069 [48] à température ambiante, comme illustré dans la Figure 86. La vérification de la transmission des charges dans les structures en béton doit être conforme à la norme européenne EN 1992-1-1 [74]. Le dimensionnement des éléments en béton armé et ou non-armé faisant partie des assemblages doit être réalisé conformément aux exigences des normes appropriées et applicables.

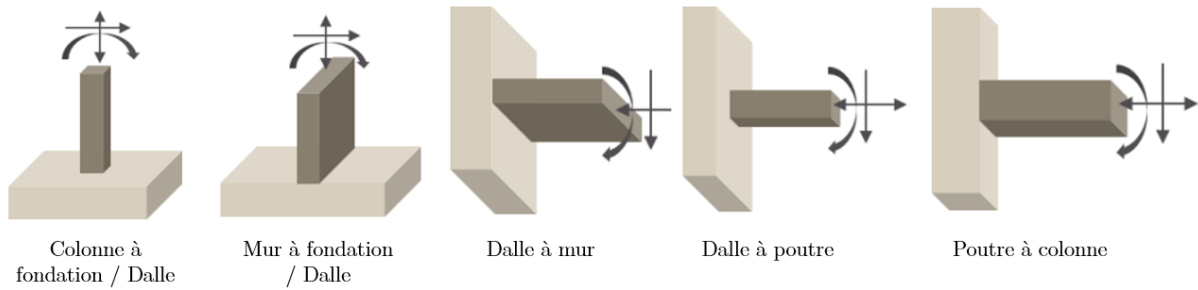


Figure 86 : Assemblages structuraux couverts par le TR069 [48]

Le dimensionnement à température ambiante doit être effectué avant la vérification de la résistance de l'ancrage au fendage et à la perte d'adhérence en situation d'incendie.

La justification d'une résistance au feu correspondant à une durée t pendant laquelle l'ancrage peut assurer sa fonction structurelle est valide quand sa capacité $N_{PIR,fi}(t)$ dépasse la charge à supporter E_d . La méthode proposée dans ce travail pour calculer la résistance au fendage $N_{Rk,sp,fi}(t)$ est basée sur l'intégration des résistances le long de la longueur d'ancrage. Cette méthode prend en compte l'éventuelle présence d'un gradient de température (affectant chaque portion de l'ancrage et sa résistance en adhérence selon sa température à un instant t de l'exposition au feu). Cette méthode est analogue à la

méthode utilisée pour calculer la capacité d'adhérence des ancrages chimiques en situation d'incendie développée dans les travaux de Pinoteau [9] (Figure 87). En effet, Comme expliqué précédemment dans le Chapitre 3, les forces d'adhérence sur le béton sont dirigées selon α avec l'axe de la barre. Les forces ou les contraintes d'adhérence peuvent être divisées en composantes radiale σ_r et tangentielle τ . La contrainte tangentielle d'adhérence peut être exprimée comme la variation de la contrainte dans l'armature sur une longueur de segment dx (Figure 87).

$$\tau = \frac{A_s}{\pi\phi} \cdot \frac{d\sigma_s}{dx}$$

La composante de la contrainte radiale d'adhérence est exprimée par Tepfers [75], comme suit :

$$\sigma_r = \tau \cdot \tan(\alpha)$$

Lors d'un chauffage non-uniforme induisant un gradient de température le long de l'armature, une redistribution du profil de résistances s'ensuit (Figure 87). La fissure s'initiera dans la partie où la contrainte radiale et $\sigma_r(\theta)$ sera maximale, c'est-à-dire dans la partie la moins chaude de l'ancrage. Ensuite, elle se propagera dans la direction de décroissance de cette contrainte radiale, c'est-à-dire dans la partie la plus chaude de l'ancrage.

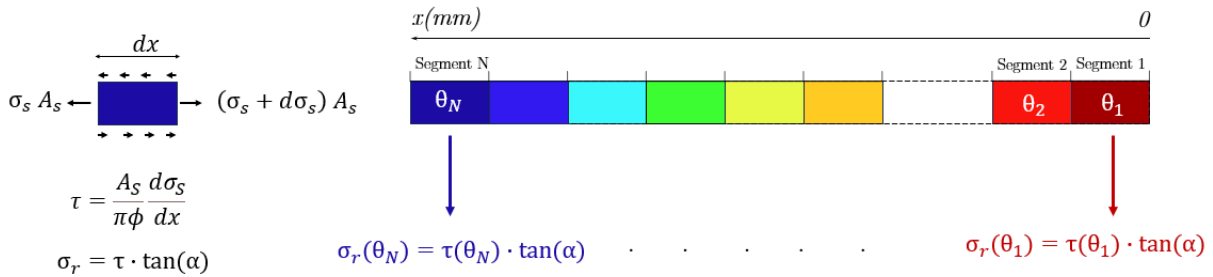


Figure 87 : Représentation schématique de la distribution de contraintes lors d'un gradient de température le long de la profondeur d'ancrage

Pour des raisons de simplicité d'utilisation, cette méthode ne prend pas en compte la distribution des déformations et suppose qu'au moment de la ruine, toutes les portions de l'ancrages seraient à un niveau de déplacement comparable (autrement dit, la différence entre les déplacements des différentes portions de l'ancrage à la ruine est considérée négligeable en raison de leurs faibles valeurs). Elle peut être résumée en 6 étapes :

1. La première étape consiste à déterminer les courbes de dégradation de la résistance au fendage ($\tau_{Rk,sp,fi}(\theta) = k_{sp,fi}(\theta) \cdot \tau_{Rk,sp}$) et celle d'adhérence ($\tau_{Rk,p,fi}(\theta) =$

$k_{p,fi}(\theta) \cdot \tau_{Rk,p}$) en fonction de la température en utilisant les paramètres géométriques issus du dimensionnement à température ambiante (c_d, ϕ, l_b).

2. A partir de ces courbes, la température de transition θ_b du fendage à la perte d'adhérence est à définir mathématiquement en résolvant l'équation suivante $\tau_{Rk,sp,fi}(\theta_b) = \tau_{Rk,p,fi}(\theta_b)$.
3. Les profils de température le long de la barre doivent être calculés en résolvant l'équation de la chaleur en considérant les paramètres géométriques définis à température ambiante (c_d, ϕ, l_b) pour différentes durées d'exposition au feu et les conditions aux limites. La connaissance des propriétés thermophysiques des matériaux (conductivité thermique, chaleur spécifique, et densité des matériaux) est indispensable pour effectuer ces calculs. Les propriétés thermophysiques peuvent être trouvées directement dans la norme EN 1992-1-2 [72] pour le béton, et la norme EN 1993-1-2 pour l'acier. Conformément aux dispositions de l'annexe nationale de la norme NF EN 1992-1-2, une teneur en eau de référence de 1,5 % en masse est retenue pour la détermination des propriétés thermiques du béton, telles que la chaleur spécifique et la conductivité thermique. Cette valeur, adoptée dans les modèles normatifs, correspond à un état hygrométrique représentatif du béton en conditions de service.

Un exemple de calcul thermique est présenté dans l'application dans la section suivante de ce chapitre.

4. La profondeur à laquelle la température atteint θ_b pour chaque durée d'exposition au feu doit être déterminée. Ensuite, la profondeur $l_{sp,fi}$ dont la température ne dépasse pas θ_b ainsi que la profondeur à partir de laquelle cette température est dépassée $l_{p,fi}$ doivent également être déterminées (voir Figure 88). La somme de ces deux longueurs correspond à la longueur d'ancrage calculée à température ambiante l_b .

$$l_b = l_{sp,fi} + l_{p,fi}$$

Conservativement, la longueur $l_{p,fi}$ est supposée ne pas contribuer à la résistance en raison de la dégradation de la couche de la résine dans cette partie très chaude. Seule la longueur $l_{sp,fi}$ est considérée contributive à la résistance au fendage. Cette dernière est désignée comme la nouvelle longueur d'ancrage équivalente à haute température $l_{b,eq} = l_{sp,fi}$.

5. La longueur d'ancrage équivalente $l_{sp,fi}$ doit être divisée en petits segments, de sorte que la température du segment soit uniforme ou quasi-uniforme le long de chaque segment. A chaque segment sera ensuite attribuée une valeur de résistance au fendage $\tau_{Rk,sp,fi}(\theta)$ en fonction de sa température θ , en utilisant la relation résistance au fendage-température (Figure 88).

6. Une fois la distribution de la résistance au fendage sur toute la longueur équivalente à haute température est obtenue, pour chaque durée d'exposition au feu, la capacité de l'ancrage peut être calculée en intégrant les résistances sur la longueur $l_{sp,fi}$:

$$N_{RK,sp,fi}(t) = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \int_0^{l_{sp,fi}} \tau_{RK,sp,fi}(\theta(t)) \cdot dx \quad (Eq\ 4-1)$$

Pour résumer, en connaissant la distribution de la température le long de l'ancrage, il est possible de déterminer la longueur d'ancrage équivalente, et d'associer une résistance à chaque segment. La Figure 88 illustre schématiquement comment une résistance X_i est déterminée à un instant t à partir de la distribution thermique.

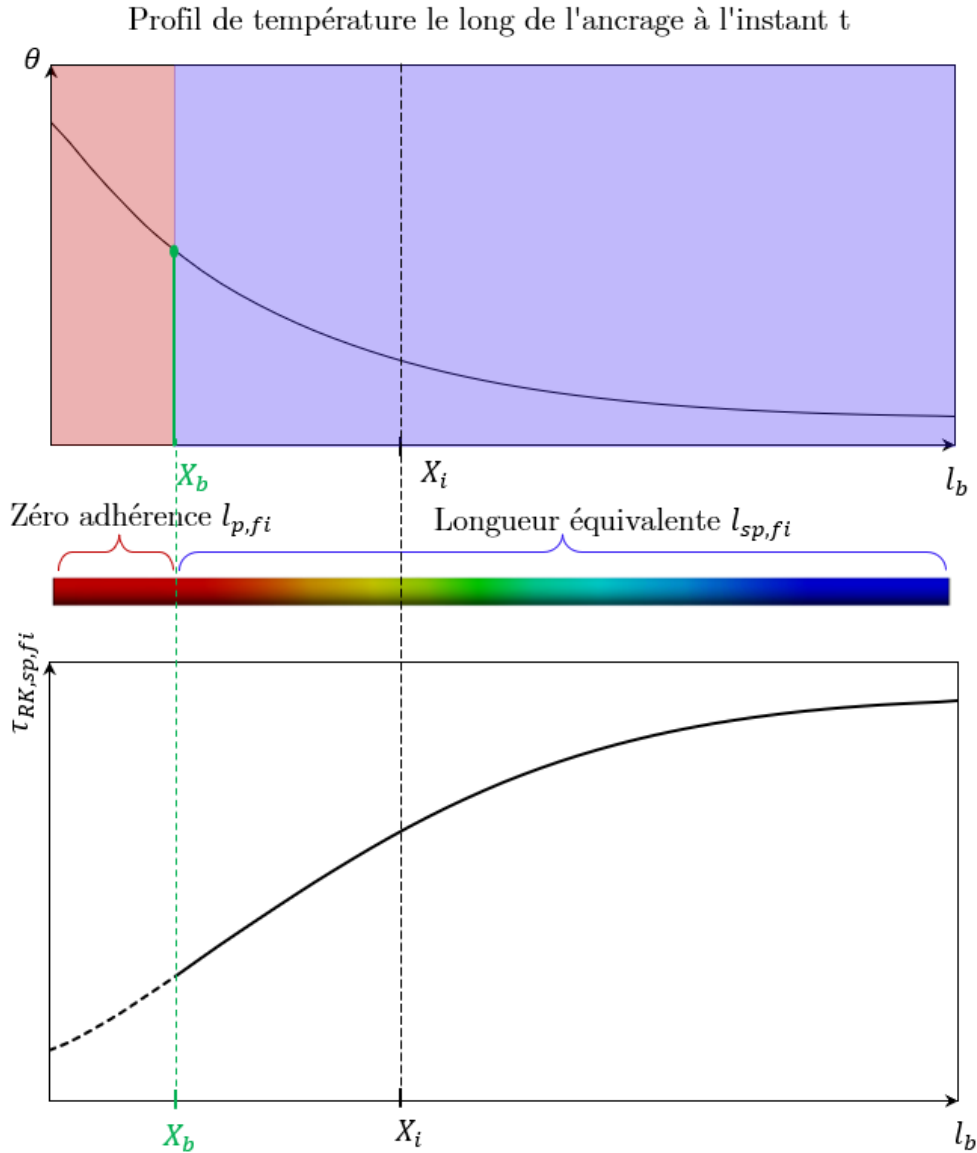


Figure 88: Représentation schématique de la méthode utilisée pour déterminer le profil des résistances le long de la profondeur d'ancrage

La possibilité de prendre en compte la contribution de la profondeur la plus chaude, dont la température dépasse θ_b , a été également abordée dans ce travail. Cette méthode

consiste à considérer toute la longueur d'ancrage l_b , en intégrant la résistance d'adhérence et la résistance au fendage ($\tau_{Rk,p,fi}(\theta_b)$ et $\tau_{Rk,sp,fi}(\theta_b)$) respectivement, sur les longueurs ($l_{p,fi}$ et $l_{sp,fi}$). L'intégration est généralement calculée numériquement en additionnant la contribution mécanique de chaque segment sur les deux longueurs ($l_{p,fi}$ et $l_{sp,fi}$).

$$N_{RK,sp,fi}(t) = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \int_0^{l_{p,fi}} \tau_{Rk,p,fi}(\theta(t)) dx + 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \int_{l_{p,fi}}^{l_{sp,fi}} \tau_{Rk,sp,fi}(\theta(t)) dx \quad (Eq\ 4-2)$$

La capacité de l'ancrage $N_{PIR,fi}(t)$ doit être comparée à la charge appliquée à chaque durée d'incendie t . Si le critère de vérification de la tenue au feu n'est pas satisfait, il faut redéfinir les paramètres (c_d, ϕ, l_b) et recommencer la vérification au feu.

4. Application

L'objectif de cette section consiste à vérifier la faisabilité et l'applicabilité de la méthode de dimensionnement précédemment proposée pour évaluer la résistance au feu des scellements d'armatures dans le béton. Pour illustrer l'application de cette méthode, une configuration d'assemblage poutre console connectée à un poteau a été choisie (Figure 89). Cette configuration a été sélectionnée en raison de ses enrobages relativement faibles, qui font du fendage du béton le mode de rupture dimensionnant. La poutre a une largeur de 250 mm et une hauteur de 375 mm, et elle est fixée dans un poteau d'une largeur de 250 mm et d'une épaisseur de 300 mm à l'aide des armatures scellées de diamètre 16 mm sur une profondeur de 261 mm. Cette longueur correspond à la longueur d'ancrage minimale requise $l_{b,min}$ selon TR069 [48] et EN 1992-1-1 [74].

$$l_{b,min} = \max(0,3l_{b,rqd} ; 10\phi ; 100\text{ mm})$$

Avec $l_{b,rqd}$ représente la longueur d'ancrage de référence nécessaire pour ancrer l'effort $A_s \sigma_{sd}$ qui règne dans une barre droite, avec une contrainte d'adhérence f_{bd} :

$$0,3 \cdot l_{b,rqd} = 0,3 \cdot \frac{\phi}{4} \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{500}{2,3} = 260,86\text{ mm}$$

f_{bd} est prise égale à 2.3 [MPa] , cette valeur correspond la résistance en adhérence attribuée aux armatures scellées chimiquement dans un béton de C20/25 (Après l'équivalence aux valeurs des résistances en adhérence relatives aux ancrages mécaniques fournies par l'Eurocode 2, partie 1-2, présentées dans le Tableau 3 dans le chapitre 1).

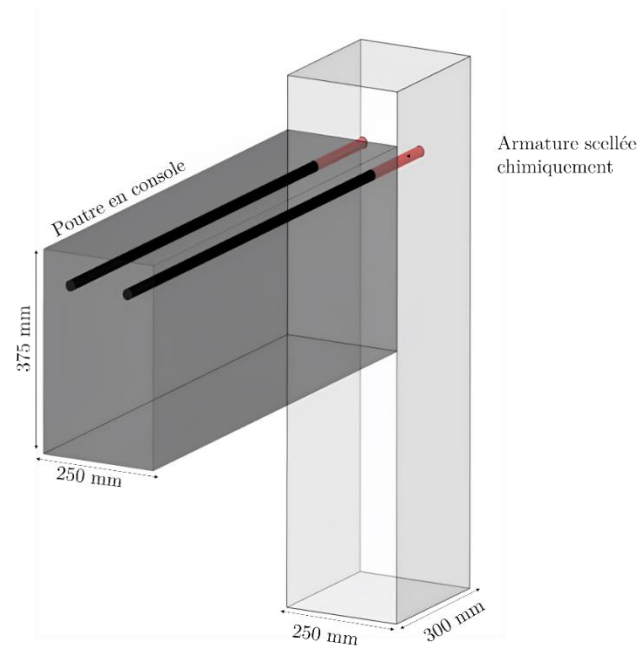


Figure 89 : Représentation de l'assemblage poutre /poteau en console

La résine 2 a été choisie pour effectuer cet exemple d'application. La résistance d'adhérence et la résistance au fendage à température ambiante ont été déterminées et sont présentées dans le Tableau 22.

Tableau 22 : Résistance fendage-adhérence à température ambiante

ϕ [mm]	f_{ck} [MPa]	Cd [mm]	C_{max} [mm]	l_b [mm]	K_{tr} [-]	K_m [-]
16	25	32	140	261	0,012	6
La résistance au fendage caractéristique à 20°C $\tau_{Rk,sp} = A_k \left(\frac{f_{ck}}{25} \right)^{sp1} \left(\frac{25}{\phi} \right)^{sp2} \left[\left(\frac{Cd}{\phi} \right)^{sp3} \left(\frac{C_{max}}{Cd} \right)^{sp4} + K_m \cdot K_{tr} \right] \left(\frac{7\phi}{l_b} \right)^{lb1} = 7,3 \text{ MPa}$						
La résistance d'adhérence caractéristique à 20°C $\tau_{RK,p,ucr}(d = 20 \text{ mm}) = 12 \text{ MPa}$						

4.1 Calcul des profils de température $\theta(x)$

Les calculs thermiques ont été réalisés par résolution numérique par éléments finis en 3D avec le logiciel ANSYS. La géométrie étudiée intègre le béton et la barre d'acier. Toutefois, la couche de résine a été négligée dans la modélisation en raison de l'indisponibilité des propriétés thermiques du produit utilisé. De plus, il a été démontré dans les travaux de thèse d'Al-Mansouri [76] que l'influence thermique de l'épaisseur de la résine est négligeable sur les champs thermiques, en raison de sa faible quantité par

rapport au béton et à l'acier. Pour assurer un contact parfait entre la surface interne du trou en béton et la surface externe de la barre d'acier, une interface liée a été adoptée. Cette approche garantit la continuité et la superposition des nœuds du maillage à l'interface de contact.

La température initiale de la structure est considérée uniforme, égale à 20°C. Deux types de conditions aux limites sont appliqués sur les surfaces de béton : rayonnement et convection. Ces deux types conditions aux limites nécessitent la connaissance de la température du gaz environnant les surfaces exposées et non-exposées lors de l'exposition au feu (Figure 90). Premièrement, la température de l'air autour des surfaces de béton non-exposées au feu est considérée constante égale à 20°C. Deuxièmement, la température du gaz autour des surfaces de béton exposées au feu suit la courbe temps-température ISO 834-1 [18].

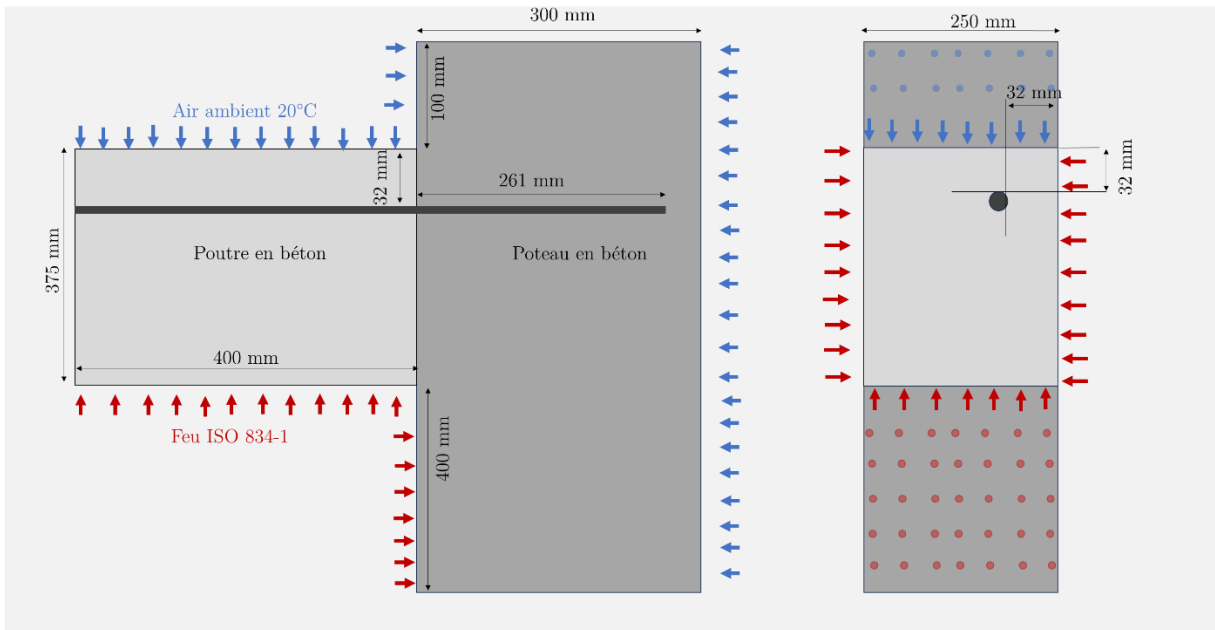


Figure 90 : Présentation schématique de la structure poutre/poteau et des conditions aux limites utilisées pour le calcul

Les surfaces exposées sont soumises aux flux de convection et de rayonnement du feu. Les flux de chaleur sont fonction de l'évolution de la température du gaz dont l'évolution suit la courbe de feu ISO 834-1 [18].

$$\text{Flux de convection } \bar{h}_c = \alpha_{c,f} \cdot (\theta_f - \theta_s) \text{ (W/m}^2\text{)}$$

$$\text{Flux de rayonnement } \bar{h}_r = \varepsilon \cdot \sigma \cdot ((\theta_f + 273)^4 - (\theta_s + 273)^4) \text{ (W/m}^2\text{)}$$

Les surfaces non exposées sont soumises aux flux de convection et de rayonnement de l'air ambiant à 20 °C.

Flux de convection $\bar{h}_c = \alpha_{c,air} \cdot (\theta_{air} - \theta_s) (W/m^2)$

Flux de rayonnement $\bar{h}_r = \varepsilon \cdot \sigma \cdot ((\theta_{air} + 273)^4 - (\theta_s + 273)^4) (W/m^2)$

Avec :

θ_f : température du gaz

$$\theta_f = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

θ_{air} : température de l'air ambiant (20 °C).

θ_s : température de la surface.

$\alpha_{c,f}$: coefficient de transfert de chaleur par convection pour la surface exposée au feu ($\alpha_{c,f} = 25 W/m^2K$).

$\alpha_{c,air}$: coefficient de transfert de chaleur par convection pour la surface non exposée au feu ($\alpha_{c,air} = 4 W/m^2K$).

ε : coefficient d'émissivité thermique de la surface est égale à 0,7 pour le béton.

σ : constante de Stephan Boltzmann ($= 5,67 \cdot 10^{-8} W/(m^2K^4)$).

Les propriétés thermiques des matériaux ont été obtenues à partir du projet de révision de l'Eurocode 2 partie 1-2 (prEN 1922-1-2 [77]) pour le béton avec une teneur en eau de 1,5 %, ainsi que du projet de révision de l'Eurocode 3 partie 1-2 (prEN 1923-1-2 [78]) pour l'acier . La variation de la conductivité, de la masse volumique et de la chaleur spécifique en fonction de la température sont présentées dans les courbes ci-dessous (Figure 91 et Figure 92). La masse volumique de l'acier au carbone ($\rho_a = 7850 kg/m^3$) est considérée constante.

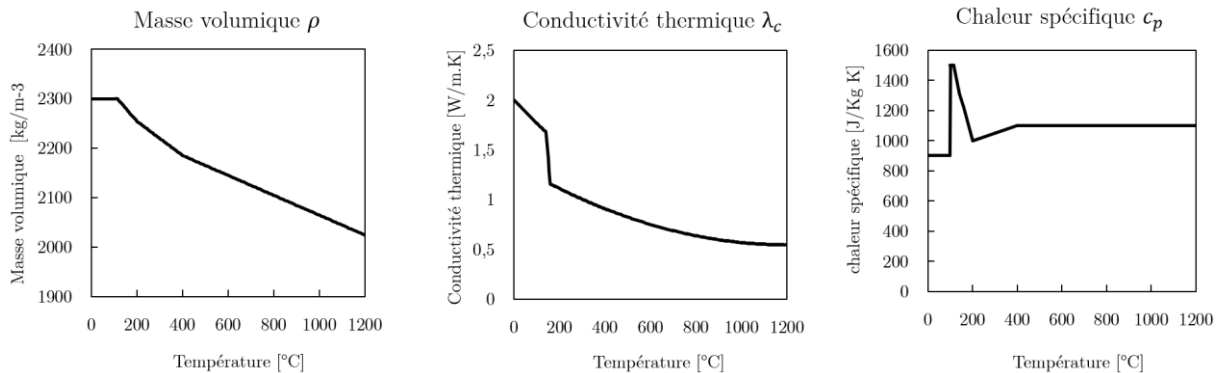


Figure 91: Propriétés thermiques du béton selon prEN 1922-12 [77]

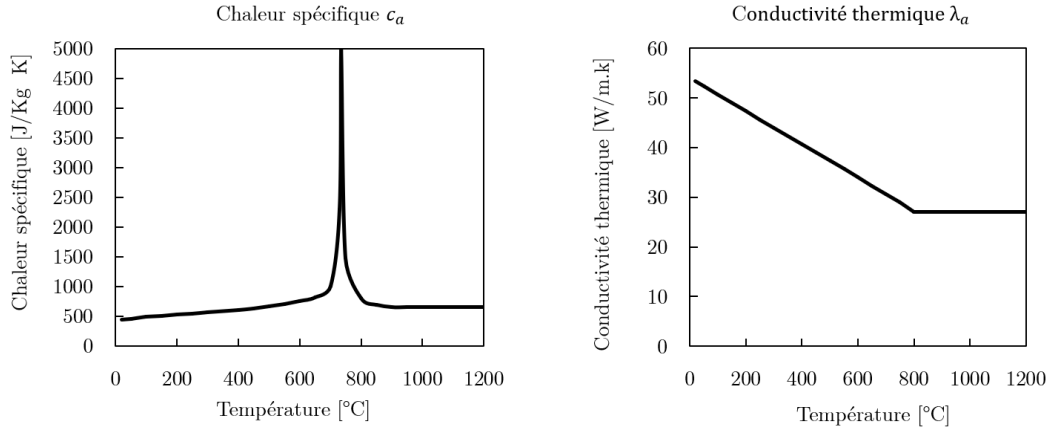


Figure 92: Propriétés thermiques de l'acier au carbone selon prEN 1923-1-2 [74]

La Figure 93 présente les profils de température obtenus pour des temps d'exposition de 30 min, 60 min, 90 min, 120 min, 150 min et 180 min. La partie négative de l'axe des abscisses indique la partie de l'armature encastrée dans la poutre, tandis que la partie positive correspond à la partie scellée chimiquement dans le poteau.

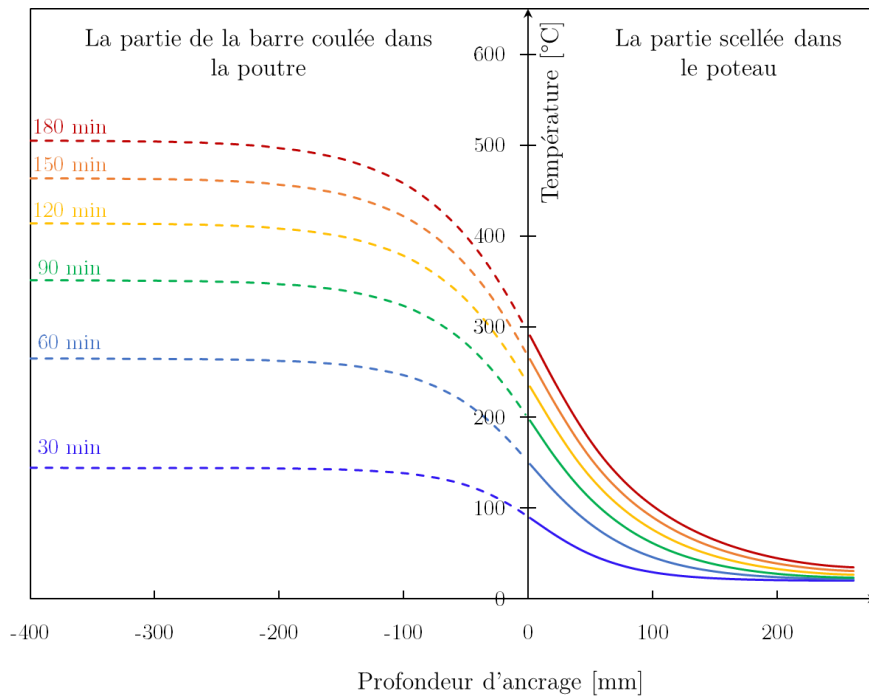


Figure 93: Profils de température calculés le long de l'armature à différents temps d'exposition

4.2 Calcul de la résistance au feu $N_{RK,sp,fi}(t)$

La Figure 94 illustre la dégradation des résistances d'adhérence et de fendage avec l'augmentation de la température. Cette dégradation est calculée en appliquant les coefficients de réduction $K_{sp,fi}$ et $K_{p,fi}$ aux résistances de référence à température ambiante. La résistance au fendage à température ambiante est évaluée à 7,3 MPa, tandis

que la résistance d'adhérence du produit atteint 12 MPa. À mesure que la température augmente, les deux résistances (adhérence et fendage) se dégradent. Cependant, la dégradation de la résistance d'adhérence est plus rapide que celle du fendage, ce qui conduit à une intersection entre les courbes à une température de 103°C, qui était précédemment définie comme la température frontière entre les deux modes de ruine.

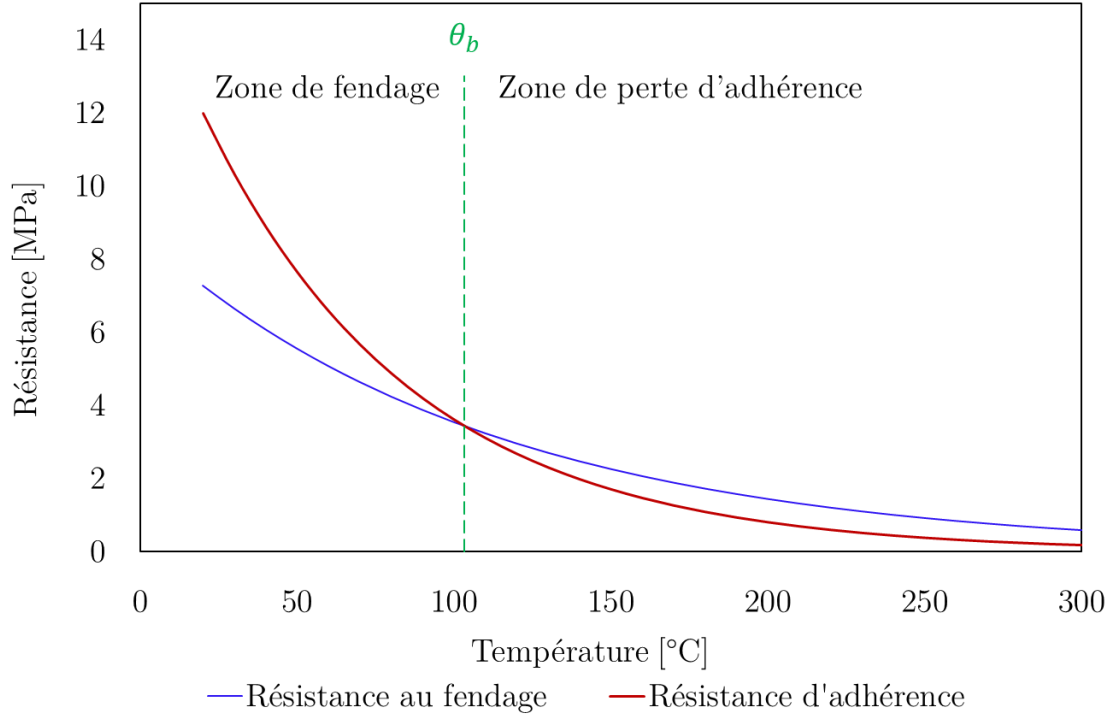


Figure 94: Relation température Vs résistance

La Figure 95 présente les profils des résistances calculés le long de l'ancrage à chaque temps d'exposition au feu déterminés par la relation ci-dessous. Lorsque la structure est à 20°C, la résistance le long de l'ancrage est uniforme et égale à 7,3 MPa. Quand la température augmente, les résistances diminuent. Pour chaque durée d'exposition au feu, Les résistances sont calculées à chaque profondeur X de l'ancrage en fonction de la température atteinte. Lorsque la température est inférieure à θ_b , la contrainte est évaluée en tenant compte de la dégradation de la résistance au fendage. En revanche, la résistance d'adhérence est prise en compte dans la partie de l'ancrage où la température dépasse θ_b .

$$\tau_{Rk,sp,fi}(\theta) = k_{sp,fi}(\theta) \cdot \tau_{Rk,sp} \quad \text{Pour } \theta \leq \theta_b$$

$$\tau_{Rk,p,fi}(\theta) = k_{p,fi}(\theta) \cdot \tau_{Rk,p} \quad \text{Pour } \theta > \theta_b$$

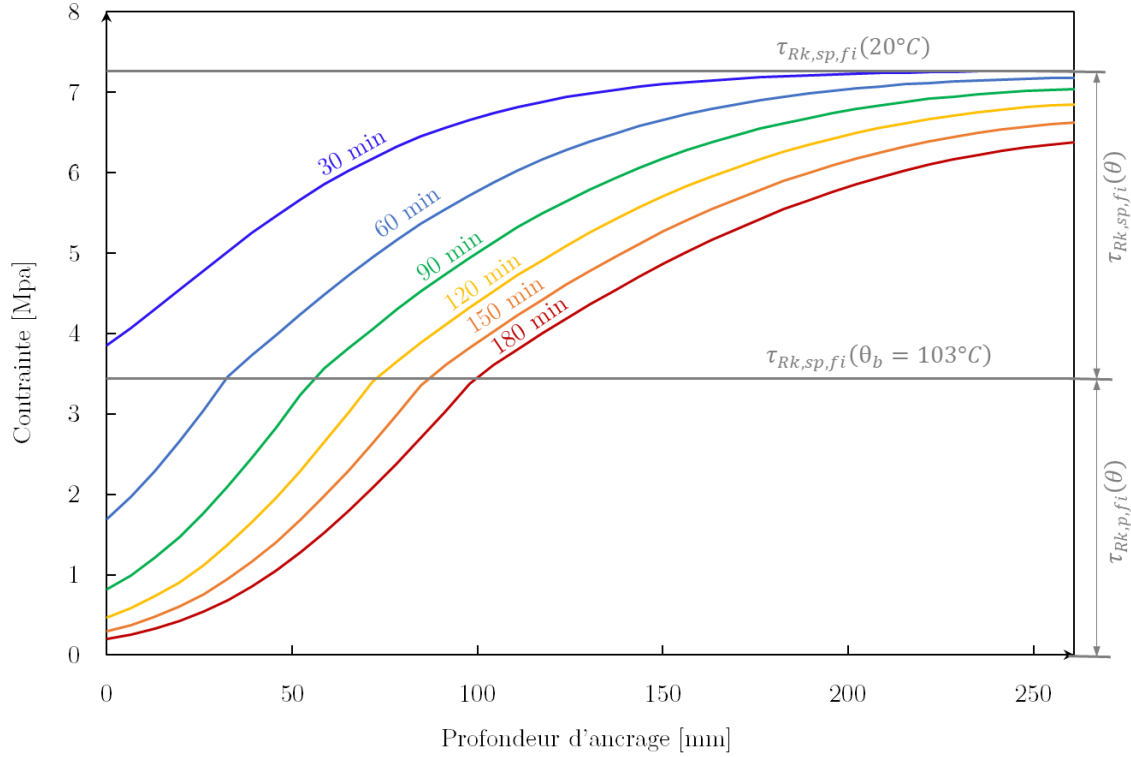


Figure 95: Distribution des contraintes le long de l'armature déterminées à différents temps d'exposition

En intégrant les résistances en adhérence sur la longueur du scellement, les capacités résistantes de l'ancrage sont déterminées à différents instants. Pour l'approche 1, les résistances ont été intégrées uniquement sur la longueur équivalente $l_{sp,fi}$ (Eq 4-1), en négligeant la partie de l'armature où la température dépasse $103^{\circ}C$. En revanche, dans l'approche 2, les résistances ont été intégrées le long de toute la partie scellée (Eq 4-2). La Figure 96 présente les capacités obtenues en fonction du temps d'exposition au feu. Pour 30 min et 60 min, les deux approches conduisent aux mêmes capacités calculées, ceci est dû au fait que la température ne dépasse pas $103^{\circ}C$ sur toute la longueur de l'armature. La différence commence à se faire remarquer à partir de 90 min d'exposition. A une certaine profondeur $x(\theta > \theta_b)$ de l'interface poutre-poteau, la température dépasse $115^{\circ}C$. Cette profondeur augmente avec le temps d'exposition, ce qui explique la différence entre les capacités calculées avec les deux approches pour les temps d'exposition 90min, 120 min, 150 min et 180 min. Cette différence était significative pour les temps d'exposition supérieurs à 90 min, mais elle ne dépasse pas une variation de 15%.

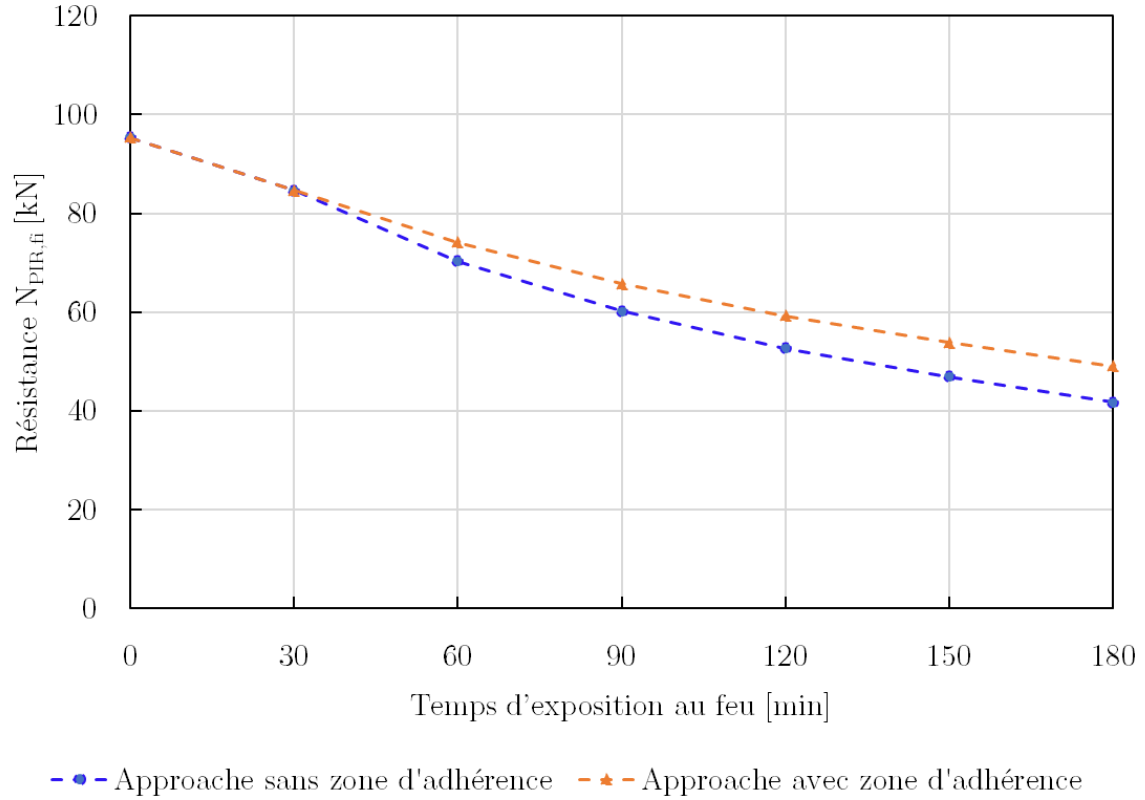


Figure 96: Résistances au fendage calculées en fonction du temps d'exposition au feu

Pour vérifier la tenue de l'armature à un instant t , il faut vérifier que la charge appliquée E_d à la barre ne dépasse pas les résistances associées à chaque mode de ruine.

$$E_d \leq N_{PIR,fi}(t) = \min(N_{RK,sp,fi}(t), N_{RK,p,fi}(t), N_{RK,c,fi}(t), N_{RK,s,fi}(t))$$

Avec

$N_{RK,c,fi}(t)$: la résistance caractéristique de cône du béton à un instant t .

$N_{RK,s,fi}(t)$: la résistance caractéristique de l'acier à un instant t .

Si la capacité de l'ancrage $N_{PIR,fi}(t)$ est limitée par la fissuration du béton et ne satisfait pas les exigences de la tenue de l'ancrage, il est nécessaire de reprendre le dimensionnement à froid. Cela implique de modifier les paramètres géométriques d'entrée (C_d, ϕ, l_b) et de procéder à une nouvelle vérification en suivant les mêmes étapes méthodologiques.

5. Conclusion et limites de la méthode

Le travail présenté dans ce chapitre permet le calcul de la capacité des scellements d'armatures rapportées au fendage du béton à haute température. La capacité résistance au fendage est calculée à partir des profils de résistances le long de l'armature. Pour déterminer ce profil, deux données d'entrées sont nécessaires. Premièrement, la distribution thermique le long du scellement est déterminée à chaque instant pendant l'exposition aux conditions thermiques par une méthode numérique. Deuxièmement, les relations entre les résistances aux différents modes de ruine et la température, issues de l'évaluation du produit, sont utilisées afin d'associer chaque segment à résistance correspondante.

La relation résistance au fendage-température à adopter pour calculer le profil de résistances dépend de la température atteinte lors du chauffage. Si l'ancrage est situé dans la zone de fendage où la température ne dépasse pas θ_b , la relation résistance au fendage-température issue de la méthode d'évaluation proposée dans cette thèse est adoptée. Si la température dans l'ancrage dépasse θ_b , la relation résistance d'adhérence-température issue de l'évaluation du produit selon l'EAD 330499-02-0601 est adoptée. A cette fin, une méthode d'évaluation permettant de déterminer ces données d'entrée a été proposée. Il s'agit d'évaluer la dégradation de la résistance au fendage en fonction de la température, et de déterminer la température frontière θ_b entre les deux modes de ruine fendage/perle d'adhérence.

La méthode d'intégration des résistances est valide pour calculer la capacité d'adhérence des scellements rapportés. Elle a été validée avec des essais menés à l'échelle de structure dans les travaux de Pinoteau et Lahouar. Toutefois, il demeure essentiel de vérifier la compatibilité des déplacements le long de l'ancrage notamment à la frontière entre les deux modes de ruine perte d'adhérence et fendage du béton. En effet, les deux modes de ruines sont gouvernées par des contraintes qui agissent dans deux directions différentes. L'adhérence est pilotée par la contrainte dans la direction longitudinal, tandis que, le fendage du béton est régi par la contrainte dans la direction radiale. Une perspective de ce travail serait de réaliser un essai de validation de cette méthode à l'échelle d'une structure.

Conclusion générale et perspectives

Le travail de recherche présenté dans ce manuscrit a porté sur l'étude de la rupture par fendage du béton des scellements d'armatures à haute température. L'objectif principal de cette étude était d'analyser et quantifier les phénomènes se produisant dans les ancrages exposés à des température élevées et de proposer une méthode de dimensionnement permettant de calculer la capacité au fendage du béton en situation d'incendie.

Pour cela, l'analyse s'est d'abord focalisée sur une étude bibliographie des modèles de fendage du béton à température ambiante. La littérature identifie principalement deux types de modèles : les modèles semi-empiriques et les modèles physiques. L'objectif de cette analyse est de comprendre comment ces modèles peuvent être adaptés pour prendre en compte l'influence de la température sur la résistance au fendage.

La méthode d'évaluation de la résistance au fendage des scellements chimiques d'armatures dans le béton, utilisée à température ambiante, repose sur le modèle semi-empirique proposé dans le model code 2010 [33] pour les armatures coulées en place dans le béton. Ce modèle a ensuite été adapté dans l'EAD 332402 [36] afin de prendre en compte l'influence des performances de la résine sur la résistance au fendage du béton. En analysant le cadre théorique de cette méthode, il apparaît qu'elle peut difficilement être appliquée à haute température sans la réalisation des essais de caractérisation de fendage à des températures élevées.

La partie expérimentale a été consacrée à la caractérisation de la dégradation de la résistance au fendage du béton des scellements chimiques d'armatures à haute température. Une campagne de 76 essais d'arrachement a été menée à température ambiante et à des températures élevées sur deux produits adhésifs commercialisés. Les essais ont été conduits à haute température en utilisant deux scénarios de chauffage (chauffage électrique et chauffage au gaz selon la courbe ISO). D'après l'analyse des résultats obtenus, plusieurs conclusions ont été tirées. Tout d'abord, la rupture de l'ancrage à haute température est étroitement liée à la température atteinte pendant son exposition à une augmentation de température : il a été observé que le fendage du béton survient à des températures relativement basses, tandis que la rupture dans la couche de résine se produit à des températures plus élevées. Il a été trouvé que la dégradation de la résistance au fendage avec l'augmentation de la température est aussi significative que celle de l'adhérence. Par ailleurs, la transition du mode de rupture, passant du fendage à la perte d'adhérence dépend de l'enrobage : plus celui-ci est important, plus la rupture

par perte d'adhérence tend à prédominer dans le comportement mécanique des ancrages chimique à haute température. De plus, il a été démontré que les deux scénarios de chauffage (électrique ou gaz), aboutissent à des niveaux de température de rupture similaires au niveau de l'ancrage pour une même contrainte appliquée. Enfin, l'influence de la longueur d'ancrage et l'enrobage du béton sur la résistance au fendage ont été étudiées.

Parallèlement aux travaux expérimentaux, un modèle physique du confinement du béton permettant de calculer les contraintes de traction induites dans le béton sous l'action de l'adhérence a été développé dans ce travail. Ce modèle est basé sur la théorie de cylindre épais soumis à une pression interne. Il permet de résoudre numériquement l'équation d'équilibre et de déterminer le déplacement radiale dans la section du béton. Ce modèle intègre les lois de comportement du béton en prenant en compte son endommagement, ce qui permet de décrire son état en distinguant les zones fissurée et non fissurée. En outre, la capacité de la résine à transmettre la pression interne et à redistribuer les contraintes dans le béton a été étudié via un coefficient de transfert. La variation de ce dernier avec l'augmentation de la température a été quantifié, confirmant ainsi l'influence déterminante de l'adhésif sur la résistance des scellements chimique d'armature au fendage du béton. Le modèle physique a mis en évidence une diminution de la résistance assurée par le confinement du béton avec l'augmentation de la température. Cela est due à la dégradation de la résistance en traction du béton à haute température. Les facteurs de réductions calculés ont montré des tendances cohérentes avec celles observées dans les données expérimentales. Enfin, le modèle permet d'analyser la sensibilité des paramètres influençant le phénomène de fendage du béton à température ambiante et à haute température tels que l'enrobage, le diamètre de la barre, et l'impact des performances mécaniques de la résine et son épaisseur.

Dans le chapitre 4, une méthode permettant de calculer la capacité des scellements d'armatures rapportées au fendage du béton à haute température a été développée. Cette méthode permet de déterminer la capacité au fendage du béton en intégrant les résistances le long de l'armature. Pour ce faire, deux éléments sont requis. Tout d'abord, la distribution thermique le long du scellement est déterminée à chaque instant de l'exposition thermique grâce à une méthode numérique. Ensuite, les relations entre les résistances aux différents modes de ruine et la température, issues de l'évaluation du produit. La méthode consiste à diviser la longueur d'ancrage en petits segments, de sorte que la température soit uniforme ou quasi-uniforme le long de chaque segment. Chaque segment est ensuite associé à une valeur de résistance au fendage correspondante en fonction de sa température.

Perspectives

Le travail actuel peut présenter certaines limites avec les hypothèses utilisées. En effet, dans la méthode proposée pour calculer la résistance au feu d'un ancrage chimique, une rupture combinée par fendage et perte d'adhérence peut être considérée en fonction de profil de la température le long de l'ancrage. Toutefois, cette hypothèse requiert une vérification de la compatibilité des déplacements à cette interface fendage/perte d'adhérence. En effet, les deux modes de rupture sont gouvernés par des contraintes orientées dans deux directions distinctes (une dans la direction longitudinale et l'autre dans la direction radiale).

Pour la partie expérimentale, les essais ont été réalisés en utilisant deux types de résines : une résine à base d'époxy et une résine à base d'uréthane méthacrylate. Il serait souhaitable de compléter cette partie avec des essais supplémentaires en utilisant d'autres types de mortiers tels que ceux à base de ciment. Cela permettrait de vérifier l'applicabilité de la méthode développée à l'ensemble des produits adhésifs utilisés dans le scellement chimique des armatures dans le béton. Ce travail pourrait être aussi complété par un essai à l'échelle structurale afin de valider la méthode de dimensionnement proposée.

Concernant la partie théorique, dans le travail actuel, la modélisation du confinement du béton a été effectuée en 2D, sous une hypothèse d'un cylindre soumis à une pression interne uniforme autour du périmètre et le long de l'ancrage. En outre, étant donné que le modèle est isotherme, il permet de calculer les contraintes induites dans le béton sous l'hypothèse d'une température uniforme, sans prendre en compte les déformations thermiques. Ce modèle peut être étendu pour étudier les déformations dans la direction longitudinale en le combinant avec le modèle de shear-lag développé dans les travaux de Amine Lahouar [79].

Bibliographie

- [1] J. D. N. Shaw, “Resins in construction,” *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, vol. 7, no. 4, pp. 217–223, Nov. 1985, doi: 10.1016/0262-5075(85)90041-7.
- [2] T. S. Bickel and F. Shaikh, “Shear Strength of Adhesive Anchors,” *pci-j*, vol. 47, no. 5, pp. 92–101, Sep. 2002, doi: 10.15554/pci-j.09012002.92.101.
- [3] H. A. Spieth, “Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben,” 2002, doi: 10.18419/OPUS-160.
- [4] HILTI, “Post Installed Rebar Guide-Technical information.”
- [5] R. Eligehausen and J. Appl, “Behavior and design of fastenings with bonded anchors: numerical analysis and experimental verification”.
- [6] R. Eligehausen, R. Mallee, and J. F. Silva, *Anchorage in Concrete Construction*. John Wiley & Sons, 2006.
- [7] T. Hüer and R. Eligehausen, “Splitting failure mode of bonded anchors”.
- [8] J. Rex, A. Sharma, and J. Hofmann, “A new test specimen to investigate the bond behavior of post-installed reinforcing bars,” *Structural Concrete*, vol. 20, no. 2, pp. 583–596, Apr. 2019, doi: 10.1002/suco.201800265.
- [9] N. Pinoteau, “Comportement des scellements chimiques d’armatures rapportées pour béton en situation d’incendie.” Jun. 2013.
- [10] M. A. Lahouar, J.-F. Caron, N. Pinoteau, G. Forêt, and K. Benzarti, “Mechanical behavior of adhesive anchors under high temperature exposure: Experimental investigation,” vol. 78, pp. 200–211, Oct. 2017.
- [11] G. Muciaccia, A. Consiglio, and G. Rosati, “Behavior and design of post-installed rebar connections under temperature,” *Key Engineering Materials*, 2016.
- [12] J. M. L. dos Reis, “Effect of temperature on the mechanical properties of polymer mortars,” Aug. 2012.
- [13] O. Al-Mansouri, “Behavior of bonded anchors in concrete under fire,” phd thesis, 2020.
- [14] EOTA, “EAD 330087-00-0601 - Systems for post-installed rebar connections with mortar.” Dec. 2020.
- [15] M. A. Lahouar, “Tenue au feu des goujons collés dans le bois et dans le béton,” *These de doctorat*, Paris Est, 2017. Accessed: Jul. 23, 2024. [Online]. Available: <https://theses.fr/2017PESC1027>
- [16] sapeurs pompiers de france, “Prévention des risques d’incendies domestiques,” *Pompiers.fr*.
- [17] A. H. Buchanan and A. K. Abu, *Structural Design for Fire Safety*, 1st ed. Wiley, 2016.
- [18] International Organization for Standardization, “ISO 834-1 Fire-resistance tests - Elements of building construction-.” 2012.

- [19] I. G. HAGER, “Comportement à haute température des bétons à haute performance - évolution des principales propriétés mécaniques,” 2004.
- [20] U.-M. JUMPPANEN, “Effect of strength on fire behaviour of concrete,” *Nord. concr. res*, no. 8, pp. 116–127, 1989.
- [21] G. A. Khoury, “Strain components of nuclear-reactor-type concretes during first heat cycle,” *Nuclear Engineering and Design*, vol. 156, no. 1, pp. 313–321, Jun. 1995, doi: 10.1016/0029-5493(94)00969-6.
- [22] A. Staniszewski, *Odporność ogniowa konstrukcji budowlanych*. Arkady, 1988.
- [23] Bažant Z. P. and Kaplan M. F. (M. F.), *Concrete at high temperatures : material properties and mathematical models*. Longman, 1996. Accessed: Jul. 22, 2024. [Online]. Available: <https://ci.nii.ac.jp/ncid/BA27915717>
- [24] Y. Anderberg and S. Thelandersson, “Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures. 2. Experimental investigation and material behaviour model,” 1976, Accessed: Jul. 23, 2024. [Online]. Available: <https://portal.research.lu.se/files/5616345/1245738.pdf>
- [25] U. Schneider, “Behaviour of concrete under thermal steady state and non-steady state conditions,” *Fire and Materials*, vol. 1, no. 3, pp. 103–115, Sep. 1976, doi: 10.1002/fam.810010305.
- [26] G. A. Khoury, “Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment,” *Magazine of Concrete Research*, vol. 44, no. 161, pp. 291–309, Dec. 1992, doi: 10.1680/mac.1992.44.161.291.
- [27] Y. Anderberg, “Analytical fire engineering design of reinforced concrete structures based on real fire characteristics,” in *Proceedings of the 8th Congress of the Federation Internationale de la Precontrainte*, London, UK, 1978. Accessed: Jul. 23, 2024. [Online]. Available: <https://fire.nist.gov/article/0HcyXYQBWEcjUZEYAjgb>
- [28] A. H. Buchanan and A. K. Abu, *Structural Design for Fire Safety*. John Wiley & Sons, 2017.
- [29] R. Felicetti, P. G. Gambarova, and A. Meda, “Residual behavior of steel rebars and R/C sections after a fire,” *Construction and Building Materials*, vol. 23, no. 12, pp. 3546–3555, Dec. 2009, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2009.06.050.
- [30] A. Y. Elghazouli, K. A. Cashell, and B. A. Izzuddin, “Experimental evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement at elevated temperature,” *Fire Safety Journal*, vol. 44, no. 6, pp. 909–919, 2009.
- [31] P. Bardonnnet, “Résines époxydes (EP) composants et propriétés, traité Plastiques et Composites (Editions TI, 1992) p,” *A3465*, vol. 27, 1992.
- [32] D. Redaelli, “Comportement et modélisation des éléments de structures en Béton Fibré à Ultra-Hautes Performances avec armatures passives.”

- [33] fib-F. internationale du béton, Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010: Technical report. fib - Fédération internationale du béton, 2014.
- [34] L. A. Lutz and P. Gergely, “Mechanics of Bond and Slip of Deformed Bars in Concrete,” JP, vol. 64, no. 11, pp. 711–721, Nov. 1967, doi: 10.14359/7600.
- [35] S. Lettow, “Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße,” 2006.
- [36] EOTA, “EAD-332402-00-0601-Post-Installed reinforcing bar (rebar) connections with improved bond-splitting behaviour under static loading.” Jun. 2021.
- [37] J. C. Schoening, Anchorages and laps in reinforced concrete members under monotonic loading. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2018.
- [38] K. P. Steuck, J. B. K. Pang, M. O. Eberhard, and J. F. Stanton, “ANCHORAGE OF LARGE-DIAMETER REINFORCING BARS GROUTED INTO DUCTS”.
- [39] R. Eligehausen, E. P. Popov, and V. V. Bertero, Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. NTIS, 1983.
- [40] S. Viwathanatepa and P. Popov, “EFFECTS OF GENERALIZED LOADINGS ON BOND OF REINFORCING BARS EMBEDDED IN CONFINED CONCRETE BLOCKS”.
- [41] G. C. Reynolds and A. W. Beeby, “Bond strength of deformed bars,” in International Conference on Bond and Concrete, 1982, pp. 434–445.
- [42] G. Metelli, E. Marchina, and G. A. Plizzari, “Effects of the position of confining transverse links on lap strength,” Structural Concrete, Oct. 2022.
- [43] E. Giuriani, G. Plizzari, and C. Schumm, “Role of Stirrups and Residual Tensile Strength of Cracked Concrete on Bond,” Journal of Structural Engineering, Jan. 1991.
- [44] G. A. Plizzari, M. A. Deldossi, and S. Massimo, “Transverse reinforcement effects on anchored deformed bars,” Magazine of Concrete Research, Jun. 1998.
- [45] “ACI CODE-318-19(22): Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Reapproved 2022).”
- [46] C. E. de Normalisation, “EN-1992-1-1: Eurocode 2: Design of Concrete Structures: Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings,” Brussels, Belgium, 2004.
- [47] Model Code 2010. 1. in Bulletin / Fédération Internationale du Béton, no. 55. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2010.
- [48] EOTA TR 069, “Design method for anchorage of post-installed bars (rebars) with improved bond-splitting behavior as compared to EN 1992-1-1.” Oct. 2019.
- [49] P. R. Shunmuga Vembu and A. K. Ammasi, “A Comprehensive Review on the Factors Affecting Bond Strength in Concrete”.
- [50] J. Cairns, “Bond and anchorage of embedded steel reinforcement in fib Model Code 2010,” Structural Concrete, 2015.

- [51] R. Tepfers, “Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars,” *Magazine of Concrete Research*, vol. 31, no. 106, pp. 3–12, Mar. 1979.
- [52] S. P. Timoshenko, “Strength of Materials: Part II Advanced Theory and Problems.” D. Van Nostrand Co., Inc., New Jersey, 1956.
- [53] X. Wang and X. Liu, “A strain-softening model for steel–concrete bond,” *Cement and Concrete Research*, vol. 33, no. 10, pp. 1669–1673, Oct. 2003, doi: 10.1016/S0008-8846(03)00137-6.
- [54] T. Pothisiri and P. Panedpojaman, “Modeling of bonding between steel rebar and concrete at elevated temperatures,” *Construction and Building Materials*, vol. 27, no. 1, pp. 130–140, Feb. 2012, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.08.014.
- [55] J. A. Den Uijl and A. J. Bigaj, “A bond model for ribbed bars based on concrete confinement,” *HERON*, 41 (3), 1996, 1996.
- [56] P. G. Gambarova and G. P. Rosati, “Bond and splitting in bar pull-out: behavioural laws and concrete cover role,” *Magazine of Concrete Research*, 1997.
- [57] C. V. Nielsen and N. Bićanić, “Radial fictitious cracking of thick-walled cylinder due to bar pull-out,” *Magazine of Concrete Research*, Jun. 2002.
- [58] T. Pothisiri and P. Panedpojaman, “Modeling of bonding between steel rebar and concrete at elevated temperatures,” *Construction and Building Materials*, vol. 27, no. 1, pp. 130–140, Feb. 2012, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.08.014.
- [59] EN 206, “Concrete - Specification, performance, production and conformity,” Afnor EDITIONS. [Online]. Available: <https://www.boutique.afnor.org/en-gb/standard/nf-en-206/concrete-specification-performance-production-and-conformity/fa171582/1465>
- [60] International Standard ISO 15630-1, “Steel for the reinforcement and prestressing of concrete — Test methods — Part 1: Reinforcing bars, wire rod and wire.” Accessed: Apr. 15, 2024. [Online]. Available: <https://regbar.com/wp-content/uploads/2019/09/ISO-15630-1.pdf>
- [61] AC308, “ACCEPTANCE CRITERIA FOR POST-INSTALLED ADHESIVE ANCHORS IN CONCRETE ELEMENTS,” ICC Evaluation service.
- [62] Model Code 2010. 1. in *Bulletin / Fédération Internationale du Béton*, no. 55. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2010.
- [63] P. G. Gambarova and G. P. Rosati, “Bond and splitting in bar pull-out: behavioural laws and concrete cover role,” *Magazine of Concrete Research*, vol. 49, no. 179, pp. 99–110, Jun. 1997, doi: 10.1680/mac.1997.49.179.99.
- [64] T. Sakai, T. Kanakubo, K. Yonemaru, and H. Fukuyama, “Bond Splitting Behavior of Continuous Fiber Reinforced Concrete Members,” in *SP-188: 4th Intl Symposium - Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures*, American Concrete Institute, 1999. doi: 10.14359/5701.

- [65] Elasticity: Theory, Applications and Numerics Second Edition provides. 2009. Accessed: Jun. 04, 2025. [Online]. Available: <https://shop.elsevier.com/books/elasticity/sadd/978-0-12-374446-3>
- [66] A. GANGNANT, “Étude de la rupture quasi-fragile d’un béton à l’échelle mésoscopique. Aspects expérimentaux et modélisation.”
- [67] J. Mazars and G. Pijaudier-Cabot, “Continuum Damage Theory—Application to Concrete,” *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 115, no. 2, pp. 345–365, Feb. 1989, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1989)115:2(345).
- [68] S. Gopalaratnam, “Softening Response of Plain Concrete in Direct Tension,” 1985.
- [69] J. Ren, Z. Tian, and J. Bu, “Simulating Tensile and Compressive Failure Process of Concrete with a User-defined Bonded-Particle Model,” Dec. 2018.
- [70] B. Sun, R. Chen, Y. Ping, Z. Zhu, and N. Wu, “Study on Axial Tensile Strain Rate Effect on Concrete Based on Experimental Investigation and Numerical Simulation,” Jul. 2022, Accessed: Sep. 27, 2024. [Online]. Available: <https://www.mdpi.com/1996-1944/15/15/5164>
- [71] M. Terrien, “Emission acoustique et" comportement mecanique post-critique" d’un beton sollicite en traction,” *Bull Liaison Lab Ponts Chauss*, no. 105, 1980.
- [72] P. S. Theocaris, “Influence of plasticizer on Poisson’s ratio of epoxy polymers”.
- [73] PR NE EN 1992-1-2, “Eurocode 2 : Calcul des structures en béton-Partie1-2 : Règles générales- Calcul du comportement au feu,” Sep. 2021.
- [74] EOTA, “EAD 330499-00-0601 Bonded fasteners for use in concrete.” 2017.
- [75] NF EN 1992-1-1, “Eurocode 2 : Design of concrete structures. Part 1-1 : General rules and rules of buildings,” Afnor EDITIONS. Accessed: Apr. 05, 2024. [Online]. Available: <https://www.boutique.afnor.org/fr-fr/norme/nf-en-199211/eurocode-2-calcul-des-structures-en-beton-partie-1-1-regles-generales-et-reg/fa039724/25784>
- [76] R. Tepfers, “Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars,” Mar. 1979.
- [77] O. Al-Mansouri, “Behavior of bonded anchors in concrete under fire”.
- [78] prEN 1992-1-2:2023. Eurocode 2: Calcul des structures en béton -Partie 1-2: Règles générales -Calcul du comportement au feu. 2023.
- [79] prEN 1993-1-2:2024. Eurocode 3: Calcul des structures en acier -Partie 1-2: Règles générales -Calcul du comportement au feu. 2024.
- [80] M. A. Lahouar, N. Pinoteau, J.-F. Caron, G. Foret, and R. Mege, “A nonlinear shear-lag model applied to chemical anchors subjected to a temperature distribution,” *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 84, pp. 438–450, Aug. 2018, doi: 10.1016/j.ijadhadh.2018.05.002.