

UNIVERSITÉ D'ORLÉANS

École Doctorale « Énergie, Matériaux, Sciences de la Terre et de l'Univers »

Laboratoire de Mécanique Gabriel Lamé

THÈSE présentée par :

Miora Nirina ROBSON

soutenue le : 07 Décembre 2022

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

Discipline/ Spécialité : Génie Civil

Rupture par cône de béton des ancrages à températures élevées

THÈSE dirigée par :

M. Sébastien REMOND

Professeur des Universités, Université d'Orléans

M. Dashnor HOXHA

Professeur des Universités, Université d'Orléans

RAPPORTEURS :

Mme Géraldine CASAUX-GINESTET Professeur, ENSAP Bordeaux

M. Farid BENBOUDJEMA

Professeur des Universités, Université Paris Saclay

JURY :

M. Nicolas BURLION

Professeur des Universités, Université de Lille, Président

M. Nicolas PINOTEAU

Docteur, CSTB, Examineur

M. Kresimir NINCEVIC

Docteur, HILTI, Invité

M. Omar AL-MANSOURI

Docteur, CSTB, Invité

Remerciements

En m'appuyant sur mes seules aptitudes, la réalisation de ces travaux de thèse aurait été inimaginable. Je souhaite donc exprimer ma reconnaissance envers tous ceux qui y ont, de différentes manières, apporté leurs contributions.

Tout d'abord, je remercie l'ensemble du jury d'avoir accordé leur temps à la lecture de ce manuscrit et d'avoir honoré de leur présence ma soutenance de thèse. En particulier, je remercie Pr. Nicolas Burlion d'avoir accepté de présider le jury, ainsi que les rapporteurs Pr. Géraldine Casaux-Ginestet et Pr. Farid Benboudjema pour le temps consacré à l'examen de mon travail.

Ma profonde gratitude s'adresse également à l'équipe d'encadrement que j'ai eu le privilège d'avoir et grâce à qui ces trois années de thèse se sont déroulées avec optimisme malgré les difficultés et les incertitudes rencontrées :

- Mes directeurs de thèse Pr. Sébastien Rémond et Pr. Dashnor Hoxha, pour leur bienveillance, leur expertise scientifique et leur soutien sans faille qui ont permis de travailler dans un cadre serein ;
- Mes encadrants au sein du CSTB : Dr. Nicolas Pinoteau pour son précieux accompagnement scientifique, technique et organisationnel qui ont grandement contribué à l'atteinte des objectifs de la thèse en temps voulu. Dr. Omar Al-Mansouri, pour sa disponibilité exceptionnelle malgré ses tonnes de tâches, pour son esprit pragmatique et pour avoir été un grand frère inspirant depuis le début de la thèse. Dr. Amine Lahouar, pour son écoute et ses excellents conseils qui ont contribué au bon déroulement de la thèse.

L'étroite collaboration avec HILTI a définitivement apporté plusieurs bénéfices à la réalisation de mes travaux de thèse, je ne saurais donc manquer à leur adresser ma reconnaissance. I wish therefore to thank Dr. Roberto Piccinin, Dr. Marco Abate, Dr. Kenton McBride and Dr. Kresimir Nincevic for their availability and for the rich and stimulating exchanges we had during our fortnightly meetings.

J'aimerais aussi adresser des remerciements particuliers à Dr. Romain Mege, Pr. Pierre Pimienta, Dr. Brahim Ismail ainsi que Thierry Guillet pour leurs supports et pour nos différents échanges enrichissants qui ont contribué à l'avancement de mes travaux de recherche.

J'exprime également mes sincères remerciements à l'ensemble de l'équipe Génie Civil du laboratoire de mécanique Grabiél Lamé, en particulier pour leur accueil et l'ambiance conviviale qu'ils m'ont réservés durant les deux mois que j'ai passés à Orléans.

La majeure partie de mes travaux durant ces trois années a été réalisée au CSTB Marne-la-Vallée au sein de la Direction Sécurité, Structures et Feu (DSSF) dirigée par Valérie Gourves et son prédécesseur François Jallot auxquels j'adresse mes remerciements. J'ai eu la chance d'évoluer au sein de la belle équipe de la division RISC (auparavant EA2R) constituée de personnes aussi compétentes que sympathiques dont je garde de très bons souvenirs : Alan,

Anca, Axelle, Ayman, Benoît-Louis, Cathérine, Emilie, Erich, Gabriel, Karine, Laura, Laure, Manuel, Mara, Maria, Mehdi, Olivier, Paul, Pauline, Philippe, Quentin, Renato, Rheda, Toan, Véronique et Yahia. Un clin d’œil spécial à Mara pour son cœur en or qui m’a marquée et à Quentin qui a apporté sa bonne humeur au quotidien depuis mon tout premier jour au CSTB jusqu’au tout dernier jour à la soutenance.

Il m’est impossible de ne pas exprimer ma gratitude particulière envers mes chers collègues qui ont partagé mon quotidien dans ce fameux open-space : Amal pour son sourire contagieux et sa présence apaisante, Nagham pour avoir été la meilleure co-aventurière avec qui j’ai collectionné une tonne de souvenirs inoubliables, Fatima pour son authenticité et pour les fous rires partagés ensemble, Elodie pour son empathie et pour les pauses café ‘spéciales motivation’, Alma pour les moments de confidences ;) toujours avec un esprit ouvert et des bons conseils, Bunthan pour son humour et son calme exemplaire, Bouaza pour sa gentillesse et pour m’avoir laissé le meilleur bureau à son départ, Sabine pour sa sympathie et sa bonne humeur. Je n’oublie pas les collègues tous très sympathiques que j’ai eu le plaisir de connaître durant leur passage au CSTB : Aya, Nihal, Charlotte, Anastasia, Houssein, Pierre, Julia, Samir, Raphaël, Eve, Armand, Mahdi et Antoine.

La réalisation de la campagne expérimentale présentée dans ce manuscrit a mobilisé les laboratoires fixation, feu et matériaux de la DSSF au sein desquels j’ai été entourée d’une équipe technique compétente et bienveillante. Je remercie en particulier Philippe Rivillon, Martial Bonhome, Stéphane Charuel, Killian Regnier, Pierre-Yves Mertz, Rémi Mercier, Etienne Bruchet, Pierre-Jean Degiovanni, Eric Degiovanni, Jean Cristophe Caillot, Fabrice Maurice, Luna Briand, Julie Skorupka, Aurore Lenjalley, Richard Lenoir, Francis Diafuanana Luntala, Léo Gontier, Paulo Pangia Ngani, Florian Demoulin, Miguel Cruz, Anthony Malara, Jean-François Moller, Jean-Clotaire Akue Ondo, Fabien Perrault, Hubert Auster et Faustin Mundele Nsingi pour leurs différentes contributions.

Mon dernier mot de merci mais certainement pas le moindre s’adresse à ma famille et à mes proches qui m’ont soutenue de près ou de loin durant ces trois années : merci d’avoir cru en moi et de m’avoir encouragée à aller jusqu’au bout de cette aventure, et merci pour votre compréhension lors de mes indisponibilités. Je finis avec une pensée d’amour pour mon défunt père qui tient un grand rôle dans l’accomplissement de ce travail, je lui dois l’ambition d’aller au bout de mes études, et je lui dédie cet humble travail.

Table des matières

Table des matières.....	iv
Liste des figures.....	vi
Liste des tableaux.....	x
Introduction générale.....	1
Chapitre 1. Etat de l'art sur la rupture par cône de béton des ancrages.....	6
Introduction	7
1.1. Généralités sur les systèmes d'ancrages et leurs modes de rupture	7
1.2. La rupture par cône de béton à température ambiante	9
1.3. Les différents types de sollicitation thermique	14
1.4. Influences de la température sur les propriétés thermomécaniques du béton.....	15
1.5. Les risques d'éclatement du béton à températures élevées.....	26
1.6. La rupture par cône de béton à températures élevées.....	28
Synthèse du Chapitre 1.....	35
Chapitre 2. Détermination de l'angle de rupture avec un modèle champ de phase.....	36
Introduction	37
2.1. Représentation de la fissure par un champ de phase	38
2.1.1. Formulation du problème couplé de déformation et de fissuration par champ de phase	38
2.1.2. Résolution avec le code aux éléments finis Abaqus	44
2.2. Description du modèle pour la simulation de la rupture par cône de béton	45
2.2.1. Géométrie du modèle mécanique et propriétés des matériaux.....	45
2.2.2. Analyse de sensibilité au maillage temporel et spatial.....	48
2.2.3. Etapes de calcul à températures élevées	52
2.3. Résultats.....	56
2.3.1. Angle de rupture à température ambiante pour différentes profondeurs d'ancrage	56
2.3.2. Angle de rupture pour différentes durées d'exposition au feu ISO	57
2.3.3. Réduction de la capacité du cône de béton à températures élevées.....	60
Synthèse du Chapitre 2.....	63
Chapitre 3. Détermination de la réduction de la capacité du cône de béton en fonction de la température avec la mécanique linéaire élastique de la rupture	64
Introduction	65
3.1. Description et paramétrage du modèle MLER	66
3.1.1. Principes de la mécanique linéaire élastique de la rupture	66
3.1.2. Etude thermique préliminaire	70
3.1.3. Vérification du modèle MLER et choix de maillage	74
3.2. Propagation d'une fissure conique en condition isotherme.....	77
3.2.1. Force critique et capacité du cône de béton	77
3.2.2. Cas d'une charge uniformément répartie le long de la profondeur d'ancrage.....	82
3.3. Propagation d'une fissure conique en présence d'un gradient thermique.....	84

3.3.1. Redistribution des contraintes à températures élevées	84
3.3.2. Variation de la force critique pour différentes profondeurs d'ancrage	88
3.3.3. Facteur de réduction de la capacité du cône de béton en fonction de la température	93
3.3.4. Cas d'une charge uniformément répartie à températures élevées	97
Synthèse du Chapitre 3.....	100
Chapitre 4. Campagne de validation expérimentale.....	102
Introduction	103
4.1. Programme expérimental.....	103
4.1.1. Matrice expérimentale.....	103
4.1.2. Préparation des corps d'épreuve	107
4.1.3. Caractéristiques du béton	110
4.2. Essais de référence	111
4.2.1. Procédure d'essais	111
4.2.2. Résultats des essais	112
4.3. Essais à températures élevées	117
4.3.1. Procédures d'essais.....	117
4.3.2. Résultats des essais	120
4.4. Validation de la méthode rationnelle.....	131
4.4.1. Comparaison avec les résultats d'essais	131
4.4.2. Comparaison avec les résultats expérimentaux dans la littérature.....	134
4.4.3. Comparaison avec les prédictions de la norme NF EN 1992-4	135
Synthèse du Chapitre 4.....	138
Conclusions et perspectives de l'étude	139
Conclusions	139
Perspectives.....	141
Annexes.....	142
Bibliographie	155

Liste des figures

Figure 1 : Méthodologie générale et imbrication des différents chapitres.....	5
Figure 2 : Principaux types d'ancrage dans le béton (figure adaptée de [14]).....	7
Figure 3 : Modes de rupture d'un ancrage sollicité en traction selon la norme EN 1992-4 [13]	8
Figure 4 : Modèle de l'ACI 349-85 (figure adaptée de [6]).....	10
Figure 5 : Base de données expérimentale sur la capacité ultime N_u du cône de béton à température ambiante (figure adaptée de [15])	12
Figure 6 : Dimensions idéalisées du cône de béton selon la méthode CCD (figure adaptée de [6]).....	13
Figure 7 : Courbes nominales température-temps	15
Figure 8 : Facteur de réduction de la résistance en compression avec la température selon la norme NF EN 1992-1-2 [58]	17
Figure 9 : Facteur de réduction du module d'élasticité avec la température	17
Figure 10 : Facteur de réduction de la résistance en traction avec la température selon la norme NF EN 1992-1-2.....	18
Figure 11 : Eprouvette entaillée pour essai de flexion trois points	19
Figure 12 : Rapport entre G_F à une température T et G_F à 20°C	22
Figure 13 : Variation de la déformation thermique libre avec la température selon la norme NF EN 1992-1-2 [58].....	23
Figure 14 : Diminution de la densité du béton avec la température.....	24
Figure 15 : Conductivité thermique du béton en fonction de la température	25
Figure 16 : Chaleur massique à températures élevées pour différents teneurs en eau u	25
Figure 17 : Changement de phase de l'eau dans le béton sous chauffage lent (figure adaptée de [94]).....	27
Figure 18 : Types d'exposition couverts par la méthode de la norme NF EN 1992-4	28
Figure 19 : Capacité du cône de béton relative après 90 min d'exposition au feu ISO 834-1 (figure adaptée de [99]).....	30
Figure 20 : Représentation schématique de l'équipement d'essai à températures élevées [101]	31
Figure 21 : Comparaison entre résultats d'essais et prédiction de la norme NF EN 1992-4 [101]	32
Figure 22 : Angle de rupture β (figure adaptée de [35])	37
Figure 23 : Angle de rupture en fonction de la profondeur d'ancrage (figure adaptée de [35]).	38
Figure 24 : a) Barre coupée par une fissure de section Γ b) fissure discrète c) fissure diffuse (figure adaptée de [105].	40
Figure 25 : Topologie discrète (a) et diffuse (b) de la fissure (Figure adaptée de [106])	41
Figure 26 : Modélisation axisymétrique d'un essai d'arrachement.....	46
Figure 27 : Zone de contact entre l'acier et le béton	46
Figure 28 : Maillage du modèle pour trois tailles de maille différentes	48

Figure 29 : Courbes force-déplacement pour différentes tailles de maille.....	49
Figure 30 : Méthode de mesure de l'angle de rupture	50
Figure 31 : Angles de rupture pour différents maillages.....	51
Figure 32 : Courbes force-déplacement pour différents incréments de chargement.....	51
Figure 33 : Angles de rupture pour différents incréments de chargement.....	52
Figure 34 : Calcul thermomécanique en deux étapes.....	53
Figure 35 : Conductivité thermique et chaleur massique de l'acier selon la NF EN 1992-1-2 [89]	54
Figure 36 : Subdivision de la zone chaude du béton en plusieurs couches et affectation du module d'Young	55
Figure 37 : Angles de rupture à température ambiante pour différentes profondeurs d'ancrage	56
Figure 38 : Angles de rupture obtenus avec le modèle EF et angles mesurés par Zhao [35]...	57
Figure 39 : Distribution de température à différents temps d'exposition ($h_{ef} = 100$ mm).....	58
Figure 40 : Angle de rupture à différents temps d'expositions pour différentes profondeurs d'ancrage.....	59
Figure 41 : Aplatissement post-pic du trajet de la fissure à haute température ($h_{ef} = 100$ mm)	60
Figure 42 : Courbes force-déplacement à différents temps d'exposition au feu ISO	60
Figure 43 : Variation du ratio $G_F(T)/G_F(20^\circ C)$ avec la température	61
Figure 44 : Réduction de la capacité du cône de béton à différents temps d'expositions selon différents modèles : champ de phase, microplans [71], Eurocode [13]	62
Figure 45 : Cône de béton théorique divisé en plusieurs troncs de cônes isothermes (figure adaptée de [72]).....	66
Figure 46 : Modes de propagation d'une fissure	67
Figure 47 : Contours d'intégrale J entourant le front de fissure (Figure adaptée de [115])....	70
Figure 48 : Modèle 2D axisymétrique avec et sans représentation de l'acier	71
Figure 49 : Distribution de température pour $h_{ef} = 40$ mm et $t = 120$ min.....	71
Figure 50 : Températures le long de la trajectoire de la fissure conique	72
Figure 51 : Ecart de température entre les deux modèles en fonction de la longueur de fissure relative pour $h_{ef} = 40$ mm.....	73
Figure 52 : Modélisation du problème mécanique en 2D axisymétrique	74
Figure 53 : Fissure « penny-shaped »	74
Figure 54 : Modélisation aux éléments finis d'une fissure « penny-shaped »	75
Figure 55 : Modélisation de la fissure conique avec différents raffinements de maillage.....	76
Figure 56 : Intégrale J pour différentes densités de maillage.....	77
Figure 57 : Série de modèles à différentes longueurs de fissure.....	77
Figure 58 : Variation de la force critique avec la longueur de fissure relative.....	78
Figure 59 : Ratio $K_{I2}/(K_{I2} + K_{II2})$	79
Figure 60 : Variation du coefficient $k\beta; \gamma cr$ avec la longueur de fissure relative pour différentes profondeurs d'ancrage.....	81

Figure 61 : Modes de chargements étudiés.....	82
Figure 62 : Variation de la force critique en fonction de la longueur de fissure relative.....	82
Figure 63 : Ratio $K_{I2}/(K_{I2} + K_{II2})$ pour $h_{ef}=100$ mm	83
Figure 64 : Variation de $F_{crEGFhef32}$ avec la longueur de fissure relative pour une charge uniformément répartie.....	83
Figure 65 : Modèle thermomécanique en deux étapes	85
Figure 66 : Contraintes normales à la surface de rupture.....	86
Figure 67 : Variation de la force critique avec prise en compte de la dégradation du module d'Young.....	87
Figure 68 : Variation de la force critique sans prise en compte de la dégradation du module d'Young.....	87
Figure 69 : Variation de la force critique (à gauche) et températures le long de la trajectoire de la fissure conique (à droite).....	89
Figure 70 : Contraintes normales à la surface de rupture dues uniquement au chauffage au feu standard (sans la fissure).....	90
Figure 71 : Contraintes normales à la surface de rupture avec une charge $F=150$ kN (sans la fissure).....	91
Figure 72 : Contraintes normales à la surface de rupture avec une charge $F=150$ kN pour différentes longueurs de fissure relatives	92
Figure 73 : Vérification de la température déterminante pour le module d'Young.....	94
Figure 74 : Facteur $K_{I2} + K_{II2}froidK_{I2} + K_{II2}chaud$ et températures à la pointe de la fissure critique dans le cas d'un chargement ponctuel.....	95
Figure 75 : Vérification de la température déterminante pour le module d'Young dans le cas d'un chargement réparti	98
Figure 76 : Comparaison des facteurs $K_{I2} + K_{II2}froidK_{I2} + K_{II2}chaud$ pour un chargement ponctuel et un chargement uniformément réparti	98
Figure 77 : Configuration des dalles pour les deux types d'ancrage.....	107
Figure 78 : Caractéristiques des boulons à tête et maintien durant le coulage	108
Figure 79 : Echelle de thermocouples.....	108
Figure 80 : Etapes de mise en place de la cheville chimique.....	109
Figure 81 : Eprouvettes pour caractérisation des propriétés mécaniques du béton.....	111
Figure 82 : Schéma des configurations d'essai pour les essais de référence	112
Figure 83 : Ruptures par perte d'adhérence des chevilles chimiques	112
Figure 84 : Ruptures par cône de béton.....	113
Figure 85 : Rupture mixte par cône béton et perte d'adhérence	113
Figure 86 : Mesures l'angle de rupture pour l'essai 75-4.....	114
Figure 87 : Courbes force-déplacement à température ambiante.....	116
Figure 88 : Comparaison des résultats d'essais aux capacités caractéristiques données par la norme NF EN 1992-4.....	117
Figure 89 : Configuration des essais au feu ISO standard.....	118
Figure 90 : Evolution de la température des gaz chauds dans les essais au feu standard.....	118

Figure 91 : Chauffage au portique radiant.....	119
Figure 92 : Evolution de la température du béton à 10 mm de la face chauffée.....	120
Figure 93 : Gradient de température dans le béton et l'adhésif au moment de la rupture sous conditions de feu standard.....	121
Figure 94 : Profils de rupture des boulons à tête sous conditions de feu standard.....	122
Figure 95 : Profils de rupture des chevilles chimiques sous conditions de feu standard.....	123
Figure 96 : Distribution de température dans le béton et l'adhésif à la fin du chauffage au portique radiant.....	125
Figure 97 : Profils de rupture des chevilles chimiques après chauffage au portique radiant.	126
Figure 98 : Courbes force-déplacement des chevilles chimiques pour $h_{ef} = 75$ mm (gauche) et $h_{ef} = 125$ mm (droite)	127
Figure 99 : Rupture explosive des boulons à tête au portique radiant.....	128
Figure 100 : Courbes force-déplacement des boulons à tête au portique radiant	129
Figure 101 : Profils de température dans les essais au portique radiant.....	130
Figure 102 : Evolution de la température du béton à différentes profondeur.....	130
Figure 103 : Ajustement des résultats d'essais avec la relation (4.4) (courbe rouge) [70].....	132
Figure 104 : Variation du rapport entre $G_F(T)$ et $G_F(20^\circ C)$	133
Figure 105 : Comparaison entre k_{red} calculé et k_{red} mesuré.....	134
Figure 106 : Comparaison entre k_{red} théorique et résultats d'essais dans la littérature (Reick [99], Lakhani et Hofmann [101])	135
Figure 107 : Capacités caractéristiques du cône de béton à températures élevées	136
Figure 108 : Capacité mesurée et capacité caractéristique selon la norme NF EN 1992-4 [13] pour une cheville chimique de 125 mm	137
Figure 109 : Dimensions et conditions aux limites latérales.....	142
Figure 110 : Angle de rupture pour les différents cas de conditions aux limites.....	143
Figure 111 : Courbes force-déplacement pour les différents cas de conditions aux limites...	143
Figure 112 : Angle de rupture (Angle 2) pour différentes valeurs de l	144
Figure 113 : Courbes force-déplacement pour différentes valeurs de l	144

Liste des tableaux

Tableau 1: Démarche, objectifs et contenus de l'étude sur la capacité du cône de béton des ancrages à températures élevées.....	4
Tableau 2 : Principales transformation au sein du béton entre la température ambiante et la température de destruction complète [45]	16
Tableau 3 : Revue des conditions d'essais de détermination de l'énergie de fissuration du béton à températures élevées.....	20
Tableau 4 : Résultats expérimentaux regroupés par Reick [99].....	29
Tableau 5 : Résultats des essais numériques de Reick [99].....	29
Tableau 6 : Résumé des principales études sur la rupture par cône de béton à températures élevées ou après refroidissement.....	33
Tableau 7 : Propriétés mécaniques du béton et de l'acier à température ambiante.....	47
Tableau 8 : Charges maximales prédites par différentes méthodes.....	49
Tableau 9 : Temps de calcul pour différents maillages.....	49
Tableau 10 : Influence de la taille d'incrément de chargement su la charge ultime	52
Tableau 11 : Vérification du modèle numérique 2D axisymétrique.....	76
Tableau 12 : Longueurs de fissure relative critiques à températures élevées dans le cas d'un chargement ponctuel.....	94
Tableau 13 : Détermination de $G_{froid}(F)G_{chaud}(F)$ pour une longueur de fissure de 30%	96
Tableau 14 : Longueurs de fissure relative critiques à températures élevées dans le cas d'un chargement uniformément réparti.....	97
Tableau 15 : Matrice expérimentale pour les boulons à tête	105
Tableau 16 : Matrice expérimentale pour les chevilles chimiques.....	106
Tableau 17 : Caractéristiques de formulation du béton.....	110
Tableau 18 : Propriétés mécaniques des deux lots de béton.....	111
Tableau 19 : Angle de rupture à température ambiante	115
Tableau 20 : Capacités ultimes à température ambiante.....	116
Tableau 21 : Temps de début de chargement et temps de rupture au feu standard	119
Tableau 22 : Capacités ultimes sous conditions de feu ISO 834-1	123
Tableau 23 : Angle de rupture sous conditions de feu ISO 834-1	124
Tableau 24 : Capacités ultimes des chevilles chimiques avec le portique radiant	127
Tableau 25 : Angles de rupture sous conditions de chauffage au portique radiant	127
Tableau 26 : Capacités ultimes des boulons à tête au portique radiant.....	129

Introduction générale

Contexte de l'étude :

En 2020, la Direction Générale de la Sécurité Civile et de la Gestion des Crises (DGSCGC) du ministère de l'Intérieur estime à 282 800 le nombre annuel d'incendies domestiques en France [1]. Le feu étant un événement imprévisible et rapidement propagé, il s'agit généralement d'une catastrophe imparable lorsque qu'il engloutit un bâtiment entier. L'accent mis sur la sécurité incendie des structures s'est alors développé au cours des dernières décennies, et ce, à l'échelle mondiale.

En ingénierie des structures en béton armé, une attention particulière est portée au fait que le béton exposé au feu est sujet à la dégradation de ses propriétés mécaniques et à une possibilité d'écaillage [2]–[5]. En particulier, la perte d'enrobage exposant directement au feu l'armature peut mettre rapidement en péril l'ensemble de la structure. La dégradation du béton affecte également la tenue des systèmes d'ancrage, qui sont largement utilisés pour les connexions structurales et non structurales.

Dans l'industrie des systèmes d'ancrage, les fixations post-installées ont connu un essor considérable ces dernières années, du fait de la grande flexibilité qu'elles permettent comparées aux fixations placées avant le coulage du béton. Parmi les différents types de fixations post-installées, les chevilles chimiques sont couramment utilisées pour leur adaptabilité et leur installation rapide et facile. Une cheville chimique est constituée d'un élément d'ancrage en acier (en général une tige filetée) installé dans un trou foré dans le béton durci dans lequel il est collé au moyen d'un agent adhésif. A températures élevées, la perte d'adhérence de l'agent adhésif due à sa thermosensibilité constitue le mode de rupture le plus probable. Face à cette problématique, les technologies de fabrication ont récemment progressé dans le développement d'adhésifs de moins en moins sensibles à la température. Dans ce cas, les modes de rupture liées au béton ou à l'acier peuvent devenir dimensionnants.

Lorsqu'un ancrage situé loin des bords de l'élément en béton et loin des ancrages adjacents (appelé aussi ancrage isolé) est sollicité en traction, la rupture du béton se traduit par l'extraction d'une portion de béton de forme conique. A température ambiante, la résistance à ce mode de rupture, appelée « capacité du cône de béton », a fait l'objet de plusieurs études [6]–[12]. Au contraire, à températures élevées, elle a à peine été investiguée. A ce jour, le guide de dimensionnement européen des ancrages (norme NF EN 1992-4) [13] propose dans son Annexe D une méthode de détermination de la capacité du cône de béton en cas d'exposition au feu standard (feu ISO 834-1).

Dans cette méthode, la capacité du cône de béton à un temps d'exposition donné est déterminée en multipliant la capacité à température ambiante par un coefficient de réduction. Ce dernier dépend de la profondeur d'ancrage et du temps d'exposition au feu, appartenant à l'un des deux intervalles 0 à 90 min ou 90 min à 120 min. Cette définition par intervalle de temps implique un manque de précision pour les temps d'exposition intermédiaires. En outre, cette méthode n'est pas applicable lorsque le scénario de chauffage est différent du feu standard (par exemple : feu de tunnel, ancrage placé à proximité de réacteurs nucléaires, béton protégé

thermiquement, etc..). Enfin, le coefficient de réduction est indépendant du type d'ancrage, et s'applique ainsi aux chevilles chimiques bien que cela n'ait pas encore été vérifié expérimentalement.

Objectifs et démarche :

Compte tenu de ces points d'amélioration, le présent travail vise à déterminer la capacité du cône de béton en fonction de la distribution de températures dans le béton, au lieu du temps d'exposition. Il est important de souligner qu'en vue de conserver la simplicité de la méthode de dimensionnement actuelle pour une utilisation en ingénierie, l'analyse du comportement du béton dans le cadre de la présente étude est réalisée à l'échelle mésoscopique. Le béton est ainsi considéré comme un matériau homogène. En outre, la teneur en eau exacte du béton au moment de l'incendie ne pouvant être prévue au moment du dimensionnement de l'ancrage, le mouvement d'eau dans le béton n'est pas tenu en compte explicitement dans notre analyse. Les paramètres en jeu dans cette analyse se limitent ainsi au gradient thermique dans le béton, aux propriétés mécaniques du béton et à la géométrie de l'ancrage.

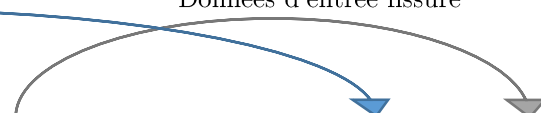
Si à température ambiante la détermination de la capacité du cône de béton repose sur un modèle semi-empirique calibré avec une base de données expérimentale conséquente [6], cette méthodologie ne peut être reprise à températures élevées en raison du coût élevé et de la complexité des essais requis. De ce fait, la présente investigation repose en grande partie sur des analyses numériques tandis qu'une campagne expérimentale visera notamment à élargir la base de données de validation disponible. En particulier, cette campagne traitera pour la première fois de la rupture par cône de béton des chevilles chimiques à températures élevées. Les travaux menés ont été structurés en 4 étapes, rapportées dans les 4 chapitres du manuscrit. Les objectifs et contenus de chaque partie ainsi que leur imbrication sont synthétisés dans le Tableau 1, en accord avec la démarche de travail décrite ci-après :

- Le premier chapitre de l'étude vise à faire un état des connaissances sur la rupture par cône de béton des ancrages à température ambiante et à températures élevées. Pour cela, les mécanismes mis en jeu à température ambiante seront analysés à partir des différents modèles répertoriés dans la littérature servant à déterminer la capacité du cône de béton. Ensuite seront abordés la notion de sollicitation thermique et l'impact de la température sur le comportement et les propriétés thermomécaniques du béton. Ces propriétés alimenteront les modèles thermomécaniques présentés dans les chapitres suivants. Enfin, un paragraphe sera consacré à l'analyse des principes sur lesquels reposent la méthode actuellement proposée dans la norme NF EN 1992-4 [13] pour déterminer la capacité du cône de béton en cas d'exposition au feu standard.
- Dans le second chapitre, l'objectif est de déterminer numériquement la géométrie de la rupture par cône de béton, caractérisée par l'angle complémentaire au demi-angle au sommet du cône (appelé angle de rupture). Ce paramètre constitue une donnée d'entrée requise par les modélisations présentées dans le chapitre suivant. Pour cela, des essais d'arrachement à température ambiante et à températures élevées sont simulés numériquement. Ces simulations reposent sur la représentation de la fissure avec un

modèle champ de phase et une analyse thermomécanique avec le code aux éléments finis Abaqus.

- Le troisième chapitre est dédié à la détermination d'une relation entre la dégradation de la capacité du cône de béton et la distribution de températures dans le béton. Cette relation est représentée par un coefficient de réduction qui est visé à être simple d'usage pour un ingénieur dans le cadre du dimensionnement. Pour cela, l'effet des contraintes thermiques et de la dégradation des propriétés macroscopiques du béton sur la propagation de la fissure conique sont étudiées en utilisant la théorie de la mécanique linéaire élastique de la rupture (MLER). Il est aussi vérifié dans ce chapitre si pour une même distribution de températures dans le béton, la dégradation de la capacité du cône de béton est identique lorsque le chargement s'applique de deux manières différentes au béton. Ceci peut en effet être le cas de deux technologies d'ancrage différentes.
- Finalement, le dernier chapitre présente la campagne expérimentale menée pour élargir la base de données de validation peu fournie disponible dans la littérature en termes de capacité du cône de béton à températures élevées. Pour cela, des essais d'arrachement sont réalisés sur des boulons à tête et pour la première fois, sur des chevilles chimiques. Par ailleurs, en vue de vérifier si la méthode établie dans le Chapitre 3 peut s'appliquer à toute distribution de températures dans le béton, une partie des essais consiste à exposer l'ancrage à un scénario de chauffage différent du feu standard.

Tableau 1: Démarche, objectifs et contenus de l'étude sur la capacité du cône de béton des ancrages à températures élevées

Imbrication des travaux	Données d'entrée béton  Données d'entrée fissure  Méthode rationnelle à valider 			
Structuration	Chapitre 1 : Etat de l'art sur la rupture par cône de béton des ancrages	Chapitre 2 (théorique) : Détermination de l'angle de rupture par cône de béton avec un modèle champ de phase	Chapitre 3 (théorique) : Détermination de la réduction de la capacité du cône de béton en fonction de la température avec la mécanique linéaire élastique de la rupture (MLER)	Chapitre 4 (expérimentale) : Campagne d'essais de validation
Objectifs	- Identifier les paramètres qui gouvernent la rupture par cône de béton - Identifier l'impact du chauffage sur le comportement et les propriétés thermomécaniques du béton - Analyser les fondements de la méthode proposée par la norme NF EN 1992-4 pour déterminer la capacité du cône de béton à températures élevées	- Déterminer l'angle de rupture à température ambiante - Déterminer l'angle de rupture à températures élevées	- Analyser numériquement la variation de la demande en énergie de la propagation d'une fissure conique en condition isotherme et en présence de gradient thermique dans le béton - Déterminer une expression de la réduction de la capacité du cône de béton en fonction de la température	- Elargir la base de données existante sur la capacité du cône de béton des boulons à tête à températures élevées - Obtenir des premiers résultats sur la capacité du cône de béton des chevilles chimiques à températures élevées - Evaluer la validité de la méthode rationnelle pour déterminer de réduction de la capacité du cône de béton à températures élevées
Contenus	1. Généralités sur les systèmes d'ancrage et leurs modes de rupture 2. La rupture par cône de béton à température ambiante 3. Les différents types de sollicitation thermique 4. Les propriétés thermomécaniques du béton à températures élevées 5. Les risques d'éclatement du béton à températures élevées 6. La rupture par cône de béton à températures élevées	1. Représentation de la fissure par un champ de phase 2. Description du modèle pour la simulation de la rupture par cône de béton 3. Angles de rupture pour différentes profondeurs d'ancrage et différentes conditions thermiques	1. Description et paramétrage du modèle MLER 2. Propagation d'une fissure conique en condition isotherme 3. Propagation d'une fissure conique en présence de gradient thermique	1. Programme expérimental 2. Essais de référence 3. Essais à températures élevées 4. Validation de la méthode rationnelle

La Figure 1 présente plus précisément comment les données de sorties d'un chapitre alimentent les chapitres suivants pour atteindre les objectifs présentés dans le Tableau 1.

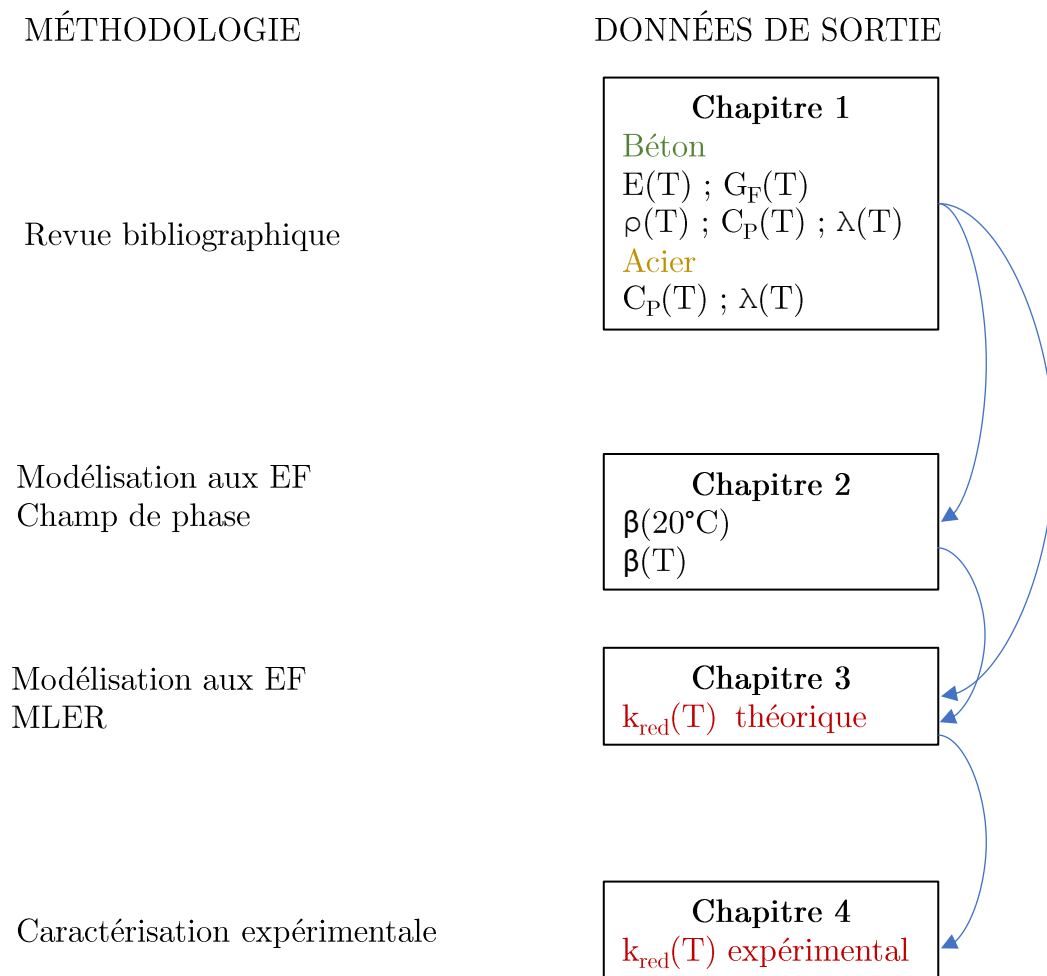


Figure 1 : Méthodologie générale et imbrication des différents chapitres

Chapitre 1. Etat de l'art sur la rupture par cône de béton des ancrages

Sommaire

Introduction	7
1.1. Généralités sur les systèmes d'ancrages et leurs modes de rupture	7
1.2. La rupture par cône de béton à température ambiante	9
1.3. Les différents types de sollicitation thermique	14
1.4. Influences de la température sur les propriétés thermomécaniques du béton.....	15
1.5. Les risques d'éclatement du béton à températures élevées.....	26
1.6. La rupture par cône de béton à températures élevées.....	28
Synthèse du Chapitre 1.....	35

Introduction

Ce chapitre a pour objet de faire un état de connaissances générales autour de la problématique de la rupture par cône de béton des ancrages à températures élevées. Avant de se focaliser sur le mode de rupture par cône de béton, les différents modes de rupture possibles des ancrages sollicités en traction quasi-statique seront abordés. Ensuite, une attention particulière sera portée sur les travaux majeurs réalisés sur la rupture par cône de béton à température ambiante afin de comprendre le phénomène physique en jeu et la manière dont celui-ci peut être retranscrit dans le cadre du dimensionnement des ancrages. L'intérêt principal des travaux étant la rupture par cône de béton à températures élevées, une section traitera brièvement des types de sollicitations thermiques pouvant être rencontrées dans les ouvrages bâtis tandis qu'une autre sera consacrée aux propriétés thermomécaniques du béton à températures élevées. La connaissance de ces dernières est en effet fondamentale, car elles alimenteront les différents modèles thermomécaniques utilisés pour les analyses présentées dans les prochains chapitres. Enfin, une revue des investigations antérieures réalisées sur la rupture par cône de béton à températures élevées sera menée. En particulier, la façon dont a été établie l'équation actuellement proposée par la norme NF EN 1992-4 [13] pour la détermination de la capacité du cône de béton en cas d'exposition au feu standard sera examinée de près.

1.1. Généralités sur les systèmes d'ancrages et leurs modes de rupture

Rencontrés dans différentes infrastructures (bâtiment, tunnel...), un système d'ancrage dans le béton a pour fonction de transmettre à un élément en béton un chargement extérieur tel que la charge provenant d'un autre élément en béton ou le poids d'un équipement. Pour cela, une tige ou une barre en acier, qui reçoit en premier lieu le chargement, est solidarifiée au béton grâce à un mécanisme spécifique au type d'ancrage. Le positionnement de la tige ou barre en acier peut se faire avant le coulage du béton, ou bien postérieurement en perçant le béton déjà durci. Dans ce second cas, les ancrages sont dits post-installés. Parmi une grande variété d'ancrages pouvant être rencontrés sur le marché, quelques types d'ancrage sont présentés sur la Figure 2.

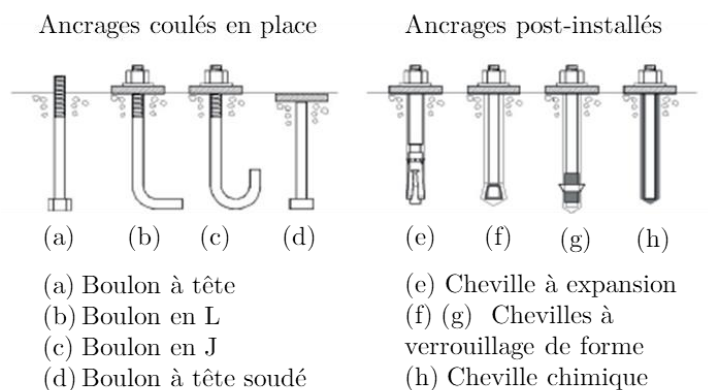


Figure 2 : Principaux types d'ancrage dans le béton (figure adaptée de [14])

La plupart des ancrages placés avant le coulage du béton ainsi que les chevilles post-installées à verrouillage de forme fonctionnent par autoblocage mécanique. Ceci peut être fourni grâce à la forme de leur tête (pour les boulons coulés en place) ou bien grâce à une entaille réalisée lors de l'installation (cheville à verrouillage de forme). Pour une cheville à expansion, la résistance est assurée par le frottement résultant de l'expansion d'une partie de l'ancrage. Quant aux chevilles chimiques, elles font intervenir un agent adhésif placé à l'interface acier-béton. Une description plus exhaustive des différents systèmes d'ancrage dans le béton ainsi que de leurs comportements sous différents types de chargements est présentée dans l'ouvrage d'Eligehausen [15]. Dans le cadre de ce travail de recherche, nous nous intéressons principalement au comportement des ancrages sollicités en chargement quasi-statique de traction.

Selon la référence européenne de dimensionnement des éléments de fixation (EN 1992-4) [13], lorsqu'un ancrage est sollicité en traction quasi-statique, les modes de rupture possibles sont de 6 types différents (Figure 3). Chaque mode de rupture correspond au dépassement de la capacité ultime d'un ou de plusieurs matériaux du système (béton, acier, agent adhésif).

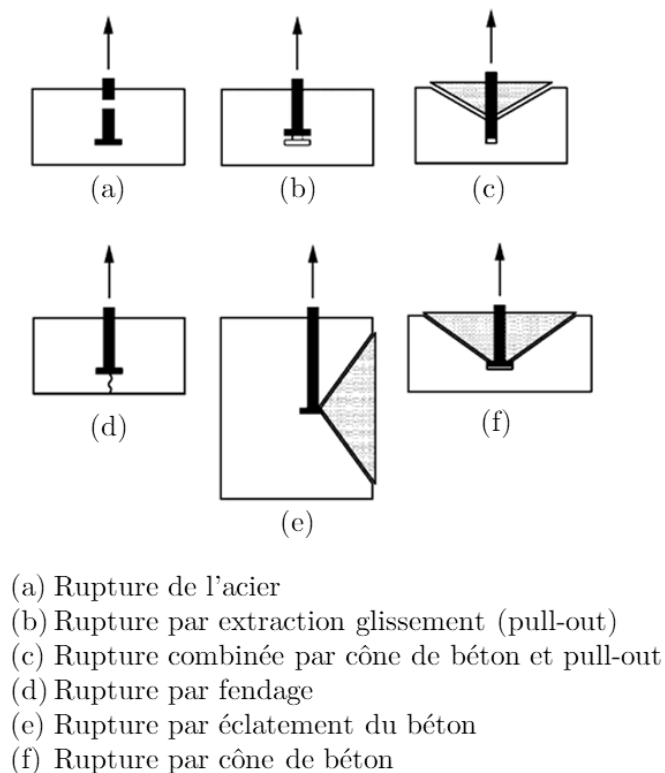


Figure 3 : Modes de rupture d'un ancrage sollicité en traction selon la norme EN 1992-4 [13]

(a) La rupture de l'acier a lieu lorsque sa résistance ultime en traction est dépassée. Ce mode de rupture est probable lorsque l'ancrage est très profond, mais en général, il est évité en choisissant convenablement la section et la classe de résistance de la tige d'ancrage [15].

(b) La rupture par extraction-glissement (ou rupture par pull-out) se manifeste par l'extraction de l'ancrage. Pour les boulons à tête, elle peut avoir lieu lorsque la tête est relativement menue,

causant un écrasement du béton. Pour les ancrages chimiques, ce mode de rupture a lieu lorsque la résistance en adhérence est dépassée à l'interface acier/adhésif ou adhésif/béton. La plupart des adhésifs étant à base de résine polymère sensible à la température, ce mode de rupture est souvent dimensionnant à températures élevées, par exemple, en cas d'incendie [16]–[19].

(c) A température ambiante, une des formes de ruine courante des chevilles chimiques est la rupture combinée par cône de béton et par extraction glissement. Elle se caractérise par la formation d'un cône de béton près de la surface de l'élément en béton sur une hauteur de 25 mm à 50 mm selon Cook. et al [20], accompagnée d'une rupture par pull out sur le reste de la profondeur d'ancrage.

(d) La rupture par fendage du béton est caractérisée par la propagation de fissures radiales partant de l'ancrage et atteignant le bord libre de l'élément en béton le plus proche, ou bien les ancrages avoisinants. Elle est ainsi typique des ancrages installés très proches d'un bord ou dans une configuration d'ancrages faiblement espacés, ou encore lorsque l'élément en béton est relativement peu épais [21].

(e) Pour les boulons à tête, il est possible d'observer une rupture par éclatement latéral du béton lorsque la proximité d'un bord libre est combinée à une très grande profondeur d'ancrage. La distance au bord conditionnant cette rupture par éclatement latéral varie suivant la profondeur d'ancrage et la taille de la tête du boulon [22].

(f) Finalement, la rupture par cône de béton est un mode de rupture commun aux différents types d'ancrage. Elle se caractérise par l'arrachement d'une portion de béton de forme conique ayant son sommet à l'extrémité encastrée, d'où naît une fissure principale circonférentielle. Pour un ancrage isolé, la rupture par cône de béton a lieu lorsque l'ancrage est placé suffisamment loin des bords de l'élément en béton et des ancrages voisins. Elle peut également survenir pour les groupes d'ancrage [23]. Pour les ancrages chimiques, la rupture par cône de béton a notamment lieu lorsque la profondeur d'ancrage est assez réduite (i.e. environ $3d$ à $5d$ [15], où d est le diamètre de la tige).[69]

1.2. La rupture par cône de béton à température ambiante

Depuis quelques décennies, la rupture par cône de béton des ancrages à température ambiante a suscité l'intérêt de plusieurs chercheurs [7], [10]–[12], [24]–[26]. Les investigations expérimentales et/ou théoriques menées visent à étudier le mécanisme de rupture et à prédire la capacité du cône de béton. Dans cette optique, un essai de traction d'un boulon à tête sous déplacement imposé est généralement réalisé. Il est montré dans ces investigations qu'à un faible niveau de chargement, des contraintes de traction se concentrent dans le béton avoisinant la tête du boulon. Ceci entraîne dans cette zone l'apparition de microfissures à partir d'un chargement d'environ 30% de la charge de rupture. L'augmentation du chargement entraîne ensuite la coalescence de ces microfissures pour former une fissure principale de forme conique, à la pointe de laquelle se concentrent également les contraintes. Dans un premier temps, cette fissure avance progressivement vers la surface du béton tandis que lorsqu'elle aura parcouru 40% à 50% de son chemin entier (i.e. l'apothème du cône), la capacité ultime du cône de béton sera atteinte et la fissure se propagera de manière instable.

Plusieurs équations théoriques et empiriques ont été suggérées pour déterminer la capacité du cône de béton d'un ancrage à température ambiante. Le premier modèle théorique à avoir été incorporé dans un code de dimensionnement a été celui de l'ACI 349-85 [27], qui s'applique aux boulons à tête et aux chevilles métalliques à expansion. Ce modèle suppose qu'une contrainte de traction est uniformément distribuée sur l'aire projetée de la surface de rupture. Celle-ci est de forme conique et l'angle de rupture vaut 45° (Figure 4).

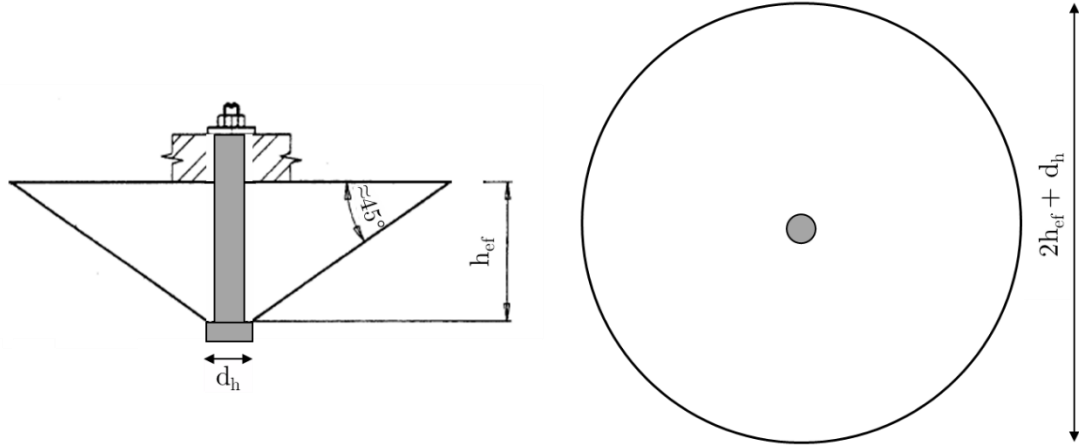


Figure 4 : Modèle de l'ACI 349-85 (figure adaptée de [6])

La rupture par cône de béton survient alors lorsque cette contrainte dépasse la résistance en traction f_{ct} du béton. Celle-ci est exprimée en fonction de la résistance en compression f_{cc} via la relation $f_{ct} = 0,33(f_{cc})^{0.5}$ [MPa], f_{cc} étant un paramètre d'usage plus courant que f_{ct} dans l'ingénierie des structures. Ainsi, la capacité du cône de béton se calcule avec la relation (1.1):

$$N = 0,33\sqrt{f_{cc}} \pi h_{ef}^2 \left(1 + \frac{d_h}{h_{ef}}\right) \quad (1.1)$$

Où N est la capacité moyenne du cône de béton en [N], 0,33 est un coefficient de calibration en [MPa^{0.5}], f_{cc} est la résistance en compression du béton en [MPa] mesurée sur des cubes de 150 mm de côté, h_{ef} est la profondeur effective d'ancrage en [mm], et d_h est le diamètre de la tête de l'ancrage en [mm], prenant une valeur nulle pour une cheville à expansion. Cette prise en compte du diamètre de la tête élargit l'aire projetée du cône pour les boulons à tête, ayant ainsi une capacité plus élevée.

Des résultats expérimentaux ultérieurs impliquant une plus grande étendue de valeurs de la profondeur d'ancrage ont montré que ce premier modèle tend à surestimer la capacité des ancrages profonds et à sous-estimer celle des ancrages peu profonds [28]–[30]. Ce phénomène, connu sous le terme « effet de taille » se manifeste par un ratio non constant entre la capacité ultime et la surface de rupture. Cet effet a été identifié à l'origine par Bazant [31], et s'applique de façon générale aux éléments en béton sujets à un gradient de déformation de traction.

Sur la base de 287 séries d'essais sur les chevilles à expansion et 196 essais individuels sur les boulons à tête, deux équations empiriques associées à chaque type d'ancrage (équation (1.2))

pour les chevilles à expansion et équation (1.3) pour les boulons à tête) ont ensuite suggéré une proportionnalité entre la capacité du cône de béton et $h_{ef}^{1.5}$ [32].

$$N = 13,5\sqrt{f_{cc}} h_{ef}^{1.5} \quad (1.2)$$

$$N = 15,5\sqrt{f_{cc}} h_{ef}^{1.5} \quad (1.3)$$

Où les coefficients de calibration 13,5 et 15,5 sont en $[(N/mm)^{0.5}]$.

Un étude expérimentale et théorique sur le comportement des boulons à tête a également appuyé cette proportionnalité avec $h_{ef}^{1.5}$ [7], [33]. Cette fois, une modélisation semi-analytique dans le cadre de la mécanique linéaire élastique de la rupture a permis d'exprimer la capacité du cône de béton d'un boulon à tête en fonction du module d'Young E du béton en [MPa] et de son énergie de fissuration G_F en [J/mm²] suivant la relation :

$$N = 2,1\sqrt{EG_F} h_{ef}^{1.5} \quad (1.4)$$

Dans l'équation (1.4), le coefficient de calibration 2,1 a été déterminé numériquement comme la valeur maximale d'une fonction $f(a/l_b)$ où a est la longueur de la fissure et l_b l'apothème du cône complet. Cette valeur maximale est obtenue lorsque cette longueur de fissure relative a/l_b est de 45%. Une expression de la fonction $f(a/l_b)$ n'a cependant pas été déterminée, rendant la relation (1.4) spécifique au cas modélisé, et ne permettant donc pas d'estimer directement sa valeur dans d'autres cas d'études, par exemple en présence de gradient thermique dans le béton. Notons que dans ces modélisations, l'angle de rupture est pris égal à 37,5°. Cet angle a été choisi sur la base des observations expérimentales portant sur des boulons à tête profonds de 130 mm, 260 mm et 520 mm, et diffère de l'angle de 45° supposé dans l'établissement de l'équation (1.1). Une bonne adéquation entre les prédictions de l'équation (1.4) et les capacités ultimes mesurées expérimentalement a été obtenue avec ce modèle malgré une légère surestimation pour les ancrages très profonds. Dans ces investigations expérimentales, une mesure de déformations a également montré que durant la propagation de la fissure, le béton est sollicité à la fois en traction et en cisaillement, avec cependant une prédominance avérée des contraintes de traction [7].

Des investigations numériques et expérimentales supplémentaires ont par la suite été consacrées à l'étude de l'effet de taille sur la capacité du cône de béton, et ont également confirmé la proportionnalité avec $h_{ef}^{1.5}$ [8] [25]. Il convient par ailleurs de remarquer que dans l'équation (1.4), l'usage de l'énergie de fissuration G_F et du module d'Young E du béton à la place de sa résistance en compression ou sa résistance en traction, permet de prendre en compte l'influence de la formulation du béton sur le mécanisme de fissuration et sur la capacité ultime. En effet, une étude sur l'influence séparée de ces différents paramètres sur la capacité du cône de béton a montré que celle-ci est affectée de façon significative par l'énergie de fissuration G_F et le module d'Young E du béton, tandis qu'une variation de la résistance en compression f_{cc} ou de la résistance en traction f_t n'a qu'un impact négligeable sur la capacité ultime [34].

Malgré ce constat et pour l'avantage pratique qu'offre l'usage de la résistance en compression du béton en ingénierie des structures, les équations (1.2) et (1.3) ont été retenues dans la dénommée méthode CCD (Concrete Capacity Design)[6], pour fonder les équations de dimensionnement en vigueur des ancrages isolés et des groupes d'ancrage. Après l'inclusion de nouveaux résultats d'essais, la base de données appuyant ces équations est portée à 519 séries d'essais combinant chevilles à expansion et chevilles à verrouillage de forme, et 318 essais individuels sur les boulons à tête (Figure 5).

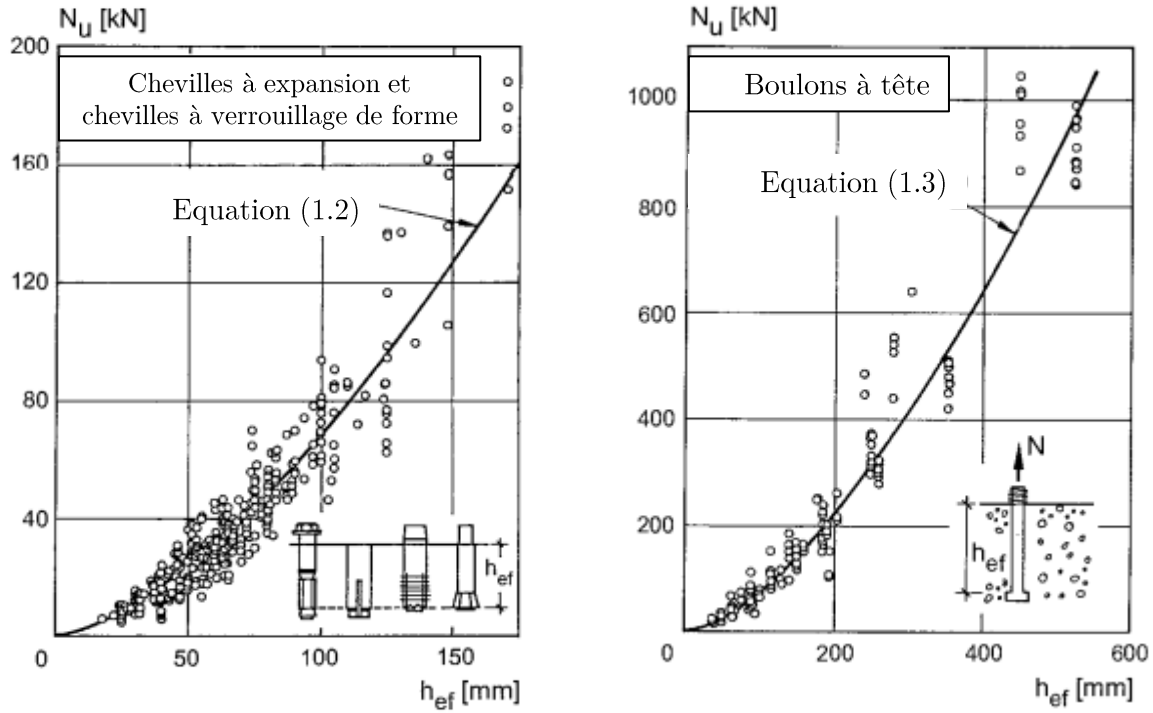


Figure 5 : Base de données expérimentale sur la capacité ultime N_u du cône de béton à température ambiante (figure adaptée de [15])

A la différence du modèle de l'ACI 385-49, la méthode CCD admet un angle de rupture de 35° . Cette valeur apparut comme la moyenne observée expérimentalement sur une étendue d'environ 22° à 47° avec une variation pouvant être observée d'un essai à un autre ainsi qu'autour de la circonférence pour un même ancrage [15][35]. En dimensionnement, cet angle intervient principalement dans la détermination de la surface d'influence d'un ancrage au sein d'un groupe d'ancrage. Avec cet angle moyen, la méthode CCD assimile la portion de béton arrachée à une pyramide de base carrée de côté $3 \times h_{ef}$ (Figure 6).

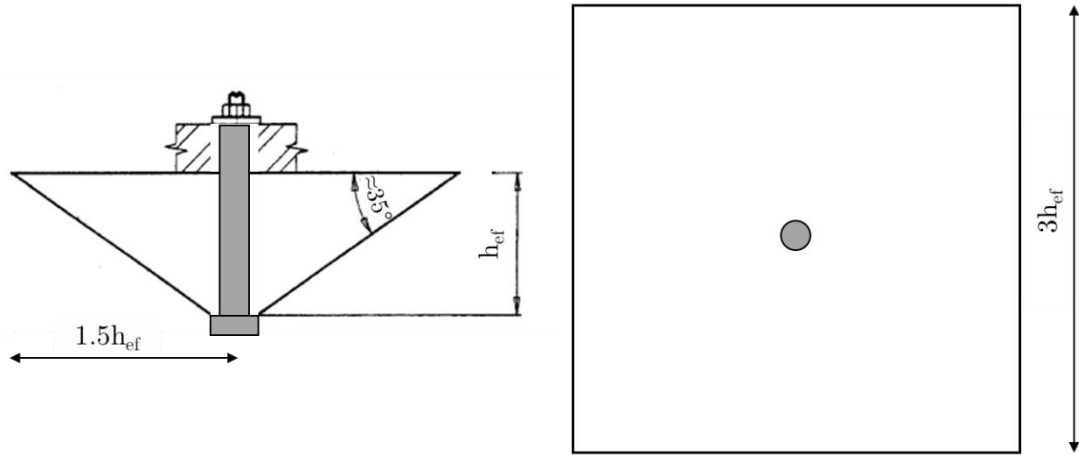


Figure 6 : Dimensions idéalisées du cône de béton selon la méthode CCD (figure adaptée de [6])

Sur la base des différentes investigations mentionnées précédemment, la méthode CCD suggère que chacun des coefficients empiriques 13,5 et 15,5 en $[\text{N}/\text{mm}]^{0.5}$ dans les équations (1.2) et (1.3), peuvent en théorie être divisés en 3 coefficients k_1 , k_2 et k_3 tel que :

$$N = k_1 \sqrt{f_{cc}} k_2 h_{ef}^2 k_3 h_{ef}^{-0.5} \quad (1.5)$$

Dans l'équation (1.5), $k_1 \sqrt{f_{cc}}$ représente la résistance en traction du béton à la rupture, associée à une surface de rupture $k_2 h_{ef}^2$, tandis que $k_3 h_{ef}^{-0.5}$ représente l'effet d'échelle. Cependant, la méthode CCD n'apporte pas de justification théorique pour supporter la différence de capacité entre ancrages post-installés et boulons à tête placés avant coulage, à la différence du modèle de l'ACI 349-85. La méthode CCD est incorporée dans plusieurs documents de dimensionnement tel que le CEB 233 [36], la norme NF EN 1992-4 Annexe D [13], le Bulletin 58 de la *fib* [37], l'ACI 349-06 Annexe D [38] et l'ACI 318-19 [39]. Il est important de préciser que l'équation (1.2) a été généralisée aux ancrages post-installés de tout type tels que les chevilles à expansion, chevilles à verrouillage de forme, chevilles chimiques, vis à béton etc... En ce qui concerne les chevilles chimiques, il a été observé que la capacité du cône de béton oscille autour de la prédiction de l'équation (1.2) bien qu'il soit possible d'atteindre également une capacité identique à celle des boulons à tête dans certains cas où l'adhésif est très rigide [15].

Ces dernières années, les investigations théoriques et expérimentales se focalisent sur l'influence potentielle d'autres paramètres sur la capacité du cône de béton, tels que la taille de la tête du boulon, l'épaisseur de la dalle de béton, son renforcement, ou encore l'interaction entre l'ancrage et le comportement global de la structure [14] [40]–[42]. En effet, le choix arbitraire de ces paramètres lors des différents essais réalisés au fil des années et en particulier lors de ceux qui constituent la base de données expérimentale de la méthode CCD, pouvaient éventuellement avoir une influence sur les capacités ultimes mesurées. Des investigations récentes tiennent également compte de l'hétérogénéité du béton au moyen de modèles probabilistes menant à

une représentation plus fine du faciès de fissuration qui n'est pas considéré comme parfaitement conique [43].

1.3. Les différents types de sollicitation thermique

Le feu résulte d'une réaction chimique entre le dioxygène de l'air et un carburant pouvant provenir de différentes sources combustibles (bois, papier, essence, etc.). Il est dangereux du fait de son caractère auto-entretenu et de sa propagation rapide. Le véritable feu naturel est non-uniforme, étant fortement dépendant de l'environnement local qui est régi par différents paramètres comme l'apport d'oxygène et le taux de ventilation. De même, la réaction d'un matériau exposé au feu varie selon le gradient de température en son sein. Néanmoins, pour assurer une comparaison cohérente des sensibilités au feu, des courbes température-temps (T-t), également appelées courbes de feu de dimensionnement, sont utilisées. Ces courbes sont généralement classées selon leur vitesse d'échauffement et leur domaine d'application (bâtiment, tunnel, incendies de voitures...). Plusieurs modèles ont été développés jusqu'à présent pour représenter des scénarios d'incendie réels. L'Eurocode 1 Partie 1-2 [44] permet l'utilisation de deux approches différentes pour la courbe d'incendie : les modèles d'incendie naturel et les courbes nominales température-temps.

Les modèles d'incendie naturel permettent d'envisager des scénarios d'incendie assez réalistes dans le dimensionnement, qui prennent en compte pour le développement du feu l'influence de l'environnement, la densité des matériaux combustibles, les propriétés thermophysiques des matériaux environnants et les conditions de ventilation.

Quant aux courbes nominales température-temps, elles ont été développées pour la classification et la vérification des résistances des matériaux et éléments de construction [44]. Pour représenter un incendie de bâtiment, la courbe ISO 834-1 [45] est couramment utilisée dans les essais de résistance au feu des composants structuraux. Cette courbe est basée sur la vitesse de combustion des matériaux de construction généraux et des matériaux pouvant être contenus dans les bâtiments comme le tissu, le papier, le bois, etc. Le développement de la température des gaz chauds dans le compartiment en fonction du temps est décrit par l'équation suivante :

$$T = 20 + 345 \log_{10} (8t + 1) \quad (1.6)$$

où T est la température des gaz chauds en [°C], et t le temps en [min].

Pour les éléments de façade n'ayant pas la résistance au feu requise pour la stabilité du bâtiment et qui sont exposés au panache d'un incendie provenant de l'intérieur du compartiment, la température des gaz à proximité de l'élément évolue selon :

$$T = 20 + 660(1 - 0,687e^{-0,32t}) - 0,313e^{-3,8t} \quad (1.7)$$

Pour simuler un feu provenant d'hydrocarbure, par exemple : le pétrole, le gaz, les produits chimiques inflammable, etc., qui a une vitesse de chauffage initiale très élevée et atteint une température maximale de 1100 °C, la courbe de feu hydrocarbure (HC) est utilisée :

$$T = 20 + 1080(1 - 0,325e^{-0,167t}) - 0,675e^{-2,5t} \quad (1.8)$$

Sur la base de cette courbe de feu d'hydrocarbure, la courbe de feu d'hydrocarbure majorée (HCM) a été développée en France pour une exigence de sécurité accrue, par exemple, durant un incendie de tunnel. Elle atteint une température maximale de 1300 °C.

$$T = 20 + 1280(1 - 0,325e^{-0,167t}) - 0,675e^{-2,5t} \quad (1.9)$$

Ces différentes courbes nominales de dimensionnement au feu sont présentées sur la Figure 7.

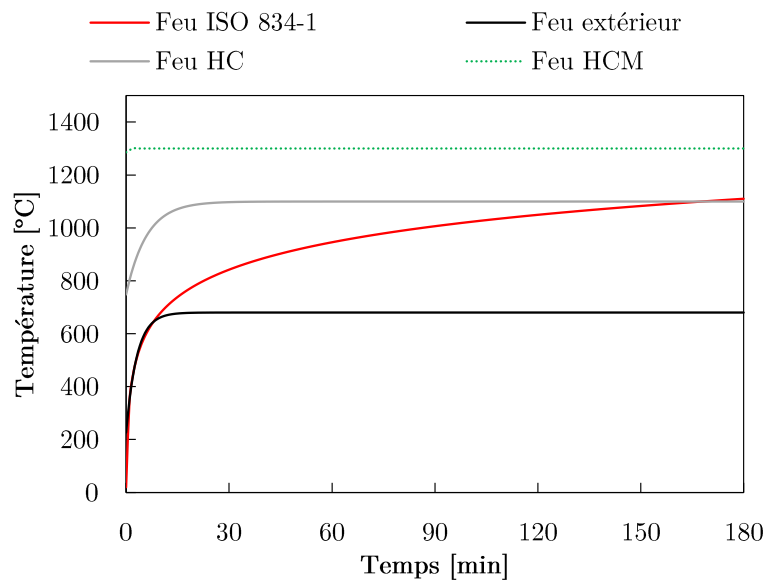


Figure 7 : Courbes nominales température-temps

Dans la recherche, d'autres sollicitations thermiques non standardisées peuvent être utilisés pour investiguer l'influence de la température sur le comportement d'un système.

1.4. Influences de la température sur les propriétés thermomécaniques du béton

Le comportement du béton à températures élevées est en partie lié à l'eau qu'il contient, pouvant être libre, physiquement liée ou chimiquement liée, qui affecte différemment l'état des agrégats et de la matrice cimentaire. Lors d'une montée en température, différentes phases de transformation physico-chimiques peuvent affecter la microstructure du béton [4], [46]–[48]. Le

Tableau 2, expliqué plus en détail dans [46], résume les principaux phénomènes observés à différentes températures.

Tableau 2 : Principales transformation au sein du béton entre la température ambiante et la température de destruction complète [46]

Température	Transformations	
20°C	Début du départ de l'eau libre	
80°C	Début de déshydratation de l'étringite	
100°C	Première phase de déshydratation du gel de CSH	Risques d'éclatement
150°C	Décomposition du gypse	
200°C	Augmentation de la pression interne - Oxydation d'éléments métallique	
374°C	Point critique de l'eau	
400°C	Décomposition de la portlandite	Fissuration
573°C	Changement de phase du Quartz α en Quartz- β	
600°C	Deuxième phase de déshydratation du gel de CSH	
700°C	Décomposition du carbonate de calcium ET libération de CO ₂	
1200°C	Début de la fusion	

De ces différentes transformations physico-chimiques résultent les changements des propriétés physiques, thermiques et mécaniques du béton à températures élevées. Un certain nombre d'études ont été réalisées dans le passé pour déterminer ces changements de propriétés du béton à températures élevées [2], [49]–[56]. Réalisées sous des conditions non similaires, ces études soulignent les influences d'autres paramètres tels que le type d'agréats, la vitesse de chauffage et de refroidissement, la teneur et le mouvement d'eau dans le béton, les conditions mécaniques durant le chauffage, etc.... sur les propriétés à températures élevées du béton. Par conséquent, quelques auteurs ont établi des revues critiques et méthodiques de ces données diversifiées et discutables [3], [5], [57], [58]. Dans le cadre du dimensionnement des structures, l'ingénieur a généralement recours aux lois de variation des propriétés thermomécaniques du béton suggérées par la norme NF EN 1992-1-2 [59] pour des vitesses d'échauffement similaires à celles induites par le feu ISO 834-1. Ces lois de variations, choisies comme référence pour alimenter les modèles établis dans les Partie 2 et Partie 3 du manuscrit sont présentées succinctement ci-après.

- La résistance en compression et le module d'élasticité

La résistance en compression du béton étant d'environ dix fois plus importante que sa résistance en traction, elle est généralement considérée comme sa propriété mécanique la plus importante. Pour un béton de densité normale (environ 2300kg/m³), la norme NF EN 1992-1-2 différencie la dégradation de la résistance en compression à températures élevées selon les deux principaux

types de granulats utilisés en construction : les granulats siliceux et les granulats calcaires (Figure 8).

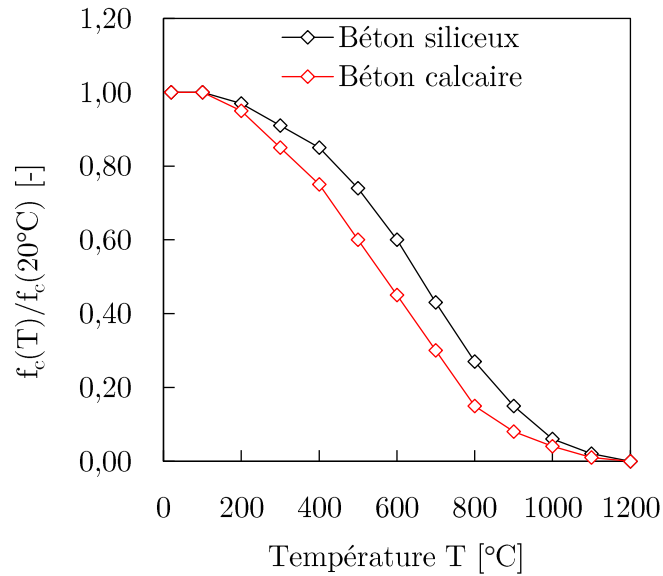


Figure 8 : Facteur de réduction de la résistance en compression avec la température selon la norme NF EN 1992-1-2 [59]

Par ailleurs, la relation contrainte-déformation suggérée par la norme NF EN 1992-1-2 [59] permet de déduire à une température donnée l'évolution du module d'élasticité (Figure 9) tel que :

$$E(T) = \left. \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \right|_{\varepsilon=0} = \left. \frac{3}{2} \frac{f_c(T)}{\varepsilon_{c,1}(T)} \right| \quad (1.10)$$

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

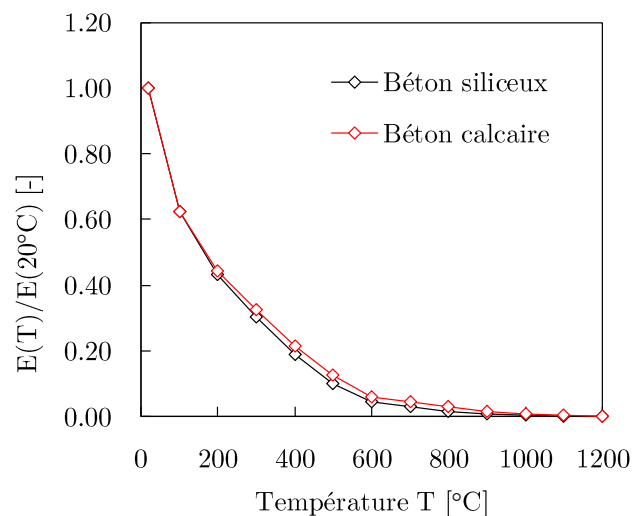


Figure 9 : Facteur de réduction du module d'élasticité avec la température

Il peut être remarqué que contrairement à la résistance en compression qui ne perd qu'au maximum 15% de sa valeur ambiante à 300°C, le module d'Young décroît plus rapidement avec la température et perd déjà 70% de sa valeur ambiante 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.

- La résistance en traction

Comme vu dans le paragraphe 1.4, un ancrage sous traction sollicite principalement le béton en traction, bien que dans la pratique, la résistance en traction du béton soit exprimée en fonction de sa résistance en compression (équations (1.2) et (1.3)). Selon la norme NF EN 1992-1-2, cette résistance en traction peut être considérée comme linéairement décroissante avec la température dès 100°C, et perd 20% de sa valeur à température ambiante tous les 100°C, jusqu'à s'annuler vers 600°C (Figure 10).

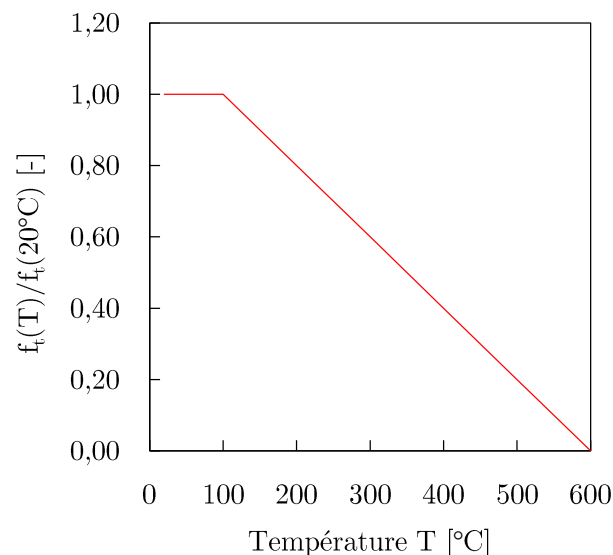


Figure 10 : Facteur de réduction de la résistance en traction avec la température selon la norme NF EN 1992-1-2

- L'énergie de fissuration

Depuis l'application de la mécanique de la rupture en ingénierie, la consommation d'énergie pour la propagation des fissures est un sujet d'intérêt. Pour le béton, l'énergie de fissuration G_F s'est avérée être un paramètre utile dans la modélisation du comportement à la rupture des structures en béton. A température ambiante, le protocole standardisé le plus utilisé pour déterminer l'énergie de fissuration du béton est l'essai de flexion 3 points sur éprouvette pré-entallée (Figure 11), encadré par les recommandations de la RILEM [60], et dont l'origine remonte aux travaux de Hillerborg [61]. L'énergie de fissuration est alors calculée comme étant l'aire sous la courbe complète Force vs. Flèche, divisée par la surface projetée du ligament non pré-fissuré, de sorte qu'elle représente la consommation d'énergie moyenne ou nominale du béton pour un processus complet de propagation de la pré-fissure. D'autres types d'essais

alternatifs existent également pour déterminer l'énergie de fissuration du béton, tel que l'essai de traction compact [62], l'essai de fendage par coin [63] ou encore l'essai de compression excentrée [64].

Cependant, lorsqu'il s'agit de déterminer l'énergie de fissuration du béton à températures élevées, il n'existe pas de protocole standardisé. Ainsi la norme NF EN 1992-1-2 ne donne aucune indication à ce sujet, tandis que le Modèle Code 2010 [65] suggère que pour un béton sec, G_F décroît linéairement avec la température et s'annule à 350°C. Toutefois, il est indiqué dans le Modèle Code 2010 que cette estimation diffère de certaines observations, et que les données expérimentales disponibles dans la littérature montrent une dispersion considérable. Cela peut s'expliquer par le fait que d'une investigation à une autre, différents paramètres peuvent varier, dont principalement :

- Les caractéristiques du béton testé ;
- L'historique thermique ;
- Le type d'essai mené et les caractéristiques géométriques de l'éprouvette.

Le Tableau 3 récapitule les différents essais répertoriés dans la littérature traitant de l'influence de la température sur l'énergie de fissuration du béton, avec leurs spécificités au regard des paramètres cités précédemment. La plupart de ces investigations évaluent l'énergie de fissuration sur la base de l'essai de flexion trois points. Cependant, la géométrie de l'éprouvette diffère d'une étude à une autre, étant souvent choisie en fonction de la taille du four et du banc d'essais disponibles. Dans le Tableau 3, les différents symboles géométriques associés à un essai de flexion trois points se réfèrent aux dimensions indiquées sur la Figure 11.

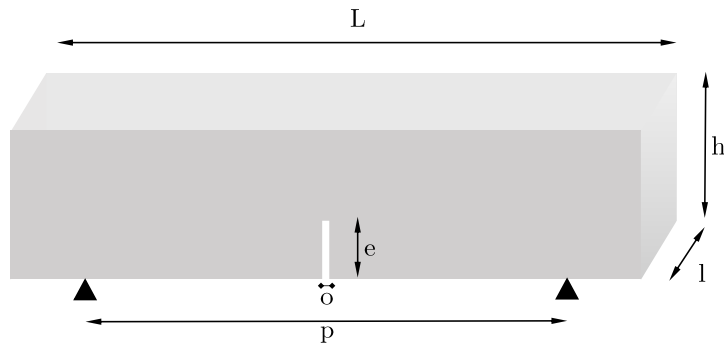


Figure 11 : Eprouvette entaillée pour essai de flexion trois points

Notons qu'il existe également des résultats non inclus dans ce tableau, touchant des types particuliers de béton tels que les bétons fibrés [66], les bétons légers [67], [68], les bétons normaux contenant des fibres de polypropylène [69]. Cependant dans le cadre de notre étude, nous nous limitons au cas du béton ordinaire sans ajout. Les résultats des travaux de Zhang et Bicanic [70] portant sur le béton de haute performance ont été cependant inclus, parce que ces résultats sont parmi les plus reconnus et les plus fournis, et sont souvent pris en compte par les auteurs investiguant la rupture du béton des ancrages à températures élevées [71]–[74].

Tableau 3 : Revue des conditions d'essais de détermination de l'énergie de fissuration du béton à températures élevées

Auteur	Type de béton	Historique thermique	Type d'essai et dimensions de l'éprouvette
Bazant et Prat, 1988 [64]	Béton ordinaire f_c de 34 MPa à 41,6 MPa	La température est montée progressivement pendant 1h à 120°C puis maintenue pendant 3h. Elle est ensuite augmentée ou diminuée de 50°C/h jusqu'à atteindre la température désirée pour l'essai. L'essai est réalisé sans refroidir le béton.	Flexion trois points $h = 38,1$ mm à 305 mm ; $l = 38,1$ mm; $L = 8d/3$; $p = 2,5h$; $e = h/6$, $o = 2,5$ mm Compression centrée : mêmes éprouvettes mais avec une double entaille de $d/6$ mm $\times$ 2.5 mm
Baker, 1996 [75]	Béton ordinaire $f_c = 49,3$ MPa	L'éprouvette est chauffée à 3°C/min jusqu'à la température visée puis maintenue pendant 1h. Elle est ensuite refroidie en la laissant dans le four éteint et fermé (refroidissement lent), ou à l'air ambiant (choc thermique).	Flexion trois points $h = 100$ mm; $l = 45$ mm; $L = 300$ mm; $e = 27$ mm
Zhang et Bicanic, 2001 [70][76]	Béton de haute performance (BHP) $f_{cc} = 67,1$ MPa	L'éprouvette est chauffée à 3°C/min jusqu'à la température visée puis maintenue pendant 16h. Elle est ensuite refroidie en la laissant dans le four éteint et fermé (refroidissement lent), ou dans le four éteint complètement ouvert (refroidissement rapide).	Flexion trois points $h = 100$ mm; $l = 100$ mm; $L = 500$ mm; $p = 400$ mm; $e = 50$ mm
Nielsen et Bicanic, 2003 [77]	Béton ordinaire $f_{cc} = 51$ MPa Béton de haute performance (BHP) $f_{cc} = 67$ MPa	L'éprouvette est chauffée à 3°C/min jusqu'à la température visée puis maintenue pendant 8h. Elle est ensuite refroidie en la laissant dans le four éteint et fermé durant la nuit, puis testé le lendemain.	Flexion trois points $h = 100$ mm; $l = 100$ mm; $L = 500$ mm; $p = 400$ mm; $e = 50$ mm

Auteur	Type de béton	Historique thermique	Type d'essai et dimensions de l'éprouvette
Menou, 2006 [78]	Béton ordinaire $f_{cc} = 30$ MPa; et $f_{cc} = 75$ MPa (calcaire ou silico-calcaire)	L'éprouvette est chauffée à $0.5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ jusqu'à la température visée puis celle-ci est maintenue pendant 3h. Elle est ensuite refroidie à $0.5^{\circ}\text{C}/\text{min}$.	Flexion trois points $h = 100$ mm; $l = 100$ mm; $L = 400$ mm; $p = 360$ mm; $e = 50$ mm; $o = 4$ mm
Carré et Pimienta, 2012 [79]	Béton ordinaire $f_{cc} = 37$ MPa	L'éprouvette est chauffée à $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ jusqu'à la température visée puis celle-ci est maintenue pendant 1h, ou alors pendant 2h quand elle est de 120°C . L'essai est réalisé à la température visée.	Flexion trois points $e = 100$ mm; $l = 100$ mm; $L = 350$ mm; $p = 300$ mm; $e = 50$ mm
Yu et al, 2013 [80]	Béton ordinaire	La procédure de chauffage n'est pas précisée. Le refroidissement consiste à laisser l'éprouvette dans le four éteint pendant 7 jours.	Essai de fendage par coin 230 mm $\times$ 200 mm $\times$ 200 mm entaille de 80 mm $\times$ 3 mm
Matsuzawa, 2013 [81]	Béton ordinaire $f_c = 18$ MPa, $f_c = 27$ MPa, $f_c = 36$ MPa	L'éprouvette est chauffée à $0.5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ jusqu'à la température visée puis celle-ci est maintenue pendant 1h. L'éprouvette est ensuite refroidie en la laissant dans le four éteint jusqu'à atteindre 20°C .	Essai de fendage par coin 100 mm $\times$ 100 mm $\times$ 120 mm Entaille de 50 mm $\times$ 1 mm
Bošnjak et al., (2018) [82]	Béton ordinaire $f_{cc} = 61.8$ MPa	L'éprouvette est chauffée à $2^{\circ}\text{C}/\text{min}$ jusqu'à la température visée puis celle-ci est maintenue pendant 3h. Elle est ensuite refroidie en la laissant dans le four fermé mais ventilé jusqu'à atteindre 100°C , ensuite le four est ouvert.	Flexion trois points $h = 150$ mm; $l = 150$ mm; $L = 600$ mm; $e = 50$ mm; $o = 5$ mm

L'ensemble des résultats obtenus de ces investigations sont présentés sur la Figure 12.

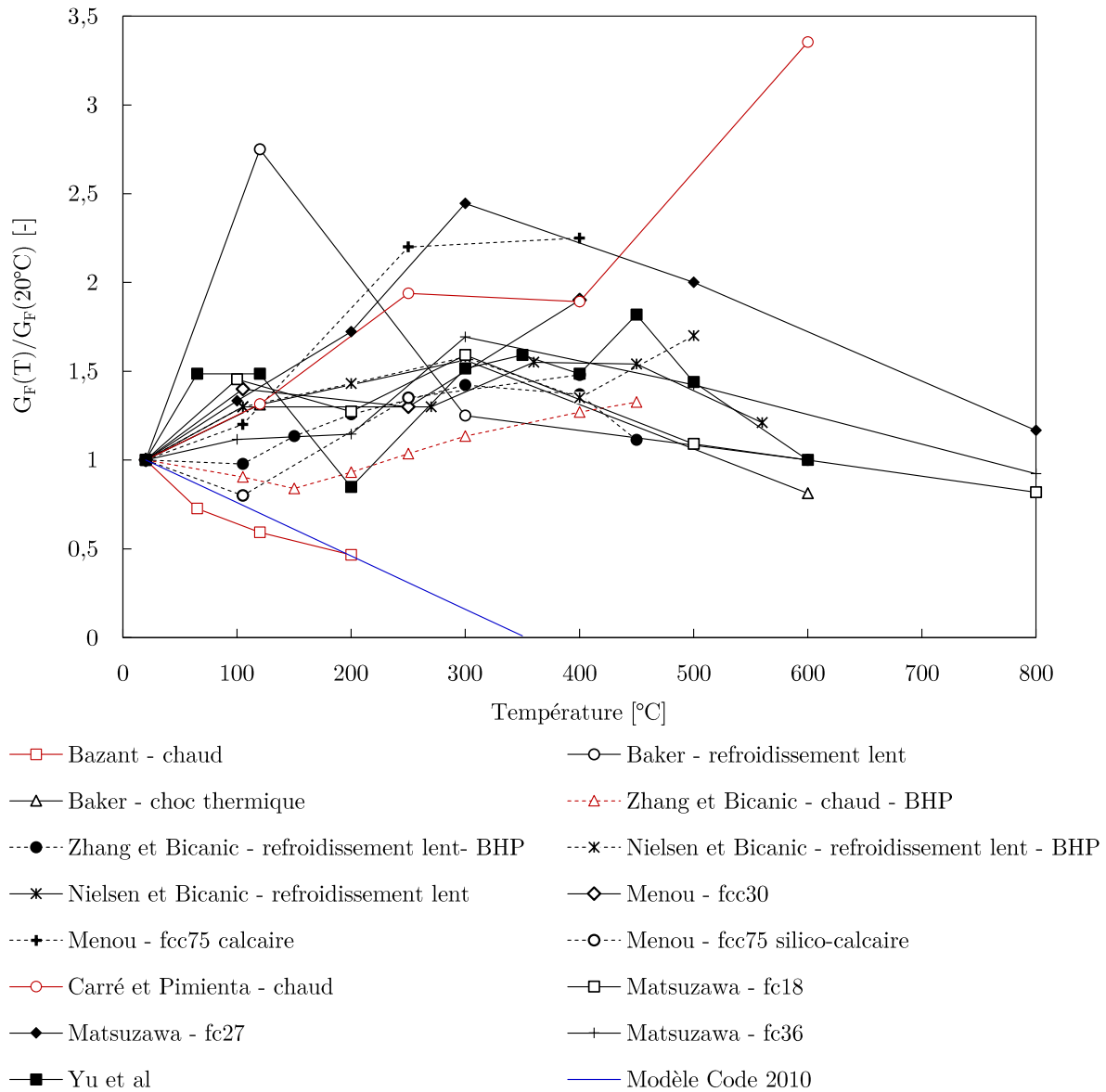


Figure 12 : Rapport entre G_F à une température T et G_F à 20°C

D'une part, il peut être remarqué que majoritairement, ces courbes indiquent que l'énergie de fissuration à températures élevées est plus élevée qu'à température ambiante. D'autre part, seuls l'essai de Bazant et Prant et l'essai de Carré et Pimienta se réfèrent au béton ordinaire à températures élevées. Il est cependant difficile de tirer une conclusion à partir des résultats de ces deux études, étant donnée leur divergence. Pour leur part, Bazant et Prat expliquent la diminution de l'énergie de fissuration avec l'augmentation de la température par le fait que la probabilité de rupture des liaisons atomiques, qui est un processus thermiquement activé, croît avec la température. Il convient de souligner que ces auteurs, estimant que l'énergie de fissuration déterminée par la méthode de la RILEM est dépendant de la taille de l'éprouvette, évaluent une énergie de fissuration extrapolée au milieu infini. Quant aux essais de Carré et

Pimienta, l'augmentation de l'énergie de fissuration avec la température est justifiée par un comportement post-pic plus ductile, pouvant par exemple être causé par les effets de friction et d'emboîtement des granulats dilatés sous l'effet de la température. En outre, la microfissuration issue du chargement thermique est propice à l'augmentation de l'énergie de fissuration.

Pour les autres essais, incluant une phase de refroidissement du béton avant la détermination de l'énergie de fissuration, la difficulté à contrôler cette phase de sorte à ne pas modifier les propriétés du béton rend discutable l'utilisation de ces résultats dans une analyse à températures élevées.

- Les déformations thermiques

Avec ou sans chargement mécanique, la montée en température induit une déformation volumique du béton. La température engendre à elle seule une dilatation des granulats, tandis que de la matrice cimentaire se contracte à partir d'environ 200°C [46][47][3]. Les micro-contraintes et les microfissures causées par cette incompatibilité de déformation entre granulats et matrice cimentaire sont en partie responsables de la dégradation de la résistance globale du béton [53]. A l'échelle du béton, une dilatation plus ou moins importante est observée en fonction du type de granulats. La norme NF EN 1992-1-2 suggère qu'un béton siliceux se dilate de façon plus importante qu'un béton calcaire, on observe dans les deux cas une augmentation progressive de la dilatation dans un premier temps, et celle-ci reste ensuite aux environs de 1,3 % à partir de 700 °C (Figure 13). La NF EN 1992-1-1 indique de prendre un coefficient de dilatation thermique égal à $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ [84].

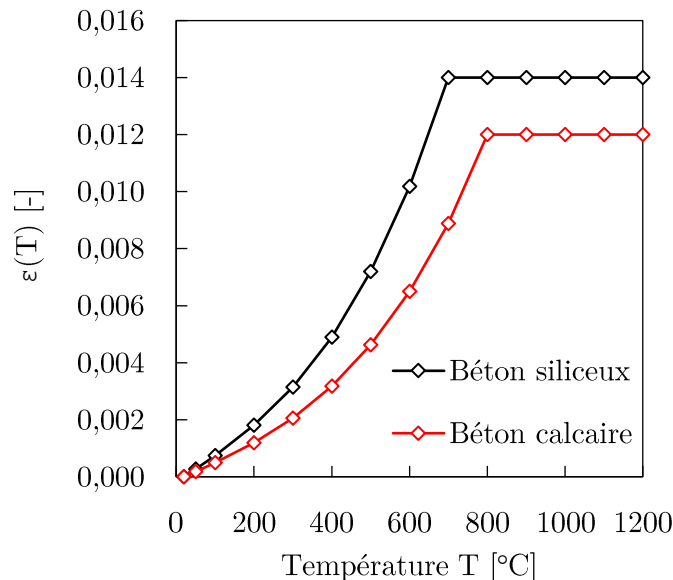


Figure 13 : Variation de la déformation thermique libre avec la température selon la norme NF EN 1992-1-2 [59]

En présence de chargement mécanique appliqué préalablement et durant le chauffage, il a été observé qu'une déformation thermique mécaniquement induite (DTMI), s'ajoute à la

déformation thermique libre du béton [85]. Selon les simulations à méso-échelle conduites par Bošnjak et Ožbolt [86], cette DTMI provient principalement de l'interaction entre la déformation thermique libre et l'endommagement mécanique de la pâte de ciment, d'où son insensibilité vis-à-vis du type de granulat [87]. Notons que cette DTMI n'est pas prise en compte dans la loi contrainte-déformation de la norme NF EN 1992-1-2.

- La densité

Le béton a une masse volumique d'environ 2300kg/m^3 à température ambiante. La diminution de celle-ci à températures élevées causée par sa déshydratation peut selon la norme NF EN 1992-1-2 être considérée comme modérée et plus ou moins linéaire (Figure 14). Cependant, selon certaines observations expérimentales [45][46], une forte baisse de la densité peut survenir au-delà de 700°C , en cas de décarbonatation de certains types de granulats.

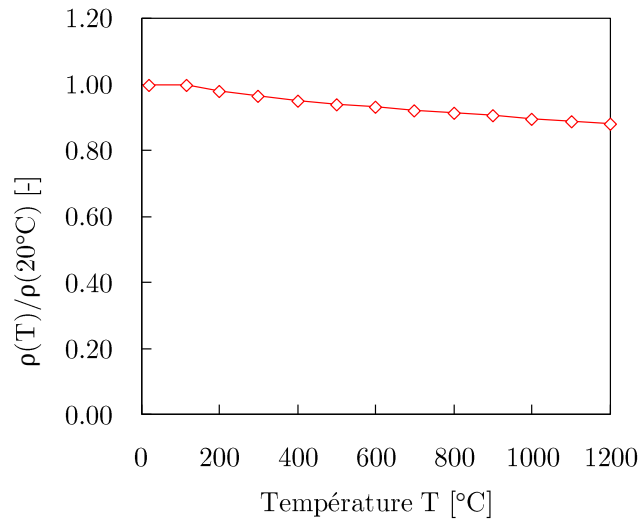


Figure 14 : Diminution de la densité du béton avec la température

- La conductivité thermique

La conductivité thermique du béton est principalement influencée par sa porosité, par sa teneur en eau, et surtout par le type de granulats, ceux-ci représentant 60 à 80 % de son volume. A température ambiante, cette conductivité varie entre $1\text{W/m}^\circ\text{C}$ à $3.6\text{W/m}^\circ\text{C}$ [87]. Avec l'augmentation de la température, elle baisse de pair avec la densité. Dans la littérature, une dispersion relativement importante est observée quant à l'envergure de cette baisse [88][3][89][52], ceci pouvant être attribué à la diversité des procédures expérimentales et des formulations de béton étudiées. L'annexe nationale à la NF EN 1992-1-2 [90] suggère de considérer une courbe comprise entre une limite supérieure et inférieure (Figure 15). Notons que la majeure partie cette perte de conductivité thermique est irrécupérable pendant le refroidissement du béton, bien qu'une reprise de 10 à 20 % soit possible [91].

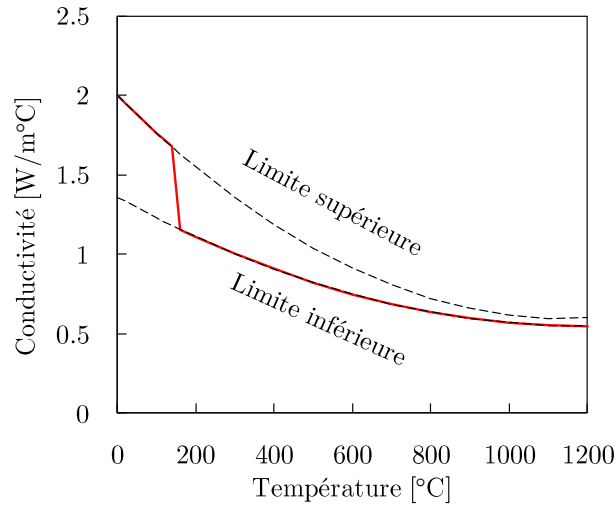


Figure 15 : Conductivité thermique du béton en fonction de la température

- La capacité calorifique spécifique

La capacité calorifique spécifique ou chaleur massique du béton augmente avec la température, sans influence considérable du type ni de la proportion de granulats, car ces derniers ont une capacité calorifique très proche de celle de la matrice cimentaire [50][91]. Cependant, entre 100°C et 200°C, la teneur en eau du béton est un paramètre influent (Figure 16) car la forte vaporisation de l'eau libre dans cette plage de température consomme beaucoup de chaleur, l'eau ayant une chaleur massique élevée (4,29 kJ/kg °C).

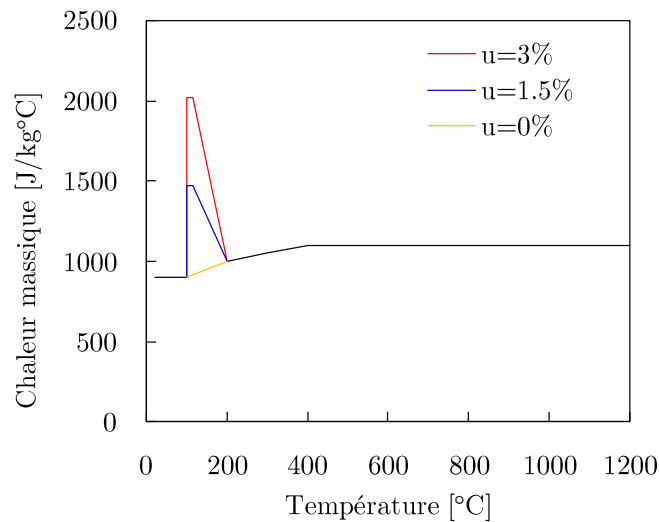


Figure 16 : Chaleur massique à températures élevées pour différentes teneurs en eau u

1.5. Les risques d'éclatement du béton à températures élevées

L'éclatement du béton en cas d'exposition au feu est un phénomène complexe encore peu maîtrisé, qui suscite à ce jour l'intérêt de plusieurs chercheurs. La forme la plus connue d'éclatement du béton est l'écaillage, qui consiste en la désagrégation progressive du béton en surface exposée. Pouvant atteindre de cette manière les aciers d'armature dans les structures en béton armé, l'écaillage représente un danger pour l'intégrité structurelle. Il existe d'autres formes d'éclatement du béton comme l'éclatement des granulats de surface par instabilité thermique, et l'éclatement d'angle [92]. Une forme d'éclatement, cette fois très violent, est l'éclatement explosif, qui se manifeste par une rupture soudaine de l'élément en béton avec une importante dégagement d'énergie [93][94].

Il convient de souligner que la norme NF EN 1992-1-2 reconnaît le caractère imprévisible de l'éclatement du béton, ne pouvant encore être décrit à ce jour par un modèle de prédiction fiable. Elle se limite alors à des prescriptions portant sur la vérification des sections réduites, la protection thermique ou encore l'ajout de fibre de polypropylène, afin de minimiser les risques. Dans les essais de fixation où l'ancrage est implanté à partir de la face exposée au feu, il est recommandé de ne recourir qu'aux granulats thermiquement stables et de s'assurer du bon séchage des éprouvettes. Si ces conditions ne sont pas remplies, il convient de retrancher de la profondeur d'ancrage effective les premières 30 – 40 mm de béton en surface exposée [15]. Pour expliquer l'origine de l'éclatement explosif, quatre théories sont proposées dans la littérature : le bouchon d'humidité, le choc thermique, la présence de fissures [92] et le chauffage lent [95]. Dans la première théorie, l'écaillage est associé au transport de masse (air, vapeur et eau liquide) qui forme différentes zones dans le béton selon leur saturation en eau. A une certaine distance de la face exposée peut alors se trouver une zone saturée d'eau formant un bouchon ou barrière pour le transport de masse. Au niveau de cette zone peut donc avoir lieu un pic de pression susceptible d'engendrer un éclatement explosif lorsque la contrainte admissible du béton est dépassée [94]. Ce phénomène serait plus probable dans les cas où l'eau s'échappe difficilement vers la surface non exposée, par exemple en cas d'une épaisseur importante de l'élément en béton, ou encore en cas de faible perméabilité.

Dans la seconde théorie, l'éclatement explosif est causé par un choc thermique résultant d'un fort gradient thermique en cas de chauffage très rapide. De fortes contraintes de compression prennent alors place près de la surface exposée en raison de la restriction de dilatation, tandis que des contraintes de traction apparaissent du côté plus froid [96] [97].

La troisième théorie se base sur le rôle des fissures induites par le retrait, le gradient thermique, l'incompatibilité de déformation entre granulat et pâte de ciment durci, etc... [98] [99]. Ces fissures peuvent en effet être vues comme des canaux d'évacuation de la pression, car elles accroissent la connectivité entre les pores. Ainsi l'éclatement explosif serait conditionné par le rapport entre la rapidité d'augmentation de la pression et la quantité et vitesse de propagation des fissures. Contrairement aux deux précédentes théories, cette troisième est la seule à apporter une justification au caractère aléatoire de l'éclatement explosif. En effet, la distribution spatiale des pores et des défauts initiaux dans la pâte de ciment durcie et autour

des granulats est aléatoire. Très récemment, une quatrième théorie sur l'origine de l'éclatement explosif explique sa survenue en cas de chauffages lents. Elle s'appuie sur le changement de phase de l'eau interstitielle et le rôle des fissures (Figure 17). Avant le chauffage, la pression interne des pores du béton est la même que la pression atmosphérique, et les pores contiennent de l'eau liquide, de la vapeur et de l'air sec. Au fur et à mesure que la température du béton augmente, la pression de vapeur d'eau à l'intérieur des pores augmente. En raison des propriétés thermodynamiques de l'eau, son point d'ébullition augmente également, entraînant l'existence d'eau surchauffée à l'état liquide à des températures supérieures à 100 °C. Ensuite, du fait de l'augmentation des fissures thermiques, la pression dans les pores devient égale à la pression atmosphérique et l'eau surchauffée s'évapore instantanément en raison du point d'ébullition abaissé. Ceci entraîne une forte expansion de volume et une libération instantanée d'énergie, d'où l'éclatement explosif. Ce phénomène qui semble combiner la première et la troisième théorie précédemment évoquées est appelé « BLEVE (Boiling liquid expanding vapor explosion) ».

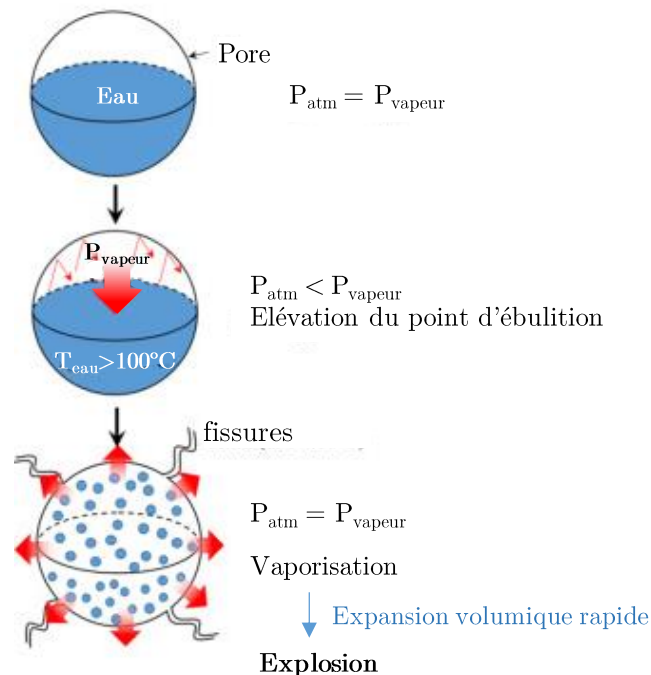


Figure 17 : Changement de phase de l'eau dans le béton sous chauffage lent (figure adaptée de [95])

1.6. La rupture par cône de béton à températures élevées

Comme mentionné plus tôt, il n'existe à ce jour aucune méthode universellement reconnue pour déterminer la capacité du cône de béton des ancrages exposés à une sollicitation thermique. En Europe toutefois, l'Annexe D (informative) de la norme NF EN 1992-4 [13] propose la relation (1.11) pour déterminer la capacité du cône de béton caractéristique d'un ancrage exposé à un scénario de feu standard (feu ISO 834-1) :

$$N_{Rk,c,fi,(t)}^0 = k(t, h_{ef}) N_{Rk,c}^0 \quad (1.11)$$

$k(t, h_{ef}) = \frac{h_{ef}}{200}$ pour une durée d'exposition t jusqu'à 90 min

$k(t, h_{ef}) = 0,8 \frac{h_{ef}}{200}$ pour t comprise entre 90 min et 120 min

Où :

$N_{Rk,c}^0$ est la capacité du cône de béton caractéristique de l'ancrage à température ambiante dans le béton fissuré de classe C20/25, quel que soit la classe de résistance réelle du béton.

$k(t, h_{ef})$ un coefficient de réduction dépendant du temps d'exposition t et de la profondeur d'ancrage h_{ef} exprimée en [mm], quel que soit le type d'ancrage.

Selon la norme NF EN 1992-4, les critères majeurs définissant le champ d'application de l'équation (1.11) sont les suivants :

- **La profondeur d'ancrage effective h_{ef}** est d'au moins 40 mm ;
- **Le béton** a une classe de résistance comprise entre C12/15 et C90/105 ;
- **Le chauffage**, assimilable au feu standard, sollicite l'ancrage d'un seul côté, ou sur plusieurs côtés si la distance au bord c de l'ancrage est supérieure à $\max\{2h_{ef}; 300\text{mm}\}$ (Figure 18).

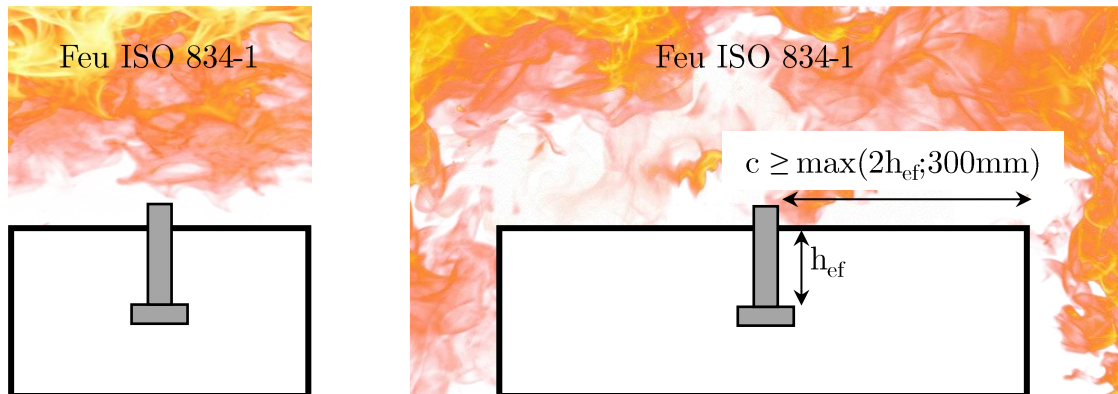


Figure 18 : Types d'exposition couverts par la méthode de la norme NF EN 1992-4

Le coefficient $k(t, h_{ef})$ pour une durée d'exposition t jusqu'à 90 min dans l'équation (1.11) repose provient des résultats de travaux numériques de Reick dont la validité a été vérifiée au moyen de résultats expérimentaux antérieurs [100]. En revanche, l'origine du coefficient 0,8 pour un temps d'exposition entre 90 min et 120 min n'a pas été rapportée dans la littérature.

Les essais ayant servi de validation du coefficient $k(t, h_{ef})$ pour une durée d'exposition t jusqu'à 90 min ont consisté à exposer l'ancrage au feu standard sur un seul côté, tout en appliquant une certaine précharge ne devant pas provoquer une rupture avant 90 min. Ensuite au bout de 90 min, la charge est augmentée progressivement jusqu'à la rupture. Les résultats de ces essais sont résumés dans le Tableau 4, où $N_{u,fi}$ est la charge de rupture après un temps d'exposition t et la résistance de référence $N_{20^\circ C, fiss}$ est la capacité du cône de béton à température ambiante dans le béton fissuré. Cette dernière est calculée comme étant respectivement 75% (boulons à tête) et 70% (chevilles à expansion) de la capacité du cône de béton dans le béton non fissuré calculée selon la méthode CCD (relations (1.2)(1.3)). Les résistances en compression du béton dans ces essais sont respectivement $f_{cc}=25$ MPa (boulons à tête) et $f_{cc}=34$ MPa (chevilles à expansion).

Tableau 4 : Résultats expérimentaux regroupés par Reick [100]

Type d'ancrage	h_{ef} [mm]	$N_{20^\circ C, fiss}$ [kN]	$N_{u,fi}$ [kN]	$N_{u,fi} / N_{20^\circ C, fiss}$ [%]	t [min]
Boulons à tête	40	14,7	6,0	41	113
			6,5	44	122
	50	20,6	9,8	48	113
			10,7	52	119
	60	27,0	12,6	47	81
			13,5	50	94
Chevilles à expansion	38	12,9	6,0	41	113
	79	35,1	14,0	44	122

Quant aux travaux numériques réalisés par Reick, ils ont consisté à déterminer la capacité du cône de béton des boulons à tête d'une profondeur d'ancrage de 30 mm à 100 mm à température ambiante et après 90 min d'exposition au feu standard. Cela a été réalisé au moyen du code aux éléments finis MASA, dont les principes (plus détaillés dans [101]) reposent sur la représentation du béton par un ensemble de microplans de différentes directions ayant des propriétés différentes. Ces microplans peuvent représenter par exemple les plans endommagés ou fragiles de la microstructure, tels que ceux qui existent dans la zone de transition interfaciale entre la matrice cimentaire et le granulat, ou encore les plans de microfissures. Les résultats de ces travaux numériques sont présentés sur le Tableau 5.

Tableau 5 : Résultats des essais numériques de Reick [100]

h_{ef} [mm]	$N_{20^\circ C}$ [kN]	$N_{u,90min}$ [kN]	$N_{90min} / N_{20^\circ C}$ [%]
30	19,23	3,13	16
40	27,85	5,41	19
50	33,6	7,22	21
60	46,18	11,99	26

h_{ef} [mm]	$N_{20^{\circ}C}$ [kN]	$N_{u,90min}$ [kN]	$N_{90min}/N_{20^{\circ}C}$ [%]
80	77,8	27,6	35
100	106,7	62,2	58

Cette fois, la résistance de référence $N_{20^{\circ}C}$ est la capacité du cône de béton à température ambiante et $N_{u,90min}$ est la capacité du cône de béton à 90 min, toutes deux déterminées avec le modèle MASA. En plaçant ces rapports $N_{u,fi}/N_{20^{\circ}C,fi}$ et $N_{90min}/N_{20^{\circ}C}$ sur une même graphe (Figure 19), Reick conclut qu'un ancrage exposé au feu standard détient après 90 min une capacité du cône de béton supérieure à $(h_{ef}/200)$ fois sa capacité à température ambiante.

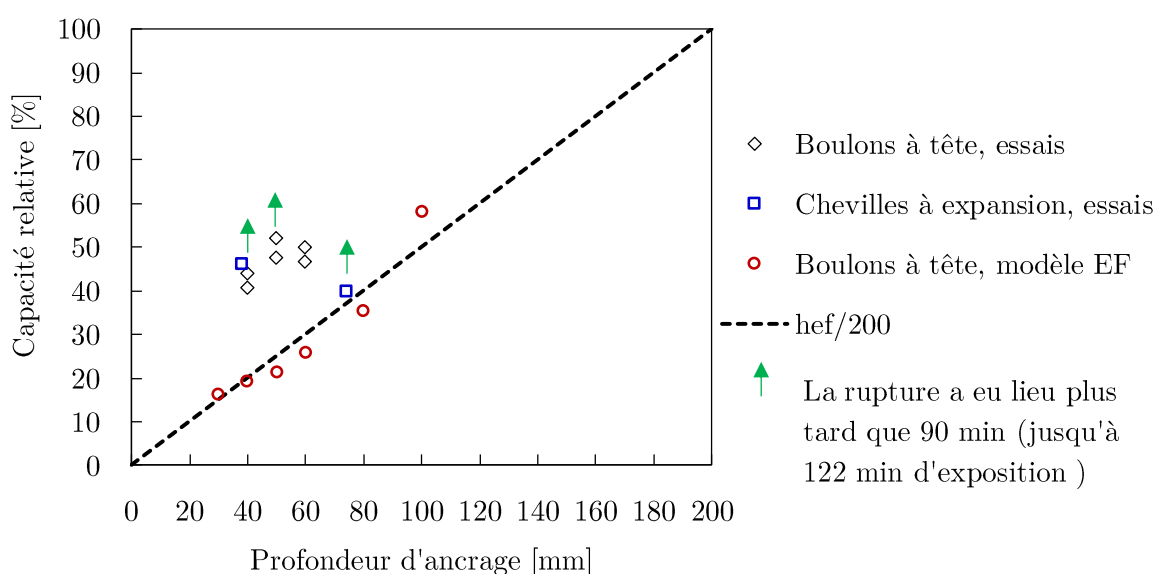


Figure 19 : Capacité du cône de béton relative après 90 min d'exposition au feu ISO 834-1 (figure adaptée de [100])

Les quelques observations suivantes peuvent être faites vis-à-vis de la Figure 19 :

- La droite $h_{ef}/200$ proposée ne semble être représentative ni de la tendance de points d'essais ni de celle des points numériques, bien qu'elle se rapproche plus de ces derniers. En effet, d'une part, la distribution des points numériques pourrait s'ajuster plus fidèlement à une tendance non linéaire. D'autre part, les points d'essais n'indiquent pas une augmentation claire de la capacité relative avec la profondeur d'ancrage contrairement à la droite de $h_{ef}/200$.
- La Figure 19 ne présente pas fidèlement le temps réel de rupture en ramenant à 90 min différents temps d'exposition de 81 min à 122 min (cf. Tableau 4). Or, la connaissance de la distribution des points d'essai pour un même temps d'exposition est essentielle lorsqu'on souhaite tirer une relation entre la profondeur d'ancrage et la réduction de la capacité du cône de béton.

- La Figure 19 compare des points expérimentaux et des points numériques de nature différente puisque la capacité relative se réfère dans le premier cas à la capacité du cône de béton à température ambiante dans le béton fissuré tandis que dans le second cas il s'agit de béton non fissuré. Une comparaison plus convenable aurait été assurée en uniformisant cette capacité de référence.

Mis à part les résultats expérimentaux indiqués sur la Figure 19, aucune investigation expérimentale n'a été menée sur une vingtaine d'année pour appuyer/vérifier la validité de l'équation (1.11). Très récemment, ceci a fait l'objet d'une étude sur les chevilles à expansion, portant sur des temps d'exposition différant de 90 min et des profondeurs d'ancrage allant jusqu'à 100 mm [102]. Le dispositif expérimental permettant de réaliser les essais à températures élevées est présenté schématiquement sur la Figure 20.

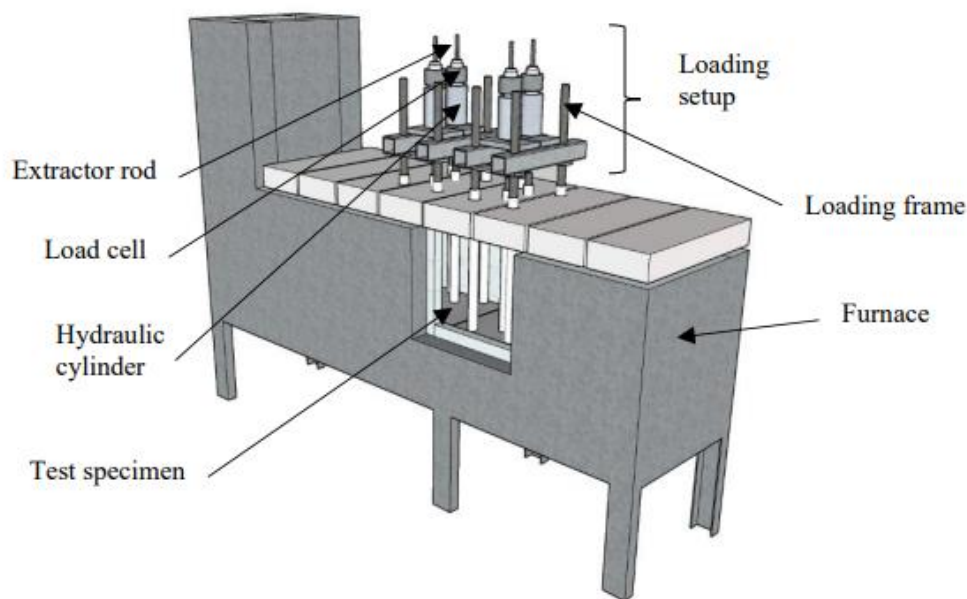


Figure 20 : Représentation schématique de l'équipement d'essai à températures élevées [102]

Le protocole d'essai est différent de celui des essais antérieurs. Cette fois, l'essai consiste ici à charger l'ancrage mécaniquement avec un certain niveau de charge avant de lancer le chauffage et à maintenir ce niveau constant pendant le chauffage jusqu'à ce que la rupture ait lieu. La comparaison entre les résultats obtenus et les capacités prédites par l'équation (1.11) est présentée sur la Figure 21.

Ces résultats valide l'applicabilité de façon conservative de la méthode de norme NF EN 1992-4 pour les chevilles à expansion ayant une profondeur d'ancrage jusqu'à 100 mm. Ils montrent également que les marges de sécurité sont élevées pour un incendie de courte durée. Celles-ci diminuent cependant avec l'augmentation du temps d'exposition et de la profondeur d'ancrage.

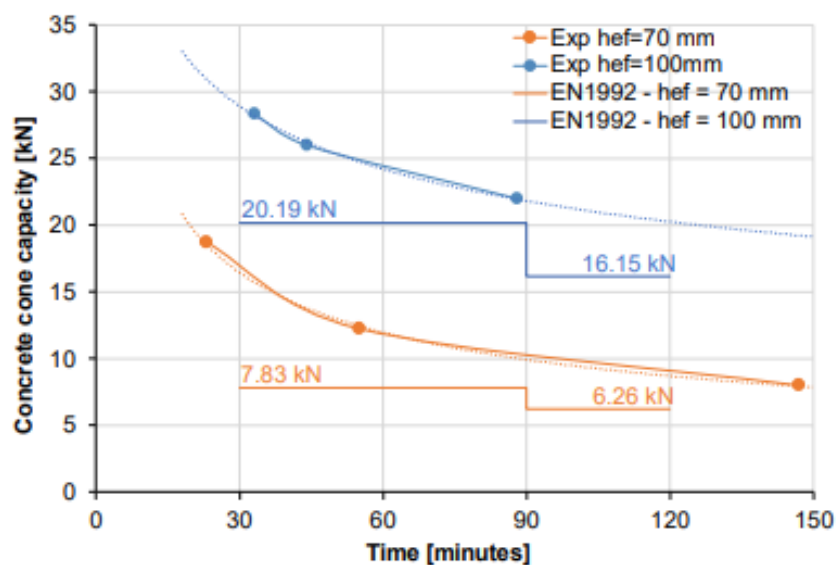


Figure 21 : Comparaison entre résultats d'essais et prédiction de la norme NF EN 1992-4 [102]

D'autres études expérimentales récentes ont quant à elles étudié la rupture par cône de béton des ancrages après une phase de refroidissement subséquente à la phase de chauffage [73][74][103]. Bien que ce type scénario soit plutôt représentatif du comportement post-incendie des ancrages, ou bien de celui des ancrages implantés dans du béton thermiquement endommagé et refroidi, il est généralement supposé dans ces études que les capacités ainsi mesurées peuvent être assimilées aux capacités de l'ancrage pendant l'incendie. Il est en effet considéré que les propriétés du béton dans ce cas de figure sont celles associées à la température maximale atteinte lors du chauffage. Ainsi, ce type d'étude est préféré dans l'étude de la capacité du cône de béton à températures élevée, en raison des procédures expérimentales moins complexes après refroidissement du béton.

Outre les études expérimentales, il peut être cité deux investigations numériques menées sur la capacité du cône de béton à températures élevées des boulons à tête [71][72]. Elles portent sur la vérification de la validité de l'équation (1.11) pour des profondeurs d'ancrage ou temps d'exposition non couverts par la base de données expérimentale existante.

Les conclusions majeures de ces différentes études sont résumées dans le Tableau 6.

Tableau 6 : Résumé des principales études sur la rupture par cône de béton à températures élevées ou après refroidissement

Auteur et type d'étude	Objet de l'étude	Conclusions et/ou remarques importantes
Ožbolt et al. (2007) [71] Etude numérique	Boulons à tête exposés au feu ISO 834-1 pendant 30 min et 90 min, ou pendant 90 min suivi d'un refroidissement jusqu'à température ambiante $h_{ef} = \{25 \text{ mm} ; 50 \text{ mm} ; 150 \text{ mm}\}$	Les ancrages peu profonds ($h_{ef} = 25 \text{ mm} ; 50 \text{ mm}$) perdent significativement leur capacité après exposition au feu, et d'autant plus après la phase de refroidissement. La capacité des ancrages profonds de 150 mm a augmenté avec le temps de chauffage. La justification serait la présence de contraintes thermiques de compression à la profondeur d'ancrage. Après le refroidissement, la capacité a dépassé celle pendant le chauffage.
Periškić (2010) [72] Etude numérique	Boulons à tête exposés au feu ISO 834-1 pendant 30 min, 90 min, 120 min $h_{ef} = \{50 \text{ mm} ; 150 \text{ mm}\}$	La perte de capacité augmente avec le temps de chauffage et diminue en augmentant la profondeur d'ancrage. Les résultats sont en bonne adéquation avec les prédictions de l'équation (1.11) pour 90 min et 120 min d'exposition. Cette équation s'avère cependant excessivement conservatrice pour une durée d'exposition de 30 min.
Sharma and Bošnjak (2017) [103] Etude expérimentale	Vis à béton et chevilles à verrouillage de forme exposés au feu ISO 834-1 pendant 60 min puis refroidis jusqu'à température ambiante en ventilant le four fermé $h_{ef} = 40 \text{ mm} ; 60 \text{ mm} ; 80 \text{ mm}$	Bien que tous deux soient des ancrages post-installés, les vis à béton ont perdu moins de résistance que les chevilles à verrouillage de forme, sauf pour la profondeur d'ancrage intermédiaire de 60 mm de profondeur. La différence entre les pertes de capacités des deux types d'ancrage pour une même profondeur d'ancrage va de 7% à 14%. Cette dépendance vis-à-vis du type d'ancrage est en désaccord avec la norme NF EN 1992-4.

Auteur et type d'étude	Objet de l'étude	Conclusions et/ou remarques importantes
Hlavíčka and Lublój (2018) [73] Etude expérimentale + Etude analytique	Chevilles chimiques installées dans un béton préalablement exposé à un chauffage électrique moins sévère que le feu ISO 834-1 et ensuite refroidi jusqu'à température ambiante $h_{ef} = 50 \text{ mm}$	La capacité du cône de béton décroît de façon linéairement proportionnelle à la température à la profondeur d'ancrage. Lorsque celle-ci est de 250°C, il ne reste que 40% de la capacité à température ambiante. Par la suite, la capacité ne varie plus considérablement jusqu'à 400°C. Des modèles de calcul analytique de la capacité du cône de béton en fonction de la température du béton ont été testés. Les résultats indiquent que l'usage du module d'Young et de l'énergie de fissuration permet une meilleure estimation de la capacité du cône de béton par rapport à l'usage de la résistance en compression ou de la résistance en traction. NB : le modèle théorique admet un angle de rupture de 35°
Bamonte et al. (2020) [74] Etude expérimentale + Etude numérique	Chevilles à verrouillage de forme exposées à un chauffage électrique moins sévère que le feu ISO 834-1 puis refroidies jusqu'à température ambiante $h_{ef} = \{45 \text{ mm} ; 50 \text{ mm} ; 60 \text{ mm} ; 80 \text{ mm} ; 100 \text{ mm}\}$ $f_c = \{20 \text{ MPa} ; 52 \text{ MPa} ; 63 \text{ MPa}\}$	La capacité du cône de béton après refroidissement est surestimée si elle est déterminée uniquement en considérant l'influence de la température à la profondeur d'ancrage ou celle de la température le long de tout l'ancrage sur la résistance en compression du béton. NB : le modèle théorique admet un angle de rupture de 35°

Synthèse du Chapitre 1

Ce premier chapitre met en évidence les trois points suivants :

- (1) La détermination de la capacité du cône de béton à température ambiante dans la réglementation actuelle repose sur la méthode semi-empirique CCD. Selon cette méthode :
 - La dépendance de la capacité du cône de béton vis-à-vis de la géométrie de l'ancrage se restreint à la dépendance vis-à-vis de la profondeur d'ancrage. La loi d'effet de taille s'applique, en accord avec la théorie de la mécanique linéaire élastique de la rupture. Le diamètre de l'ancrage ainsi que la tête du boulon à tête ne sont pas considérés comme ayant une influence explicite sur la capacité du cône de béton. Cependant, un coefficient calibré empiriquement distingue la capacité des boulons à tête des autres types d'ancrage.
 - La contribution du béton est apportée par sa résistance en traction, qui est reliée à la racine carrée de sa résistance en compression dans la méthode CCD, pour un usage simple en ingénierie. Cependant, deux bétons ayant une même résistance en compression peuvent se comporter différemment durant la rupture par cône de béton, selon leurs compositions. Cette influence de la composition du béton est mieux représentée lorsque la capacité du cône de béton est exprimée en fonction de l'énergie de fissuration du béton et de son module d'Young. Une telle représentation est en accord avec la mécanique linéaire élastique de la rupture, qui peut alors être choisie comme socle théorique pour développer des modèles prédictifs.
- (2) Les propriétés thermophysiques et mécaniques du béton sont impactées par l'élévation de sa température. Ces propriétés à températures élevées, basées sur différents résultats expérimentaux, sont pour la plupart disponibles ou peuvent être tirées de la norme NF EN 1992-1-2, à l'exception de l'énergie de fissuration. Pour cette dernière, la base de données expérimentale disponible présente une grande dispersion, entre autres en raison de l'absence d'un protocole standardisé.
- (3) La capacité caractéristique du cône de béton d'un ancrage exposé au feu standard se détermine actuellement en affectant d'un coefficient de réduction basé sur le temps d'exposition et la profondeur d'ancrage la capacité caractéristique à température ambiante dans le béton fissuré. L'expression générale de ce coefficient de réduction est basée sur une dure d'exposition de 90 min au feu standard. La base de données expérimentale associée est très peu fournie et nécessite d'être élargie. Par ailleurs, ce coefficient de réduction serait excessivement conservatif pour les faibles durées d'exposition et les faibles profondeurs d'ancrage. En outre, si l'ancrage est exposé à un scénario de chauffage différent du feu standard, il est aujourd'hui impossible de déterminer la capacité du cône de béton. Dans l'optique d'apporter une solution en réponse à ces limites de la méthode existante, le développement d'un coefficient de réduction basé sur la température et non sur le temps d'exposition ainsi que l'élargissement de la base de données de validation expérimentale feront l'objet des prochains chapitres.

Chapitre 2. Détermination de l'angle de rupture avec un modèle champ de phase

Sommaire

Introduction	37
2.1. Représentation de la fissure par un champ de phase	38
2.1.1. Formulation du problème couplé de déformation et de fissuration par champ de phase	38
2.1.2. Résolution avec le code aux éléments finis Abaqus	44
2.2. Description du modèle pour la simulation de la rupture par cône de béton	45
2.2.1. Géométrie du modèle mécanique et propriétés des matériaux.....	45
2.2.2. Analyse de sensibilité au maillage temporel et spatial.....	48
2.2.3. Etapes de calcul à températures élevées	52
2.3. Résultats.....	56
2.3.1. Angle de rupture à température ambiante pour différentes profondeurs d'ancrage	56
2.3.2. Angle de rupture pour différentes durées d'exposition au feu ISO	57
2.3.3. Réduction de la capacité du cône de béton à températures élevées.....	60
Synthèse du Chapitre 2.....	63

Introduction

Il a été vu dans le Chapitre 1 que la mécanique linéaire élastique de la rupture (MLER) constitue un cadre théorique propice pour étudier la rupture par cône de béton à température ambiante. Elle a permis de tirer une équation semi-analytique donnant la capacité du cône de béton sur la base de la connaissance de la profondeur d'ancrage, du module d'Young du béton et de son énergie de fissuration [7]. Dans le Chapitre 3, il sera visé d'étendre cette possibilité au cas d'un ancrage exposé à une sollicitation thermique engendrant un gradient de température au sein du béton. Pour étudier la propagation d'une fissure dans le cadre de la MLER, la fissure est représentée par une discontinuité prédéfinie du milieu. Il est donc nécessaire de connaître a priori sa géométrie. Pour le cas du cône de béton, la fissure est représentée par un cône parfait et la direction de fissuration est caractérisée par l'angle complémentaire au demi-angle au sommet du cône, dénoté « angle de rupture β ». A température ambiante, il est admis dans la norme NF EN 1992-4 [13], basée sur la méthode CCD [6], que cet angle de rupture vaut 35° . Cette valeur est la moyenne déterminée à partir des résultats de mesures expérimentales de Zhao [35], réalisées sur des cônes de bétons de boulons à tête de profondeur d'ancrage variant entre 100 mm et 520 mm. Dans ces mesures, l'angle de rupture considéré est l'inclinaison par rapport à l'horizontale de la droite reliant le coin de la tête du boulon et le point de la surface de rupture se trouvant à une profondeur $0.5h_{ef}$ (Figure 22).

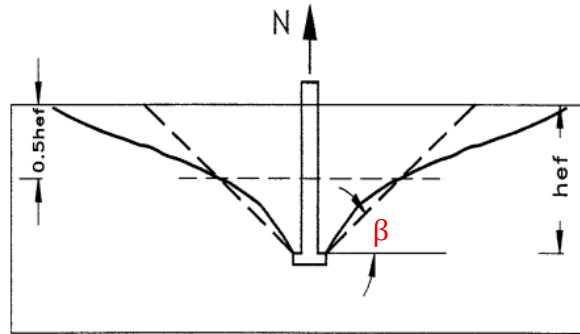


Figure 22 : Angle de rupture β (figure adaptée de [35])

Les résultats de ces mesures sont récapitulés sur la Figure 23, où il peut être observé que l'angle de rupture peut varier entre environ 22° à 47° . Il peut ainsi s'écarter de jusqu'à 13° par rapport à la moyenne de 35° . En outre, la Figure 23 montre que l'angle tend à augmenter avec la profondeur d'ancrage suivant la relation :

$$\tan \beta = 0,2 h_{ef}^{0.25} \quad (2.1)$$

Selon cette relation, l'angle moyen de 35° correspondrait à une profondeur d'ancrage de 150 mm.

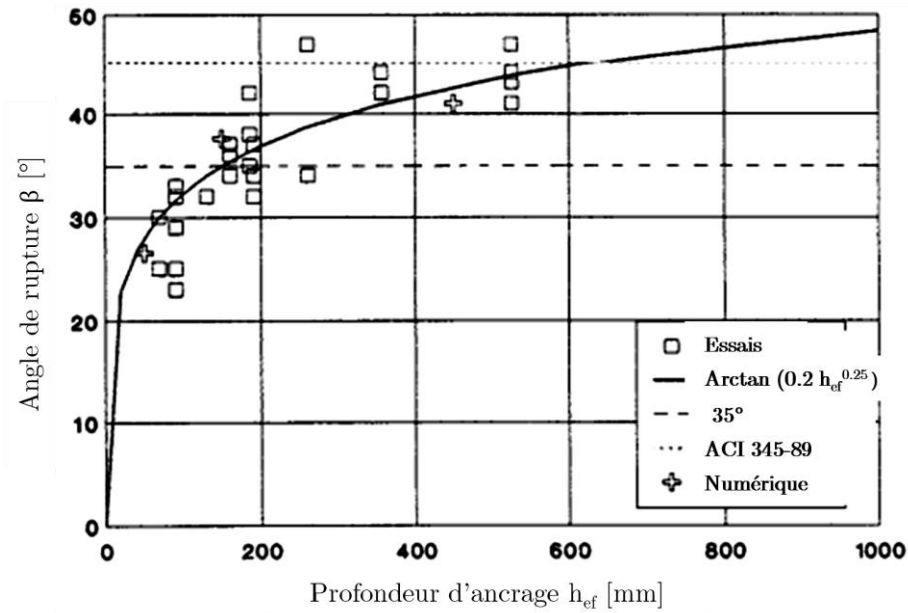


Figure 23 : Angle de rupture en fonction de la profondeur d'ancrage (figure adaptée de [35]).

A températures élevées, il est moins aisé de déterminer expérimentalement l'angle de rupture. Des difficultés comme la complexité des configurations d'essai, leur coût élevé devant la nécessité de considérer une vaste population de configurations géométriques et de sollicitations thermiques, ou encore le morcellement des cônes de béton après l'essai peuvent être énumérées. Cependant, pour déterminer la capacité du cône de béton à températures élevées à partir d'un modèle MLER, la connaissance de l'angle de rupture reste essentielle.

De ce fait, il est visé dans ce chapitre de déterminer l'angle de rupture à températures élevées au moyen d'un modèle numérique. Pour cela, la simulation d'un essai de traction de l'ancrage par la méthode des éléments finis est réalisée. Dans cette simulation, la fissure est représentée au moyen d'un modèle champ de phase, qui permet de prédire l'initiation et la direction de propagation de la fissure. Au début du chapitre, les principes généraux de la représentation d'une fissure par un champ de phase sont d'abord présentés. Ensuite, les procédures de calcul pour la simulation d'une rupture par cône de béton d'un ancrage à température ambiante et à températures élevées sont explicitées. Enfin, les résultats obtenus en termes d'angle de rupture et de capacité du cône de béton sous différentes conditions thermiques sont discutés.

2.1. Représentation de la fissure par un champ de phase

2.1.1. Formulation du problème couplé de déformation et de fissuration par champ de phase

Dans sa formulation initiale par Griffith [104], la MLER détermine l'avancement ou non d'une fissure dans un milieu avec un critère en contrainte résultant de la minimisation de l'énergie potentielle globale. La contrainte minimale σ_{min} [MPa] conditionnant cet avancement s'exprime sous la forme :

$$\sigma_{min} = \sqrt{\frac{E G_c}{k \pi a}} \quad (2.2)$$

Où :

E est le module d'Young [MPa]

G_c est le taux critique de restitution de l'énergie élastique [J/mm²]

a est la longueur de la fissure [mm]

k est un facteur dépendant de la géométrie du milieu et de celle de la fissure

L'équation (2.2) indique que si le milieu ne contient pas de fissure ($a = 0$), la contrainte σ_{min} est infinie. Ainsi, ce critère ne permet pas de prédire l'apparition d'une nouvelle fissure en partant d'un système sain (non fissuré). Face à cela, Bourdin et al. [105] proposent une formulation variationnelle régularisée de la théorie de Griffith en transformant la représentation discrète de la fissure par une représentation diffuse au moyen d'une variable appelée champ de phase.

Considérons le problème unidimensionnel d'une barre infiniment longue alignée à l'axe x d'un domaine Ω où $x \in]-\infty ; +\infty [$. Supposons que cette barre est entièrement fractionnée en $x = 0$ par une fissure ayant une section Γ (Figure 24a). La topologie de cette fissure discrète peut être décrite par une variable $\phi(x)$ équivalente à la fonction de Dirac $\delta(0)$ (Figure 24b) tel que :

$$\phi(x) = \begin{cases} 1 & \text{si } x = 0 \\ 0 & \text{si } x \neq 0 \end{cases} \quad (2.3)$$

La régularisation par champ de phase consiste à étaler ou diffuser la fissure au moyen d'une approximation continue de la fonction $\phi(x)$ (Figure 24c) tel que :

$$\phi(x) \approx e^{-\frac{|x|}{l}} \quad (2.4)$$

Cette approximation satisfait à la condition $\phi(x) = 1$ pour $x=0$ ($x \in \Gamma$), indiquant que le milieu est totalement endommagé au centre de la fissure diffuse. Le paramètre l appelé longueur caractéristique détermine le degré de diffusion de la fissure, et qui en tendant vers 0 fait tendre la représentation diffuse vers une représentation discrète de la fissure. En outre, en s'éloignant de $x=0$, la fonction $\phi(x)$ tend vers 0.

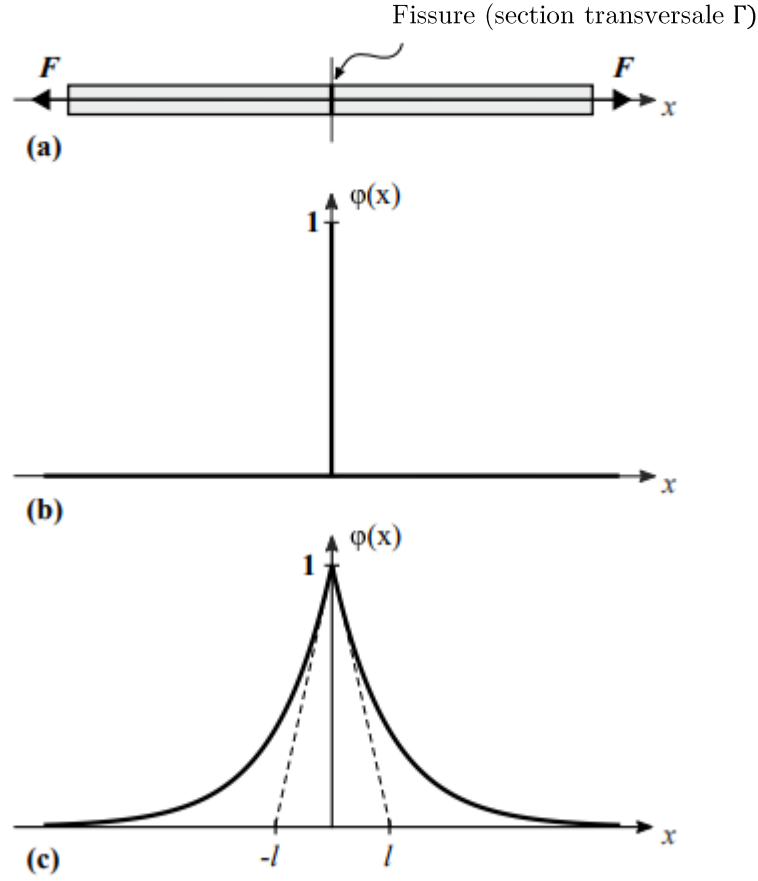


Figure 24 : a) Barre coupée par une fissure de section Γ b) fissure discrète c) fissure diffuse (figure adaptée de [106]).

La relation (2.4) est solution de l'équation différentielle :

$$\frac{d^2\phi(x)}{dx^2} - \frac{\phi(x)}{l^2} = 0 \quad (2.5)$$

Cette équation différentielle est l'équation d'Euler-Lagrange liée au problème variationnel :

$$\phi = \arg \left\{ \inf_{\phi \in W} I(\phi) \right\} \quad (2.6)$$

où W est l'ensemble des fonctions satisfaisant $\phi(x) = 1$ pour $x \in \Gamma$. La fonctionnelle quadratique associée est donnée par :

$$I(\phi) = \frac{1}{2} \int_{\Omega} \left(\phi^2 + l^2 \left(\frac{d\phi}{dx} \right)^2 \right) dx \quad (2.7)$$

Insérer (2.4) dans (2.8) donne :

$$I(\phi) = \frac{1}{2} \int_{\Omega} e^{-\frac{2|x|}{l}} dx = l \quad (2.8)$$

En considérant l'intégration sur tout le domaine $dV = \Gamma \, dx$,

$$I\left(e^{-\frac{|x|}{l}}\right) = l \, \Gamma \quad (2.9)$$

Ainsi, la surface de fissure Γ s'identifie à la surface régularisée $\Gamma_l(\phi)$:

$$\Gamma = \Gamma_l(\phi) = \frac{I\left(e^{-\frac{|x|}{l}}\right)}{2l} = \frac{1}{2l} \int_{\Omega} \left(\phi^2 + l^2 \left(\frac{d\phi}{dx} \right)^2 \right) dV \quad (2.10)$$

qui peut être généralisée aux dimensions plus élevées de la manière suivante :

$$\Gamma_l(\phi) = \int_{\Omega} \frac{1}{2l} (\phi^2 + l^2 \nabla \phi \cdot \nabla \phi) dV \quad (2.11)$$

Cette transformation de la topologie de la fissure discrète en fissure diffuse est illustrée sur la Figure 25.

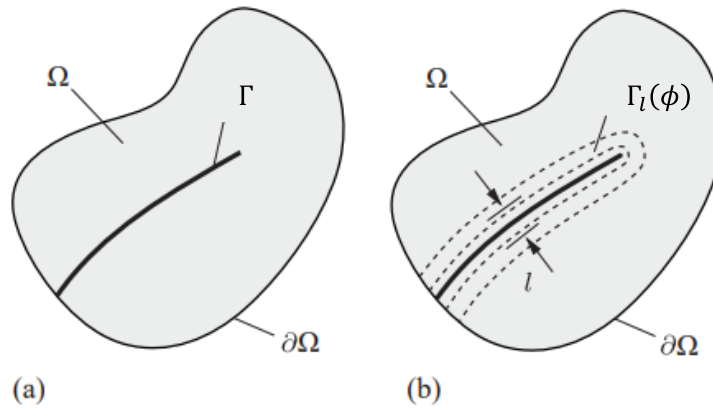


Figure 25 : Topologie discrète (a) et diffuse (b) de la fissure (Figure adaptée de [107])

Ainsi, la fonction $\gamma(\phi, \nabla \phi)$:

$$\gamma(\phi, \nabla \phi) = \frac{1}{2l} (\phi^2 + l^2 \nabla \phi \cdot \nabla \phi) \quad (2.12)$$

représente la densité de fissures par unité de volume (exprimée en m² par m³).

L'énergie dissipée par la formation d'une fissure peut s'écrire alors :

$$W_s(\phi) = \int_{\Omega} G_c \gamma(\phi, \nabla \phi) dV \quad (2.13)$$

Au sein du domaine fissuré, l'énergie de déformation élastique stockée peut être exprimée par :

$$W_e(\mathbf{u}, \phi) = \int_{\Omega} \psi(\varepsilon(\mathbf{u}), \phi) dV \quad (2.14)$$

Où $\mathbf{u}$ est le champ de déplacement, ε le champ de déformation, et ψ la densité d'énergie de déformation élastique par unité de volume. Sachant que la présence de la fissure affecte (par affaiblissement) l'énergie de déformation du système sain notée ψ_0 , la densité d'énergie du système fissuré peut être formulée comme suit :

$$\psi(\varepsilon(\mathbf{u}), \phi) = g(\phi) \psi_0 \varepsilon(\mathbf{u}) \quad (2.15)$$

Où $g(\phi)$ est une fonction décrivant la dégradation de l'énergie stockée au fur et à mesure que la fissure progresse. Elle doit satisfaire les conditions suivantes :

$$g(0) = 1 ; g(1) = 0 \text{ et } g'(\phi) \leq 0 \quad (2.16)$$

Les deux premières de ces conditions représentent les cas extrêmes où l'énergie stockée est intacte en absence de fissure et nulle si le système est complètement rompu. La troisième condition assure une décroissance monotone de l'énergie de déformation stockée lorsque la fissure progresse. Un choix simple et courant pour cette fonction de dégradation, qui sera adopté dans ce travail, est la fonction parabolique $g(\phi) = (1 - \phi)^2$.

En additionnant les énergies de fissuration et de déformation précédemment formulées, l'énergie potentielle du système s'écrit :

$$W_p(\mathbf{u}, \phi) = \int_{\Omega} \left((1 - \phi^2) \psi_0 \varepsilon(\mathbf{u}) + G_c \frac{1}{2l} (\phi^2 + l^2 \nabla \phi \cdot \nabla \phi) \right) dV \quad (2.17)$$

La variation de cette énergie étant :

$$\delta W_{int} = \partial W_p(\mathbf{u}, \phi) = \left(\frac{\partial W_p}{\partial \varepsilon} \right) : \delta \varepsilon + \left(\frac{\partial W_p}{\partial \phi} \right) : \delta \phi \quad (2.18)$$

$$\delta W_{int} = \int_{\Omega} \left(\sigma \delta \epsilon - 2 (1 - \phi) \delta \phi \psi_0(\epsilon) + G_c \left(\frac{1}{l} \phi \delta \phi + l \nabla \phi \cdot \nabla \delta \phi \right) \right) dV \quad (2.19)$$

Où σ est le tenseur des contraintes du système fissuré, pouvant s'exprimer en fonction du tenseur des contraintes σ_0 du système sain tel que :

$$\sigma = \frac{\partial W_p}{\partial \epsilon} = g(\phi) \sigma_0 = (1 - \phi)^2 \sigma_0 \quad (2.20)$$

Par ailleurs, en considérant que l'évolution du champ de phase ϕ est induite uniquement par l'évolution du champ de déplacement $\mathbf{u}$, la variation du travail extérieur s'écrit :

$$\delta W_{ext} = \int_{\Omega} \mathbf{f} \cdot \delta \mathbf{u} dV + \int_{\partial \Omega_t} \mathbf{t} \cdot \delta \mathbf{u} dA \quad (2.21)$$

Où :

$\mathbf{f}$ est la densité de force volumique

$\mathbf{t}$ est la densité d'effort surfacique sur la frontière

Ainsi, l'équilibre des travaux des forces extérieures et intérieures dans le cas d'un problème quasi-statique donne à partir des relations (2.19) et (2.21) :

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} \left(\sigma \delta \epsilon - 2 (1 - \phi) \delta \phi \psi_0(\epsilon) + G_c \left(\frac{1}{l} \phi \delta \phi + l \nabla \phi \cdot \nabla \delta \phi \right) \right) dV - \int_{\Omega} \mathbf{f} \cdot \delta \mathbf{u} dV \\ + \int_{\partial \Omega_t} \mathbf{t} \cdot \delta \mathbf{u} dA = 0 \end{aligned} \quad (2.22)$$

pour toute variation $\delta \mathbf{u}$ et $\delta \phi$ cinématiquement admissibles du champ de déplacement et du champ de phase. Par application du théorème de Gauss, les équations gouvernant le problème couplé en absence de force volumique sont obtenues :

$$\begin{aligned} Div [(1 - \phi^2) \sigma_0] &= 0 \\ G_c \left(\frac{1}{l} \phi - l \Delta \phi \right) - 2(1 - \phi) \psi_0(\epsilon(\mathbf{u})) &= 0 \end{aligned} \quad (2.23)$$

où Δ est l'opérateur Laplacien. La première équation décrit l'équilibre global tandis que la seconde est la loi d'évolution du champ de phase. Le champ de déplacement et le champ de phase sont respectivement contraints par les conditions limites de Dirichlet et de Neumann suivantes :

$$\begin{aligned} \mathbf{u} &= \bar{\mathbf{u}} \quad \text{sur } \partial \Omega_u \\ \sigma \cdot \mathbf{n} &= \mathbf{t} \quad \text{sur } \overline{\partial \Omega_u} \\ \phi &= 1 \quad \text{sur } \Gamma \\ \nabla \phi \cdot \mathbf{n} &= 0 \quad \text{sur } \partial \Omega \end{aligned} \quad (2.24)$$

2.1.2. Résolution avec le code aux éléments finis Abaqus

Dans le présent travail, le problème de rupture par cône de béton est résolu avec le code aux éléments finis Abaqus en exploitant l'implémentation développée par Navidtehrani et al. [108]. Cette implémentation est rendue possible en utilisant l'analogie entre le problème de champ de phase et le problème de transfert thermique stationnaire. En effet, ce dernier est régi par la relation :

$$\alpha \nabla^2 T = r \quad (2.25)$$

Où :

α est la conductivité thermique du matériau

T est le champ de température

r est une source interne de chaleur

Or, la loi d'évolution du champ de phase donnée par l'équation (2.23) peut être reformulée de la façon suivante :

$$\nabla^2 \phi = \frac{\phi}{l^2} - \frac{2(1-\phi)}{G_c l} \psi_0(\varepsilon(\mathbf{u})) \quad (2.26)$$

L'équivalence entre (2.25) et (2.26), assimilant le champ de phase ϕ à la température T , est ainsi évidente en choisissant une conductivité thermique $\alpha = 1$.

Dans cette implémentation, l'énergie de déformation peut être décomposée en deux parties active ψ_0^+ et inactive ψ_0^- ; si l'on souhaite imposer qu'une partie active uniquement participe à la propagation de la fissure :

$$\psi(\varepsilon(\mathbf{u}), g(\phi)) = \psi^+(\varepsilon(\mathbf{u}), g(\phi)) + \psi_0^-(\varepsilon(\mathbf{u})) = g(\phi) \psi_0^+(\varepsilon(\mathbf{u})) + \psi_0^-(\varepsilon(\mathbf{u})) \quad (2.27)$$

Etant donné le comportement asymétrique en traction et en compression du béton, il est considéré dans ce travail que seule la traction est endommageante. Ainsi, l'énergie de déformation est décomposée en parties active et inactive suivant la décomposition spectrale proposée par Miehe et al. [107]:

$$\psi_0^+ = \frac{1}{2} \lambda \langle tr(\varepsilon) \rangle_+^2 + \mu tr(\varepsilon_+ \cdot \varepsilon_+) \quad (2.28)$$

Où λ et μ sont les coefficients de Lamé.

En outre, pour éviter toute éventuelle possibilité de refermeture de fissures, une variable $\mathcal{H}$ tenant compte de l'histoire de chargement est définie tel que :

$$\mathcal{H} = \max_{\tau \in [0, t]} \psi_0^+(\tau)$$

Où t est l'incrément de temps à l'instant considéré et τ la période écoulée depuis le début du chargement. $\mathcal{H}$ satisfait les conditions de Kuhn-Tucker :

$$\psi_0^+ - \mathcal{H} \leq 0 \quad \dot{\mathcal{H}} \geq 0 \quad \text{et} \quad \dot{\mathcal{H}}(\psi_0^+ - \mathcal{H}) \geq 0 \quad (2.29)$$

Ainsi, l'équation (2.26) décrivant l'évolution du champ de phase devient :

$$\nabla^2 \phi = \frac{\phi}{l^2} - \frac{2(1 - \phi)}{G_c l} \mathcal{H} \quad (2.30)$$

La résolution du problème avec le code aux éléments finis Abaqus est réalisée au moyen d'un sous-programme UMAT (User-defined material) définissant la loi du comportement du matériau [109]. Il permet de déterminer au niveau des points d'intégration le tenseur des contraintes, la matrice jacobienne, le terme source dans (2.26) ainsi que sa dérivée, et finalement la variable d'historique $\mathcal{H}$.

2.2. Description du modèle pour la simulation de la rupture par cône de béton

2.2.1. Géométrie du modèle mécanique et propriétés des matériaux

Pour déterminer l'angle de rupture par cône de béton, un essai de traction d'un boulon à tête en acier installé dans un élément en béton est simulé. Cet essai numérique consiste à appliquer un déplacement imposé à l'extrémité libre de l'acier de l'ancrage. Similairement à ce qui s'effectue durant un essai expérimental, ce déplacement imposé est progressivement augmenté jusqu'à la rupture. Par ailleurs, lors d'un essai à température ambiante, le support du vérin s'appuie sur la surface de l'élément en béton pour éviter le soulèvement de celui-ci. Le rayon de ce support doit être d'au moins $2h_{ef}$ afin d'éviter une interaction avec la formation du cône de béton [110]. Cette valeur se base sur l'hypothèse d'un angle de rupture de 35° à température ambiante, qui équivaut à un rayon d'environ $1.5h_{ef}$ en surface. Sachant qu'il est visé de conserver les mêmes géométries et conditions aux limites mécaniques pour les simulations à température ambiante et à températures élevées, et que l'angle de rupture à températures élevées est pour l'instant inconnu, un rayon de $3h_{ef}$ est choisi pour représenter le support du vérin avec un blocage du déplacement vertical. Par ailleurs, afin de permettre une représentation axisymétrique du problème par rapport à l'axe de l'ancrage, une représentation cylindrique est choisie pour l'élément en béton. Pour limiter l'effort de calcul, le rayon du cylindre est également pris égal à $3h_{ef}$ et le déplacement horizontal est bloqué latéralement sur le contour de la base supérieure du cylindre. Une étude préalable sur l'influence des conditions aux limites sur la face latérale est présentée dans l'Annexe 1. L'épaisseur de la dalle

est également prise égale à $3h_{ef}$. La représentation axisymétrique du modèle avec les différentes dimensions et conditions aux limites énumérées est présentée sur la Figure 26.

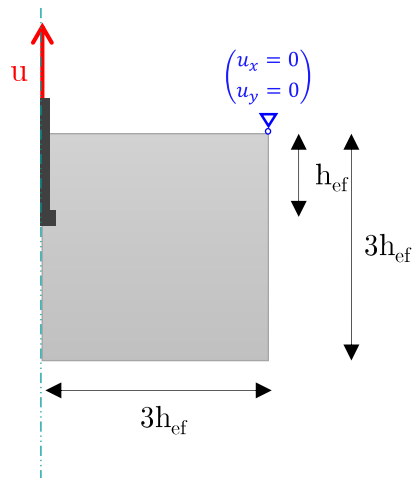


Figure 26 : Modélisation axisymétrique d'un essai d'arrachement

En outre, durant un essai expérimental, la surface latérale de l'ancrage est huilée afin de rompre le contact entre l'acier et le béton. De cette façon, la transmission du chargement s'effectue uniquement au niveau du contact entre le béton et la face supérieure de la tête du boulon. Dans le modèle, ceci est représenté par un vide de 1 mm laissé à l'interface des deux matériaux, sauf au niveau de la zone de contact (Figure 27).

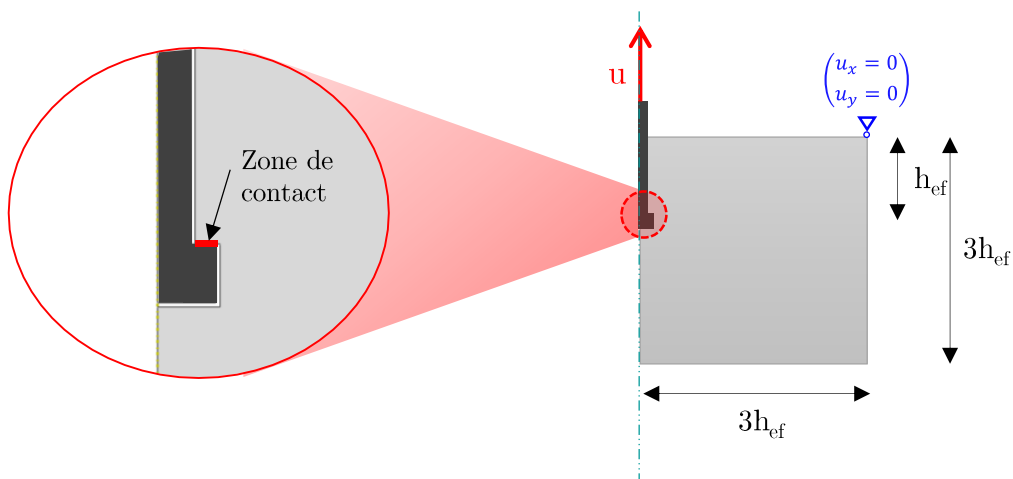


Figure 27 : Zone de contact entre l'acier et le béton

A températures élevées, la présence de ce vide de 1 mm peut induire une différence vis-à-vis de la température du béton, entre le cas simulé et le cas réel, en particulier dans la région avoisinant le tronc de l'ancrage. Cependant, la fissure s'initie au niveau de la zone de contact, où le transfert thermique a bien lieu. De plus, comme sera montré dans le Chapitre 3 section 3.1.2, même la non-représentation de l'acier n'a qu'une influence négligeable sur la température du béton le long de la surface de rupture.

Durant la résolution du problème mécanique, le sous-programme UMAT est affecté uniquement au béton, tandis que l'acier garde un comportement linéaire élastique. Pour éviter l'endommagement de dernier, une conductivité thermique nulle lui est assignée. Ainsi, les propriétés mécaniques entrant en jeu dans le calcul sont présentées sur le Tableau 7 pour les deux matériaux.

Tableau 7 : Propriétés mécaniques du béton et de l'acier à température ambiante

E_{acier}	210 GPa
ν_{acier}	0,30
$E_{\text{béton}}$	27,6 GPa
$\nu_{\text{béton}}$	0,18
$G_{F,\text{béton}}$	95 J/m ²
$f_{t,\text{béton}}$	3 MPa

Il est à noter que la connaissance de la résistance en traction f_t du béton n'est pas directement nécessaire pour la résolution du problème couplé. Il permet cependant de déterminer le paramètre longueur de diffusion l de la fissure [111].

En effet, considérons un problème unidimensionnel de traction monotone, pour lequel $\psi_0 = \frac{1}{2}E\varepsilon^2$. Lorsque le système est initialement sain, la répartition du champ de phase peut être considéré comme homogène, donc $\nabla\phi = 0$. Ainsi, le champ de phase peut être tiré de la relation (2.26) tel que :

$$\phi = \frac{l E \varepsilon^2}{G_c + l E \varepsilon^2} \quad (2.31)$$

Sachant que la loi de comportement est donnée par $\sigma = (1 - \phi)^2 E \varepsilon$, la contrainte en début de chargement vaut donc :

$$\sigma = \left(\frac{G_c}{G_c + l E \varepsilon^2} \right)^2 E \varepsilon \quad (2.32)$$

La contrainte maximale, valant également f_t étant obtenue pour $\left(\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = 0 \right)$ s'écrit ainsi :

$$f_t = \frac{9}{16} \sqrt{\frac{G_c E}{3l}} \quad (2.33)$$

D'où peut être directement tiré l'expression de la longueur l :

$$l = \frac{27 EG_c}{256 f_t^2} \quad (2.34)$$

Avec les propriétés du béton considérées, étant celles caractérisées lors de la campagne expérimentale, ce paramètre vaut $l = 27 \text{ mm}$. Il est montré dans l'Annexe 2 que réduire la valeur du paramètre l permet d'affiner la zone endommagée et de faciliter la mesure de l'angle de rupture. Cependant, cet angle ainsi que la charge ultime sont considérablement sensibles à la variation de l . Ainsi, la valeur rationnelle de 27 mm est conservée pour les simulations.

2.2.2. Analyse de sensibilité au maillage temporel et spatial

2.2.2.1. Influence du maillage spatial

Pour assurer une indépendance des résultats à la densité du maillage, la taille d'une maille est généralement prise considérablement inférieure à la longueur l . A titre d'exemple, Navidtehrani et al. choisissent une taille de maille allant de $\frac{l}{10}$ à $\frac{l}{4}$ pour différents cas d'études [109]. Dans la présente étude où $l = 27 \text{ mm}$, l'influence de la densité du maillage du béton est analysée pour 3 tailles de maille différentes : 1 mm, 2 mm et 5 mm ; correspondant respectivement à $\frac{l}{27}$; $\frac{l}{13,5}$ et $\frac{l}{5,4}$. Dans tous les cas, cette taille correspond uniquement à un raffinement du maillage du béton au niveau d'une région potentiellement traversée par la fissure. Dans le reste de la structure, un maillage plus grossier est choisi pour économiser l'effort de calcul (Figure 28).

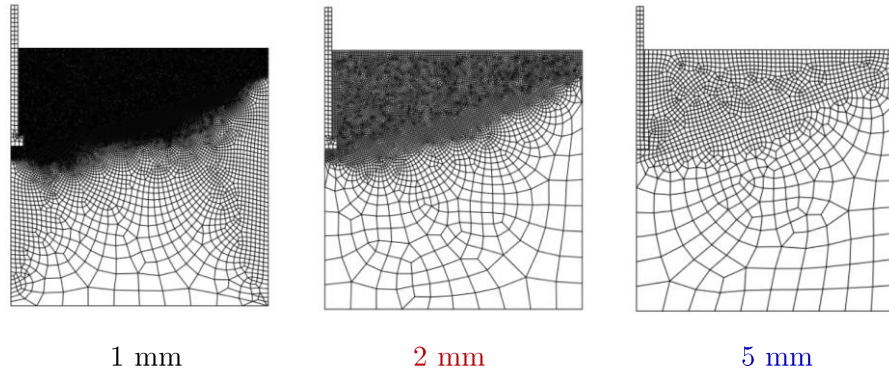


Figure 28 : Maillage du modèle pour trois tailles de maille différentes

Les courbes force-déplacement obtenues pour ces différents niveaux de raffinement, dans le cas d'un ancrage de 100 mm de profondeur, sont présentées sur la Figure 29.

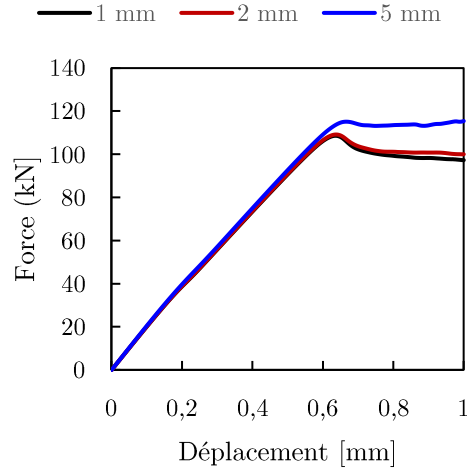


Figure 29 : Courbes force-déplacement pour différentes tailles de maille

La figure montre que les courbes sont relativement superposées pour une taille de maille de 2 mm et de 1 mm. En outre, le pic de charge est également assez marqué pour ces deux maillages tandis qu'il l'est moins pour le maillage de 5 mm. Etant donné que le modèle champ de phase s'appuie sur la minimisation de l'énergie potentielle globale du système, similairement à la MLER, la validation du modèle est effectuée en comparant les charges ultimes F_{max} obtenues à celle prédite par le modèle MLER de Sawade [7](Tableau 8). A titre informatif, la charge prédite par la méthode CCD [6] est également indiquée, en considérant une résistance en compression de $f_{cc} = 33,1 \text{ MPa}$ du béton, tel qu'il a été déterminé lors de la campagne expérimentale.

Tableau 8 : Charges maximales prédites par différentes méthodes

Taille d'une maille	F_{max}	F_{MLER}	F_{CCD}
1 mm	108,5 kN	$F_{MLER} = 2,1 \sqrt{EG_F} h_{ef}^{1.5}$ $F_{MLER} = 107,5 \text{ kN}$	$F_{CCD} = 15,5 \sqrt{f_{cc}} h_{ef}^{1.5}$ $F_{CCD} = 89,2 \text{ kN}$
2 mm	109,1 kN		
5 mm	115,1 kN		

Il peut être observé que la capacité du cône de béton déterminée avec le modèle est, dans tous les cas, proche de celle prédite par l'équation de la MLER, cette dernière étant de 20% supérieure à la charge prédite par la méthode CCD. Le temps de calcul (temps CPU) associé à la résolution pour chaque densité de maillage ainsi que l'écart relatif entre la charge calculée par le modèle et la charge prédite par la MLER sont présentés dans le Tableau 9.

Tableau 9 : Temps de calcul pour différents maillages

Taille de maillage	$\frac{ F_{max} - F_{MLER} }{F_{MLER}}$	Temps de calcul
1 mm	0.9 %	8793 s
2 mm	1,4 %	2267 s
5 mm	7 %	260 s

En outre, l'impact de la densité du maillage sur l'angle de rupture est analysé. Un des désavantages de la représentation diffuse de la fissure est l'ambiguïté dans la localisation de la pointe et des lèvres de la fissure. Pour effectuer une mesure de l'angle de rupture, la partie la plus endommagée de la structure est isolée en choisissant un seuil d'endommagement au-dessus duquel le champ de phase est coloré en gris. Ce seuil d'endommagement est fixé dans toutes les mesures, et est choisi de sorte à permettre la mesure de l'angle lorsque la charge ultime est obtenue. Une valeur de 0,98 est choisie dans ce sens. Trois mesures d'inclinaison par rapport à l'horizontale sont effectuées pour déterminer l'angle de rupture (Figure 30) :

- Angle 1 : inclinaison de la tangente à la limite supérieure de la zone grise ;
- Angle 2 : inclinaison de la droite reliant le coin de la tête du boulon et la pointe de la zone grise. Cette mesure se réfère à la définition de l'angle de rupture présentée sur la Figure 22.
- Angle 3 : inclinaison de la tangente à la limite inférieure de la zone grise.

Les tangentes sont prises sur les portions droites à partir de la pointe de la zone grise.

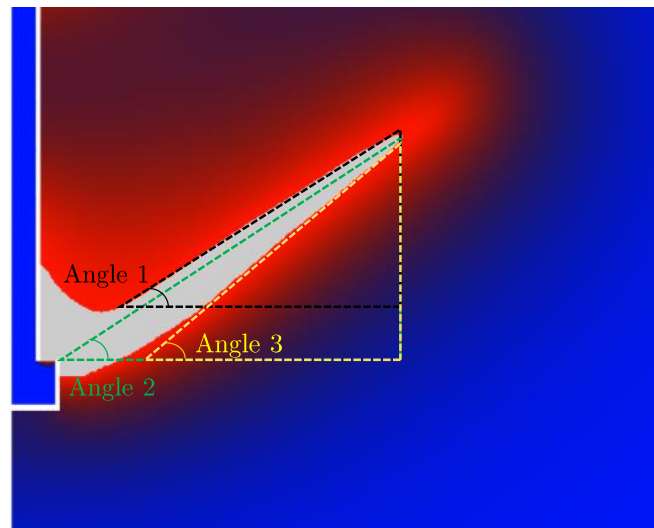


Figure 30 : Méthode de mesure de l'angle de rupture

Les angles de rupture mesurés pour les trois maillages sont présentés sur la Figure 31, où les trois nombres correspondent respectivement à l'angle 1, angle 2 et angle 3. Ces mesures montrent que les densités de maillage considérées n'ont pas d'influence significative sur l'angle de rupture. La différence réside cependant dans le fait que pour les maillages de 1 mm et de 2 mm, les contours de la zone grise sont plus lisses et facilitent ainsi la prise de la tangente.

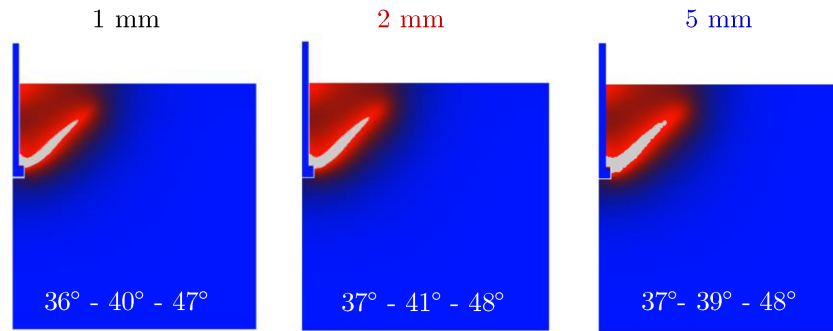


Figure 31 : Angles de rupture pour différents maillages

Au vu de ces comparaisons entre charges ultimes, angles de rupture et temps de calcul, une taille de maille de 2 mm est retenue.

2.2.2.2. Influence de l'incrément de chargement

Le chargement étant réalisé en déplacement imposé appliqué par incréments, le temps de calcul augmente avec le nombre d'incrémentes considérées, c'est-à-dire en réduisant la taille d'un incrément. Il visé dans cette section d'analyser l'influence de cette taille d'incrément de déplacement sur la courbe force-déplacement et l'angle de rupture. Pour cela, trois tailles sont considérées : 10^{-4} mm, 10^{-3} mm et 10^{-2} mm. Comme précédemment, la comparaison se base sur une profondeur d'ancrage de 100 mm. Les courbes force-déplacement et angles de rupture ainsi obtenus sont montrés respectivement sur la Figure 32 et la Figure 33.

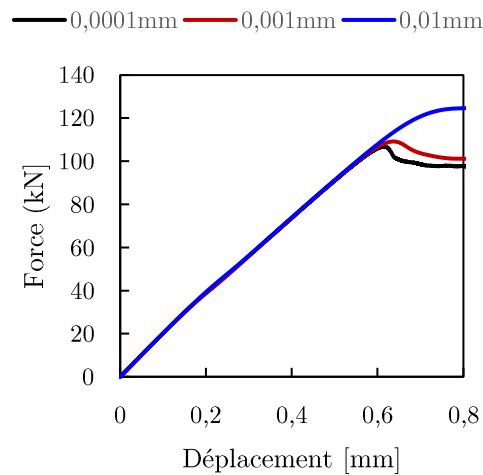


Figure 32 : Courbes force-déplacement pour différents incréments de chargement

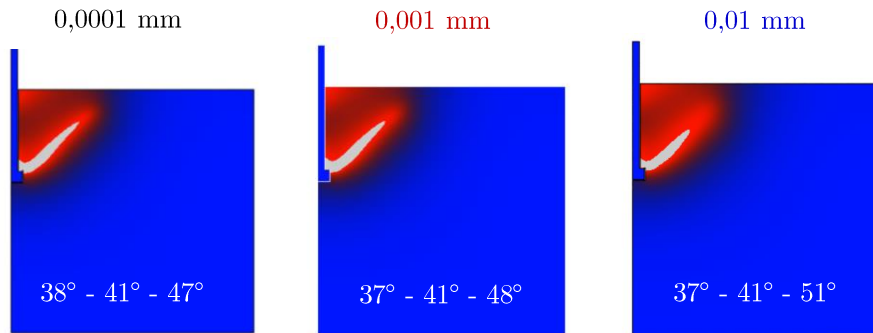


Figure 33 : Angles de rupture pour différents incréments de chargement

Il peut être observé sur la Figure 33 que l'incrément de chargement a une influence négligeable sur l'angle de rupture. En revanche, les charges ultimes se réduisent en réduisant l'incrément de chargement. En se référant à la charge ultime $F_{max,0,0001}$ obtenue pour le plus petit incrément, les écarts sont respectivement de 2% et de 17% pour les incréments de 10^{-3} mm et 10^{-2} mm (Tableau 10). Sachant que le temps de calcul est globalement décuplé en raffinant de 10 fois l'incrément de chargement, le choix d'un incrément de 0,001 mm semble être le plus judicieux.

Tableau 10 : Influence de la taille d'incrément de chargement sur la charge ultime

Taille d'incrément de chargement	F_{max}	$\frac{ F_{max} - F_{max,0,0001} }{F_{max,0,0001}}$
0,0001 mm	106,8 kN	0 %
0,001 mm	109,1 kN	2 %
0,01 mm	124,5 kN	17 %

2.2.3. Etapes de calcul à températures élevées

Lors de la campagne expérimentale, un essai d'arrachement de l'ancrage exposé au feu standard s'effectue en 2 étapes. L'élément en béton est d'abord chauffé sans sollicitation mécanique, ensuite, après une certaine durée de chauffage, l'essai mécanique est enclenché. Lors de la simulation, ce même schéma en deux étapes est considéré. Les propriétés de l'acier et du béton requises à chaque étape, les conditions aux limites mécaniques et thermiques, ainsi que les données de sortie des calculs sont résumées sur la Figure 34.

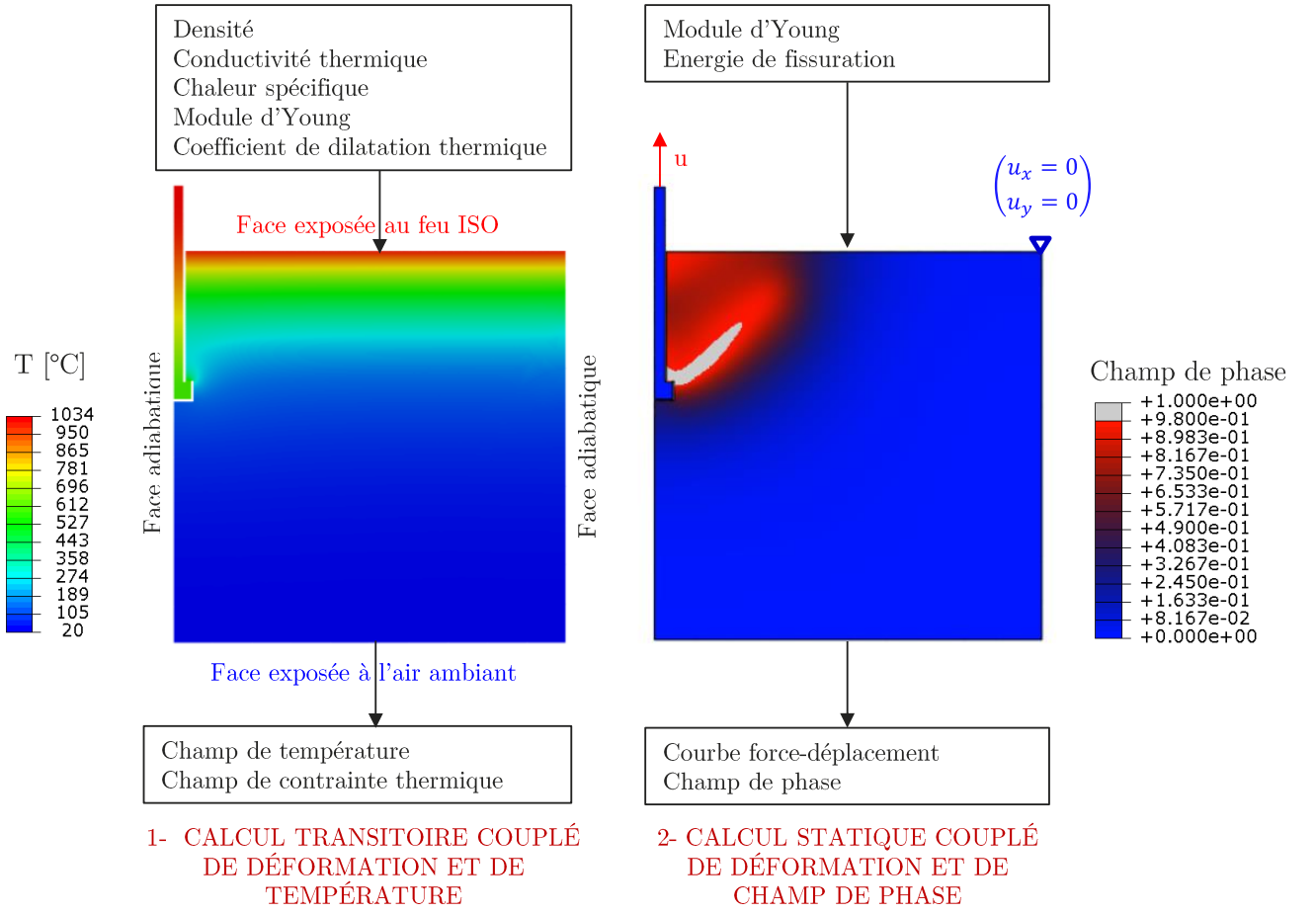


Figure 34 : Calcul thermomécanique en deux étapes

Premièrement, le champ de température dans le béton et dans l'acier à chaque instant ainsi que les contraintes thermiques engendrées sont déterminés. La détermination du champ de température repose sur la résolution de l'équation de transfert thermique transitoire, avec un schéma de résolution implicite. La température initiale est prise uniforme et égale à 20°C. L'évolution de la température des gaz chauds autour de la surface exposée au feu suit la courbe temps-température ISO 834-1 (cf. Chapitre 1). La température de l'air ambiant avoisinant la surface exposée à l'air ambiant ne varie pas avec le temps et vaut 20°C. Les densités de flux de chaleur entrant par ces surfaces ont deux composantes : une densité de flux par convection q_{conv} et une densité de flux par rayonnement q_{ray} . Ainsi, les équations régissant le problème sont les suivantes :

L'équation de transfert thermique transitoire dans un milieu axisymétrique :

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(\lambda r \frac{\partial T}{\partial r} \right) \quad (2.35)$$

Condition de Neumann sur la surface exposée au feu :

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial n} = q_{conv_{feu}} + q_{ray_{feu}} = h_{feu} (T_s - T_{feu}) + \varepsilon \sigma (T_s^4 - T_{feu}^4) \quad (2.36)$$

Condition de Neumann sur la surface exposée à l'air ambiant :

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial n} = q_{conv_{air}} + q_{ray_{air}} = h_{air} (T_s - T_{air}) + \varepsilon \sigma (T_s^4 - T_{air}^4) \quad (2.37)$$

Où :

T est la température à déterminer [K]

t est le temps [s]

ρ est la densité [kg/m³]

C_p est la chaleur spécifique [J/kg.K]

λ est la conductivité thermique [W/m.K]

h_{feu} est le coefficient d'échange par convection en surface exposée au feu [25 W/m².K]

h_{air} est le coefficient d'échange par convection en surface exposée à l'air ambiant [4 W/m².K]

T_s est la température de la surface du corps à l'instant t [K]

T_{feu} est la température des gaz chauds à l'instant t [K]

T_{air} est la température de l'air ambiant [293K]

n est la normale sortante de la surface considérée

ε est l'émissivité de la surface du solide [0.7]

σ est la constante de Boltzmann [5.667×10⁻⁸ W/m².K⁴]

A l'exception de la densité de l'acier qui est considérée constante et égale à 7850 kg/m³, les propriétés thermiques (ρ, C_p, λ) du béton et de l'acier sont dépendantes de la température. Elles suivent les lois données dans l'annexe nationale française de l'Eurocode 2 [90], également présentées dans le Chapitre 1 pour le béton. Une teneur en eau de 1,5% est considérée dans les calculs. Pour l'acier, la variation de la chaleur spécifique et de la conductivité thermique avec la température sont montrées sur la Figure 35.

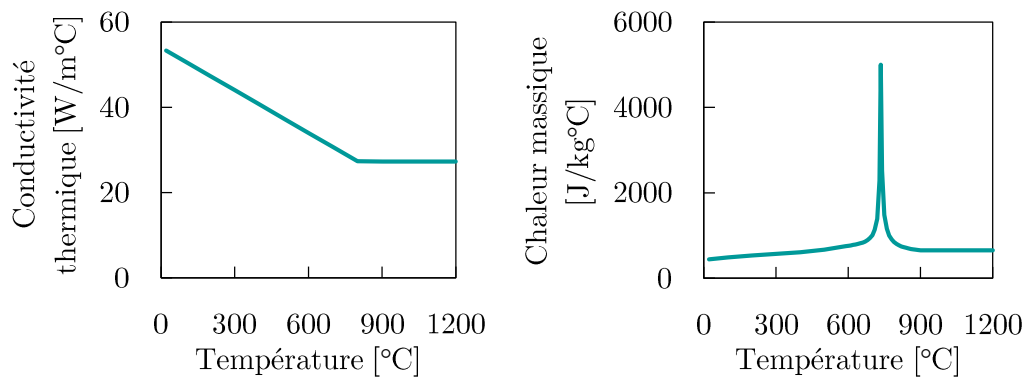


Figure 35 : Conductivité thermique et chaleur massique de l'acier selon la NF EN 1992-1-2 [90]

Dans un second temps, le problème mécanique de déformation et de fissuration est traité. Dans cette étape, les effets du chauffage sont pris en compte à travers :

- La présence d'un champ de contraintes initial qui est celui des contraintes thermiques obtenues à l'issue de l'étape précédente. Il est précisé que pour permettre ce transfert de données entre les deux modèles, les maillages du modèle sont exactement identiques, les contraintes thermiques étant déterminées aux nœuds.
- Un module d'Young du béton variant avec la température pour un béton siliceux, suivant la Figure 9 (Chapitre 1).

Comme vu dans le Chapitre 1 paragraphe 1.4, la connaissance de l'énergie de fissuration du béton à températures élevées est pour l'instant sujette à des incertitudes. Dans les calculs présentés dans ce chapitre, le choix d'une énergie de fissuration non affectée par la température est fait. Les conséquences d'un tel choix seront discutées ultérieurement dans le Chapitre 4.

Pour l'acier, un comportement élastique linéaire telle qu'à température ambiante est considéré afin d'empêcher sa rupture, ainsi les mêmes propriétés élastiques qu'à température ambiante sont considérées (Tableau 7).

Étant donné que la variable « température » dans Abaqus représente dorénavant le champ de phase, la prise en compte de la variation du module d'Young du béton avec la température est réalisée au moyen d'une modification du sous-programme UMAT. Cette modification consiste à subdiviser le béton en plusieurs couches et à affecter à chaque subdivision le module d'Young correspondant à la température maximale dans la couche (Figure 36). Cette subdivision en couches est réalisée uniquement à partir de la profondeur où la température du béton dépasse 20°C, de façon à avoir $T_{n+1} = 20^\circ\text{C}$.

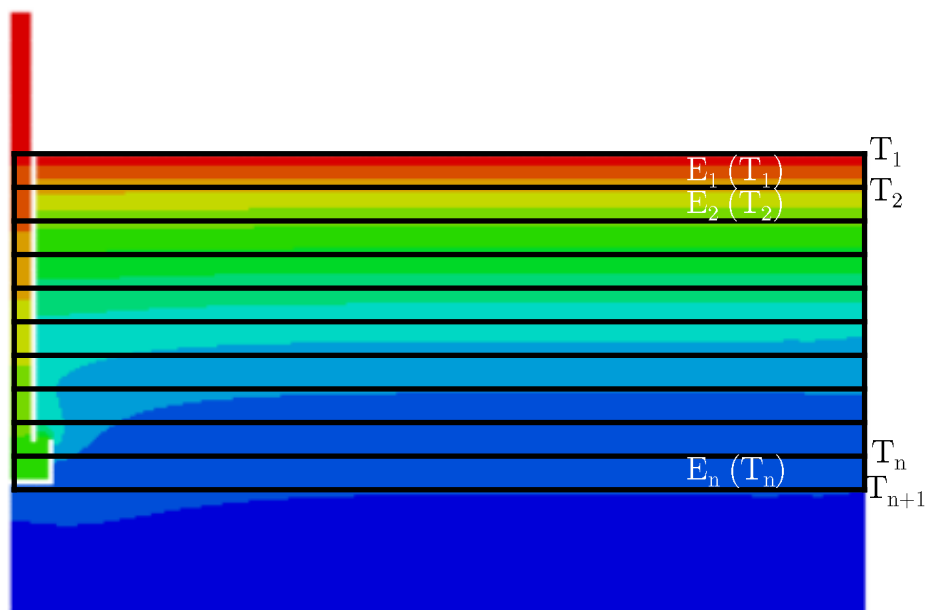


Figure 36 : Subdivision de la zone chaude du béton en plusieurs couches et affectation du module d'Young

2.3. Résultats

2.3.1. Angle de rupture à température ambiante pour différentes profondeurs d'ancrage

Dans un premier temps, l'angle de rupture à température ambiante est déterminé pour quatre différentes profondeurs d'ancrage : 50 mm, 100 mm, 150 mm et 200 mm (Figure 37). Notons que l'échelle de ces figures diffère d'une profondeur d'ancrage à une autre, l'intérêt étant uniquement portée sur la comparaison des mesures de l'angle de rupture.

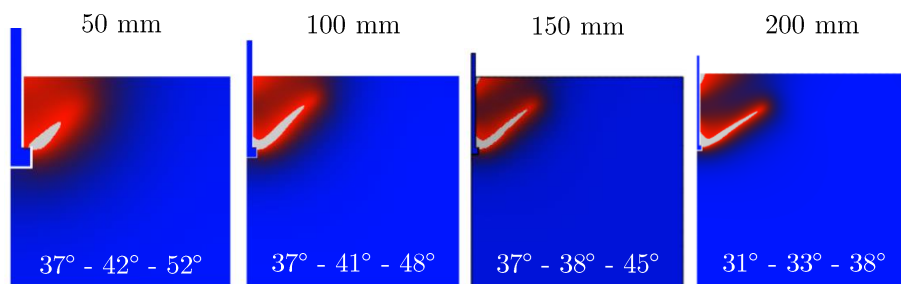


Figure 37 : Angles de rupture à température ambiante pour différentes profondeurs d'ancrage

Ces résultats montrent que pour les profondeurs d'ancrage de 50 mm et 100 mm, les angles de rupture sont relativement identiques. En revanche, au-delà de 100 mm, l'angle a tendance à diminuer légèrement (de 3° à 5° tous les 50 mm pour l'angle 2). Ces résultats (angle 2) sont comparés aux résultats expérimentaux de Zhao mentionnés précédemment (Figure 38). Il peut être observé d'une part que contrairement à la tendance de la courbe moyenne, les angles calculés diminuent lorsque la profondeur d'ancrage augmente. D'autre part, pour une profondeur d'ancrage de 50 mm et de 100 mm, les résultats numériques sont écartés de la courbe moyenne. L'écart maximal par rapport à la moyenne de 35° reste néanmoins de 7°. Pour les profondeurs d'ancrage de 150 mm et 200 mm, les angles obtenus sont aux abords de l'intervalle de confiance (dont la marge d'erreur est de 2,8°).

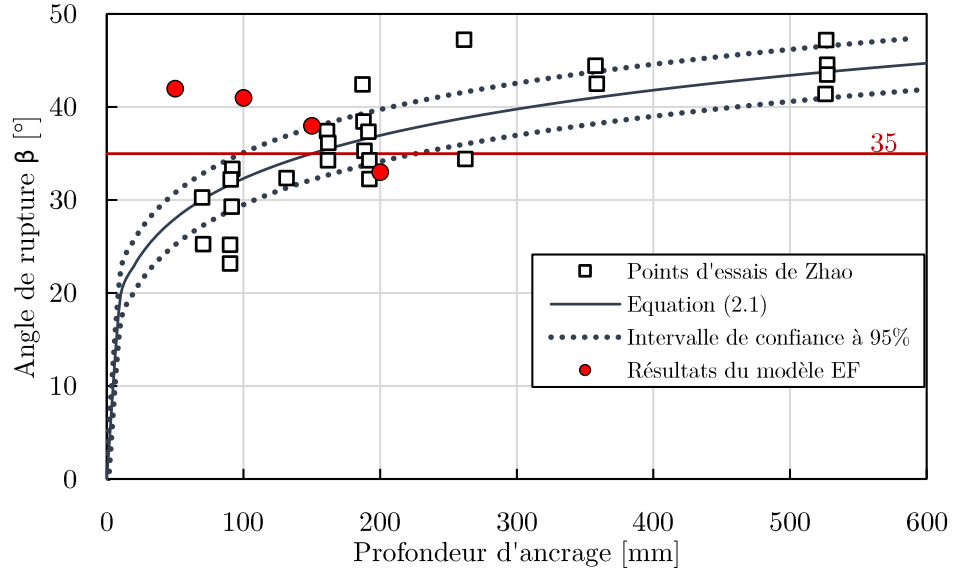


Figure 38 : Angles de rupture obtenus avec le modèle EF et angles mesurés par Zhao [35]

2.3.2. Angle de rupture pour différentes durées d'exposition au feu ISO

L'angle de rupture à températures élevées est déterminé avec 16 simulations thermomécaniques correspondant à :

- Quatre profondeurs d'ancrages : 50 mm, 100 mm, 150 mm et 200 mm ;
- Quatre temps d'exposition au feu ISO 834-1 : 30 min, 60 min, 90 min et 120 min.

La distribution de température dans le système à différents temps d'exposition est illustrée sur la Figure 39 en considérant l'exemple de $h_{ef} = 100$ mm. Sur la figure, NT11 (notation Abaqus) correspond à la température en [°C].

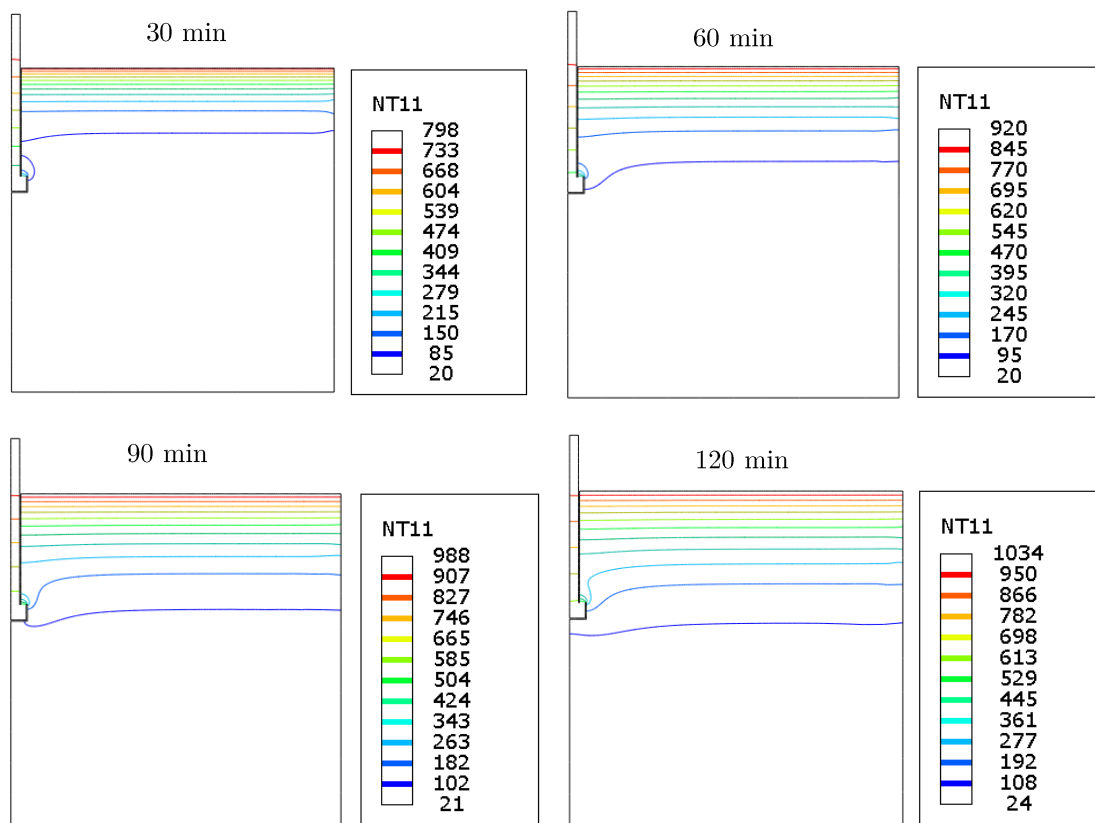


Figure 39 : Distribution de température à différents temps d'exposition ($h_{ef} = 100$ mm)

Il peut être observé que dans le béton, les isothermes sont horizontaux en s'éloignant de l'acier. Ainsi, pour un temps d'exposition donné, la distribution de température dans le béton est approximativement identique pour les différentes profondeurs d'ancrage, sauf au voisinage de l'acier.

Concernant l'angle de rupture, l'ensemble des résultats de mesures est présenté sur la Figure 40.

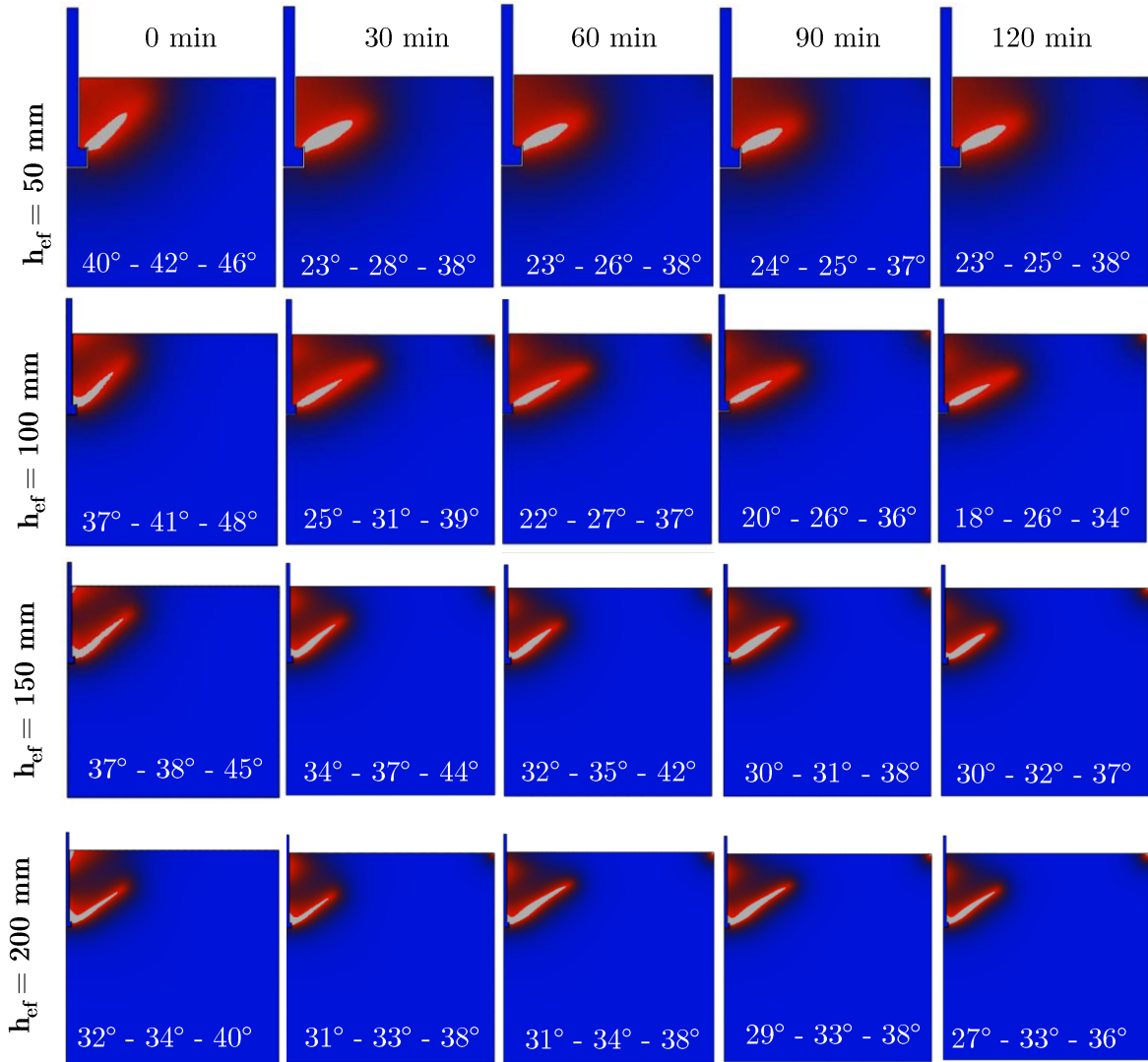


Figure 40 : Angle de rupture à différents temps d'expositions pour différentes profondeurs d'ancrage

Il peut être observé que :

- De façon générale, en passant de 0 min à 30 min, l'angle de rupture diminue. Cette diminution est d'autant plus petite que si la profondeur d'ancrage est importante. La plus importante diminution pour l'angle 2 est de 14°, correspondant à $h_{ef} = 50 \text{ mm}$, tandis qu'elle est de seulement 1° pour $h_{ef} = 150 \text{ mm}$ et $h_{ef} = 200 \text{ mm}$.
- Pour chaque profondeur d'ancrage, l'angle de rupture ne varie au-delà de 30 min que de façon négligeable (d'au plus 4°) entre deux temps d'exposition.

Par ailleurs, il a également été remarqué que pour toutes les profondeurs d'ancrage, l'angle de rupture a tendance à diminuer après l'atteinte de la charge ultime (post-pic). En particulier, l'angle 1 s'annule. De cette façon, la fissure rejoint le bord latéral au lieu de la surface supérieure du béton comme à température ambiante (Figure 41). Ceci suggère que la rupture à températures élevées peut être accompagnée de la délamination d'une couche de béton du côté de la surface exposée au feu.

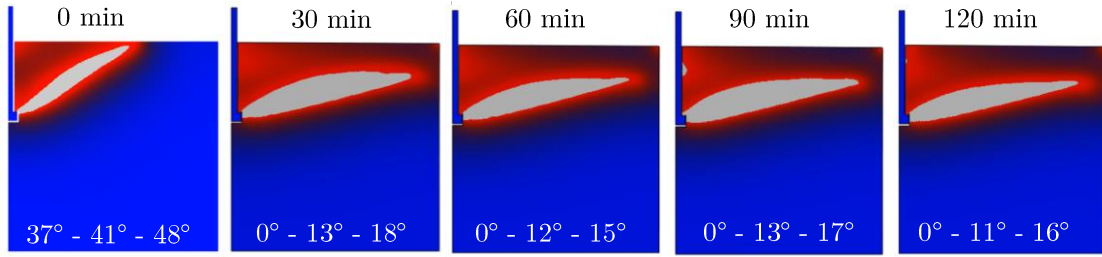


Figure 41 : Aplatissement post-pic du trajet de la fissure à haute température ($h_{ef} = 100$ mm)

2.3.3. Réduction de la capacité du cône de béton à températures élevées

Dans cette section, nous nous intéressons à l'impact des différents gradients de températures sur la capacité du cône de béton. Pour cela, les courbes force-déplacement obtenues à différents temps d'exposition sont présentées sur la Figure 42 pour chaque profondeur d'ancrage.

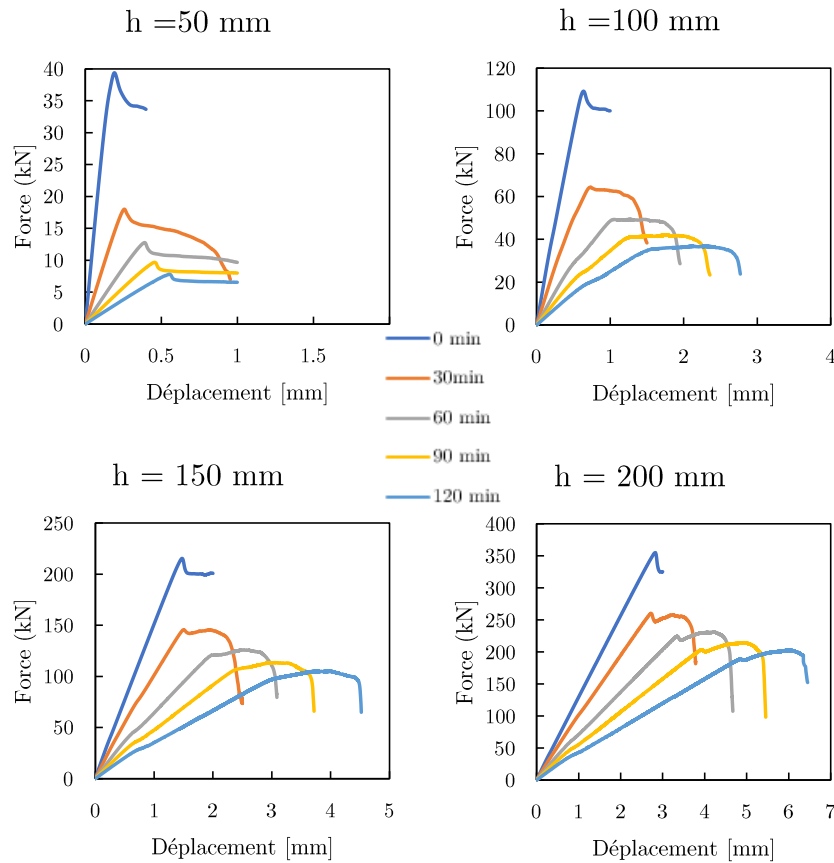


Figure 42 : Courbes force-déplacement à différents temps d'exposition au feu ISO

Il peut être observé que la capacité du cône de béton diminue lorsque le temps d'exposition augmente. En outre, la diminution du module d'Young du béton avec la température se manifeste par la diminution de raideur de l'ancrage, devenant ainsi de plus en plus ductile en augmentant le temps d'exposition.

Par ailleurs, le pic de chargement à températures élevées est moins marqué qu'à température ambiante, avec la présence d'un plateau avant la chute de charge. Ceci a lieu durant la délamination de la couche de béton précédemment mentionnée.

En termes de réduction de la capacité du cône de béton à températures élevées, nous nous intéressons à la comparaison de l'évolution du rapport entre la capacité à températures élevées et celle à température ambiante donnée par le modèle champ de phase à celles données par :

- L'équation proposée dans la norme NF EN 1992-4 [13] ;
- Le code MASA développé à l'université de Stuttgart [72], dans lequel le comportement du béton et sa fissuration sont reproduits avec un modèle microplans. Une différence majeure entre cette analyse et celle conduite dans le cadre du présent travail est l'énergie de fissuration du béton considérée à températures élevées. En effet, le code MASA admet que l'énergie de fissuration du béton varie avec la température suivant la tendance tirée des résultats d'essai de Zhang et Bicanic [70] présentés dans le Chapitre 1. Cette tendance est reprise sur la Figure 43.

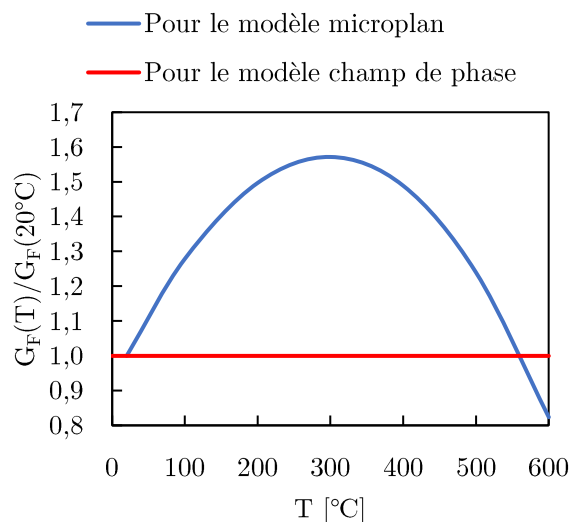


Figure 43 : Variation du ratio $G_F(T)/G_F(20^\circ\text{C})$ avec la température

Les résultats obtenus avec ces différents modèles sont montrés sur la Figure 44 pour chaque profondeur d'ancrage.

Les deux modèles numériques (champ de phase et microplans) indiquent tous deux qu'à un temps d'exposition donné, la réduction de la capacité du cône de béton est de moins en moins importante lorsque la profondeur d'ancrage augmente. Ceci apporte notamment une plus grande précision dans l'intervalle de 0 min à 90 min où la norme NF EN 1992-4 suggère une valeur unique basée sur la réduction de la capacité à 90 min.

Cependant, il peut être observé que le modèle champ de phase est généralement plus conservatif que le modèle microplans. Cette différence est toutefois moins prononcée à partir de 90 min pour les profondeurs d'ancrage de 100 mm et de 50 mm. Ceci pourrait en partie provenir de l'énergie de fissuration du béton considérée à températures élevées dans les deux modèles. En effet, les cas de $h_{ef} = 50$ mm et 100 mm à partir de 90 min où l'on remarque que les deux modèles tendent à donner

le même résultat, correspondent aux cas où les températures du béton sont les plus élevées. Il est possible que dans ces cas, l'énergie de fissuration G_F en jeu dans le modèle microplans se retrouve dans la portion descendante de la courbe de variation avec la température (Figure 43).

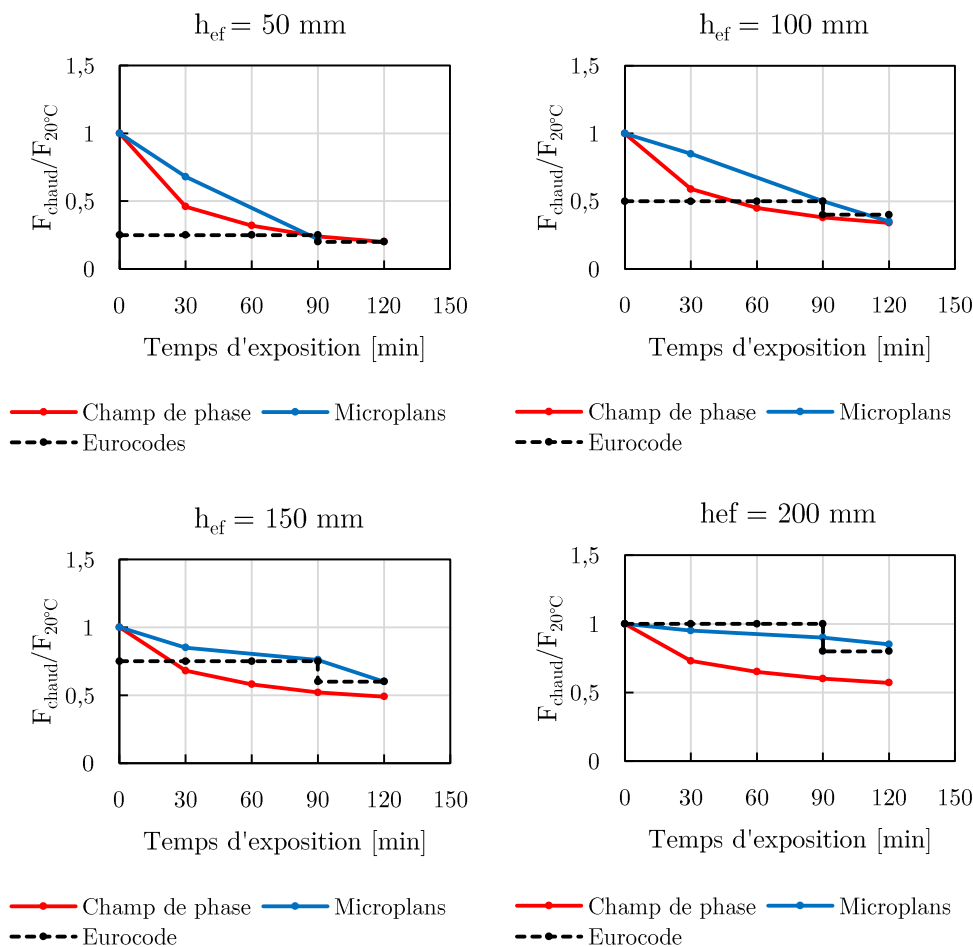


Figure 44 : Réduction de la capacité du cône de béton à différents temps d'expositions selon différents modèles : champ de phase, microplans [72], Eurocode [13]

Ainsi, elle tend vers l'énergie de fissuration à température ambiante, voire vers une valeur inférieure dans le cas de $h_{\text{ef}} = 50 \text{ mm}$ à 120 min si la courbe bleue est extrapolée.

En ce qui concerne l'équation de l'Eurocode, elle est toujours plus conservatrice que le modèle microplans sauf pour $h_{\text{ef}} = 200 \text{ mm}$ entre 0 min et 90 min. Par rapport au modèle champ de phase, elle est conservatrice pour $h_{\text{ef}} = 50 \text{ mm}$ et l'est de moins en moins lorsque la profondeur d'ancrage augmente. Rappelons que cette équation a été validée empiriquement sur des profondeurs d'ancrage inférieures ou égale à 80 mm uniquement. Cette validité est confirmée par les résultats numériques obtenues pour $h_{\text{ef}} = 50 \text{ mm}$ vis-à-vis desquels elle est conservatrice. Toutefois, il n'est pas possible à ce stade de tirer une conclusion sur le positionnement de ces différents modèles vis-à-vis des capacités réelles de l'ancrage, ceci sera investigué dans le Chapitre 4 traitant des résultats expérimentaux.

Synthèse du Chapitre 2

Dans ce chapitre, il a été principalement visé de déterminer numériquement l'angle de rupture par cône de béton dont la connaissance est nécessaire pour le modèle de calcul développé dans le prochain chapitre. Grâce à une approximation diffuse de la fissure discrète avec un modèle champ de phase, il a été possible de prédire la nucléation et la propagation de la fissure conique dans le béton, lors d'un essai numérique d'arrachement d'un boulon à tête.

A température ambiante, l'analyse s'est basée sur quatre profondeurs d'ancrage $h_{ef} = \{50 \text{ mm}, 100 \text{ mm}, 150 \text{ mm}, 200 \text{ mm}\}$. Les résultats ont montré que l'angle de rupture vaut environ 42° pour $h_{ef} = 50 \text{ mm}$ et $h_{ef} = 100 \text{ mm}$, tandis qu'il vaut respectivement 38° et 33° pour $h_{ef} = 150 \text{ mm}$ et $h_{ef} = 200 \text{ mm}$. Ces deux derniers résultats s'approchent des résultats obtenus dans les mesures expérimentales disponibles dans la littérature. Malgré une dispersion observée dans ces anciennes mesures, une valeur moyenne unique de 35° est considérée dans les documents de dimensionnement et dans la plupart des modèles numériques. Comme les résultats des simulations ont donné des angles de rupture différant d'au maximum 7° par rapport à la valeur moyenne de 35° , cette dernière sera retenue dans le prochain chapitre pour toutes les profondeurs d'ancrage.

Pour chaque profondeur d'ancrage, l'angle de rupture à températures élevées a ensuite été déterminé en simulant des essais d'arrachement à quatre temps d'exposition au feu ISO : 30 min, 60 min, 90 min et 120 min. Les résultats ont montré qu'en passant de 0 min à 30 min, l'angle de rupture diminue d'au maximum 14° . Cette diminution est du même ordre que l'écart maximal (13°) mesuré dans les anciens essais par rapport à la moyenne 35° à température ambiante. Elle est en outre de moins en moins prononcée en augmentant la profondeur d'ancrage. Après 30 min, il peut être conclu que l'angle de rupture ne varie pas de façon considérable pour toutes les profondeurs d'ancrage considérées (moins de 5°). Il est alors choisi de négliger la diminution de l'angle à températures élevées pour la modélisation discrète de la fissure. De plus, sachant que considérer un angle de rupture plus petit revient à considérer une surface de rupture plus grande et donc une charge de rupture plus élevée, le choix de négliger la diminution de l'angle est conservatif.

Enfin, les simulations réalisées dans ce chapitre ont permis de déterminer la réduction de la capacité du cône de béton à différents temps d'exposition au feu ISO si l'énergie de fissuration du béton n'est pas affectée par la température. Les résultats indiquent que la capacité du cône de béton diminue avec la température de façon de plus en plus importante en augmentant le temps d'exposition, et de moins en moins importante en augmentant la profondeur d'ancrage. Bien que ces simulations permettent de prédire la capacité du cône de béton des ancrages à températures élevées, elles restent couteuses et complexes pour l'ingénieur. Afin de simplifier cette démarche de calcul au même niveau de simplicité que l'équation proposée actuellement dans la norme NF EN 1992-4 [13], l'intérêt est porté sur la recherche d'un lien entre la distribution de température et la diminution de la charge de rupture. Ceci sera réalisé dans le prochain chapitre, moyennant à présent la connaissance de l'angle de rupture à températures élevées.

Chapitre 3. Détermination de la réduction de la capacité du cône de béton en fonction de la température avec la mécanique linéaire élastique de la rupture

Sommaire

Introduction	65
3.1. Description et paramétrage du modèle MLER	66
3.1.1. Principes de la mécanique linéaire élastique de la rupture	66
3.1.2. Etude thermique préliminaire	70
3.1.3. Vérification du modèle MLER et choix de maillage	74
3.2. Propagation d'une fissure conique en condition isotherme.....	77
3.2.1. Force critique et capacité du cône de béton	77
3.2.2. Cas d'une charge uniformément répartie le long de la profondeur d'ancrage.....	82
3.3. Propagation d'une fissure conique en présence d'un gradient thermique.....	84
3.3.1. Redistribution des contraintes à températures élevées	84
3.3.2. Variation de la force critique pour différentes profondeurs d'ancrage.....	88
3.3.3. Facteur de réduction de la capacité du cône de béton en fonction de la température	93
3.3.4. Cas d'une charge uniformément répartie à températures élevées	97
Synthèse du Chapitre 3.....	100

Introduction

Dans ce chapitre, l'objectif est de trouver une relation entre la distribution de température dans le béton et la réduction de la capacité du cône de béton par rapport à la capacité à température ambiante. Cette réduction est définie avec un coefficient de réduction k_{red} tel que :

$$k_{red} = \frac{F_{chaud}}{F_{froid}} \quad (3.1)$$

Où :

F_{chaud} est la capacité du cône de béton lorsque le béton est chauffé

F_{froid} est la capacité du cône de béton à température ambiante (20°C)

Dans la littérature, la recherche d'une relation explicite entre la distribution de température dans le béton et la capacité du cône de béton à températures élevées n'a pas encore été investiguée. En revanche, une étude sur les chevilles chimiques installées dans le béton thermiquement endommagé a été réalisée pour trouver un lien entre les températures maximales atteintes dans le béton et la capacité du cône de béton des chevilles [73]. Différentes méthodes de calcul ont été investiguées, reposant principalement sur la modification directe des équations donnant la capacité du cône de béton à température ambiante. Cette modification consiste à remplacer dans ces équations les propriétés macroscopiques du béton par leurs valeurs à températures élevées le long de la trajectoire de la fissure (équations (3.2)(3.3)(3.4)).

$$F_1 = k_1 \sqrt{f_c^*} h_{ef}^{1.5} \quad (3.2)$$

$$F_2 = k_2 \sqrt{f_t^*} \quad (3.3)$$

$$F_3 = k_3 \sqrt{E^* G_F^*} h_{ef}^{1.5} \quad (3.4)$$

Où f_c^* , f_t^* , E^* et G_F^* sont respectivement les résistances en compression et en traction, le module d'Young et l'énergie de fissuration du béton, moyennés sur toute la surface de rupture. Pour déterminer ces moyennes, la surface de rupture idéalisée par un cône avec un angle de rupture de 35° est subdivisée en n tronçons de cônes isothermes (Figure 45).

$$f_t^* = \sum_i^n \frac{f_{t,i} A_i}{A} ; f_c^* = \sum_i^n \frac{f_{c,i} A_i}{A} ; E^* = \sum_i^n \frac{E_i A_i}{A} ; G_F^* = \sum_i^n \frac{G_{F,i} A_i}{A} \quad (3.5)$$

Où A est la surface totale de rupture et A_i la surface latérale du tronçon de cône i .

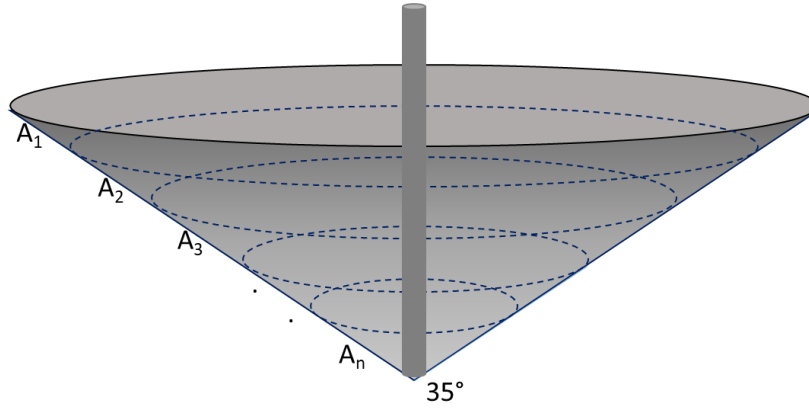


Figure 45 : Cône de béton théorique divisé en plusieurs troncs de cônes isothermes (figure adaptée de [73])

Toutefois, les équations (3.2)(3.3)(3.4) n'ont pas permis de déterminer correctement la capacité du cône de béton dans les cas étudiés. Cela peut en partie être dû au fait que les coefficients de calibration k_1, k_2, k_3 sont dérivés de résultats d'essais expérimentaux ou numériques à température ambiante, et sont présumés non affectés par le gradient de température. Cette hypothèse n'a cependant pas été vérifiée.

Ainsi, dans ce chapitre, il sera analysé de quelle façon la présence du gradient de température affecte la capacité du cône de béton et comment cette influence pourrait être prise en compte dans le facteur de réduction k_{red} . En se basant sur l'étude bibliographique réalisée dans le Chapitre 1, il a été vu que la méthode CCD est une méthode semi-empirique combinant la théorie de la mécanique linéaire élastique de la rupture (MLER) et une calibration expérimentale [6]. Il a également été vu que la MLER permet d'expliquer le mécanisme de rupture par cône de béton à température ambiante et de prédire la capacité du cône de béton en fonction des propriétés de fissuration du béton [7]. Ainsi, la MLER est choisie dans ce chapitre pour mener les analyses prévues. Après avoir décrit le modèle utilisé pour ces analyses, la rupture à température ambiante est étudiée en premier abord. Ensuite, la présence d'un gradient thermique est considérée pour déterminer la réduction de la capacité du cône de béton en fonction de la distribution de température. Dans ces analyses, l'intérêt sera porté sur la contribution des contraintes thermiques ainsi que celle de la dégradation des propriétés du béton dans cette réduction.

3.1. Description et paramétrage du modèle MLER

3.1.1. Principes de la mécanique linéaire élastique de la rupture

La MLER a pour objet de décrire l'évolution d'une macro-fissure au sein d'un matériau à comportement linéaire élastique. Pour cela, deux approches sont possibles :

- L'approche locale, qui consiste à étudier les champs de contrainte et de déformation au voisinage de la pointe de la fissure ;
- L'approche globale, qui repose sur le bilan énergétique global de la structure fissurée.

1.1.1.1. Approche locale

La propagation de la fissure peut se manifester suivant l'un ou la combinaison des modes illustrés sur la Figure 46 :

- Mode I ou mode d'ouverture, où la contrainte σ_{yy} est prédominante ;
- Mode II ou mode de cisaillement dans le plan, où la contrainte τ_{yx} est prédominante ;
- Mode III ou mode cisaillement hors plan, où la contrainte τ_{yz} est prédominante.

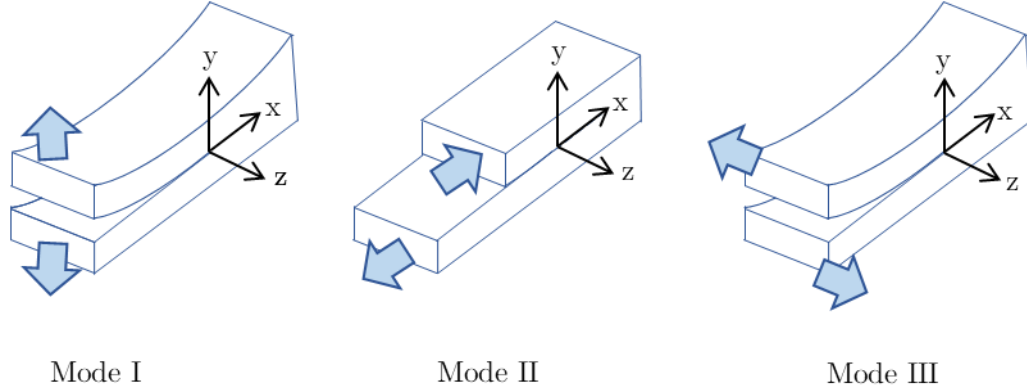


Figure 46 : Modes de propagation d'une fissure

Pour chacun de ces trois modes, l'approche locale consiste à décrire la singularité du champ de contrainte en pointe de fissure à l'aide d'un facteur K_i (en $\text{Pa}\sqrt{\text{m}}$), où $i=I, II, III$, appelé facteur d'intensité de contraintes. Ce facteur, établi par Irwin [112], s'écrit sous la forme suivante :

$$K_i = \sigma\sqrt{\pi a} f \quad (3.6)$$

Où σ est la contrainte variant linéairement avec le chargement, a est la longueur de la fissure, f est une fonction dépendante de la géométrie de la fissure ainsi que de la géométrie de la structure fissurée. Pour de nombreux cas de chargement et de géométries de fissures courants, les expressions des facteurs d'intensité de contrainte ont été déterminées par différents auteurs [113] [114]. Dans la majorité des cas, ceci requiert des calculs numériques bien qu'il soit possible dans certains cas de procéder à des calculs analytiques. Dans certains cas particuliers, tel celui d'une fissure conique évoluant dans un milieu semi-infini, les expressions des facteurs d'intensité de contraintes n'ont pas encore été déterminées. Le critère de propagation de la fissure en mode i repose ensuite sur le dépassement d'une valeur critique K_{IC} du facteur d'intensité de contrainte, appelée ténacité. Il s'agit d'une propriété intrinsèque au matériau, indépendamment de l'effet de structure, et cette propriété se détermine expérimentalement. A titre d'exemple, pour une fissuration en Mode I, la ténacité K_{IC} des matériaux métalliques se détermine avec l'essai ASTM E399-17 [62]. Pour le béton, la ténacité n'est pas une propriété couramment caractérisée dans le cadre de l'ingénierie des structures.

1.1.1.2. Approche globale

L'approche globale en MLER, quant à elle, est basée sur le bilan énergétique global au sein de la structure fissurée. Lorsque la structure se déforme sous un chargement F , elle stocke de l'énergie

élastique W_e proportionnelle à ce chargement. Si une fissure se propage au sein de cette structure, une partie de l'énergie stockée est restituée. Par ailleurs, la rupture des liaisons atomiques pour créer de nouvelles surfaces de fissure au sein du matériau consomme une énergie W_s dont la quantité dépend du matériau. Pour un système stationnaire (pas d'énergie cinétique), la loi de conservation de l'énergie ou loi de minimisation de l'énergie potentielle W_p lors de la création d'un incrément de surface de fissure dA s'écrit :

$$\frac{dW_p}{dA} = \frac{dW_e}{dA} + \frac{dW_s}{dA} = 0 \quad (3.7)$$

Sur la base de ce bilan énergétique, Griffith [104] introduit la notion de taux de restitution G de l'énergie élastique, qui est ainsi le moteur de l'avancement de la fissure :

$$G = -\frac{dW_e}{dA} \quad (3.8)$$

En contrepartie, la variation de l'énergie de surface lors de la création d'un incrément de surface dA peut être perçue comme la résistance du matériau à la propagation de la fissure, ou encore le taux de restitution critique G_R :

$$G_R = \frac{dW_s}{dA} \quad (3.9)$$

En MLER, dans le cas d'une rupture en Mode I, G_R est considéré comme constant tout au long de la propagation de la fissure et correspond à l'énergie de fissuration G_F du matériau. La connaissance de ces deux quantités G et G_R permet alors de déterminer les conditions de propagation de la fissure tout au long de sa trajectoire. En l'occurrence, pour une longueur de fissure donnée, il est possible de déterminer le chargement nécessaire pour étendre la fissure d'un incrément de longueur.

Pour déterminer le taux de restitution G de l'énergie élastique au sein d'un système, il existe trois approches possibles :

- A partir de l'approche locale :

Selon Irwin [112], le taux de restitution de l'énergie peut être relié aux facteurs d'intensité de contraintes K_I par la relation :

$$G = \frac{K_I^2}{E'} + \frac{K_{II}^2}{E'} + \frac{K_{III}^2 (1 + \nu)}{E} \quad (3.10)$$

Avec :

$$E' = \begin{cases} \frac{E}{1 - \nu^2} & \text{en déformation plane} \\ E & \text{en contrainte plane} \end{cases} \quad (3.11)$$

Où :

ν est le coefficient de Poisson

E est le module d'Young

Dans le cas particulier d'une structure axisymétrique avec un chargement axisymétrique, Nied [115] a montré que le taux de restitution de l'énergie et les facteurs d'intensité de contraintes sont reliés par :

$$G = \frac{1 - \nu^2}{E} (K_I^2 + K_{II}^2) \quad (3.12)$$

- A partir de la réponse globale de la structure :

Pendant un chargement, le ratio $C = u/F$ où u est le déplacement du point d'application de la force F , est appelé complaisance. C'est également l'inverse de la raideur de la structure. Pour un chargement en Mode I, le taux de restitution de l'énergie peut s'exprimer avec la variation de la complaisance associée à la création d'un incrément de surface de fissure dA par :

$$G = \frac{F^2}{2} \frac{dC}{dA} = \frac{K_I^2}{E'} \quad (3.13)$$

- A partir des intégrales de contour :

Dans le cas des matériaux ductiles, l'état de contraintes en présence d'une large zone plastifiée au voisinage de la pointe de la fissure ne peut pas être décrit avec les quantités K_I et G_I . Pour y remédier, différentes intégrales ont été établies [116]. Parmi elles, l'intégrale J définie par Rice [117] est l'une des plus connues, qui s'exprime par :

$$J = \int_{\Gamma} (W_e \cdot n_j - T_i \frac{\partial u_i}{\partial x_j}) d\Gamma \quad (3.14)$$

Où $W = \int_0^{\varepsilon_{ij}} \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}$ est la densité d'énergie élastique ou plastique,

Γ est un contour établi dans le sens antihoraire entourant le front de fissure (Figure 47), orienté par son vecteur normal n_j

T_i est la composante en traction du vecteur contrainte $\sigma_{ij}n_j$

u_i est la composante du vecteur déplacement.

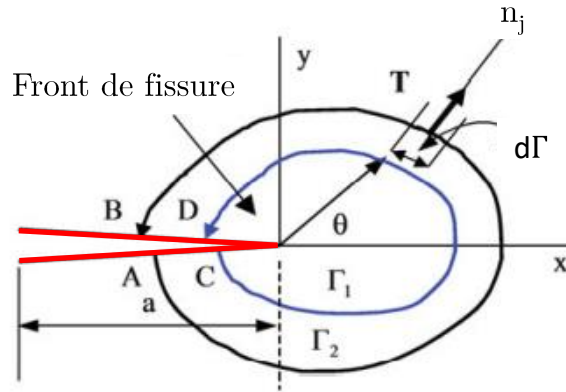


Figure 47 : Contours d'intégrale J entourant le front de fissure (Figure adaptée de [116])

Dans le cas des matériaux élastiques, l'intégrale J est ainsi équivalente au taux de restitution G de l'énergie élastique. Une de ses particularités intéressantes est son indépendance vis-à-vis du chemin parcouru (AB, CD, ...), de la taille et de la forme du contour ($\Gamma_1, \Gamma_2, \dots$).

Dans la présente étude, le mécanisme de rupture par cône de béton est ramené à la propagation d'une fissure conique. En se basant sur la méthode CCD et sur les résultats du Chapitre 2, l'angle de rupture est pris égale à 35° . Dans les calculs en MLER, l'approche globale est utilisée, dans laquelle le taux de restitution de l'énergie est déterminé à partir de l'intégrale J.

3.1.2. Etude thermique préliminaire

Pour étudier la propagation de la fissure conique dans le béton, l'acier de l'ancrage peut être représenté ou non dans le modèle. A températures élevées, cette prise en compte ou non de l'acier a une influence sur le champ de température dans le béton, notamment à proximité de l'ancrage [118]. Pour mesurer l'importance de cette influence thermique sur l'étude du cône de béton, une étude thermique préliminaire est présentée dans cette section. Elle a pour but de comparer les températures du béton le long de la trajectoire de la fissure en présence et en l'absence d'acier. Ces calculs thermiques sont réalisés au moyen de l'outil de modélisation aux éléments finis ANSYS. La géométrie du système, la géométrie de la fissure, et la sollicitation thermique étant symétriques par rapport à l'axe de l'ancrage, la modélisation en 2D axisymétrique est choisie afin de réduire l'effort de calcul.

L'analyse thermique repose sur :

- Deux profondeurs d'ancrage extrêmes : 40 mm (étant la profondeur d'ancrage minimale spécifiée dans la norme NF EN 1992-4 [13]), et 200 mm (étant la profondeur d'ancrage maximale pour laquelle la norme NF EN 1992-4 suggère que la capacité du cône de béton à température ambiante est conservée au bout de 90 min d'exposition au feu standard) ;
- Une durée d'exposition au feu standard de 30 min, 60 min, 90 min et 120 min ;
- Un boulon à tête de 16 mm de diamètre avec une tête de 30 mm de diamètre et de 15 mm de hauteur. La partie extérieure de l'ancrage présente une hauteur de 100 mm. Les dimensions considérées ici sont celles des boulons à tête utilisés dans la campagne expérimentale.

La géométrie du modèle consiste en un bloc carré de béton ayant un côté de $3 \times h_{ef}$, représentant ainsi la moitié d'un cylindre de hauteur $3 \times h_{ef}$ et de rayon $3 \times h_{ef}$. Les deux types de modèles considérés sont illustrés sur la Figure 48.

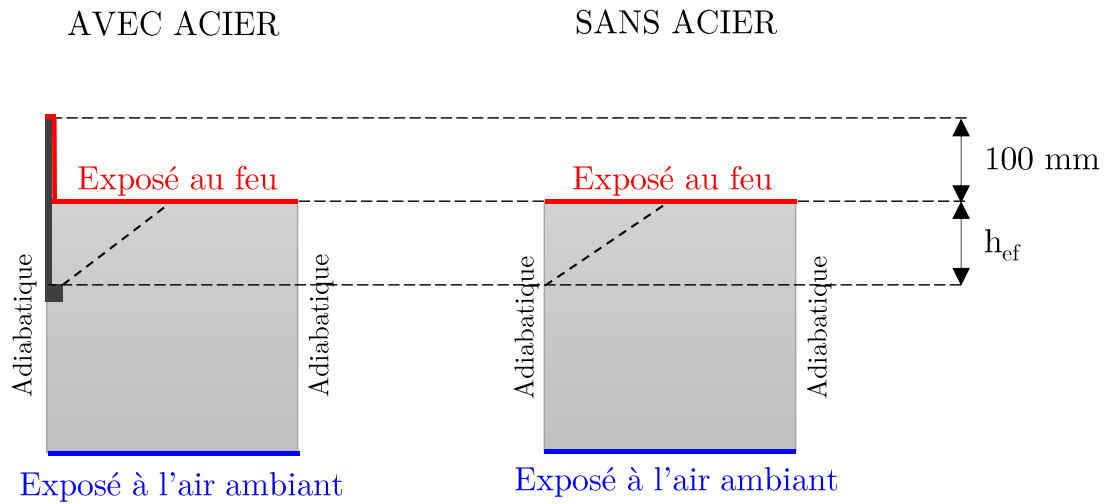


Figure 48 : Modèle 2D axisymétrique avec et sans représentation de l'acier

La détermination de la distribution de température s'effectue de la même façon que décrite dans la section 2.2.3, en considérant les propriétés thermiques indiquées pour le béton et pour l'acier. A titre d'exemple, les champs de température obtenus pour le modèle avec et sans acier avec une profondeur d'ancrage de 40 mm et un temps d'exposition de 120 min sont montrés sur la Figure 49.

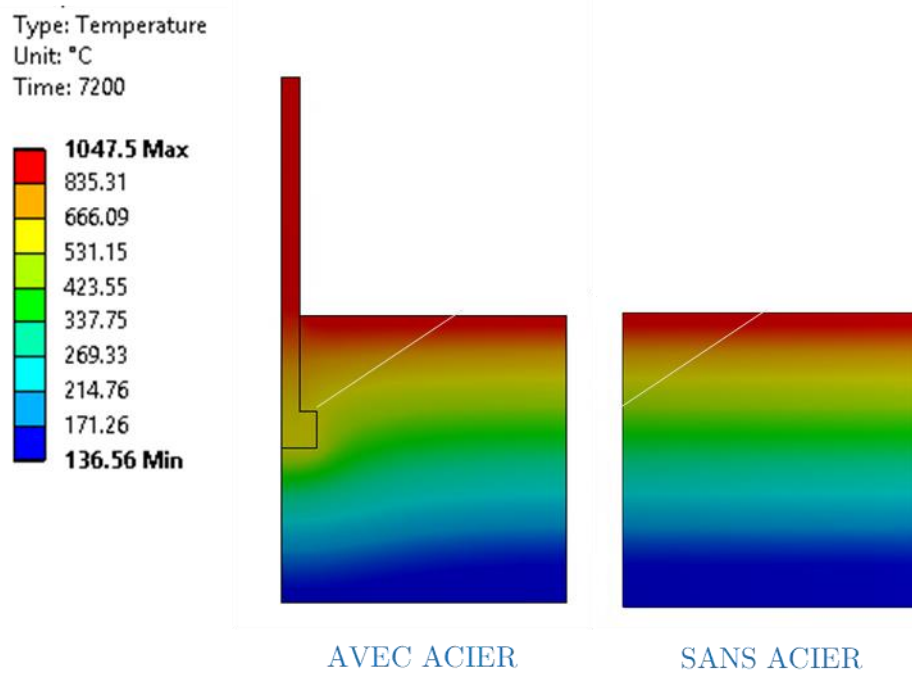


Figure 49 : Distribution de température pour $h_{ef} = 40 \text{ mm}$ et $t = 120 \text{ min}$

Comme évoqué précédemment, la comparaison des températures du béton le long de la trajectoire de la fissure conique avec et sans prise en compte de l'acier constituant le point d'intérêt de ces calculs. Ces températures en fonction de la longueur de fissure relative a/l sont présentées sur la Figure 50 pour les deux profondeurs d'ancrage et les quatre temps d'exposition considérés. La longueur de fissure relative est le ratio entre la longueur de fissure a où la température est déterminée, et la longueur totale l de la fissure lorsque le cône est complètement formé.

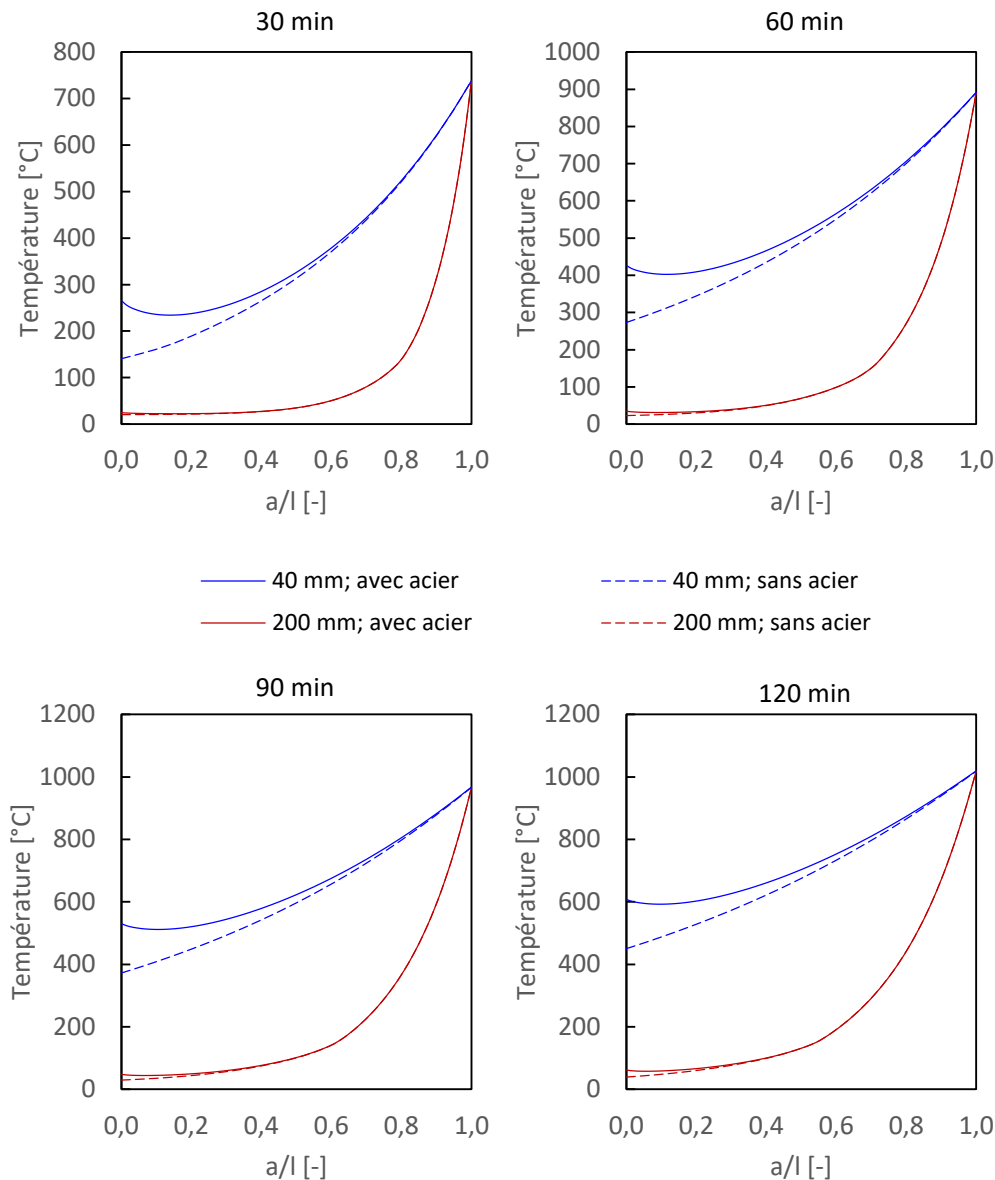


Figure 50 : Températures le long de la trajectoire de la fissure conique

Il peut être observé qu'à des faibles longueurs de fissure, c'est-à-dire lorsque la pointe de la fissure est proche de l'acier, la température du béton est plus élevée avec le modèle avec acier qu'avec le modèle sans acier. Ceci est dû à la présence de l'acier qui joue un rôle de pont thermique. Cet effet est plus prononcé pour l'ancrage de 40 mm. L'écart de température entre les deux modèles diminue

en augmentant la longueur de fissure et devient, dans tous les cas, inférieur à 50°C au-delà d'une longueur de fissure relative de 30% (Figure 51).

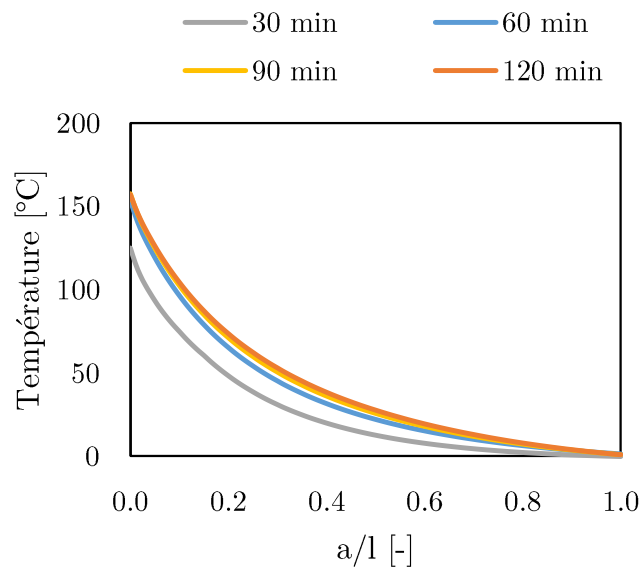


Figure 51 : Ecart de température entre les deux modèles en fonction de la longueur de fissure relative pour $h_{ef} = 40$ mm

Bien que le diamètre de l'acier et le diamètre de la tête du boulon soient également des paramètres pouvant modifier la distribution de température dans le béton près de l'acier, il est choisi dans la suite de l'étude de ne pas représenter explicitement l'acier. En effet dans le cadre d'une méthode d'ingénierie, cette simplification permet de :

- Aboutir à des équations simples, au même titre que la méthode CCD. Dans cette dernière, ni le diamètre de l'acier ni les dimensions de la tête d'un boulon à tête n'entrent explicitement en jeu dans les équations de détermination de la capacité du cône de béton ;
- Permettre à l'ingénieur de dimensionner directement les ancrages dans le cadre de la sécurité incendie, sur la base de la profondeur d'ancrage uniquement. Ainsi, la connaissance des profils de température usuels dans le béton est suffisante, indépendamment des autres dimensions de l'ancrage.

Avec cette non-représentation de l'acier, la force d'arrachement de l'ancrage est appliquée directement à la profondeur d'ancrage dans l'axe de symétrie du modèle (Figure 52). En effet, la résultante des efforts transmises au béton via la tête du boulon est confondue avec l'axe de symétrie. Avec cette représentation, la fissure part de cet axe bien qu'elle s'initie en réalité au coin de la tête du boulon (Figure 50). Cette translation ne modifie pas la longueur de la fissure mais réduit légèrement la surface de rupture. La charge de rupture étant proportionnelle à la surface résistante, le modèle est conservatif. Sauf pour la non-représentation de l'acier et le mode d'application du chargement, la géométrie et les conditions aux limites du modèle mécanique sont identiques à celles du modèle considéré dans le Chapitre 2.

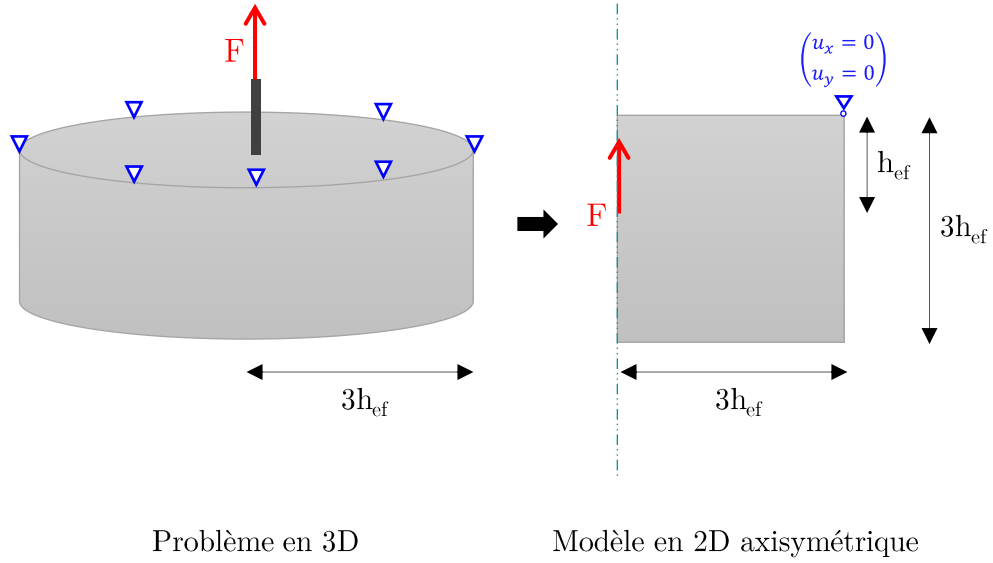


Figure 52 : Modélisation du problème mécanique en 2D axisymétrique

3.1.3. Vérification du modèle MLER et choix de maillage

Dans cette section, un problème à solution analytique connue est considéré pour vérifier la performance d'une modélisation aux éléments finis en 2D axisymétrique avec l'outil ANSYS Mechanical. Cette analyse consiste à étudier une fissure en forme de pièce de monnaie (en anglais : « penny-shaped crack »), ayant un rayon $a = 3$ mm. Cette fissure est sollicitée en son centre par deux forces de traction opposées $F = 100$ N. Elle évolue dans un milieu élastique infini dont le module d'Young vaut $E = 30$ GPa et le coefficient de Poisson vaut $\nu = 0,18$. Pour représenter ce milieu infini, la fissure de 3 mm de rayon est placée dans un cylindre de 1000 mm de hauteur et de 1000 mm de rayon (Figure 53).

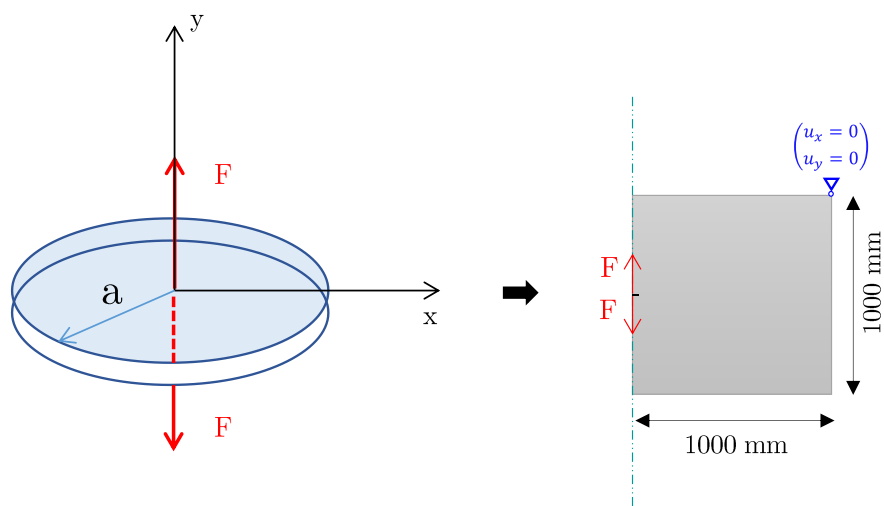


Figure 53 : Fissure « penny-shaped »

Les critères de vérification sont les facteurs d'intensité de contrainte et le taux de restitution de l'énergie élastique déterminé en calculant l'intégrale J. Pour cette fissure « penny-shaped », les expressions analytiques des facteurs d'intensité de contrainte sont :

$$\begin{cases} K_I = \frac{F}{(\pi a)^{3/2}} \\ K_{II} = K_{III} = 0 \end{cases} \quad (3.15)$$

L'intégrale J peut ensuite en être déduite en utilisant l'équation (3.12). Les modèles numériques aux éléments finis en 2D axisymétrique considérés pour ce problème sont présentés sur la Figure 54 avec deux types de maillage différents. La fissure est d'abord géométriquement représentée par une discontinuité du milieu, dont l'ouverture au droit du point d'application de la charge est de 1 mm. L'outil dénommé « fissure pré-maillée » dans ANSYS Mechanical est ensuite affecté à cette discontinuité, en définissant la pointe et l'axe de la fissure sur la base d'un repère local. Les deux types de maillages considérés consistent en deux modes de raffinement : un raffinement en pointe de fissure uniquement (Type 1) et un raffinement le long des lèvres de la fissure (Type 2). Le raffinement de type 1 repose sur une zone circulaire de 0.1 mm de rayon, centrée sur la pointe de fissure, et au sein de laquelle les éléments ont une taille de 0.005 mm. Pour le raffinement de type 2, la taille des éléments est de 0.005 mm tout le long des lèvres de la fissure, ce qui revient à environ 600 éléments sur chaque lèvre. Dans le reste de la structure, la taille des éléments est progressivement croissante en s'éloignant de la fissure. Le maillage le plus grossier a une taille de 125 mm.

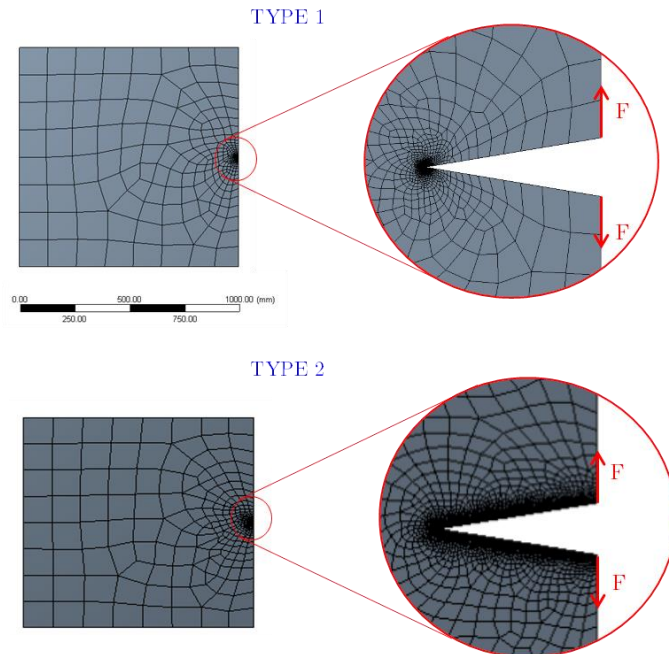


Figure 54 : Modélisation aux éléments finis d'une fissure « penny-shaped »

Les résultats des calculs numériques et ceux de l'équation analytique sont présentés sur le Tableau 11. Chaque solution numérique se base sur la moyenne obtenue à partir de 6 contours différents.

Par rapport à la solution analytique, le modèle numérique donne une solution s'écartant de 0,1 à 0,3% pour le facteur d'intensité de contrainte K_I et de 0,01% à 0,02% pour le taux de restitution de l'énergie G . Ainsi, une modélisation en 2D axisymétrique avec l'outil ANSYS permet de déterminer avec une bonne précision les facteurs d'intensité de contrainte et l'intégrale J pour un problème axisymétrique.

Tableau 11 : Vérification du modèle numérique 2D axisymétrique

Solutions analytiques	Solutions EF maillage type 1	Solutions EF maillage type 2
$K_I = 3,456 \text{ MPa mm}^{0.5}$	$K_I = 3,444 \text{ MPa mm}^{0.5}$	$K_I = 3,452 \text{ MPa mm}^{0.5}$
$G = 3,853 \cdot 10^{-4} \text{ mJ/mm}^2$	$G = 3,847 \cdot 10^{-4} \text{ mJ/mm}^2$	$G = 3,846 \cdot 10^{-4} \text{ mJ/mm}^2$

Les deux types de maillage donnent des résultats relativement similaires pour G tandis que le maillage de type 2 a une estimation légèrement meilleure pour K_I . Ainsi, pour l'étude de la fissure conique, il est choisi de raffiner le maillage le long des lèvres de la fissure (Type 2). Pour cela, trois niveaux de raffinement sont analysés, consistant en des tailles d'éléments de 0,005 mm, de 0,1 mm et de 1 mm (Figure 55). Cette taille s'applique uniquement aux bords de la fissure et est progressivement accrue en s'éloignant des bords. Le cas d'étude considéré correspond à une longueur de fissure relative de 40% pour une profondeur d'ancrage de 100 mm, en condition isotherme de 20°C. Pour étudier l'influence du maillage, le taux de restitution de l'énergie est déterminé pour une force $F=150 \text{ kN}$. Le coefficient de Poisson du béton est pris égal à 0.18 et le module d'Young est pris égal à 27,6 GPa, qui est celui du béton de la campagne expérimentale.

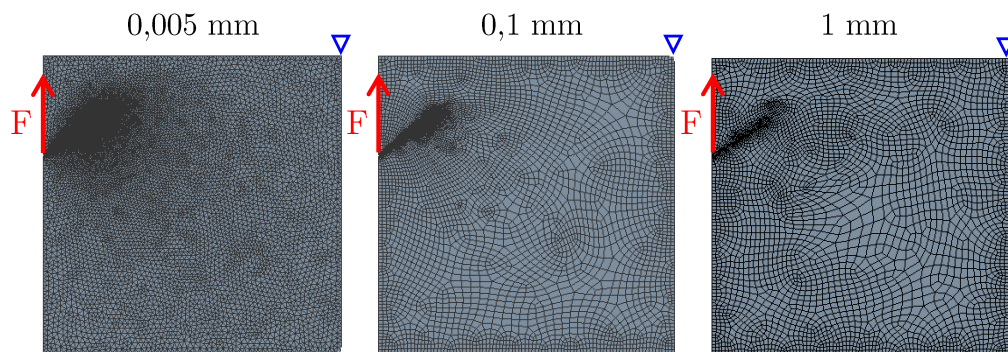


Figure 55 : Modélisation de la fissure conique avec différents raffinements de maillage

Les taux de restitution d'énergie obtenus avec les trois maillages sont donnés sur la Figure 56.

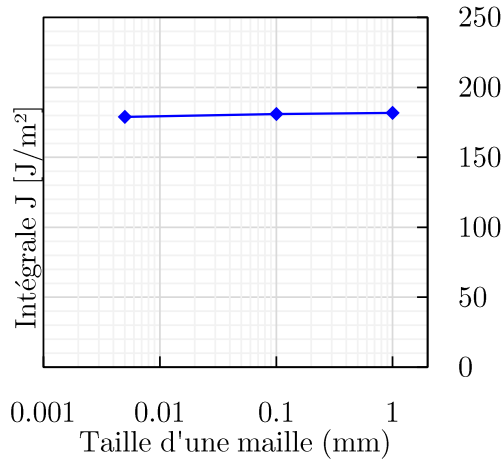


Figure 56 : Intégrale J pour différentes densités de maillage

En se référant au maillage le plus fin, une différence de 1,16% est obtenue avec le maillage de 0,1 mm et une différence de 1,56% avec le maillage de 1 mm. Ces écarts n'étant pas considérables, un maillage de 1 mm autour des lèvres de la fissure est choisi dans la suite de l'étude afin de minimiser le temps de calcul.

3.2. Propagation d'une fissure conique en condition isotherme

3.2.1. Force critique et capacité du cône de béton

Pour suivre la propagation de la fissure conique pour une profondeur d'ancrage donnée, 9 positions de la pointe de la fissure sont modélisées (Figure 57). Les 9 modèles correspondent ainsi à une longueur de fissure relative variant de 10% à 90%. Les profondeurs d'ancrage étudiées dans cette section sont de 40 mm, 50 mm, 100 mm, 150 mm et 200 mm.

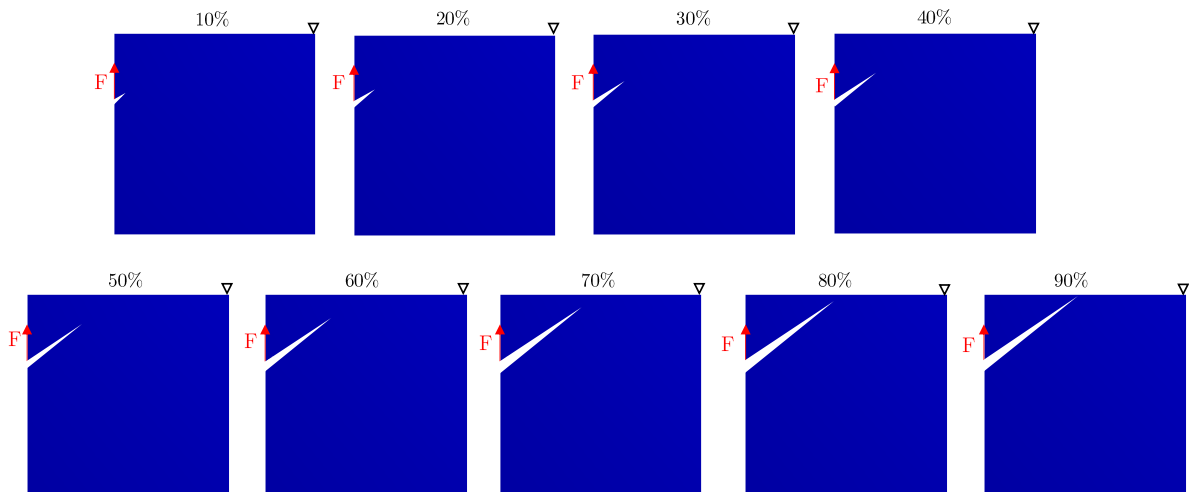


Figure 57 : Série de modèles à différentes longueurs de fissure

Pour chaque longueur de fissure, le taux de restitution de l'énergie dû à un chargement ponctuel de traction F appliqué à la profondeur h_{ef} est d'abord déterminé. Cette force de traction F est

arbitraire mais gardée constante pour tous les calculs. Elle est choisie égale à 150 kN, ce qui correspond globalement à une valeur intermédiaire de la capacité du cône de béton à température ambiante dans la plage de profondeur d'ancrage étudiée (40 mm à 200 mm). Ensuite, la force critique F_{cr} réelle nécessaire pour faire avancer la fissure peut être déduite par calcul inverse en utilisant l'équation (3.13), permettant d'écrire pour une même longueur de fissure :

$$G(F) = \frac{F^2}{2} \frac{dC}{dA} \quad (3.16)$$

$$G_R(F_{cr}) = \frac{F_{cr}^2}{2} \frac{dC}{dA}$$

Ainsi :

$$F_{cr} = F \sqrt{\frac{G_R(F_{cr})}{G(F)}} \quad (3.17)$$

Comme indiqué précédemment, le taux de restitution d'énergie critique G_R du béton est égal à l'énergie de fissuration G_F . Sur la base de la caractérisation expérimentale réalisée durant la campagne d'essais, elle vaut 95 J/m². Dans ces conditions, la variation de la force critique le long de la trajectoire de la fissure est présentée sur la Figure 58 pour les différentes profondeurs d'ancrage.

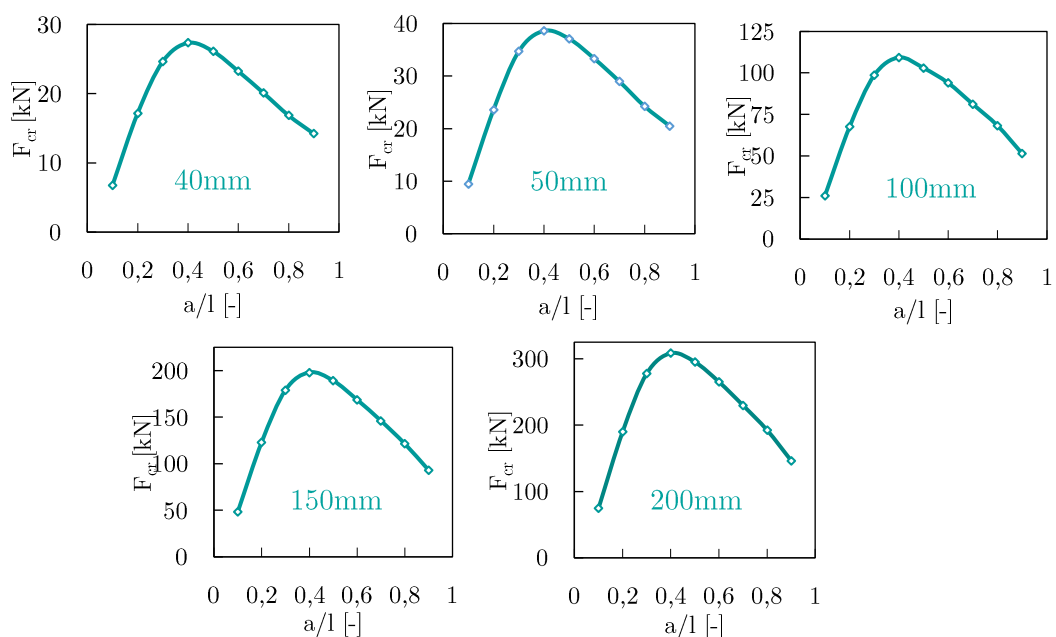


Figure 58 : Variation de la force critique avec la longueur de fissure relative

Ces courbes montrent que pour toutes les profondeurs d'ancrage, la force critique admet un maximum lorsque la fissure atteint 40% de sa longueur totale. Entre l'initiation de la fissure et cette longueur, le chargement nécessaire pour faire avancer la fissure est croissant, ce qui signifie qu'il faut de plus en plus d'énergie restituée pour permettre cet avancement. Ceci explique le fait

que lors d'essais d'arrachement où le chargement est appliqué en rampe, la fissure se propage de façon stable jusqu'à l'atteinte de la charge ultime. Après cette phase, le chargement requis pour faire avancer la fissure devient inférieur à celui requis au pas précédent. Ainsi, le chargement ayant permis de propager la fissure jusqu'à 40% de sa longueur totale permet de faire propager la fissure jusqu'à la rupture totale. Ceci explique la propagation instable de la fissure après l'atteinte de la charge ultime lors d'un essai d'arrachement.

Par ailleurs, la nature du mode de fissuration dans une rupture par cône de béton peut être analysée en comparant la contribution des facteurs d'intensité de contrainte K_I et K_{II} . Selon l'équation (3.12), le taux de restitution de l'énergie pour une fissure axisymétrique est proportionnel à $(K_I^2 + K_{II}^2)$. Le ratio $K_I^2/(K_I^2 + K_{II}^2)$ pour chaque longueur de fissure relative et chaque profondeur d'ancrage est présenté sur la Figure 59.

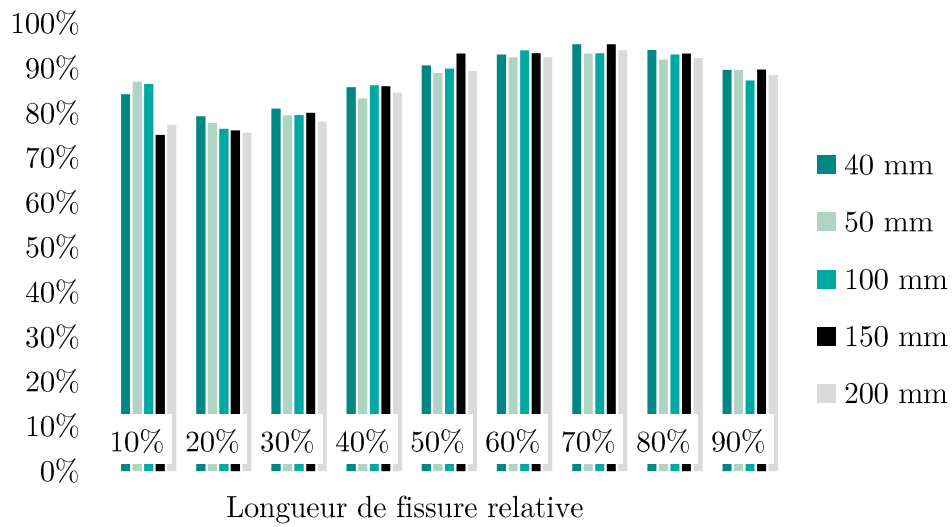


Figure 59 : Ratio $K_I^2/(K_I^2 + K_{II}^2)$

Cette figure montre que la rupture par cône de béton est une combinaison de fissurations en Mode I et Mode II, mais la contribution du Mode I (mode d'ouverture) est prédominante car elle varie de 76% à 95%.

En restant dans le repère de la fissure, l'assimilation du problème à une sollicitation de traction pure permet d'exprimer la densité d'énergie de déformation élastique Ψ par :

$$\Psi = \int \sigma_y d\varepsilon = \frac{\sigma_y^2}{2E} \quad (3.18)$$

Où σ_y est la contrainte normale à la surface de rupture. Elle est reliée à la force F_{cr} par la relation :

$$\sigma_y = \frac{F_{cr}}{k_\sigma a^2} \quad (3.19)$$

Où a est la longueur de fissure et k_σ dénote une proportionnalité entre la taille de la fissure et la surface résistante. Ainsi la densité d'énergie de déformation élastique s'écrit :

$$\Psi = \frac{F_{cr}^2}{2E k_\sigma^2 a^4} \quad (3.20)$$

L'énergie de déformation étant libérée au sein d'un certain volume de matériau V_e , elle s'exprime par :

$$W_e = \Psi V_e = \frac{F_{cr}^2}{2E k_\sigma^2 a^4} k_V a^3 = \frac{F_{cr}^2 k_V}{2E k_\sigma^2 a} \quad (3.21)$$

Où k_V indique une proportionnalité entre la taille de la fissure et le volume de matériau au sein duquel l'énergie de déformation est libérée. Ainsi, le taux de restitution de l'énergie élastique exprimé dans (3.8) devient :

$$G = -\frac{dW_e}{dA} = -\frac{dW_e}{2\pi a \cos \beta da} = -\frac{F_{cr}^2 k_V}{4E \pi a \cos \beta k_\sigma^2} \frac{d}{da} \left(\frac{1}{a} \right) \quad (3.22)$$

$$G = \frac{F_{cr}^2 k_V}{4\pi \cos \beta k_\sigma^2 E a^3} \quad (3.23)$$

Ce taux étant égal au taux de restitution critique G_F lors de la propagation de la fissure, l'équation d'équilibre (3.7) se réécrit dans cette condition :

$$G_F = \frac{F_{cr}^2 k_V}{4\pi \cos \beta k_\sigma^2 E a^3} \quad (3.24)$$

En exprimant la longueur de fissure en longueur de fissure relative γ tel que $\gamma = \frac{a}{l} = \frac{a \sin \beta}{h_{ef}}$, la relation (3.24) devient :

$$G_F = \frac{F_{cr}^2 k_V (\sin \beta)^3}{4\pi \cos \beta k_\sigma^2 E \gamma^3 h_{ef}^3} \quad (3.25)$$

Lorsque la charge ultime est atteinte, la longueur de fissure est critique et égale à γ_{cr} , et la capacité du cône de béton F_{max} s'exprime donc :

$$F_{max} = \sqrt{\frac{k_V (\sin \beta)^3}{4\pi \cos \beta k_\sigma^2 \gamma_{cr}^3}} \sqrt{E G_F} h_{ef}^{1,5} \quad (3.26)$$

Pour alléger cette écriture, un coefficient k_{LEFM} peut être défini tel que :

$$F_{max} = k_{LEFM} \sqrt{EG_F} h_{ef}^{1,5} \quad (3.27)$$

Comme montrée sur la Figure 60, ce coefficient k_{LEFM} ne varie pas sensiblement avec la profondeur d'ancrage. Sa valeur vaut 2,1 tel qu'a également déterminé Sawade avec une approche basée sur la raideur du système [33].

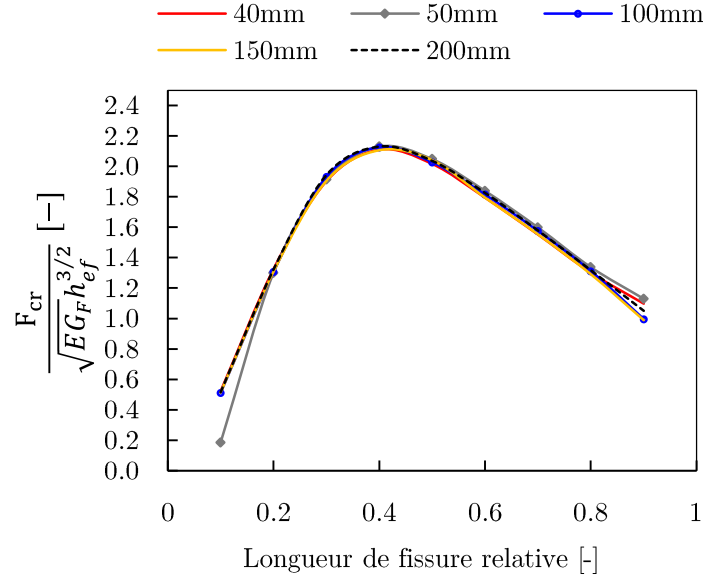


Figure 60 : Variation du coefficient $k(\beta; \gamma_{cr})$ avec la longueur de fissure relative pour différentes profondeurs d'ancrage

Cependant selon l'équation (3.26), il dépend de plusieurs paramètres tels que l'angle de rupture, la longueur de fissure critique, et les coefficients de proportionnalités k_V et k_σ^2 . Tout changement de configuration qui exercerait une influence sur ces différents paramètres, pourrait ainsi faire changer la valeur du coefficient k_{LEFM} . Un changement de configuration peut s'agir d'un mode de chargement différent (par exemple pour le cas d'un autre type d'ancrage), ou encore la présence d'un gradient de température.

Dans la section suivante, l'intérêt est d'abord porté sur l'analyse de l'influence potentielle d'un mode de chargement différent de l'ancrage à température ambiante. Pour cela, le cas de schéma considéré consiste à répartir uniformément la charge le long de d'ancrage. Ce cas est dans certaines mesures représentatif de certains ancrages post-installés comme les vis à béton. Il peut aussi être représentatif des ancrages chimiques à faible profondeur d'ancrage. Cependant, il a été montré expérimentalement pour ce type d'ancrage qu'une répartition parfaitement uniforme de la contrainte d'adhérence n'est jamais obtenue [119]. Indépendamment de la représentativité de ce cas de chargement vis-à-vis d'un type d'ancrage particulier, l'objectif est d'investiguer la possible différence de capacité entre deux modes de chargements différents. Celui-ci sera également repris à températures élevées pour évaluer l'influence du mode de chargement sur la réduction de la capacité du cône de béton.

3.2.2. Cas d'une charge uniformément répartie le long de la profondeur d'ancrage

Dans cette analyse comparative, les cinq profondeurs d'ancrage précédentes (40 mm, 50 mm, 100 mm, 150 mm et 200 mm) sont reprises. Les caractéristiques mécaniques du béton sont également gardées ($E=27,6$ GPa et $\nu=0,18$). De même, la résultante des forces appliquées est identique et vaut 150 kN. La seule différence entre les deux modèles est le mode de chargement tel que montré sur la Figure 61.

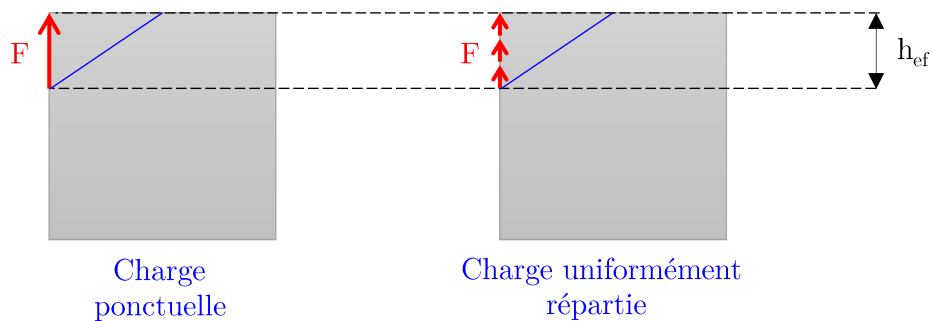


Figure 61 : Modes de chargements étudiés

Avec une méthodologie similaire à celle adoptée pour l'étude du boulon à tête, la propagation de la fissure est suivie en modélisant 9 longueurs de fissures relatives allant de 10% à 90%. Pour illustrer la comparaison des résultats obtenus avec les deux modèles pour une même profondeur d'ancrage, les variations de la force critique pour $h_{ef} = 100$ mm sont présentées sur la Figure 62.

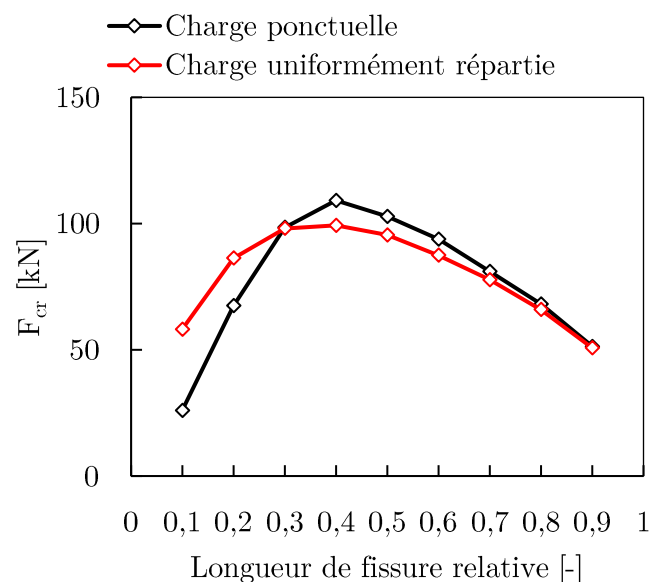


Figure 62 : Variation de la force critique en fonction de la longueur de fissure relative

Il peut être observé qu'à des faibles longueurs de fissure, le chargement nécessaire pour faire propager une fissure de même longueur est plus élevé dans le cas d'une charge uniformément

répartie. Cette tendance s'inverse cependant après une longueur de fissure relative de 30%. Néanmoins, dans les deux cas, la charge ultime est atteinte pour une longueur de fissure relative de 40% bien que le pic soit moins marqué pour la charge uniformément répartie. Cette charge ultime est par ailleurs moins élevée pour la charge uniformément répartie.

En outre, l'analyse de la contribution du Mode I dans le mécanisme de fissuration montre que celle-ci est plus importante avec un chargement réparti jusqu'à une longueur de fissure de 60%. Néanmoins dans tous les cas, elle est majoritaire par rapport à la contribution du Mode II.

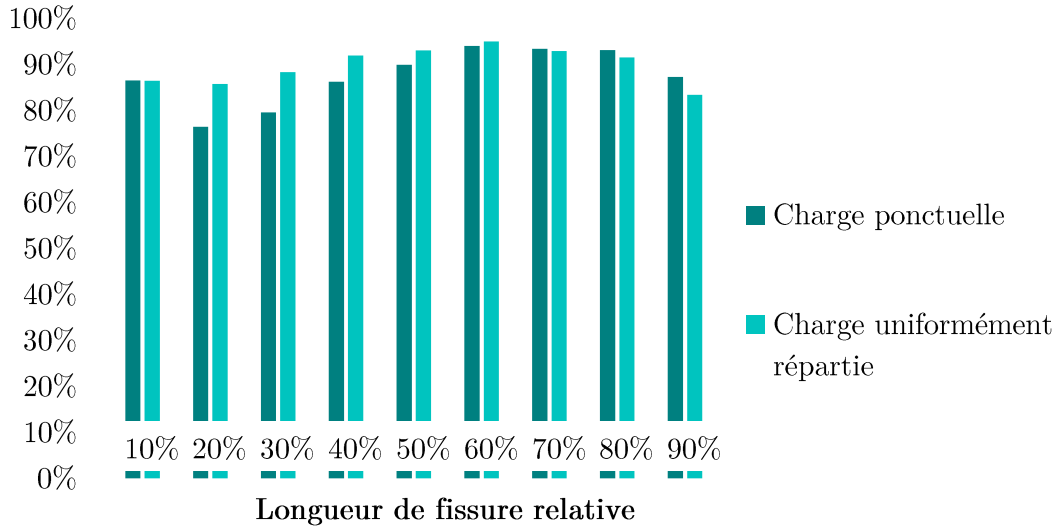


Figure 63 : Ratio $K_I^2 / (K_I^2 + K_{II}^2)$ pour $h_{ef}=100$ mm

Finalement, la variation du coefficient k_{LEFM} pour les 5 profondeurs d'ancrage considérées, est présentée sur la Figure 64.

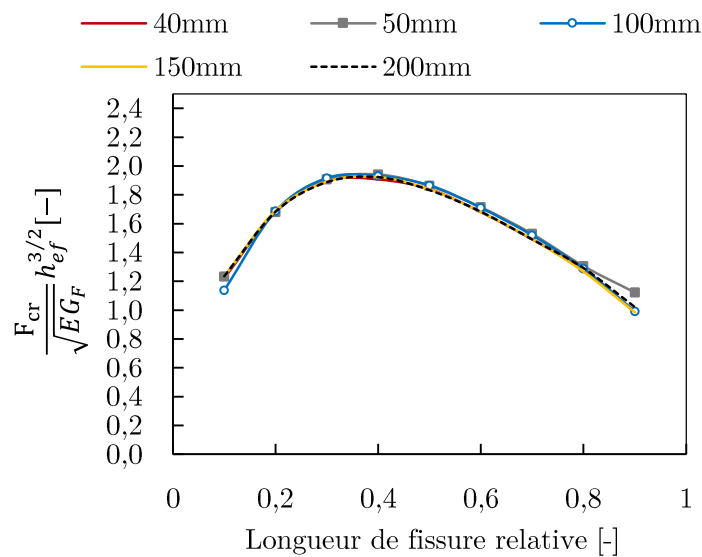


Figure 64 : Variation de $\frac{F_{cr}}{\sqrt{E G_F} h_{ef}^{3/2}}$ avec la longueur de fissure relative pour une charge uniformément répartie

A la charge de rupture, ce facteur vaut 1,9 alors qu'avec une charge ponctuelle il était de 2,1. Le premier représente ainsi 89% du second. Notons que selon les équations (1.2) et (1.3), la capacité du cône de béton d'un ancrage post-installé vaut 87% de celle d'un boulon à tête ayant la même profondeur d'ancrage. Dans la mesure où un chargement réparti peut être représentatif de certains ancrages post-installés, ces rapports pourraient suggérer que la différence de capacité entre un ancrage coulé en place et un ancrage post-installé provient principalement des mécanismes de transmission de la charge au béton, l'acier n'étant pas tenu en compte dans les modèles.

3.3. Propagation d'une fissure conique en présence d'un gradient thermique

3.3.1. Redistribution des contraintes à températures élevées

Pour déterminer la capacité du cône de béton en présence d'un gradient de température, l'analyse mécanique de la propagation de la fissure doit être précédée de la détermination préalable du champ de température dans le béton ainsi que des contraintes thermiques engendrées par celui-ci. Ainsi les calculs s'effectuent en deux étapes :

- La première étape correspond à un calcul thermique transitoire pour déterminer la distribution de température dans le béton à différents temps d'exposition au feu standard. Les temps d'exposition considérés dans cette étape sont 30 min, 60 min, 90 min et 120 min.
- La deuxième étape correspond à un calcul mécanique dans le cadre de la MLER. Ce calcul prend en compte la distribution de température dans le béton calculée dans l'étape précédente ainsi que les contraintes thermiques engendrées.

Les données d'entrée et de sortie de chaque étape sont résumées sur la Figure 65. Pour le calcul thermique, les conditions aux limites de convection et de rayonnement ainsi que les propriétés du béton sont similaires à celles considérées dans l'étude thermique préliminaire (section 3.1.2). Dans ces calculs, la fissure n'est pas représentée. Ainsi, pour une profondeur d'ancrage donnée, la distribution de température est unique pour un même temps d'exposition quel que soit la longueur de fissure considérée dans l'étape suivante.

Pour les calculs mécaniques, le modèle MLER requiert comme propriétés du matériau : le module d'Young, le coefficient de Poisson et le coefficient de dilatation thermique. Le coefficient de dilatation thermique est pris égal à $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ et le coefficient de Poisson vaut 0.18. Pour le module d'Young, deux hypothèses sont investiguées :

- Il peut être supposé que la dégradation du module d'Young à températures élevées résulte de la présence des contraintes thermiques. Dans ce cas, les calculs mécaniques sont menés avec un module d'Young à valeur constante et égale à celle à température ambiante. Ceci permet par ailleurs d'analyser de manière isolée la conséquence des contraintes thermiques sur la propagation de la fissure.
- Il peut être considéré que la dégradation du module d'Young à températures élevées doit être prise en compte en plus des contraintes thermiques. Dans ce cas, les calculs mécaniques sont menés avec un module d'Young variant en fonction de la température, selon la tendance présentée sur la Figure 9.

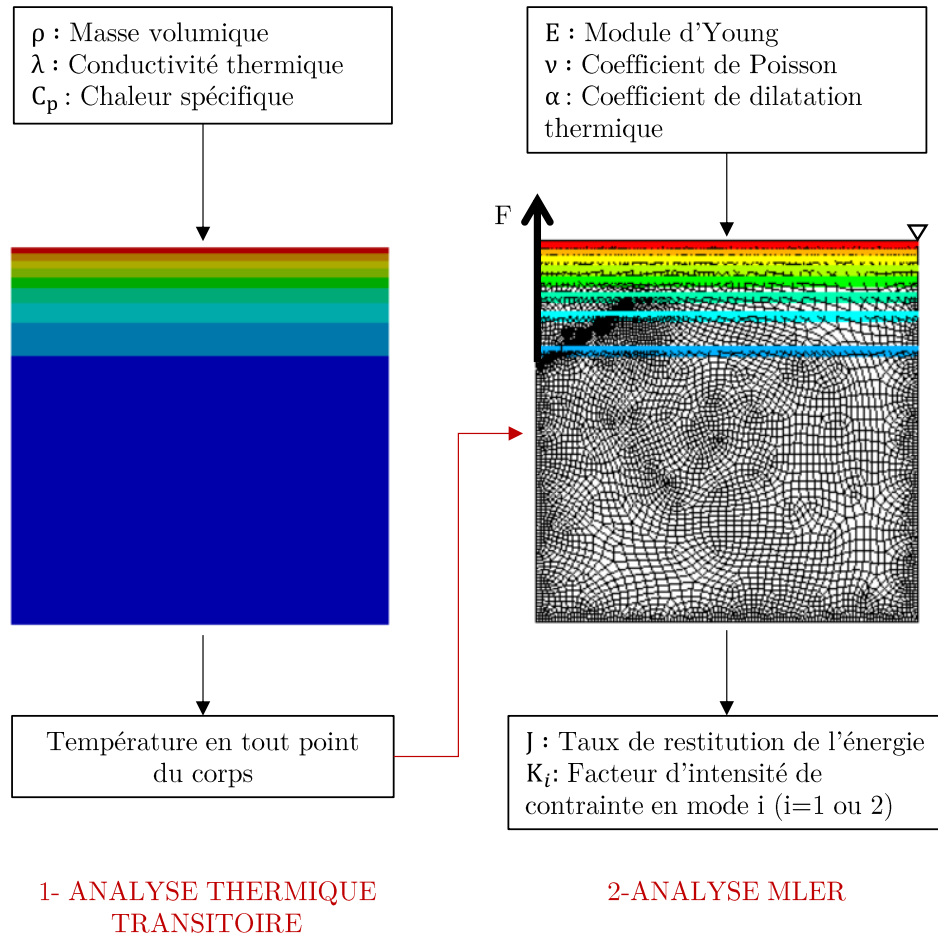


Figure 65 : Modèle thermomécanique en deux étapes

Les conséquences de ces deux hypothèses sur l'analyse de la propagation de la fissure sont évaluées en considérant une profondeur d'ancrage de 100 mm. Comme précédemment, 9 longueurs de fissures sont modélisées. A des fins de comparaison avec les résultats obtenus à température ambiante, la force arbitraire F appliquée dans tous les modèles vaut également 150 kN. Par ailleurs, pour déterminer la force critique à températures élevées, l'énergie de fissuration G_F est choisie comme non affectée par la température, et garde donc sa valeur à température ambiante $G_F = 95 \text{ J/m}^2$.

Sur la Figure 66, les contraintes normales à la surface de rupture à différents temps d'exposition sont présentées en considérant les deux hypothèses relatives au module d'Young. Elles ont été déterminées sans représenter la fissure, c'est-à-dire que la contrainte maximale est retrouvée au point d'application de la charge (début de l'axe des abscisses). La position relative indiquée sur la figure coïncide ainsi avec la longueur de fissure relative en présence de fissure. Les contraintes positives sont des contraintes de traction tandis que les contraintes négatives sont des contraintes de compression.

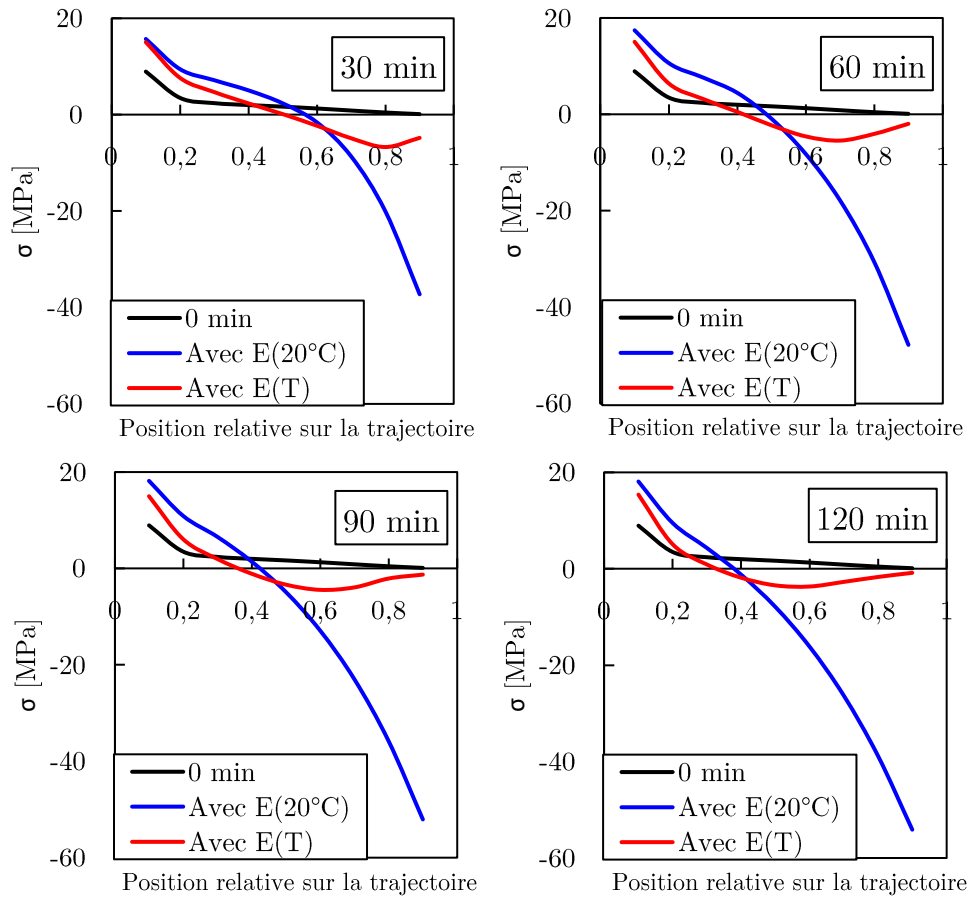


Figure 66 : Contraintes normales à la surface de rupture

Il peut être observé que :

- A température ambiante (0 min de feu, courbe noire), le chargement génère une tension tout le long de la trajectoire de rupture ;
- Avec l'hypothèse où le module d'Young garde sa valeur à température ambiante, l'écart entre la courbe noire et la courbe bleue peut être considérée comme la conséquence des contraintes thermiques. Ainsi, au point d'initiation de la fissure, la présence du gradient thermique génère des contraintes de traction supplémentaires. A partir d'une certaine position (de plus en plus en profondeur que le temps d'exposition avance), le gradient thermique génère des contraintes de compression. Comme le module d'Young est considéré non dégradé, les contraintes de compressions près de la surface exposée sont très importantes.
- Avec l'hypothèse où le module d'Young varie avec la température, sa dégradation importante près de la surface exposée conduit à une estimation nettement moins importante des contraintes de compression dans cette zone, par rapport à celles obtenues avec l'hypothèse précédente.

La conséquence de ces deux formes de redistribution de contraintes sur la variation de la force critique avec la longueur de fissure peut être observée sur la Figure 67 et la Figure 68.

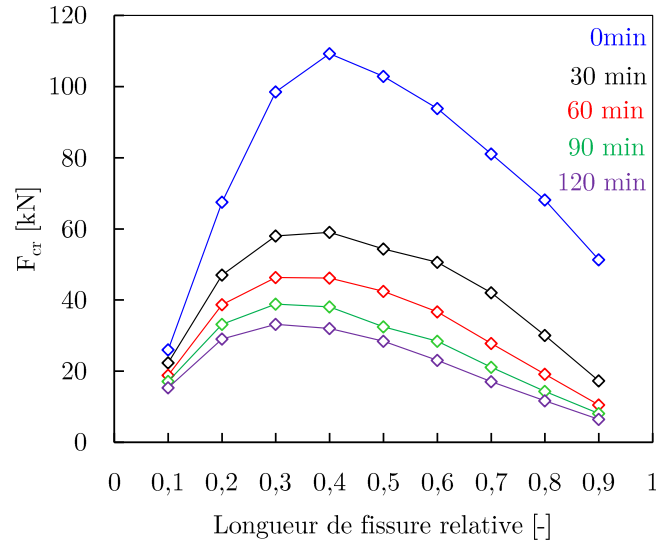


Figure 67 : Variation de la force critique avec prise en compte de la dégradation du module d'Young

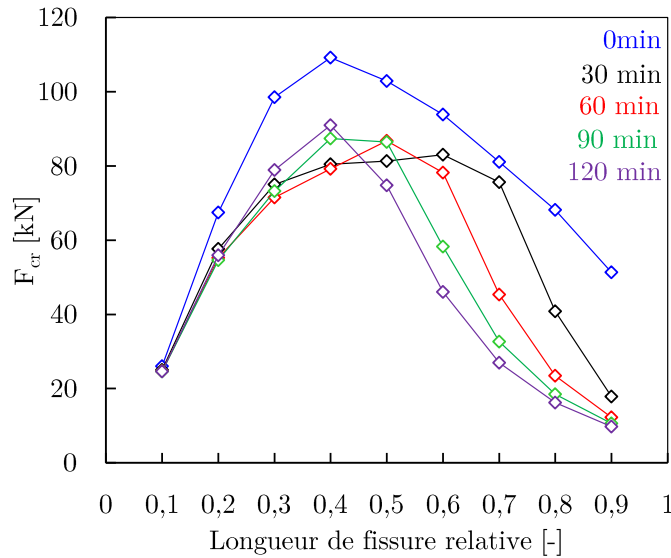


Figure 68 : Variation de la force critique sans prise en compte de la dégradation du module d'Young

Il peut être observé que pour un temps d'exposition donné, la force critique obtenue est plus élevée lorsque la dégradation du module d'Young n'est pas prise en compte. En outre, la Figure 68 montre que la capacité ultime à 120 min est supérieure à celle obtenue à des temps d'exposition inférieurs. Ceci peut être attribué à la surestimation des contraintes de compression montrée sur la Figure 66, dont l'intensité à une position donnée est d'autant plus importante que le temps d'exposition est important. En revanche, la Figure 67 montre que la capacité ultime décroît en augmentant le temps d'exposition. Ceci souligne la contribution importante du module d'Young dont la valeur diminue au fur et à mesure que la température augmente, la capacité en étant proportionnelle selon l'équation (3.26). Ainsi, la prise en compte de la dégradation du module d'Young à températures

élevées en plus des contraintes thermiques semble plus adéquate et est préférée dans les prochaines analyses.

3.3.2. Variation de la force critique pour différentes profondeurs d'ancrage

Avec l'hypothèse d'un module d'Young variant avec la température et la présence de contraintes thermiques engendrées par le gradient de température, la variation de la force critique avec la longueur de fissure est déterminée à différents temps d'exposition pour cinq profondeurs d'ancrage : 40 mm ; 50 mm ; 100 mm ; 150 mm et 200 mm (Figure 69). Les profils de températures associées sont présentés sur les courbes de droite.

En premier lieu, cette figure montre que la variation de la force critique à températures élevées prend une allure différente selon la profondeur d'ancrage. Pour les trois premières profondeurs d'ancrage (40 mm, 50 mm et 100 mm), cette variation suit clairement une tendance convexe comme à température ambiante. Ceci est le cas pour tous les temps d'exposition. Cependant, la force critique maximale est cette fois-ci obtenue pour une longueur de fissure relative de 30%, alors qu'à température ambiante il correspondait à une longueur de fissure relative de 40%.

Pour les profondeurs d'ancrage de 150 mm et de 200 mm, il peut être observé que la variation de la force critique avec la longueur de fissure ne suit pas une tendance clairement convexe. Pour $h_{ef} = 200$ mm, deux pics sont observés à un temps d'exposition de 30 min. De plus, pour un temps d'exposition croissant, les courbes semblent avoir tendance à se rapprocher voire se superposer dans le cas de l'ancrage de 200 mm de profondeur.

Il peut être observé sur les profils de température que pour un temps d'exposition donné, la différence de température entre deux positions de la pointe de la fissure (deux longueurs de fissures) est de plus en plus importante que la profondeur d'ancrage est importante. Les contraintes thermiques engendrées dans les deux cas pourraient ainsi impacter différemment le comportement de l'ancrage selon la profondeur d'ancrage.

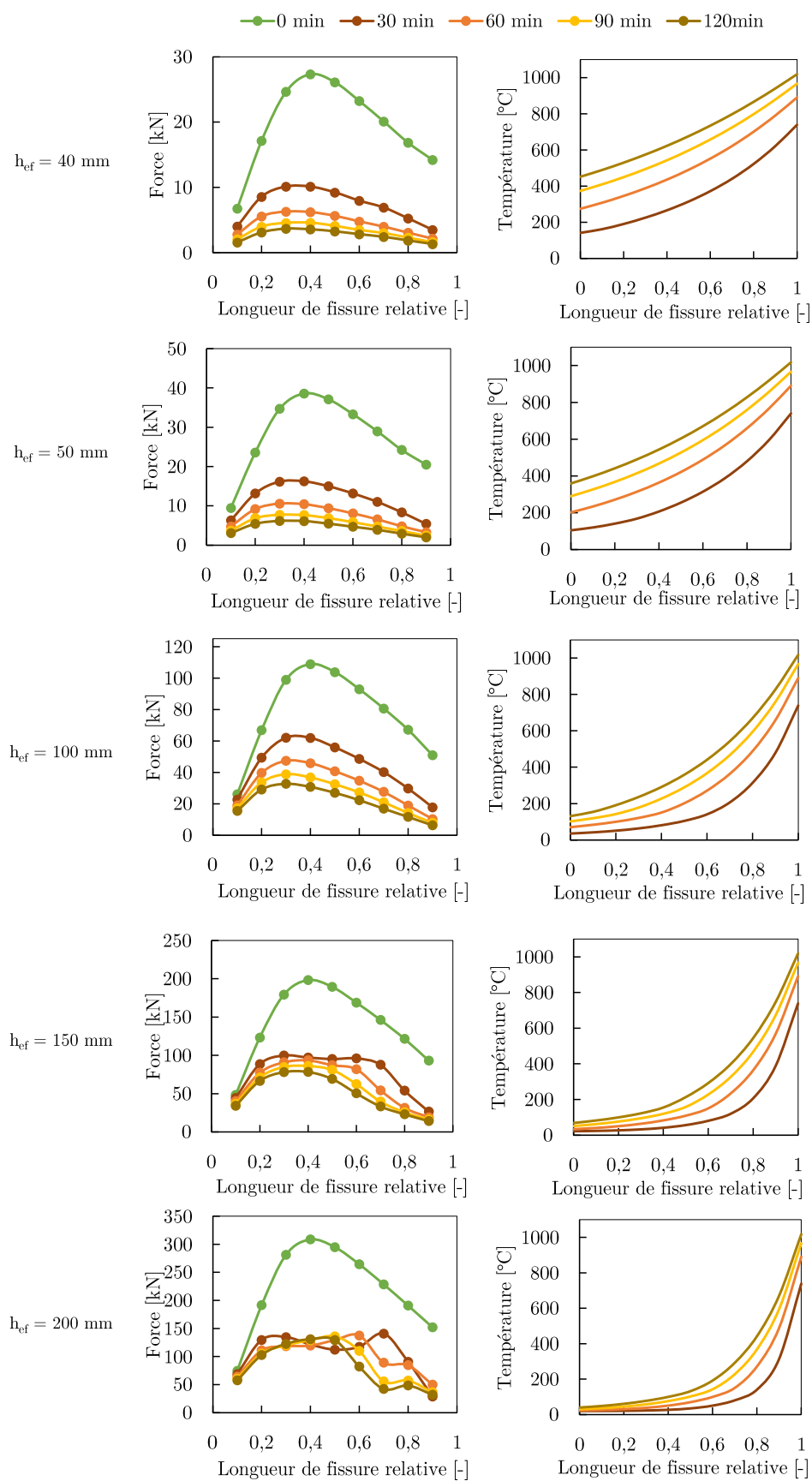


Figure 69 : Variation de la force critique (à gauche) et températures le long de la trajectoire de la fissure conique (à droite)

Afin d'analyser ces impacts, il serait intéressant de comparer les états de contraintes, par exemple pour une profondeur d'ancrage de 100 mm et de 200 mm.

D'abord à l'issue du chauffage, sans appliquer la force F , des contraintes de compression se développent près de la surface chauffée tandis que la partie plus froide du béton est tendue (Figure 70). Pour les deux profondeurs d'ancrage, les contraintes de compression maximales avancent en profondeur lorsque le temps de chauffage est prolongé.

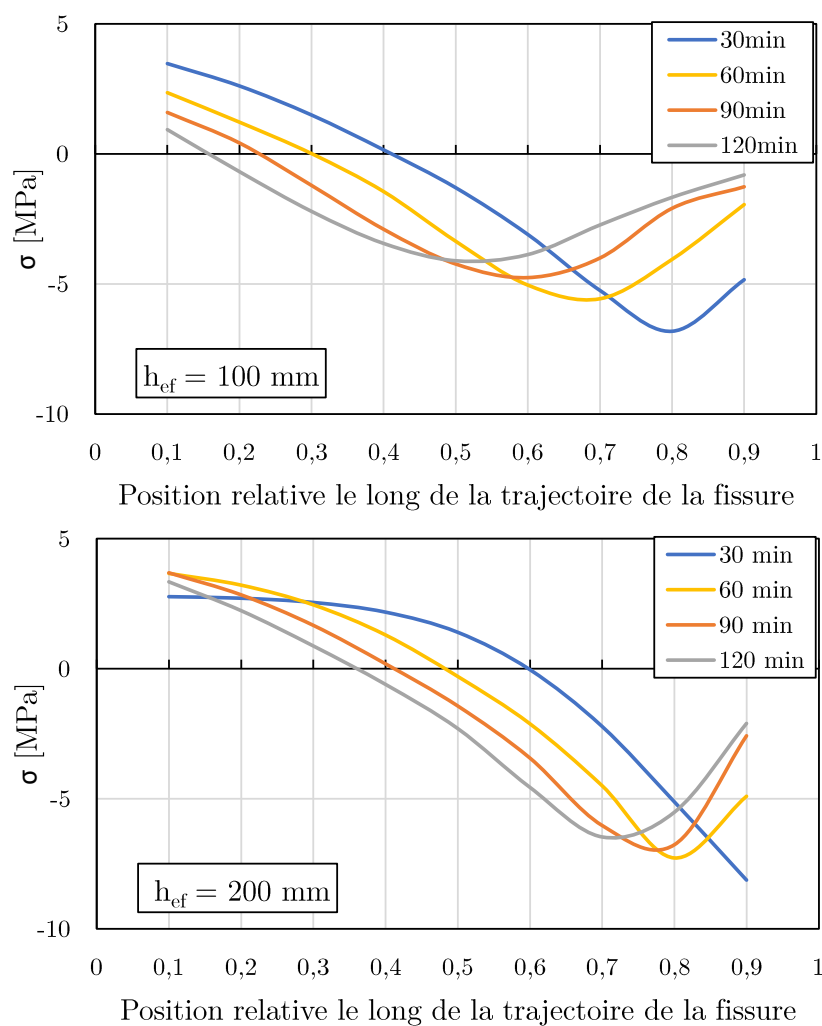


Figure 70 : Contraintes normales à la surface de rupture dues uniquement au chauffage au feu standard (sans la fissure)

Lorsque la charge est appliquée à température ambiante, elle génère uniquement des contraintes de traction le long de la surface de rupture (Figure 71, courbe noire). Comme ces contraintes sont concentrées au voisinage du point d'application de la charge, leurs combinaisons avec les contraintes de traction générées par le gradient thermique dans cette zone entraînent l'intensification des contraintes de traction tandis que l'état de contraintes près de la surface exposée est relativement identique à celui obtenu sans le chargement mécanique (Figure 70).

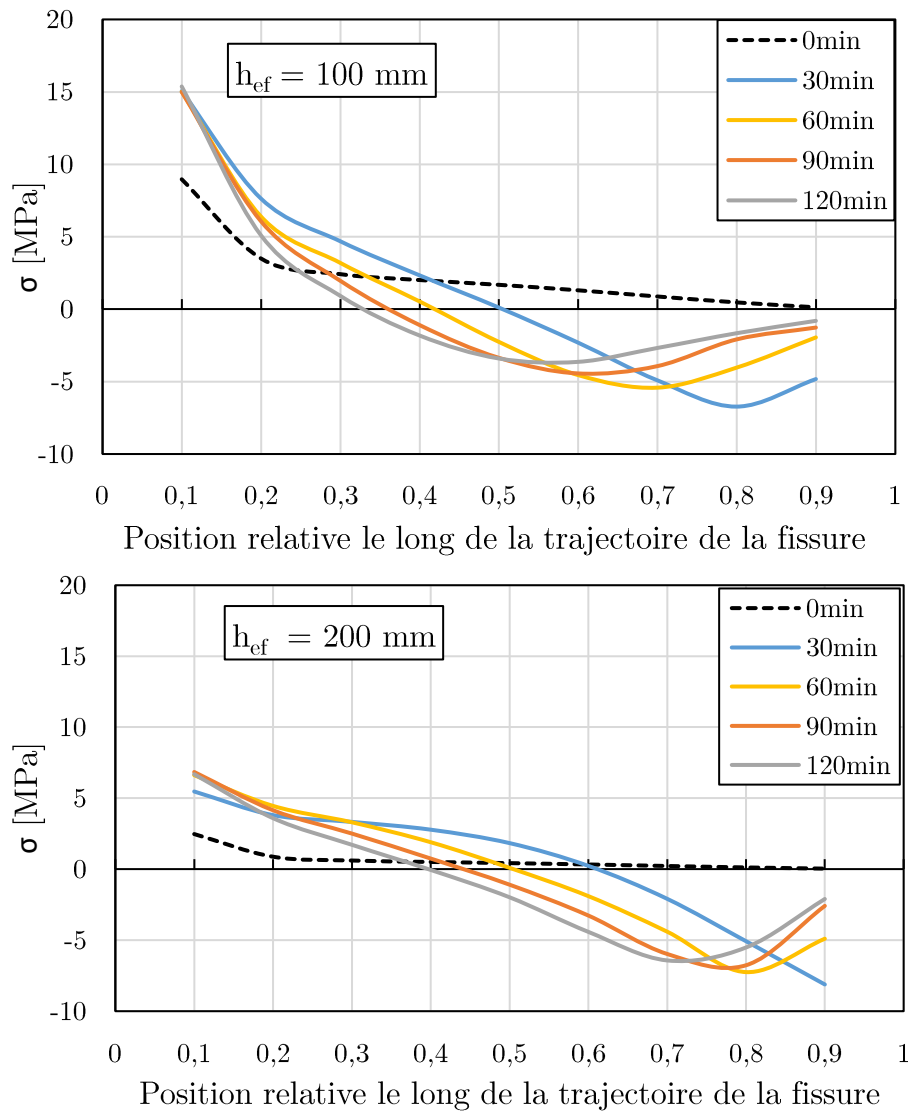


Figure 71 : Contraintes normales à la surface de rupture avec une charge $F=150$ kN (sans la fissure)

Durant la propagation de la fissure, les contraintes sont redistribuées le long de la surface de rupture, avec une concentration à la pointe de la fissure. Sur la Figure 72, les contraintes normales déterminées en pointe de fissure pour différentes longueurs de fissure relatives sont présentées.

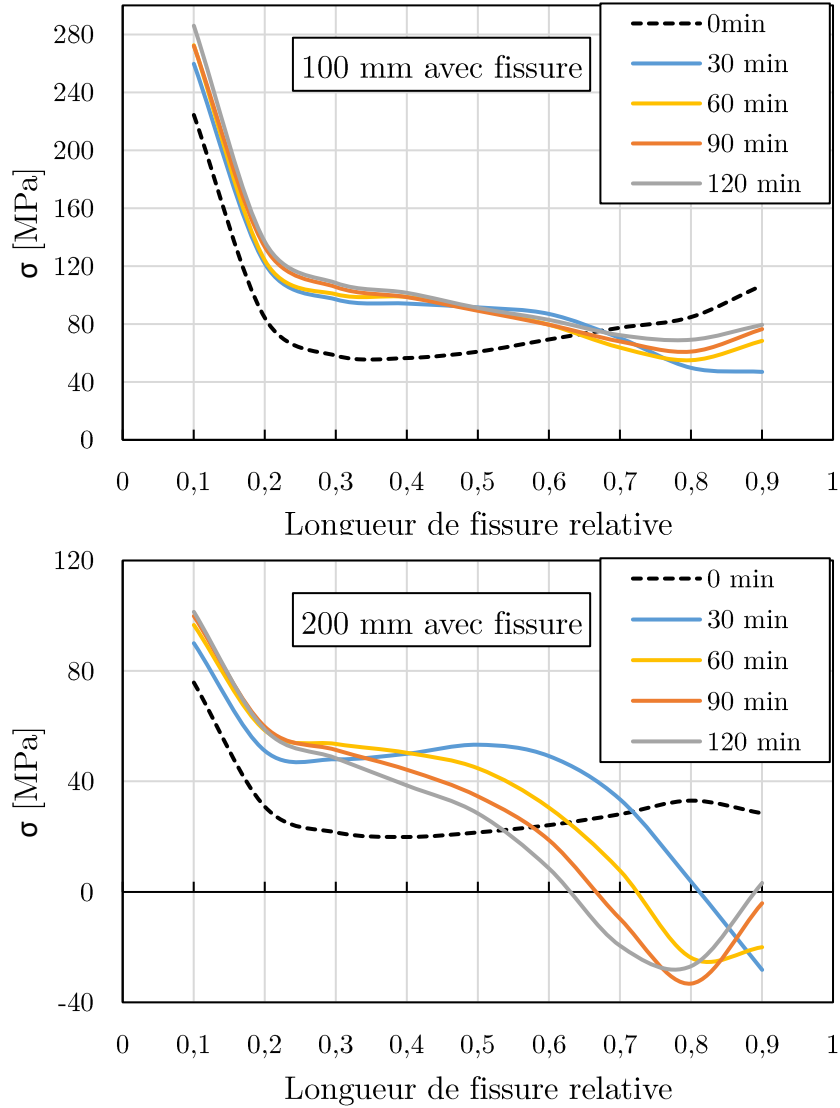


Figure 72 : Contraintes normales à la surface de rupture avec une charge $F=150$ kN pour différentes longueurs de fissure relatives

En observant ces profils à température ambiante, les contraintes sont principalement des contraintes de traction. Elles sont plus intenses pour $h_{ef} = 100$ mm car la surface résistante est plus petite pour une même charge appliquée. A températures élevées, il peut être observé pour $h_{ef} = 100$ mm que les contraintes de compression d'origine thermique près de la surface exposée font diminuer l'intensité des contraintes de traction apportées par la fissure. Pour $h_{ef} = 200$ mm, ces dernières ne parviennent pas à contrebalancer les contraintes de compression. Au contraire, il résulte de la présence de la fissure et de la présence du gradient thermique des contraintes de compression plus importantes que celles d'origine thermique uniquement. Ces contraintes de compression contribuant favorablement à la résistance pourraient expliquer pour les grandes profondeurs d'ancrage les tendances des courbes de variation de la force critique à présenter un deuxième pic du côté de la surface exposée (Figure 69).

3.3.3. Facteur de réduction de la capacité du cône de béton en fonction de la température

L'équation (3.17) réécrite à températures élevées donne l'expression de la force critique pour une longueur de fissure donnée :

$$F_{cr,chaud} = F \sqrt{\frac{G_{R,chaud}(F_{cr})}{G_{chaud}(F)}} \quad (3.28)$$

Où $G_{R,chaud}(F_{cr}) = G_{F,chaud}$ est l'énergie de fissuration à températures élevées. Cette expression étant valable pour toute longueur de fissure relative, le rapport entre les capacités du cône de béton à chaud et à froid (température ambiante) peut simplement s'écrire :

$$k_{red} = \frac{F_{max,chaud}}{F_{max,froid}} = \sqrt{\frac{G_{froid}(F)}{G_{chaud}(F)}} \sqrt{\frac{G_{F,chaud}}{G_F}} \quad (3.29)$$

Où $G_{froid}(F)$ et $G_{chaud}(F)$ sont respectivement les taux de restitutions de l'énergie à température ambiante et à températures élevées pour un même chargement F lorsque la longueur de fissure critique dans chaque cas est atteinte.

Comme le taux de restitution de l'énergie et les facteurs d'intensité de contrainte sont reliés par l'équation (3.12), k_{red} peut être exprimé avec le module d'Young et les facteurs d'intensité de contrainte tel que :

$$k_{red} = \sqrt{\frac{(K_I^2 + K_{II}^2)_{froid}}{(K_I^2 + K_{II}^2)_{chaud}}} \sqrt{\frac{E_{chaud}}{E_{froid}}} \sqrt{\frac{G_{F,chaud}}{G_F}} \quad (3.30)$$

Ainsi, la réduction de la capacité du cône de béton provient de trois contributions différentes : celle de l'augmentation de l'intensité des contraintes, celle de la diminution du module d'Young, et celle de la variation de l'énergie de fissuration.

Pour relier k_{red} au profil de température, l'intérêt est porté sur la détermination de la(les) température(s) déterminante(s) pour chaque terme de l'expression (3.30). Les deux premiers termes sont dérivés du taux de restitution de l'énergie selon (3.29). Celui-ci étant déterminé à partir de l'intégrale J, qui est indépendante du chemin d'intégration, un chemin ayant un rayon infiniment petit autour de la pointe de la fissure peut être imaginé. Le long de ce chemin, la température est sensiblement égale à la température à la localisation précise de la pointe de la fissure. Ainsi le

produit $\sqrt{\frac{(K_I^2 + K_{II}^2)_{froid}}{(K_I^2 + K_{II}^2)_{chaud}}} \sqrt{\frac{E_{chaud}}{E_{froid}}}$ devrait pouvoir être déterminé moyennant uniquement la connaissance de la température à la pointe de la fissure. Pour vérifier cela, le module d'Young à températures élevées E_{chaud} peut être, d'une part, déterminé en utilisant la relation (3.12) qui donne à températures élevées :

$$E_{chaud} = \frac{1 - \nu^2}{G_{chaud}(F_{cr,chaud})} (K_I^2 + K_{II}^2)_{chaud} \quad (3.31)$$

Ce module d'Young correspond à une température identifiable par calcul inverse en utilisant la loi de variation du module d'Young avec la température considérée dans le modèle. Pour les 20 cas d'études considérés, l'adéquation entre cette température et celle obtenue à la pointe de la fissure critique avec le calcul thermique est montrée sur la Figure 73.

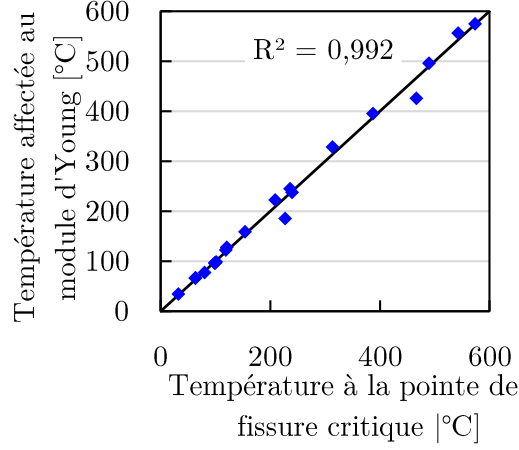


Figure 73 : Vérification de la température déterminante pour le module d'Young

Ainsi, l'équation (3.30) devient :

$$k_{red} = \frac{F_{chaud}}{F_{froid}} = \sqrt{\frac{(K_I^2 + K_{II}^2)_{froid}}{(K_I^2 + K_{II}^2)_{chaud}}} \sqrt{\frac{E(T(\gamma_{cr}))}{E(20^\circ C)}} \sqrt{\frac{G_F(T(\gamma_{cr}))}{G_F}} \quad (3.32)$$

Où $T(\gamma_{cr})$ est la température à la longueur de fissure relative critique. Cette longueur de fissure relative critique est donnée sur le Tableau 12 pour les différentes profondeurs d'ancrage et différents temps d'exposition étudiés.

Tableau 12 : Longueurs de fissure relative critiques à températures élevées dans le cas d'un chargement ponctuel

Profondeur d'ancrage	Temps d'exposition	Longueur de fissure relative critique
40 mm	30 min	0,3
	60 min	0,3
	90 min	0,4
	120 min	0,3
50 mm	30 min	0,3
	60 min	0,3
	90 min	0,3
	120 min	0,3

Profondeur d'ancrage	Temps d'exposition	Longueur de fissure relative critique
100 mm	30 min	0,4
	60 min	0,3
	90 min	0,3
	120 min	0,3
150 mm	30 min	0,3
	60 min	0,3
	90 min	0,4
	120 min	0,4
200 mm	30 min	0,7
	60 min	0,6
	90 min	0,5
	120 min	0,4

D'autre part, le facteur $\sqrt{\frac{(K_I^2 + K_{II}^2)_{froid}}{(K_I^2 + K_{II}^2)_{chaud}}}$ vaut en moyenne 0,55 pour les cas étudiés et ne semble pas varier considérablement avec la température à la pointe de la fissure critique (Figure 74).

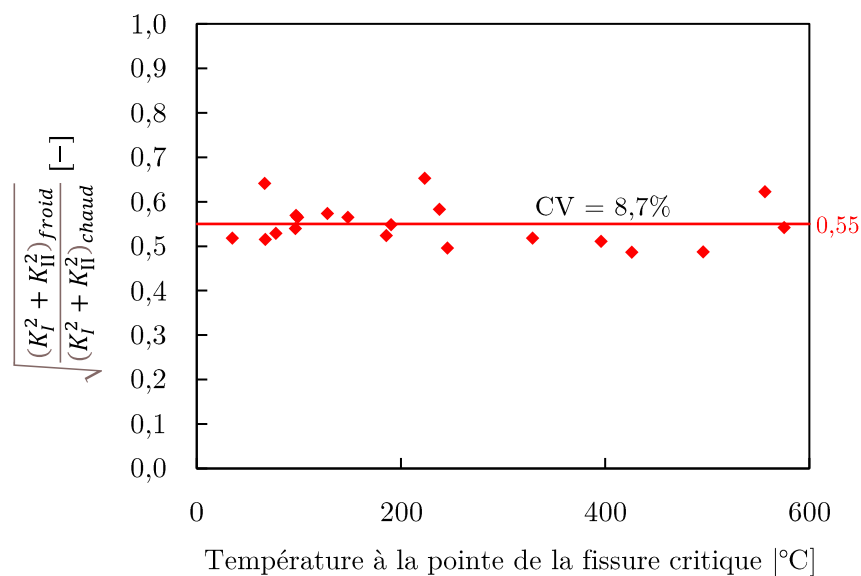


Figure 74 : Facteur $\sqrt{\frac{(K_I^2 + K_{II}^2)_{froid}}{(K_I^2 + K_{II}^2)_{chaud}}}$ et températures à la pointe de la fissure critique dans le cas d'un chargement ponctuel

Application à l'ingénierie

Il est visé dans cette section de simplifier l'expression (3.32) pour une application dans le cadre de l'ingénierie. D'une part, le Tableau 12 indique que la longueur de fissure critique à températures élevées peut aller jusqu'à 60% ou 70% dans le cas des grandes profondeurs d'ancrage mais dans la plupart des cas elle est de 30%. Si la longueur de fissure de 30% est considérée pour tous les cas

étudiés, le facteur $\sqrt{\frac{(K_I^2 + K_{II}^2)_{froid}}{(K_I^2 + K_{II}^2)_{chaud}}}$ vaut en moyenne 0,52 (CV=11,5%) au lieu de 0,55. En multipliant celui-ci par le facteur $\sqrt{\frac{E(T(\gamma=30\%))}{E(20^\circ C)}}$, et en comparant le résultat avec le rapport $\sqrt{\frac{G_{froid}(F)}{G_{chaud}(F)}}$ obtenu pour les longueurs de fissure critiques réelles, il peut être vu que la différence est d'au maximum 0,08 (Tableau 13).

Tableau 13 : Détermination de $\sqrt{\frac{G_{froid}(F)}{G_{chaud}(F)}}$ pour une longueur de fissure de 30%

Temps d'exposition	Profondeur d'ancrage	$\sqrt{\frac{G_{froid}(F)}{G_{chaud}(F)}}$	$0,52 \sqrt{\frac{E(T(\gamma = 0,3))}{E(20^\circ C)}}$	$\sqrt{\frac{G_{froid}(F)}{G_{chaud}(F)}} - 0,52 \sqrt{\frac{E(T(\gamma=0,3))}{E(20^\circ C)}}$
30 min	40 mm	0,39	0,33	0,06
	50 mm	0,42	0,37	0,06
	100 mm	0,54	0,46	0,08
	150 mm	0,50	0,50	0,00
	200 mm	0,46	0,52	-0,06
60 min	40 mm	0,24	0,23	0,01
	50 mm	0,27	0,28	0,00
	100 mm	0,44	0,40	0,04
	150 mm	0,46	0,46	0,00
	200 mm	0,45	0,50	-0,05
90 min	40 mm	0,18	0,17	0,01
	50 mm	0,20	0,22	-0,02
	100 mm	0,36	0,36	0,00
	150 mm	0,46	0,42	0,04
	200 mm	0,44	0,47	-0,03
120 min	40 mm	0,14	0,13	0,01
	50 mm	0,16	0,17	-0,01
	100 mm	0,30	0,32	-0,02
	150 mm	0,40	0,40	0,00
	200 mm	0,43	0,45	-0,02

Ainsi, l'expression suivante de k_{red} est proposée pour déterminer dans la pratique la capacité du cône de béton d'un boulon à tête à températures élevées :

$$k_{red} = \frac{F_{chaud}}{F_{froid}} = 0.52 \sqrt{\frac{E(T(0,7h_{ef}))}{E(20^\circ C)}} \sqrt{\frac{G_F(T(0,7h_{ef}))}{G_F}} \quad (3.33)$$

La comparaison avec les résultats expérimentaux en prenant en compte la difficulté liée à la connaissance non maîtrisée de l'énergie de fissuration à températures élevées sera abordée dans le Chapitre 4.

3.3.4. Cas d'une charge uniformément répartie à températures élevées

Comme mentionné dans le Chapitre 1, il est considéré actuellement dans le cadre du dimensionnement que la réduction de la capacité du cône de béton pour une même profondeur d'ancrage et un même temps d'exposition au feu standard ne dépend pas du type d'ancrage. Dans le but de vérifier cette hypothèse, il est visé dans cette section de déterminer pour un cas de chargement uniformément réparti l'expression de k_{red} et de le comparer à l'expression (3.33).

Cette analyse repose sur les 5 mêmes profondeurs d'ancrage et les 4 temps d'exposition au feu considérés précédemment. Pour chacun de ces 20 cas d'études, la détermination de la force critique maximale a permis d'identifier les longueurs de fissure relative critiques présentées dans le Tableau 14.

Tableau 14 : Longueurs de fissure relative critiques à températures élevées dans le cas d'un chargement uniformément réparti

Profondeur d'ancrage	Temps d'exposition	Longueur de fissure relative critique
40 mm	30 min	0,2
	60 min	0,2
	90 min	0,2
	120 min	0,2
50 mm	30 min	0,3
	60 min	0,2
	90 min	0,2
	120 min	0,2
100 mm	30 min	0,3
	60 min	0,2
	90 min	0,2
	120 min	0,2
150 mm	30 min	0,3
	60 min	0,3
	90 min	0,4
	120 min	0,2
200 mm	30 min	0,7
	60 min	0,6
	90 min	0,5
	120 min	0,5

En comparant avec le Tableau 12, il est constaté que la rupture à températures élevées a lieu à une fissure généralement plus courte lorsque le chargement est uniformément réparti. Cependant, en déterminant E_{chaud} avec l'équation (3.31), il est confirmé que la température à la pointe de cette longueur de fissure critique reste la température déterminante pour le module d'Young (Figure 75).

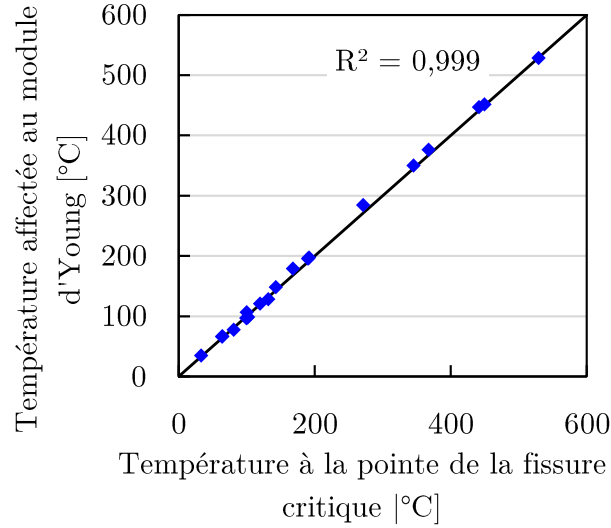


Figure 75 : Vérification de la température déterminante pour le module d'Young dans le cas d'un chargement réparti

Par ailleurs, le facteur $\sqrt{\frac{(K_I^2 + K_{II}^2)_{froid}}{(K_I^2 + K_{II}^2)_{chaud}}}$ au moment de la rupture est déterminé et comparé à ceux obtenus dans le cas d'un chargement ponctuel (Figure 76). Il peut être observé que ce facteur semble également relativement constant pour un chargement uniformément réparti et vaut en moyenne de 0,31. Il est ainsi moins élevé que dans le cas d'un chargement ponctuel, et signifie que k_{red} est dépendant du mode de chargement.

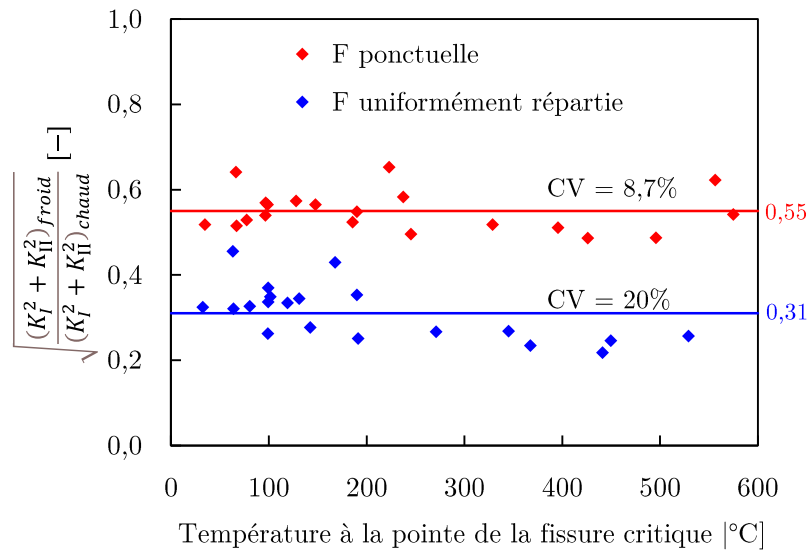


Figure 76 : Comparaison des facteurs $\sqrt{\frac{(K_I^2 + K_{II}^2)_{froid}}{(K_I^2 + K_{II}^2)_{chaud}}}$ pour un chargement ponctuel et un chargement uniformément réparti

Les résultats obtenus dans cette section suggèrent que la capacité du cône de béton à températures élevées peut varier d'un type d'ancrage à un autre. Dans le cas d'une cheville chimique, la présence

d'un gradient de température le long de la profondeur d'ancrage entraîne une distribution non uniforme de la contrainte d'adhérence associée à l'agent d'adhésif [16]. La transmission des efforts vers le béton dépend ainsi à la fois du gradient thermique et des propriétés à températures élevées de l'agent adhésif. De ce fait, la détermination de la réduction de la capacité du cône de béton est difficilement généralisable et une modélisation au cas par cas serait le plus adéquat.

Synthèse du Chapitre 3

Ce chapitre a été consacré à l'étude semi-analytique de la rupture par cône de béton des ancrages lorsqu'ils sont exposés sur un côté au feu ISO 834-1. En particulier, il a été visé de déterminer une relation entre la distribution de température dans le béton et la réduction de la capacité de cône de béton par rapport à la capacité à température ambiante. Pour cela, le problème de la rupture par cône de béton a été ramené à la propagation d'une fissure conique dans le cadre de la mécanique linéaire élastique de la rupture. Les analyses se sont appuyées sur cinq profondeurs d'ancrage (40 mm, 50 mm, 100 mm, 150 mm et 200 mm) et quatre temps d'exposition au feu standard (30 min, 60 min, 90 et 120 min) en plus du cas de la température ambiante. En outre, deux modes de transmission de l'effort au béton ont été considérés : un chargement concentré à la profondeur d'ancrage, représentatif du cas d'un boulon à tête, et un chargement uniformément réparti sur toute la profondeur d'ancrage.

La modélisation du problème a été réalisée avec le code aux éléments finis ANSYS Mechanical, en 2D axisymétrique et sans représentation de l'acier. La détermination des paramètres de fissuration tels que le taux de restitution de l'énergie et les facteurs d'intensité de contrainte pour différentes longueurs de fissure ont permis de tirer la capacité du cône de béton. A température ambiante, cette capacité est obtenue lorsque la fissure atteint environ 40% de sa longueur totale. Cette longueur de fissure critique marque le passage d'une propagation stable à une propagation instable de la fissure. En outre, il a été vu que dans la rupture par cône de béton, la fissure est sollicitée principalement en Mode I. La capacité du cône de béton est dans ce cas proportionnelle à $h_{ef}^{1.5}$, ce qui corrobore les méthodes de dimensionnement en vigueur. En outre, la capacité du cône de béton dépend du mode d'application de la charge. Elle est d'environ 10% moins élevée lorsque celle-ci est uniformément répartie le long de la profondeur d'ancrage, comparé au cas où elle est concentrée à l'extrémité ancrée comme dans le cas d'un boulon à tête.

A températures élevées, la présence de contraintes thermiques induit une redistribution des contraintes au sein du béton. Il a été montré que contrairement aux modèles de calculs qui ne tiennent compte que de la dégradation des propriétés macroscopiques du béton, cette redistribution des contraintes contribue également à la réduction de la capacité du cône de béton. Durant la propagation de la fissure, la concentration de contrainte à la pointe de la fissure se combine aux contraintes thermiques. Cette combinaison peut avoir un impact différent sur la propagation de la fissure selon la profondeur d'ancrage. En l'occurrence, lorsque celle-ci dépasse 100 mm, des contraintes de compression importantes sont présentes près de la surface exposée et tendent à freiner la propagation de la fissure. La longueur de fissure critique peut ainsi en être variable à températures élevées selon la configuration géométrique et le gradient de température. Néanmoins, la connaissance de celle-ci est essentielle car la température déterminante pour la rupture est celle à sa pointe. Pour la détermination de la capacité du cône de béton d'un boulon à tête dans la pratique, il est proposé de prendre cette température à $0,7h_{ef}$. Une relation entre cette température et la réduction de la capacité du cône de béton est suggérée. Finalement, l'analyse de la propagation de la fissure à températures élevées dans le cas d'un chargement uniformément réparti a montré que la réduction de la capacité du cône de béton diffère de celle pour un chargement ponctuel. Ceci se

manifeste par une intensification plus importante des contraintes en front de fissure. Ce constat suggère, contrairement à la norme NF EN 1992-4 [13], que la réduction de la capacité de cône de béton peut dépendre du type d'ancrage. En particulier pour les chevilles chimiques, le mode de transmission de la charge au béton à températures élevées dépend des propriétés de l'agent adhésif. Ainsi, une analyse au cas par cas est recommandée pour une détermination précise de la réduction de la capacité du cône de béton pour ce type d'ancrage.

Chapitre 4. Campagne de validation expérimentale

Sommaire

Introduction	103
4.1. Programme expérimental.....	103
4.1.1. Matrice expérimentale.....	103
4.1.2. Préparation des corps d'épreuve	107
4.1.3. Caractéristiques du béton	110
4.2. Essais de référence	111
4.2.1. Procédure d'essais	111
4.2.2. Résultats des essais	112
4.3. Essais à températures élevées	117
4.3.1. Procédures d'essais.....	117
4.3.2. Résultats des essais	120
4.4. Validation de la méthode rationnelle.....	131
4.4.1. Comparaison avec les résultats d'essais	131
4.4.2. Comparaison avec les résultats expérimentaux dans la littérature.....	134
4.4.3. Comparaison avec les prédictions de la norme NF EN 1992-4	135
Synthèse du Chapitre 4.....	138

Introduction

Ce chapitre présente une étude expérimentale sur la capacité du cône de béton des boulons à tête et des chevilles chimiques. Cette étude comprend au total 45 essais d'arrachement dont 27 à température ambiante et 18 à températures élevées. Elle a pour objectif de vérifier expérimentalement la validité de la méthode rationnelle établie dans le Chapitre 3 pour la détermination de la capacité du cône de béton à températures élevées à partir de la connaissance de la distribution de température dans le béton. Dans ce chapitre seront décrits le programme expérimental, les géométries et propriétés des corps d'épreuve, la préparation des corps d'épreuves, les procédures et les équipements d'essais. Ensuite, les différents résultats tels que les profils de rupture, les gradients de température dans les corps d'épreuve et les capacités du cône de béton seront présentés. Sur la base de ces résultats et de ceux recensés dans la littérature, la validité de la méthode rationnelle proposée est évaluée. Par ailleurs, les prédictions de cette méthode seront également comparées à celles de la méthode actuellement proposée dans la norme NF EN 1992-4 (Equation (1.11))[13].

4.1. Programme expérimental

4.1.1. Matrice expérimentale

La campagne expérimentale consiste à réaliser des essais d'arrachement des ancrages, d'une part à température ambiante (essais de référence), et d'autre part durant l'exposition à une sollicitation thermique. La matrice expérimentale a été choisie en tenant en compte les objectifs et les contraintes suivants :

- Deux technologies d'ancrage sont testées : les boulons à têtes et les chevilles chimiques. Ces dernières font intervenir un adhésif inorganique (cimentaire) bénéficiant d'une meilleure résistance en adhérence à températures élevées par rapport aux résines époxy. Considérer des chevilles chimiques permet d'avoir des premières connaissances sur la capacité de cône de béton pour ce type d'ancrage et de vérifier la validité de la méthode existante. Cela permettra également de voir le positionnement de la méthode rationnelle vis-à-vis de ce type d'ancrage.
- Deux types de scénario de chauffage sont considérés : d'abord le feu standard, afin de vérifier la validité de la méthode rationnelle dans le cadre de la sécurité incendie des bâtiments, ensuite, un chauffage électrique à vitesse plus lente que celle du feu standard. Dans ce dernier cas, il est visé de vérifier si la méthode rationnelle reste applicable lorsque le gradient thermique dans le béton est moins accentué que celui résultant d'un feu standard.
- Une plus grande étendue de profondeurs d'ancrage h_{ef} est visée pour compléter la base de données expérimentales existante dans laquelle ce paramètre ne dépasse pas 80 mm [100]. Ceci reste néanmoins dans la limite des dimensions des équipements de chauffage disponibles.
- Le choix de l'épaisseur des dalles repose sur deux éléments : d'une part, Nilforoush et al. [120] a montré que cette épaisseur doit être d'au moins $1.5 \times h_{ef}$ pour que la capacité de cône de béton à température ambiante des boulons à tête soit au moins égale à celle prédite par

la méthode CCD. D'autre part, des raisons de logistique ont contraint l'adoption d'une épaisseur de dalle multiple de 200 mm.

- La largeur des dalles remplit avant tout le critère d'une distance minimale de $2 \times h_{ef}$ entre l'ancrage et le bord du béton (préconisée par la norme NF EN 1992-4 pour le développement d'un cône de béton non tronqué). Pour les essais au portique radiant, cette largeur doit être exactement de 500 mm afin que le chauffage ne s'applique qu'à la surface de la dalle où les ancrages sont implantés.

Compte tenu de ces facteurs, la matrice expérimentale choisie est présentée dans le Tableau 15 pour les boulons à tête et dans le Tableau 16 pour les chevilles chimiques. Les profondeurs d'ancrage indiquées sont celles mesurées à l'issue de chaque essai.. Pour les chevilles chimiques, des essais d'arrachement confiné ont été également réalisés à température ambiante. Ils ont eu pour but de déterminer la résistance en adhérence du mortier adhésif, sur la base de 3 essais par profondeur d'ancrage. Cette donnée a été nécessaire pour estimer la résistance au pull-out à températures élevées dans le but d'éviter ce mode de rupture.

Les essais de référence ont été réalisés sur des éprouvettes âgées de 36j pour les boulons à tête, et de 66j pour les chevilles chimiques. Pour les essais à températures élevées, la campagne durait 3 semaines. Avant le début de la campagne, un suivi de masse quotidien a été réalisé sur les éprouvettes pour s'assurer de leur séchage (pas de perte de masse supplémentaire). Au début de la campagne, les éprouvettes étaient alors âgées de 75j pour les boulons à tête, et de 89j pour les chevilles chimiques.

Tableau 15 : Matrice expérimentale pour les boulons à tête

Identifiant	Type d'essai	Profondeur d'ancrage h_{ef} (mm)	Dimensions de la dalle Longueur $\times$ largeur $\times$ épaisseur L (mm) $\times$ l (mm) $\times$ e (mm)
B50-1	Essais de référence à 20°C	56	Tous les boulons à tête sont installés dans une dalle commune 2500 $\times$ 1400 $\times$ 400
B50-2		60	
B50-3		55	
B75-1		80	
B75-2		82	
B75-3		80	
B100-1		108	
B100-2		105	
B100-3		110	
B125-1		135	
B125-2		135	
B125-3		137	
TB50-1	Essais au portique radiant	58	Chaque boulon à tête est installé dans une dalle individuelle 1500 $\times$ 500 $\times$ 200
TB50-2		56	
TB75-1		83	
TB100-1		107	
TB100-2		107	
TB50-ISO-60	Essais au feu ISO 834-1	52	1200 $\times$ 350 $\times$ 200
TB50-ISO-90		58	1200 $\times$ 350 $\times$ 200
TB125-ISO-60		130	1200 $\times$ 650 $\times$ 400
TB125-ISO-65		128	1200 $\times$ 650 $\times$ 400
TB125-ISO-90		135	1200 $\times$ 650 $\times$ 400

Tableau 16 : Matrice expérimentale pour les chevilles chimiques

Identifiant	Type d'essai	Profondeur d'ancrage h_{ef} (mm)	Dimensions de la dalle Longueur $\times$ largeur $\times$ épaisseur L (mm) $\times$ l (mm) $\times$ e (mm)
75-1-C	Essais de référence à 20°C (confinés)	75	Toutes les chevilles sont installées dans une dalle commune 2500 $\times$ 1400 $\times$ 400
75-2-C			
75-3-C			
125-1-C		125	
125-2-C			
125-3-C			
75-1	Essais de référence à 20°C	75	
75-2			
75-3			
75-4			
125-1		125	
125-2			
125-3			
125-4			
125-5			
T75-1	Essais au portique radiant	75	Chaque cheville est installée dans une dalle individuelle 1500 $\times$ 500 $\times$ 400
T75-2			
T125-1		125	
T125-2			
T125-ISO-30	Essais au feu ISO 834-1	125	Chaque cheville est installée dans une dalle individuelle 1200 $\times$ 650 $\times$ 400
T125-ISO-60			
T125-ISO-75			

4.1.2. Préparation des corps d'épreuve

Les corps d'épreuve ont été fabriqués au chantier de préfabrication du CSTB. Le coffrage consiste en des banches métalliques et panneaux de bois. Afin que toutes les dalles associées à un même type d'ancrage proviennent du même lot de béton, deux coulages ont été réalisés. Sans tenir compte de leurs dimensions, les dalles individuelles destinées aux essais à températures élevées peuvent être catégorisées suivant deux types de configuration : type A pour les boulons à tête et type B pour les chevilles chimiques (Figure 77).

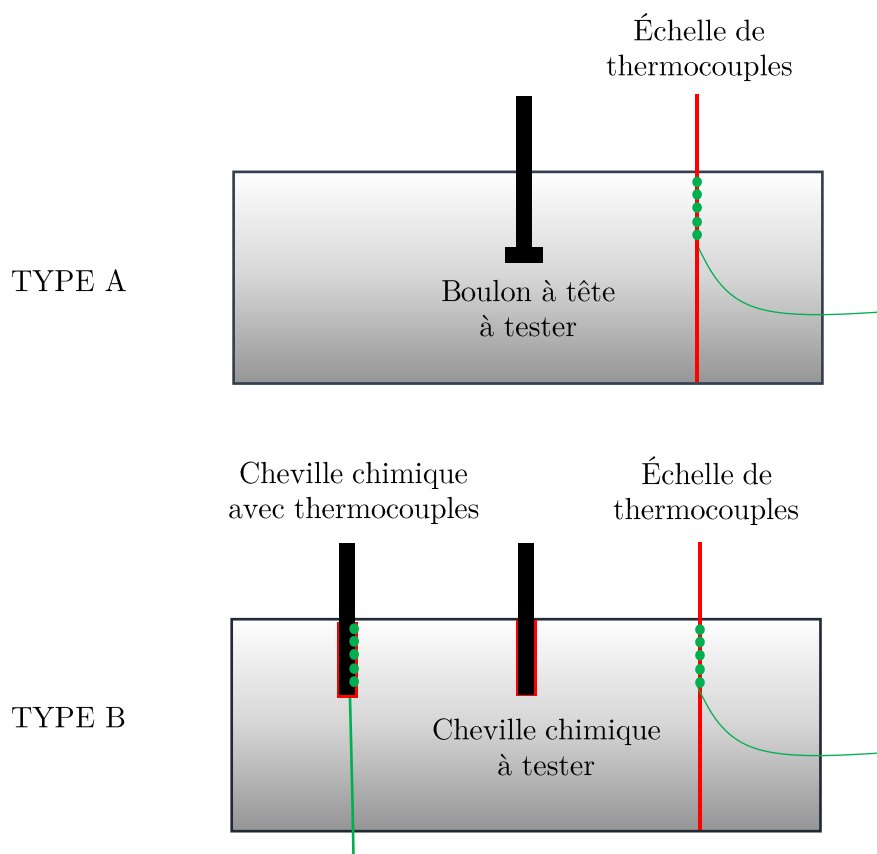


Figure 77 : Configuration des dalles pour les deux types d'ancrage

Pour les dalles de type A, le boulon à tête ainsi qu'une échelle de thermocouples servant à mesurer le gradient de température dans le béton sont positionnés avant le coulage.

Chaque boulon à tête est constitué d'une tige filetée de 16 mm de diamètre avec un filetage de 2 mm, soudée à un écrou et une rondelle qui forment la tête du boulon (Figure 78). Cette tête a une hauteur totale de 15 mm et un diamètre maximal de 30 mm, qui est celui de la rondelle. Pour toutes les parties du boulon, l'acier est de nuance 10.9 (ISO 898-1-2009).

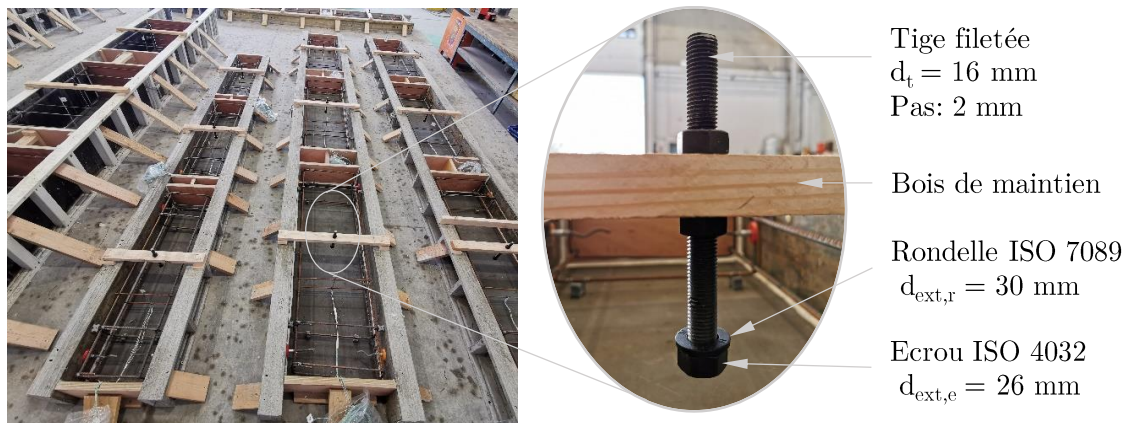


Figure 78 : Caractéristiques des boulons à tête et maintien durant le coulage

La surface de la tige filetée est huilée avant le coulage, de sorte à réduire l'effet d'engrenage entre l'acier et le béton sur la surface latérale du boulon.. Le positionnement des boulons à tête avant le coulage est assuré par des poutrelles de bois (Figure 78). L'échelle de thermocouples, quant à elle, est réalisée en fixant des thermocouples à une fine tige d'acier de 3 mm de diamètre à différentes distances de la face exposée (Figure 79).



Figure 79 : Echelle de thermocouples

Pour les dalles de type B, seule l'échelle de thermocouples servant à mesurer le gradient thermique dans le béton est placée avant le coulage. Après 28 jours, deux chevilles chimiques identiques sont installées dans le béton durci. Elles sont en acier au carbone de nuance 12.9, leur diamètre est de 16 mm et le filetage est de 2 mm. La première cheville correspond à la cheville à tester, elle est placée au centre de la dalle, tandis que la deuxième est une cheville témoin qui ne sera pas chargée mécaniquement. Celle-ci, à laquelle est également attachée une échelle de thermocouples, sert pour la mesure de température au niveau du mortier adhésif. Comme elle est post-installée, la dalle est percée le long de toute son épaisseur afin de faire sortir les câbles de thermocouples par la face non exposée. Cependant, le diamètre du trou, étant de 20 mm au niveau de la cheville, est réduit à 10

mm au niveau des thermocouples de façon à ce qu'il s'ajuste bien aux thermocouples. La possible influence de sa présence sur la montée en température de la dalle est ainsi minimisée. Dans tous les cas, les échelles de thermocouples et les chevilles témoins sont positionnées de sorte à ne pas intercepter la surface de rupture prédite par la norme NF EN 1992-4. Simultanément, les effets de bord sur la distribution de température sont également évités en laissant au moins une distance au bord de 100 mm.

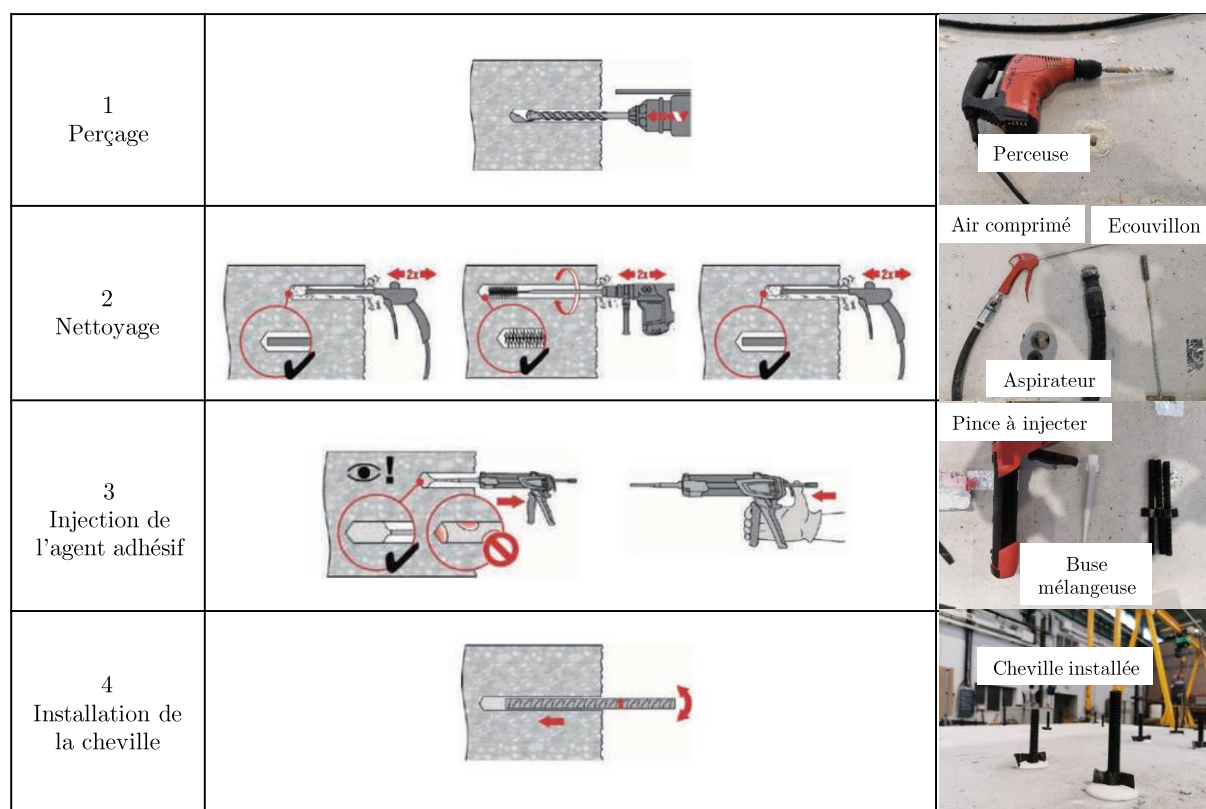


Figure 80 : Etapes de mise en place de la cheville chimique

Pour les deux chevilles chimiques, l'installation comprend les quatre étapes suivantes, illustrées sur la Figure 80, suivant les recommandations du fabricant de l'adhésif :

- **Perçage** : Le trou a été réalisé à la profondeur et au diamètre visé au moyen d'une perceuse à mèche en rotation-percussion. Le diamètre du trou pour une cheville de 16 mm est de 20 mm, ce qui correspond à une épaisseur de 2 mm pour le mortier adhésif. La verticalité du trou et la précision de la profondeur d'ancrage ont été assurées en utilisant un trépied dédié.
- **Nettoyage** : Le trou est nettoyé à l'air comprimé en suivant trois étapes. La première consiste à effectuer deux fois un soufflage à partir du fond du trou de façon à ce que l'air qui ressort soit exempt de poussière notable. Ensuite, un écouvillon (brossette en acier) est inséré au fond du trou en le tournant, puis est retiré de manière franche. Ce brossage est effectué deux fois. Enfin, le double soufflage est répété de façon identique à la première étape.
- **Injection de l'agent adhésif** : elle est réalisée en utilisant une buse mélangeuse et une pince à injecter dont les usages sont spécifiés par le fabricant. L'injection se fait depuis le fond

du trou et en retirant progressivement la buse mélangeuse de façon à ne pas laisser des bulles d'air se former. En général, remplir le trou à environ 2/3 est suffisant.

- **Installation de la cheville :** La cheville a une hauteur totale dépassant de 100 mm la profondeur d'ancrage afin de pouvoir la rattacher au système de chargement mécanique lors des essais. La profondeur d'ancrage est alors repérée avant d'insérer la cheville dans le trou. L'état de surface de la cheville est aussi vérifié pour garantir la qualité de l'adhérence : elle doit être sèche et exempte de toute trace d'huile. L'insertion de la cheville s'effectue ensuite en la tournant jusqu'à la profondeur repérée.

Pour les deux types de dalles, le béton utilisé est un béton prêt à l'emploi de classe C20/25 dont les caractéristiques de formulation sont présentées sur le Tableau 17.

Tableau 17 : Caractéristiques de formulation du béton

Ciment	CEM I 42.5 R – 286 kg/m ³
Classe de résistance	C20/25
Ratio eau/ciment	0,54
Ratio gravillon/sable	1,06
Classe granulaire du sable	0/4
Classe granulaire des gravillons	4/10
Teneur en chlorures	Cl 0,4
Classe d'exposition	XC1

Les positions des thermocouples et les ferraillements de toutes les dalles sont présentés respectivement dans l'Annexe 3 et l'Annexe 4.

4.1.3. Caractéristiques du béton

Pendant chaque coulage, des éprouvettes additionnelles ont été fabriquées pour caractériser les propriétés mécaniques du béton. Ces éprouvettes sont de trois types : éprouvettes cylindriques, éprouvettes cubiques et éprouvettes parallélépipédique. Ces différents types d'éprouvette ainsi que leurs dimensions sont présentés sur la Figure 81. Les éprouvettes cylindriques sont destinées à la détermination de la résistance en traction par fendage selon la norme NF EN 12390-6 [121] ainsi qu'à la détermination du module d'Young selon la norme NF EN 12390-13 [122]. Les éprouvettes cubiques sont utilisées pour la détermination de la résistance en compression selon la norme NF EN 12390-3 [123]. Enfin, les éprouvettes parallélépipédiques sont utilisées pour déterminer l'énergie de fissuration du béton à partir d'essais de flexion trois points réalisés suivant la RILEM TC 162-TDF 2022 [124]. Pour chaque propriété mécanique à caractériser, la valeur moyenne est déterminée à

partir d'une série de 3 essais. Les résultats obtenus à un âge j du béton sont présentés sur le Tableau 18.

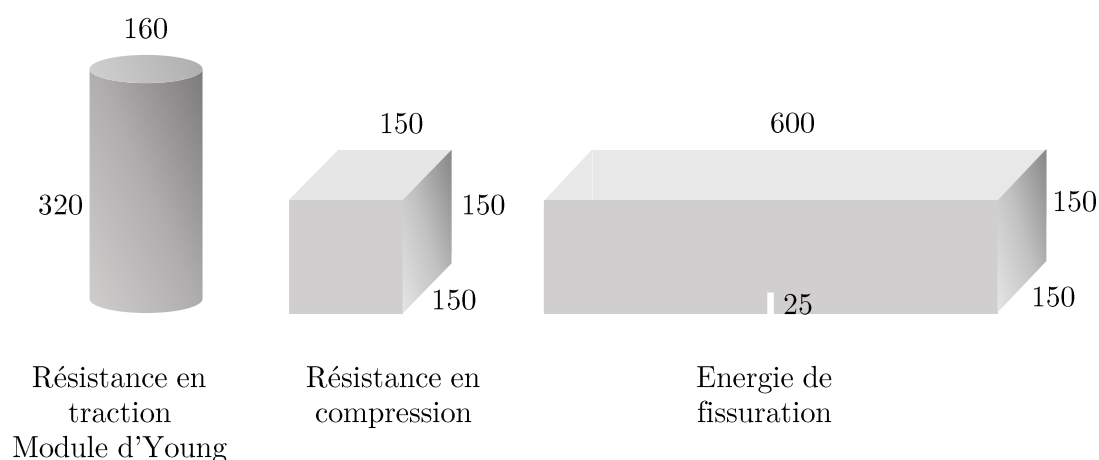


Figure 81 : Eprouvettes pour caractérisation des propriétés mécaniques du béton

Tableau 18 : Propriétés mécaniques des deux lots de béton

Béton	Lot pour dalle de type A	Lot pour dalle de type B
f_{cc} (MPa)	$33,1 \pm 1,3$ (36j)	$33,6 \pm 1,1$ (29j)
f_{ct} (MPa)	$3,2 \pm 0,05$ (36j)	$2,8 \pm 0,65$ (29j)
E (GPa)	$27,6 \pm 0,6$ (145j)	$26,9 \pm 1$ (154j)
G_F (J/m ²)	95 ± 7 (71j)	71 ± 22 (80j)

4.2. Essais de référence

4.2.1. Procédure d'essais

Les essais d'arrachement confinés et non confinés à température ambiante ont été réalisés suivant les procédures spécifiées dans l'EAD 330232-01-0601 [110]. Pour cela, les équipements d'essais consistent en des systèmes de chargement à déplacement imposé : le vérin hydraulique sollicite en traction une tige rigide reliée à une cage cylindrique creuse, elle-même couplée à la partie aérienne de l'ancrage pour provoquer son arrachement. Pour éviter le soulèvement de la dalle, le vérin repose sur un support en acier, dont la forme est différente selon le type d'essai (Figure 82). Pour les essais non confinés, ce support est en patte d'éléphant dont le rayon de base est d'au moins le double de la profondeur d'ancrage pour permettre la formation libre du cône de béton. Pour les essais confinés, le support est droit et s'appuie sur un disque de confinement dont le diamètre du trou au niveau de l'ancrage est spécifié dans l'EAD 330232-01-0601 [107]. Pour une cheville de 16 mm de diamètre, le diamètre de ce trou est de 24 mm. Durant chaque essai, la force appliquée est mesurée par un capteur de force placé au-dessus du vérin tandis que le déplacement de l'extrémité libre de l'ancrage est mesuré avec un capteur de déplacement dont l'axe coïncide avec celui de l'ancrage.

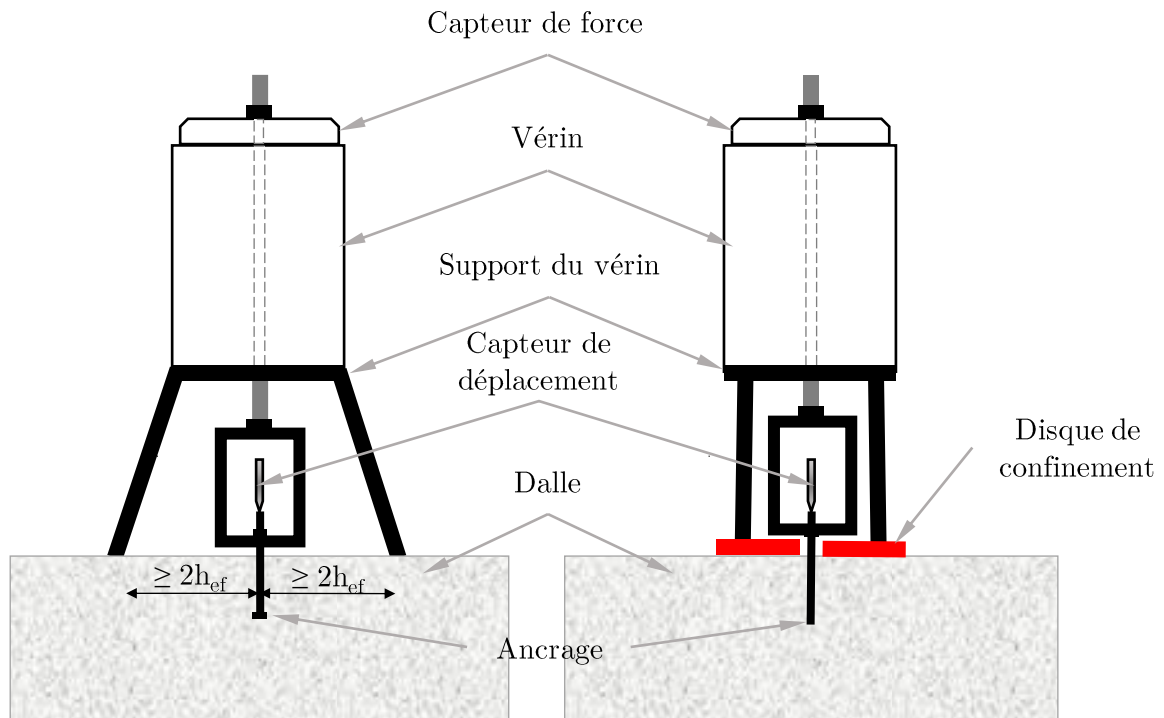


Figure 82 : Schéma des configurations d'essai pour les essais de référence

4.2.2. Résultats des essais

Lors des essais d'arrachement confinés, les chevilles chimiques ont rompu par perte d'adhérence de l'adhésif à l'interface béton/adhésif (Figure 83). Les résultats ont indiqué que la résistance en adhérence moyenne de l'adhésif est de 29.4 MPa avec les chevilles ancrées à une profondeur de 75 mm, et de 25.0 MPa avec les chevilles ancrées à une profondeur de 125 mm.



Figure 83 : Ruptures par perte d'adhérence des chevilles chimiques

Pour les essais d'arrachement non confinés, une rupture nette par cône de béton a été observée pour tous les boulons à tête, et pour les chevilles chimiques ancrées à 75 mm. Quelques-uns des cônes de béton obtenus sont montrés sur la Figure 84.

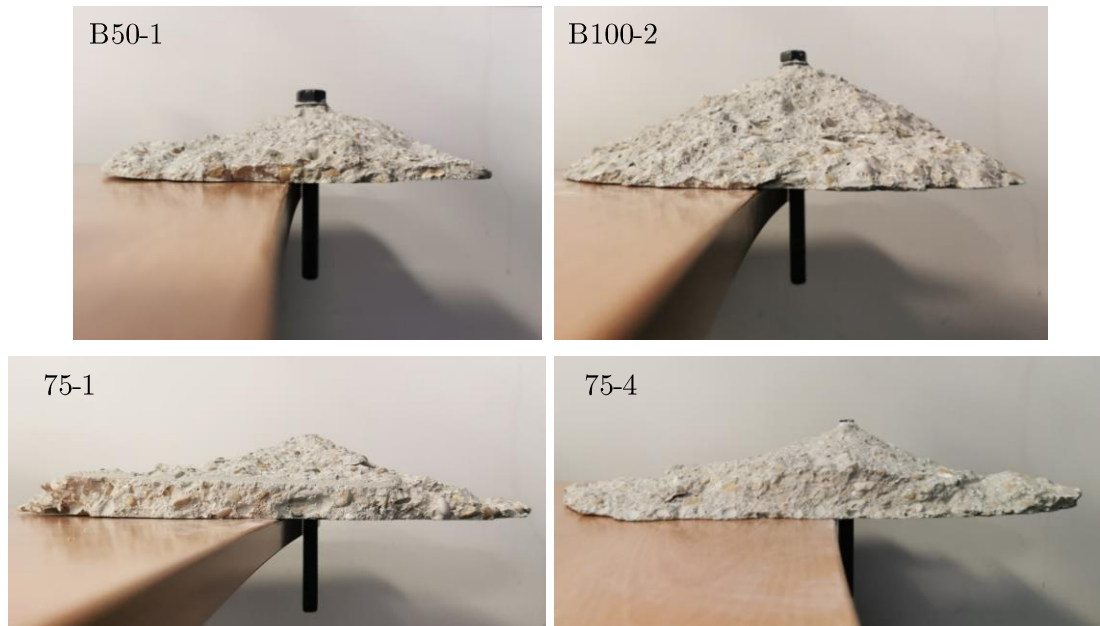


Figure 84 : Ruptures par cône de béton

Les chevilles chimiques ancrées à 125 mm ont quant à elles rompu en mode mixte associant cône de béton et perte d'adhérence à l'interface béton/adhésif (Figure 85).



Figure 85 : Rupture mixte par cône béton et perte d'adhérence

Cette dépendance du mode de rupture des chevilles chimiques à la profondeur d'ancrage est cohérente avec les observations passées. Ces observations stipulent qu'une rupture par cône de béton est obtenue pour une profondeur d'ancrage entre $3d$ et $5d$ (où d est le diamètre de la cheville), tandis qu'une rupture mixte est obtenue pour les profondeurs d'ancrage plus importantes [2],[8]. Cependant, en cas de rupture en mode mixte, les observations passées ont montré que le cône de béton s'étend en général sur une hauteur de $2d$ à $3d$ [15], [20], tandis que dans nos essais il s'étend sur environ $5d$. Cependant, il n'est pas possible d'apporter une justification exhaustive pour cette différence car des potentielles données clés comme la résistance en adhérence des adhésifs et les propriétés de fissuration du béton dans les expériences passées ne sont pas connues. La différence

pouvant être citée ici est la nature de l'adhésif, qui est organique (à base de résine époxy) dans les expériences passées, et inorganique dans le cas de nos essais. Par ailleurs, le mécanisme de rupture mixte est encore sujet à des incertitudes, dans la mesure où les théories diffèrent sur l'ordre d'apparitions des deux mécanismes de rupture (perte d'adhérence ou formation de cône de béton). Pour les ruptures par cône de béton, les portions de béton arrachées ont généralement fendu en plusieurs morceaux suite à des fissures radiales apparues après l'atteinte de la charge ultime. Pour les cônes de béton non morcelés, il a été observé que la surface de rupture présente en général deux inclinaisons le long de l'apothème du cône (Figure 84). La première inclinaison est celle du trajet reliant le sommet du cône à un point intermédiaire de l'apothème, à partir duquel un aplatissement de la trajectoire de la fissure est observé. La deuxième inclinaison est celle de la partie aplatie. Il est estimé que ces deux inclinaisons correspondent aux deux phases de la rupture (avant et après l'atteinte de la charge ultime).

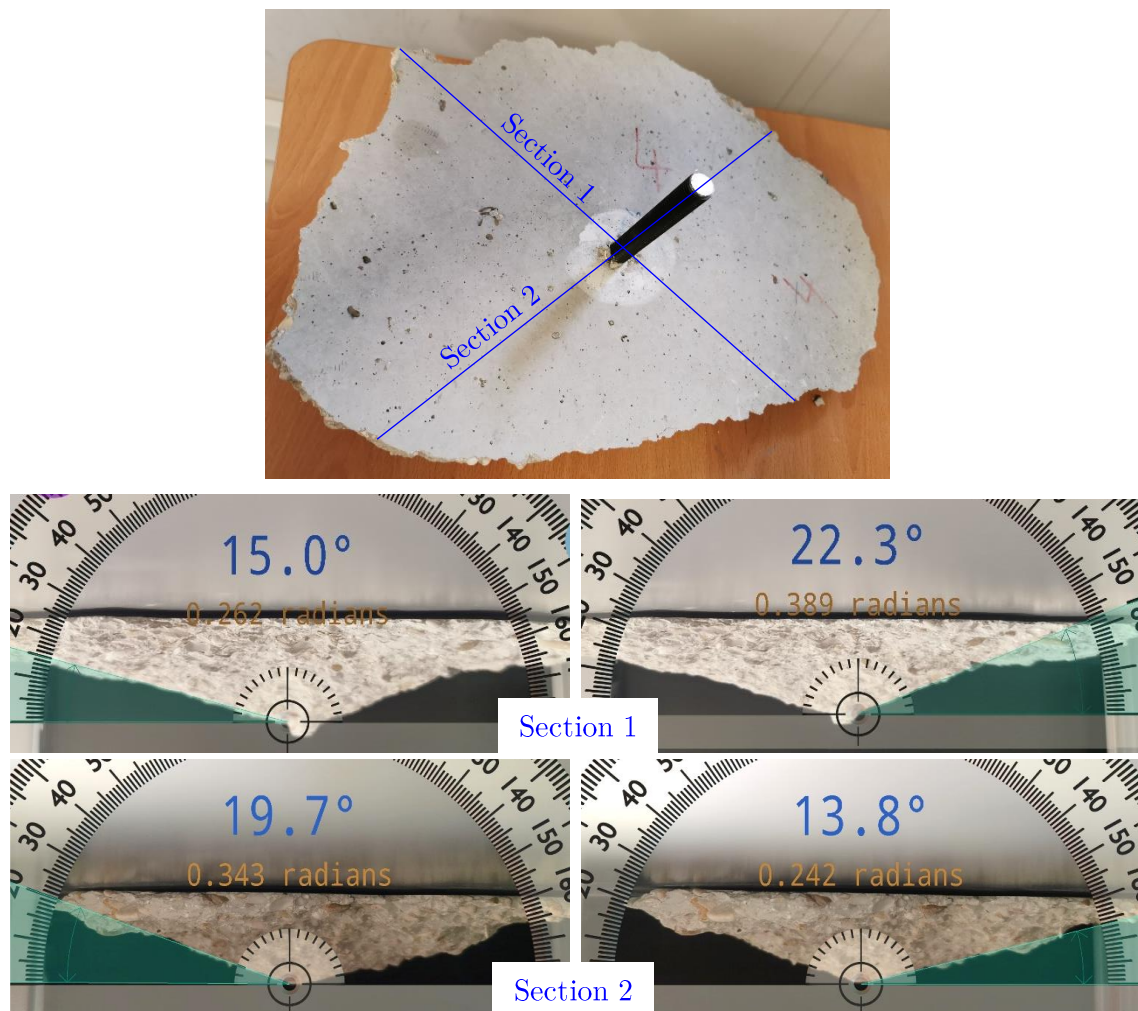


Figure 86 : Mesures l'angle de rupture pour l'essai 75-4

Etant assimilée à l'angle de rupture vu dans le Chapitre 2, la première inclinaison a été mesurée pour les cônes de béton non morcelés qui ont pu être récupérés après les essais. Cependant, pour un même cône de béton, cet angle est variable autour de la circonférence en raison de l'arrangement aléatoire des granulats. Les mesures ont été alors réalisées sur deux sections choisies visuellement

comme contenant l'angle minimal et maximal au sein d'un cône de béton, tel qu'illustré sur la Figure 86 pour l'essai 75-4.

Ces valeurs minimale et maximale de l'angle pour chaque cône de béton non morcelé sont présentées sur le Tableau 19. Majoritairement, ces angles sont légèrement inférieurs à ceux donnés par la tendance basée sur les mesurés de Zhao (Figure 23). Ils sont aussi inférieurs à ceux prédits par les essais numériques présentés dans le Chapitre 2.

Tableau 19 : Angle de rupture à température ambiante

Identifiant	Angle de rupture
B50-1	$13^{\circ} \leq \beta \leq 19^{\circ}$
B75-1	$26^{\circ} \leq \beta \leq 27^{\circ}$
B100-2	$20^{\circ} \leq \beta \leq 32^{\circ}$
75-1	$15^{\circ} \leq \beta \leq 22^{\circ}$
75-2	$14^{\circ} \leq \beta \leq 39^{\circ}$
75-3	$8^{\circ} \leq \beta \leq 24^{\circ}$
75-4	$14^{\circ} \leq \beta \leq 22^{\circ}$

Pour tous les essais, la variation de la force appliquée avec le déplacement de l'extrémité libre de l'ancrage est présentée sur la Figure 87. Cette variation consiste en une première phase ascendante jusqu'au pic de charge, suivi d'une phase post-pic montrant une chute de charge relativement brutale. Pour les boulons à tête, la première phase présente une partie linéaire plus marquée pour les boulons à tête peu profonds (B50 et B75) tandis qu'une non-linéarité est marquée pour les grandes profondeurs d'ancrage (B100 et B125). Cette non-linéarité entraîne par ailleurs un déplacement au pic assez variable pour ces ancrages profonds. Pour les chevilles chimiques, la phase linéaire est marquée pour les essais confinés et la raideur est assez importante. Pour les chevilles chimiques de 75 mm de profondeur qui ont rompu par cône de béton, la raideur a été moins importante qu'en cas de rupture de l'adhésif. Pour les ancrages de 125 mm de profondeur qui ont rompu en mode mixte, les raideurs sont généralement intermédiaires entre les deux cas précédents. La contribution du béton dans ce mode de rupture est montrée par une non-linéarité plus marquée avant le pic. Ceci suggère que dans ce mode de rupture, la rupture de l'adhésif sur une partie de la profondeur est terminée avant la rupture de la partie conique.

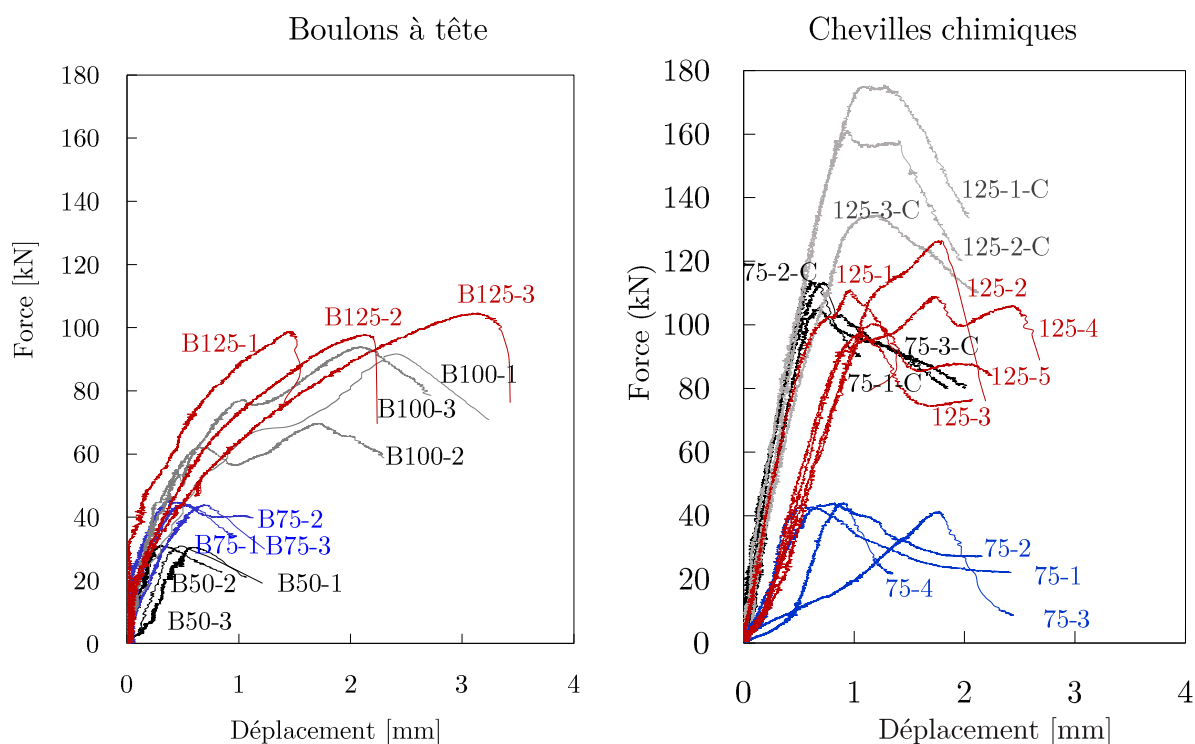


Figure 87 : Courbes force-déplacement à température ambiante

Le Tableau 20 donne les capacités ultimes $F_{u,i}$ mesurées dans chaque essai d'arrachement non confiné avec les déplacements d_{pic} associés. Les capacités moyennes $F_{u,m}$ par série d'essai avec les coefficients de variation (CV) sont également indiquées. Les capacités ultimes sont également présentées sur la Figure 88 (en rouge en cas de rupture par cône de béton et en bleu en cas de rupture mixte) et sont comparées avec les capacités de cône de béton caractéristiques déterminées avec la norme NF EN 1992-4[13]. La Figure 88 montre que ces dernières sont conservatives par rapport aux résultats d'essai.

Tableau 20 : Capacités ultimes à température ambiante

Identifiant	$F_{u,i}$ [kN]	d_{pic} [mm]	$F_{u,m}$ [kN] (CV)
B50-1	30,8	0,48	30,8 (1,0%)
B50-2	31,0	0,31	
B50-3	30,4	0,62	
B75-1	43,8	0,55	44,6 (2,0%)
B75-2	46,2	2,06	
B75-3	43,8	0,69	
B100-1	91,7	2,41	85,1 (15,7%)
B100-2	69,7	1,71	
B100-3	93,8	2,11	
B125-1	98,8	1,43	100,4 (3,7%)
B125-2	97,7	2,12	
B125-3	104,6	3,13	

Identifiant	$F_{u,i}$ [kN]	d_{pic} [mm]	$F_{u,m}$ [kN] (CV)
75-1	43,4	0,57	43,2 (2,8%)
75-2	44,0	0,82	
75-3	41,4	1,75	
75-4	44,0	0,94	
125-1	111,0	0,97	108,7 (10,6%)
125-2	126,5	1,79	
125-3	96,9	1,04	
125-4	108,8	1,72	
125-5	100,3	1,16	

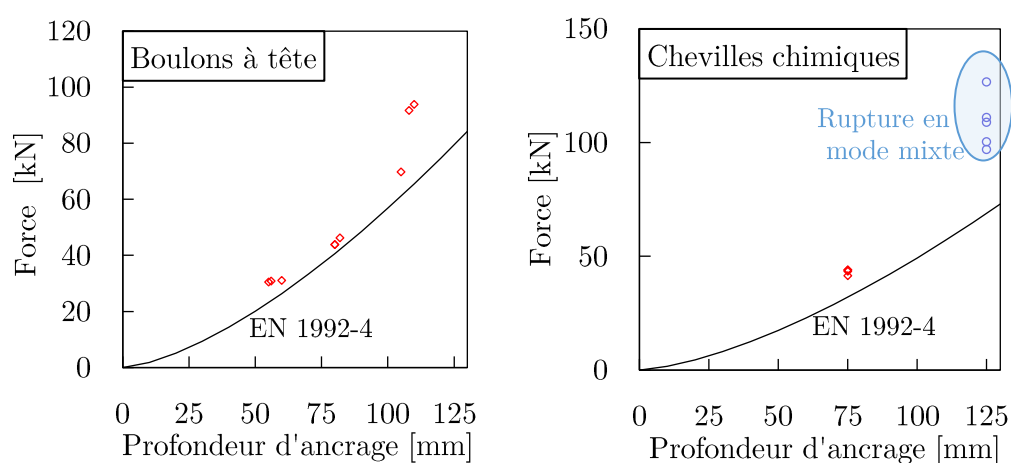


Figure 88 : Comparaison des résultats d'essais aux capacités caractéristiques données par la norme NF EN 1992-4

4.3. Essais à températures élevées

4.3.1. Procédures d'essais

4.3.1.1. Equipement et procédure d'essais au feu ISO 834-1

Les essais au feu standard ont pour but de déterminer la capacité de cône de béton des ancrages lorsque la surface de la dalle où l'ancrage est implanté est exposée aux gaz chauds dont la température évolue en suivant la courbe température-temps ISO 834-1. Ce chargement thermique est assuré par un four à gaz qui chauffe le spécimen placé au-dessus du feu (Figure 89).

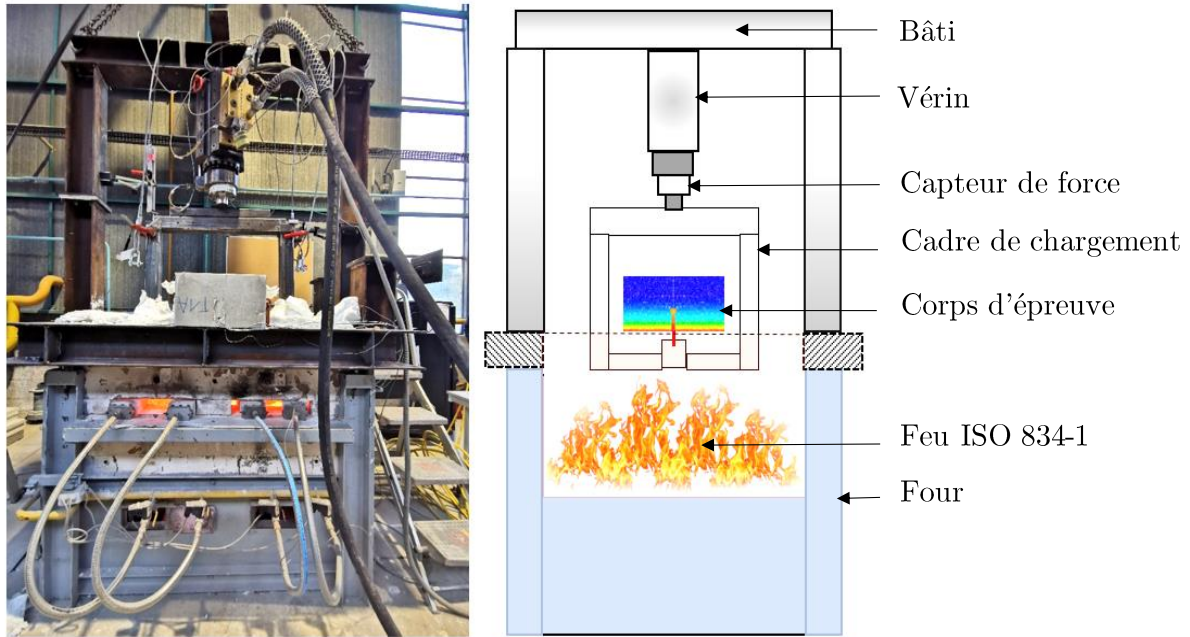


Figure 89 : Configuration des essais au feu ISO standard

L'ouverture du four est telle que la surface de béton exposée au feu est de $600 \text{ mm} \times l$ où l est la largeur de la dalle indiquée dans les Tableau 15 et le Tableau 16. Le four est surmonté d'un bâti métallique auquel l'équipement de chargement mécanique est fixé. Durant l'essai, le déplacement imposé par le vérin pousse le cadre rigide en acier (cadre de chargement) dont le mouvement descendant arrache l'ancrage.

L'essai consiste alors en deux étapes dont la première consiste à chauffer la dalle sans faire intervenir le vérin. Durant cette étape et à partir de 10 min d'exposition, la température des gaz chauds ne doit pas s'écarter de la courbe théorique de plus de 100°C . Comme montré sur la Figure 90, cette tolérance est bien respectée dans tous les essais.

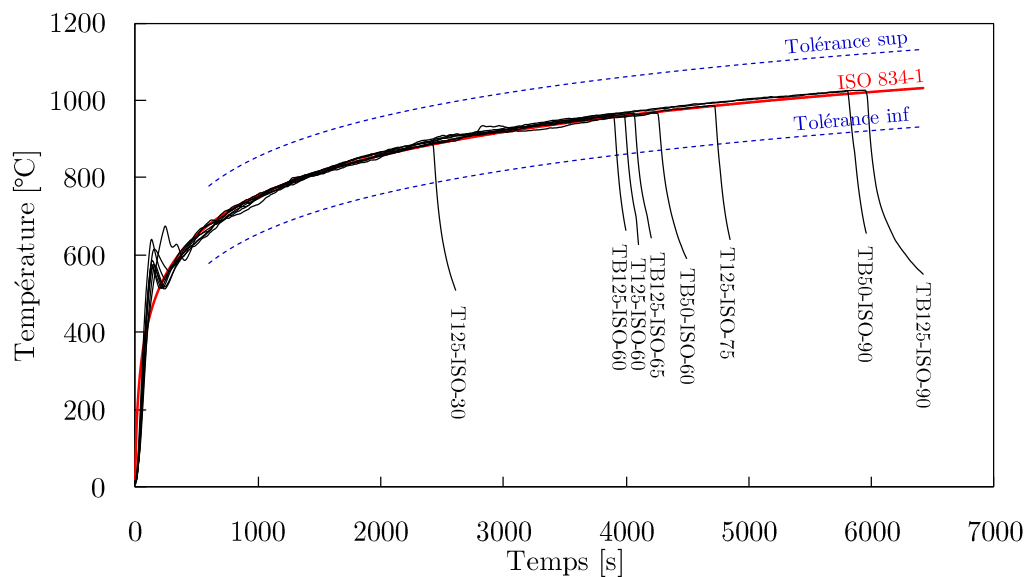


Figure 90 : Evolution de la température des gaz chauds dans les essais au feu standard

Bien que le vérin ne soit pas actionné durant cette phase, le poids propre du cadre en acier sollicite en permanence l'ancrage dès le début du chauffage, entraînant un chargement constant de 0,7 kN. Notons que l'état de contrainte initiale au niveau de l'ancrage pouvant être engendré par ce chargement constant, ainsi que ceux pouvant être occasionnés par les déformations thermiques du bâti et du cadre de chargement ont été négligés dans les modèles numériques présentés dans le Chapitre 2. Au bout d'un temps t_1 , le déplacement imposé est appliqué progressivement (à vitesse constante) jusqu'à la rupture de l'ancrage sans arrêter le feu. La rupture survient à un temps t_2 qui a lieu 2 à 5 min après le temps t_1 sauf pour TB150-ISO-60 pour des raisons techniques. Ces temps t_1 et t_2 sont indiqués dans le Tableau 21 pour chaque essai. La surface libre de l'ancrage ayant été en contact direct avec le feu, le suivi du déplacement de l'ancrage à l'aide d'un capteur de déplacement n'a pas été possible.

Tableau 21 : Temps de début de chargement et temps de rupture au feu standard

Identifiant	Temps de début de chargement t_1	Temps de rupture t_2
TB50-ISO-60	60 min	70 min
TB50-ISO-90	91 min	94 min
TB125-ISO-60	60 min	65 min
TB125-ISO-65	93 min	96 min
TB125-ISO-90	65 min	67 min
T125-ISO-30	37 min	40 min
T125-ISO-60	60 min	65 min
T125-ISO-75	75 min	78 min

4.3.1.2. Equipement et procédure d'essais au portique radiant

Les essais au portique radiant sont également réalisés en deux étapes. La première consiste à chauffer toute la surface de la dalle où l'ancrage est implanté, à l'aide du portique radiant (Figure 91). Les caractéristiques plus détaillées de ce portique peuvent être consultées dans [19].



Figure 91 : Chauffage au portique radiant

Lors des essais sur les boulons à tête, le chauffage est arrêté au bout de 3h et 30min en enlevant le portique radiant. A ce moment, la température du béton enregistrée à 10 mm de la face exposée avoisinait les 225°C. Lors des essais sur chevilles chimiques, il a été constaté qu'au bout de cette même durée, la température à 10 mm de profondeur était d'environ 50°C inférieure. Cherchant au départ des profils thermiques comparables pour les deux types d'ancrage, le chauffage a été poursuivi. Cependant, il n'a pas été possible de dépasser 4h et 30 min de chauffage. Ainsi les essais au portique radiant ont été arrêtés après cette durée, où la température du béton à 10 mm de profondeur était d'environ 200°C.

La deuxième étape consiste à réaliser un essai d'arrachement non confiné, identique à ceux effectués à température ambiante, après avoir ôté le portique radiant. La configuration d'essai est ainsi celle présentée sur la Figure 82. Une durée de 5 min à 10 min est nécessaire après la fin du chauffage pour installer l'équipement d'essai mécanique. La rupture survenait ensuite une à trois minutes après le début du chargement. Entre la fin du chauffage et le moment de la rupture, le thermocouple placé à 10 mm de la face chauffée a enregistré une perte de température entre 45°C et 73°C.

La différence entre les effets des deux types de sollicitations thermiques (feu standard et chauffage au portique radiant) est illustrée sur la Figure 92 où sont comparées les évolutions de la température du béton à 10 mm de profondeur durant la première heure de chauffage. La légère baisse de température observable sur la courbe relative au feu standard peut provenir de la variabilité du débit des bruleurs du four, sans que cela n'affecte la conformité de la sollicitation thermique tel que montré sur la Figure 90.

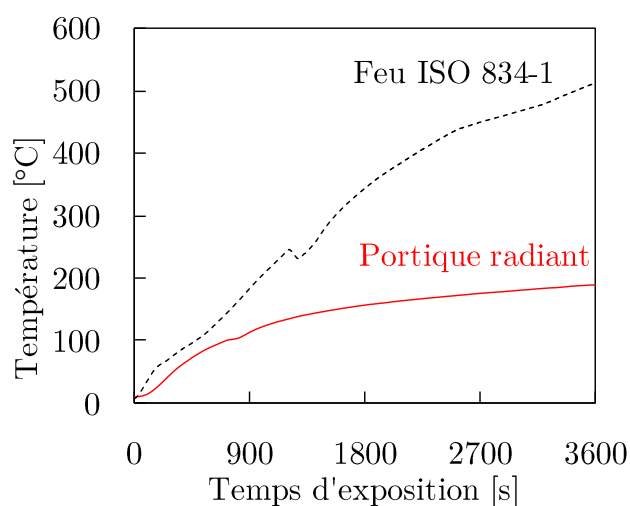


Figure 92 : Evolution de la température du béton à 10 mm de la face chauffée

4.3.2. Résultats des essais

4.3.2.1. Gradients thermiques, profils de rupture et charges ultimes sous conditions de feu standard

Les températures du béton et de l'adhésif à différentes distances de la face exposée, atteintes au moment de la rupture au feu standard sont montrées sur la Figure 93. Il peut être observé que le gradient de température dans le béton est prononcé, notamment dans les 50 premiers mm à partir de la surface exposée. Ainsi les ancrages peu profonds, en particulier le TB-ISO-90, se trouvent

dans une couche de béton dont la température est très variable le long de toute la profondeur d'ancrage. Pour les ancrages profonds, la fissure conique s'initie et évolue jusqu'à la rupture dans une couche de béton à température peu variable qui reste en-dessous de 200°C. Dans le cas des chevilles chimiques, le gradient thermique au sein de l'adhésif est moins marqué que le gradient au sein du béton.

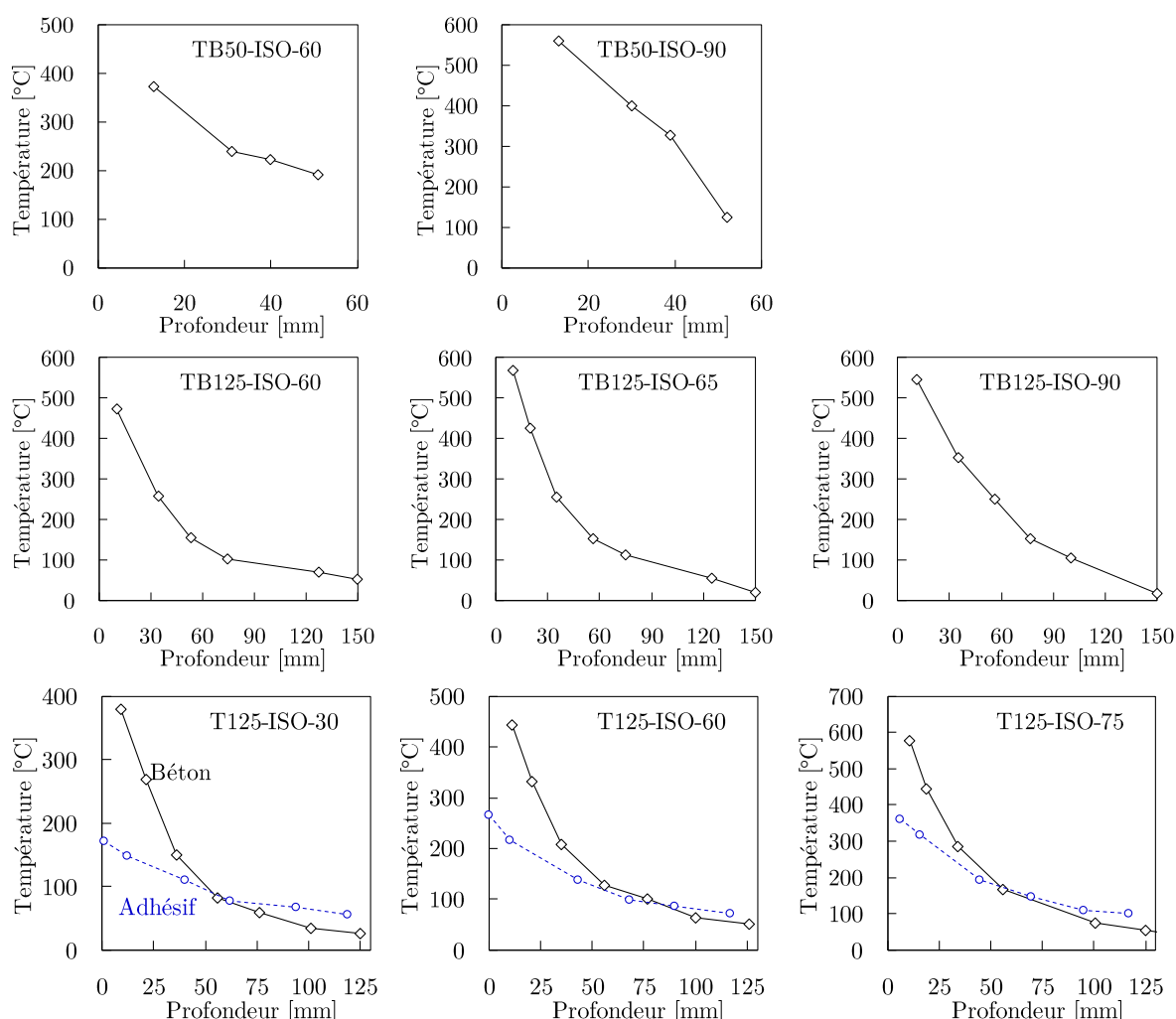


Figure 93 : Gradient de température dans le béton et l'adhésif au moment de la rupture sous conditions de feu standard

Les profils de rupture des boulons à tête sont montrés sur la Figure 94 sauf pour TB125-ISO-90, qui a conduit à une rupture de l'acier. Ceux des chevilles chimiques sont montrés sur la Figure 95. L'étendue de la portion de béton extraite dans chaque essai est délimitée en rouge sur les photos. Il peut être observé que proportionnellement à la température du béton en partie exposée au feu et proportionnellement à la profondeur d'ancrage, une couche superficielle de béton s'est détachée. Pour les deux boulons à tête de faible profondeur d'ancrage TB50-ISO-60 et TB50-ISO-90, l'étendue de cette couche est plus importante pour TB50-ISO-90 car le béton est sévèrement endommagé à une température avoisinant les 600°C. Pour les deux boulons à tête à grande profondeur d'ancrage, il peut être observé que l'enrobage de 50 mm s'est arraché sur toute la surface exposée, laissant à

découvert l'armature principale de la dalle. Ceci a également été le cas des deux chevilles chimiques T125-ISO-30 et T125-ISO-60. Ainsi, la trajectoire de la fissure conique s'aplatit à partir d'environ 50 mm de la surface exposée, comme il est particulièrement apparent pour T125-ISO-60. La fissure rejoint ensuite la surface de la dalle au niveau des parties non exposées de celle-ci.



Figure 94 : Profils de rupture des boulons à tête sous conditions de feu standard



Figure 95 : Profils de rupture des chevilles chimiques sous conditions de feu standard

De ce fait, l'étendue de la surface projetée du cône de béton coïncide globalement avec celle de la surface exposée, ce qui correspond ici à un rayon de $5 \times h_{ef}$ à $6 \times h_{ef}$. Pour la cheville chimique T125-ISO-75, une rupture combinée a été observée. Dans ce cas, le cône de béton s'est étendu sur une hauteur de 60 mm à partir de la surface exposée, et le reste de la cheville a subi une perte d'adhérence à l'interface béton/adhésif. Les charges ultimes obtenues dans les essais au feu standard sont rapportées dans le Tableau 22.

Tableau 22 : Capacités ultimes sous conditions de feu ISO 834-1

Identifiant	Capacités ultimes [kN]	Mode de rupture
TB50-ISO-60	15,7	Cône de béton
TB50-ISO-90	15,3	Cône de béton
TB125-ISO-60	57,7	Cône de béton
TB125-ISO-65	50,8	Cône de béton
TB125-ISO-90	39,2	Acier
T125-ISO-30	54,7	Cône de béton
T125-ISO-60	46,2	Cône de béton
T125-ISO-75	44,9	Cône de béton + perte d'adhérence

Comme à température ambiante, l'angle de rupture est légèrement variable autour de la circonférence et le long de la trajectoire de la fissure. Sans considérer la partie aplatie de la trajectoire, l'angle de rupture a été mesurée pour les portions de béton qui ont pu être récupérées après leur chute dans le four. Ces portions ne contiennent pas nécessairement la plus grande ni la plus petite valeur de l'angle de rupture au sein du cône complet. Néanmoins, les valeurs minimale et maximale mesurées avec ces portions sont rapportées dans le Tableau 23. D'après ces mesures, l'ordre de grandeur des angles sous conditions de feu standard n'est pas considérablement différent de celui des angles mesurés à température ambiante (Tableau 19). Néanmoins, pour TB50-ISO-60, il a pu atteindre les 54°.

Tableau 23 : Angle de rupture sous conditions de feu ISO 834-1

Identifiant	Angle de rupture
TB50-ISO-60	$34^{\circ} \leq \beta \leq 54^{\circ}$
TB50-ISO-90	$25^{\circ} \leq \beta \leq 34^{\circ}$
TB125-ISO-65	$26^{\circ} \leq \beta \leq 30^{\circ}$
T125-ISO-30	$19^{\circ} \leq \beta \leq 34^{\circ}$
T125-ISO-60	$20^{\circ} \leq \beta \leq 44^{\circ}$

4.3.2.2. Gradients thermiques, profils de rupture et charges ultimes sous conditions de chauffage au portique radiant

Pour les essais au portique radiant, les températures atteintes dans le béton et dans l'adhésif à la fin du chauffage sont montrées sur la Figure 96. Il peut être observé que les profils de températures enregistrés dans le béton sont proches dans toutes les dalles des boulons à tête. En effet, ces dalles sont géométriquement similaires et ont été sujettes au même historique thermique. De même, les profils de températures sont similaires dans toutes les dalles comportant les chevilles chimiques, d'une part pour le béton, et d'autre part pour l'adhésif. A une même distance de la surface exposée, la température de l'adhésif est en général légèrement plus élevée que celle du béton. Il est à noter que durant le chauffage, de la vapeur d'eau s'échappait des dalles pour chevilles chimiques à travers le trou foré pour faire sortir les câbles des thermocouples de l'ancrage témoin, et se condensait en flaque d'eau sous la dalle.

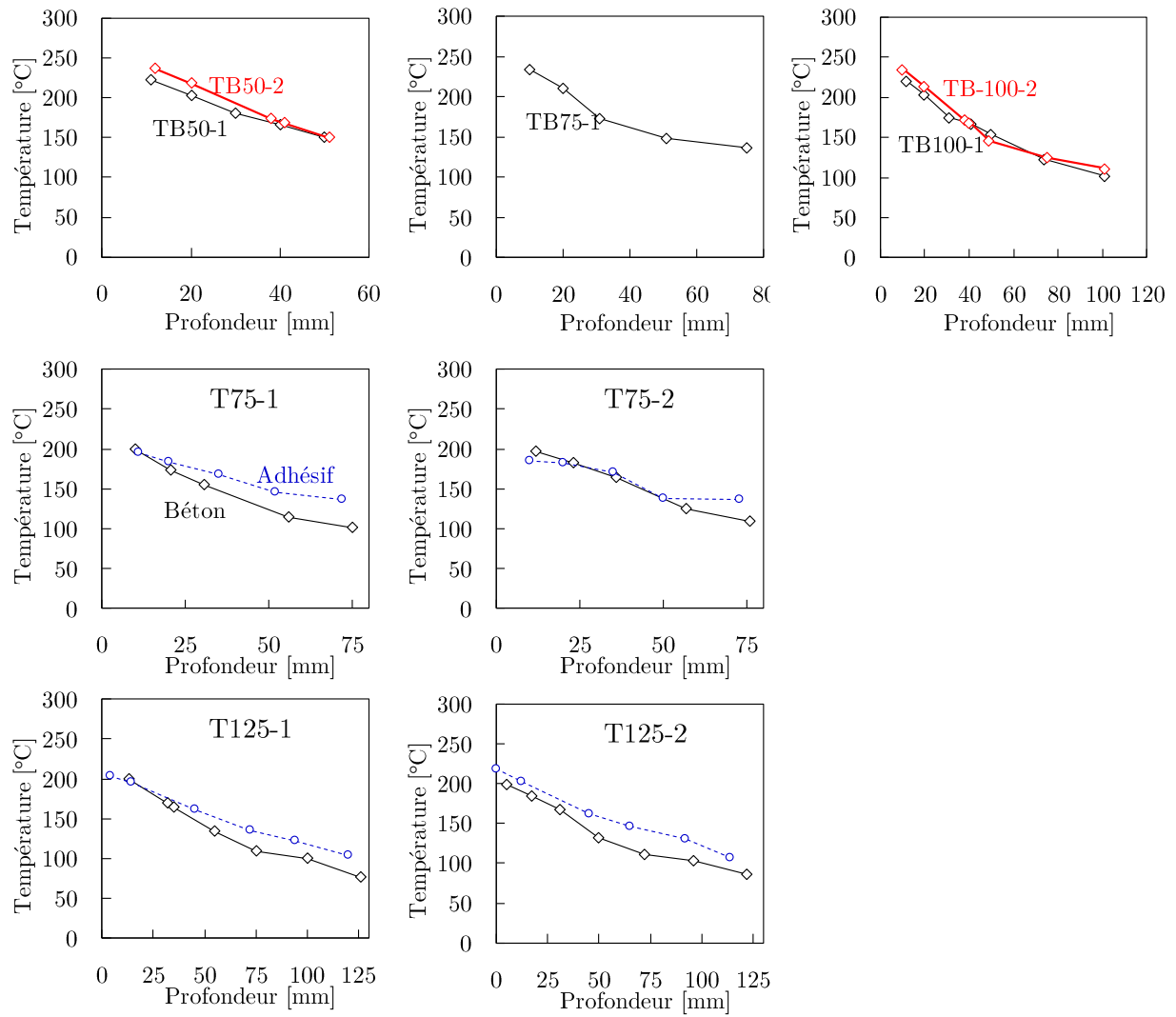


Figure 96 : Distribution de température dans le béton et l'adhésif à la fin du chauffage au portique radiant

En comparant la Figure 96 avec la Figure 93, il peut être observé qu'avec le portique radiant, le gradient de température mesuré dans le béton est considérablement moins prononcé que celui obtenu avec le feu standard. Si avec le feu standard, la température du béton en surface exposée est aux alentours de 400°C au bout de 30 min de feu et peut dépasser les 600°C au bout de 90 min, elle est d'au maximum 250°C dans les essais au portique radiant. En outre, le gradient de température au sein de l'adhésif est également moins prononcé qu'avec le feu standard.



Figure 97 : Profils de rupture des chevilles chimiques après chauffage au portique radiant

Pour les chevilles chimiques, les profils de rupture sont présentés sur la Figure 97. Comme montré, les chevilles de 75 mm ont rompu par cône de béton, tandis que les chevilles de 125 mm ont rompu de deux façons différentes. La cheville T125-1 a montré une rupture combinant un cône de béton de 35 mm de hauteur et une rupture de l'adhérence à l'interface béton/adhésif. Pour la cheville T125-2, la formation d'une surface de rupture nettement conique n'a pas été observée. A la place, une fissure horizontale traversait la dalle dans un plan parallèle à la surface exposée, situé à environ 40 mm de celle-ci. La couche de béton ainsi formée a été fendue en plusieurs morceaux après l'atteinte de la charge ultime. Le reste de la profondeur d'ancrage a également montré une perte d'adhérence à l'interface béton/adhésif. Les capacités ultimes obtenues avec les chevilles chimiques exposées au portique radiant sont rapportées dans le Tableau 24.

Tableau 24 : Capacités ultimes des chevilles chimiques avec le portique radiant

Identifiant	Capacités ultimes [kN]	Mode de rupture
T75-1	31,1	Cône de béton
T75-2	28,4	Cône de béton
T125-1	40,3	Cône de béton + perte d'adhérence
T125-2	38,3	Couche de béton + perte d'adhérence

Pour les chevilles de 75 mm, la surface de base du cône de béton est bien délimitée comme à température ambiante, sans entraîner le décapage de la surface de béton chauffée, contrairement à ce qui a été observé dans les essais au feu standard. Les angles de rupture maximal et minimal mesurés dans ces deux essais sont rapportés sur le Tableau 25. Comme pour les essais au feu standard, ces mesures montrent que la montée en température du béton n'affecte pas de façon considérable l'angle de rupture.

Tableau 25 : Angles de rupture sous conditions de chauffage au portique radiant

Identifiant	Angle de rupture
T75-1	$26,1^\circ \leq \beta \leq 48^\circ$
T75-2	$22,0^\circ \leq \beta \leq 37,2^\circ$

Les courbes force-déplacement obtenues dans les quatre essais de chevilles chimiques sont montrées sur la Figure 98 et comparées à une courbe force-déplacement obtenue à température ambiante pour la même profondeur d'ancrage.

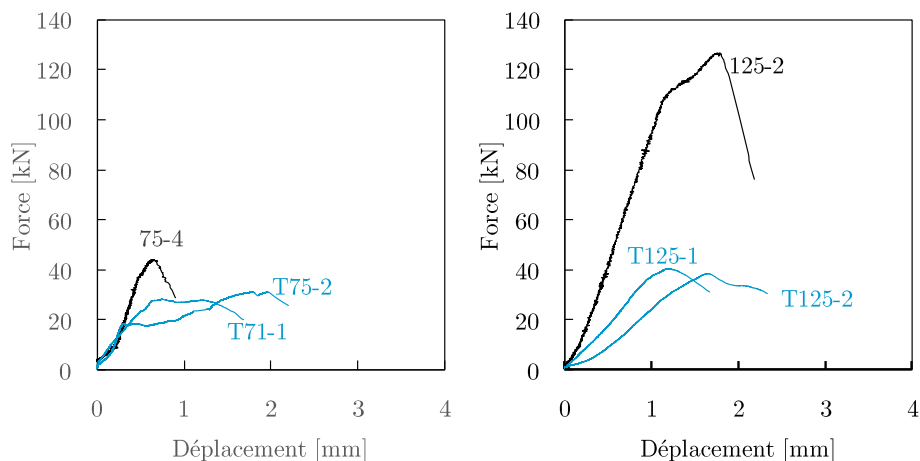


Figure 98 : Courbes force-déplacement des chevilles chimiques pour $h_{ef} = 75$ mm (gauche) et $h_{ef} = 125$ mm (droite)

Pour les ancrages de 75 mm qui ont expérimenté une rupture par cône de béton, ces courbes montrent que la première phase élastique coïncide avec la courbe à température ambiante. Ensuite, cette phase est suivie d'une seconde phase non linéaire où la raideur diminue. Cependant, le comportement à haute température semble aléatoire, avec des déplacements au pic différents pour

les deux chevilles malgré une charge ultime du même ordre. Pour les chevilles de 125 mm, les courbes ont une pente plus faible dès le début des essais, montrant un comportement plus ductile comparé à celui à température ambiante. La phase post-pic semble être également plus ductile qu'à température ambiante.

Pour les boulons à tête, le chargement mécanique a occasionné dans tous les cas une rupture explosive de la dalle suivie d'un dégagement d'une nuée de vapeur d'eau. Lors de cette explosion, des fissures longitudinales sont apparues sur les faces latérales de la dalle tandis que l'ancrage restait en place (Figure 99).

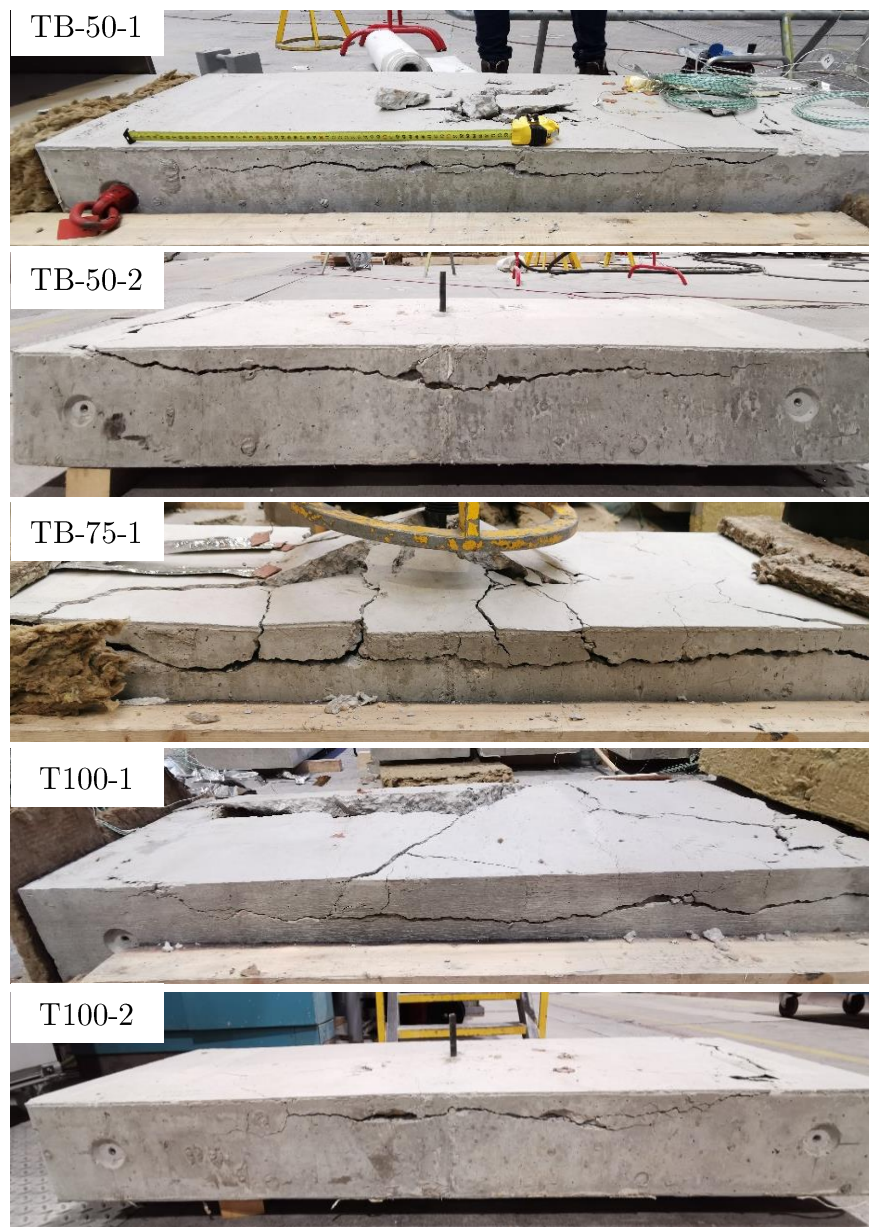


Figure 99 : Rupture explosive des boulons à tête au portique radiant

La couche de béton ainsi formée n'a pas été complètement désolidarisée de la dalle, cela étant empêché par le poids du vérin. Après refroidissement, l'arrachement de l'ancrage a été poursuivi et

entraînait le morcellement de la couche de béton. Il a pu être observé que les fissures longitudinales apparues sur les faces latérales de la dalle partaient de la tête du boulon. Sur ces faces, la profondeur des fissures est inférieure à la profondeur d'ancrage, et variait de 40 mm à 80 mm à l'endroit du boulon.

Notons que la rupture explosive de ces dalles ne survenait pas directement dès le début de l'essai d'arrachement mais après une durée relativement similaire à celle des ruptures par cône de béton (environ 2 min). Un sursaut du capteur de déplacement marquant le point d'explosion est visible sur les courbes force-déplacement. (Figure 100). Les courbes montrent un pic suivi d'une chute de charge avant le début de l'explosion. Cela pourrait suggérer que les cônes de béton ont commencé à se former et que le passage au régime instable a eu lieu avant l'explosion. A condition que ce soit effectivement le cas, les capacités ultimes enregistrées seraient les capacités du cône de béton. Ces capacités ultimes sont données dans le Tableau 26.

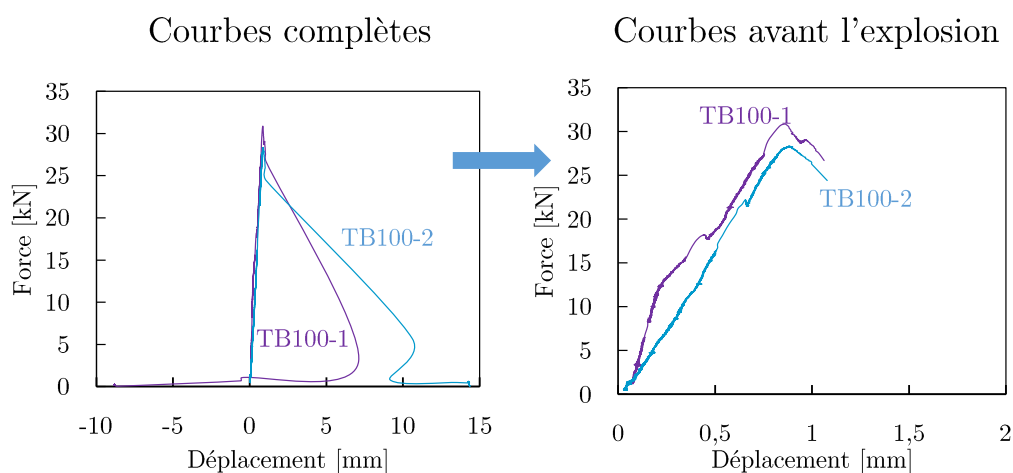


Figure 100 : Courbes force-déplacement des boulons à tête au portique radiant

Tableau 26 : Capacités ultimes des boulons à tête au portique radiant

Identifiant	Capacités ultimes [kN]	Mode de rupture
TB50-1	13,5	Rupture explosive
TB50-2	12,1	
TB75-1	18,8	
TB100-1	30,9	
TB100-2	28,3	

Cette rupture explosive des boulons à tête a été inattendue et n'a pas encore été rapportée auparavant dans la littérature. Pour tenter de comprendre son origine, nous nous intéressons à la différence entre les essais sur les boulons à tête et ceux sur les chevilles chimiques.

Géométriquement, les différences entre les deux types d'éprouvettes en question sont :

- L'épaisseur de la dalle, qui est de 200 mm pour celles qui ont explosé, et de 400 mm pour celles qui n'ont pas explosé. Cependant, la région concernée par l'explosion se trouve dans les 80 premiers millimètres à partir de la face exposée.

- La présence de trou traversant dans les dalles qui n'ont pas explosé, par lequel sortent les câbles de thermocouples de l'ancrage chimique témoin. Cependant, cet élément reste assez local comparé à la région concernée par l'explosion, qui s'étend sur toute la longueur de la dalle.

Outre ces différences, nous pouvons également nous intéresser aux charges thermiques en jeu dans les deux types d'éprouvettes. Pour cela, nous nous proposons de comparer les profils de température enregistrés à la fin du chauffage (Figure 101).

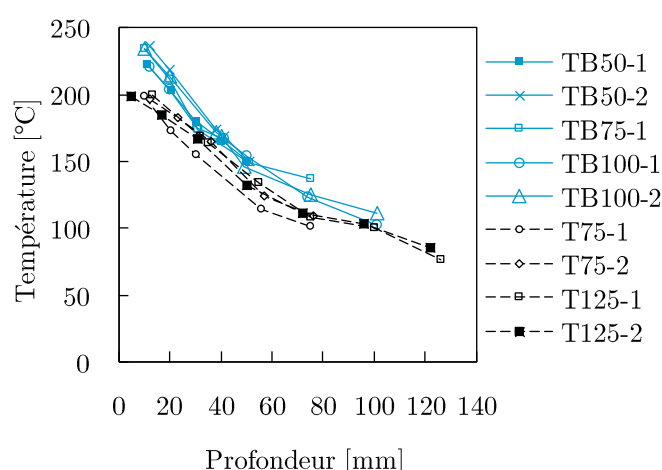


Figure 101 : Profils de température dans les essais au portique radiant

Il peut être observé qu'à une même profondeur, les températures dans les dalles qui ont explosé (en bleu) sont plus élevées que celles dans les dalles qui n'ont pas explosé (en noir). En outre, dans les 40 premiers millimètres environ, le gradient de température est plus prononcé dans ces dalles. Ceci pouvant correspondre à un plus fort gradient de pression, est plus favorable à l'écaillage.

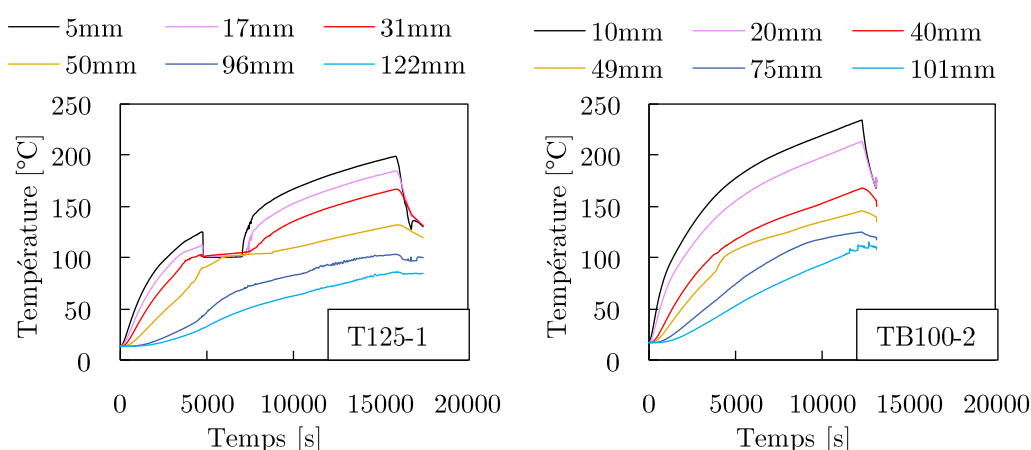


Figure 102 : Evolution de la température du béton à différentes profondeurs

Il est aussi intéressant d'analyser l'évolution de la température dans les deux types d'éprouvettes depuis le début du chauffage (Figure 102), par exemple pour T125-1 (sans explosion) et pour TB100-2 (avec explosion). Il peut être observé que les plateaux de vaporisation sont bien marqués pour T125-1 tandis qu'ils sont quasiment absents pour TB100-2. D'une part, ceci peut signifier que la

teneur en eau est plus élevée dans les dalles des chevilles chimiques. Cela peut expliquer la progression plus lente de la température pour T125-1 comparé à TB100-2. D'autre part, l'absence de plateau de vaporisation pour les boulons à tête, combinée à des températures entre 100°C et 200°C dans la zone fissurée, pourrait aussi signifier que l'eau liquide présente dans les pores est surchauffée au lieu d'être vaporisée.

Enfin, une différence majeure entre les deux cas de figures est le mécanisme de répartition des contraintes lors de l'essai. En effet, celles-ci sont réparties sur la surface latérale des chevilles chimiques, tandis que pour les boulons à tête, elles sont concentrées en profondeur d'ancrage.

De par ces différentes observations, l'explosion des dalles des boulons à tête pourrait alors s'expliquer par la séquence de faits suivants. L'eau liquide contenue dans les pores serait tout d'abord surchauffée au lieu de s'évaporer. Ensuite, les fissures localisées à la tête du boulon, créées par l'essai d'arrachement, pourraient abaisser la pression dans les pores. Cette baisse de pression pourrait entraîner à son tour une baisse du point d'ébullition de l'eau surchauffée, sa vaporisation instantanée entraînant son expansion de volume et créant l'explosion. Cette séquence de faits semble s'apparenter au phénomène de « BLEVE » expliqué dans le Chapitre 1 paragraphe 1.5. Ainsi, à la place des fissures thermiques, les fissures responsables de la baisse brutale de la pression interstitielle seraient les fissures créées par la formation du cône de béton.

4.4. Validation de la méthode rationnelle

4.4.1. Comparaison avec les résultats d'essais

Dans cette section, les résultats d'essais sont exploités pour vérifier la validité de l'expression du coefficient de réduction de la capacité du cône de béton k_{red} établie dans le Chapitre 3 paragraphe 3.3.3. Pour les boulons à tête, l'expression proposée pour k_{red} a été :

$$k_{red} = \frac{F_{chaud}}{F_{froid}} = 0,52 \sqrt{\frac{E(T(0,7h_{ef}))}{E(20^{\circ}C)}} \sqrt{\frac{G_F(T(0,7h_{ef}))}{G_F}} \quad (4.1)$$

Il a été vu dans le Chapitre 3 que l'expression (4.1) peut ne pas s'appliquer aux autres types d'ancrage car le coefficient de réduction dépend du mode de transmission du chargement au béton. Il a aussi été mentionné que pour les chevilles chimiques, les propriétés de l'agent adhésif conditionnent ce mode de chargement à températures élevées et qu'une modélisation au cas par cas serait la plus adaptée. Néanmoins dans cette section, les résultats d'essais obtenus avec les chevilles chimiques seront exploités en les comparant au cas d'une répartition uniforme de la charge le long de la profondeur d'ancrage.

Dans ce cas, le coefficient k_{red} s'exprime comme vu dans le Chapitre 3 par :

$$k_{red} = \frac{F_{chaud}}{F_{froid}} = 0,31 \sqrt{\frac{E(T(\gamma_{cr}))}{E(20^{\circ}C)}} \sqrt{\frac{G_F(T(\gamma_{cr}))}{G_F}} \quad (4.2)$$

En outre, la longueur de fissure relative critique pour ce mode de chargement a été, pour la plupart des cas étudiés, de 20% (Tableau 14). Ceci revient à prendre la température à une profondeur égale à $0,8h_{ef}$. Ainsi, le coefficient k_{red} s'exprime finalement :

$$k_{red} = \frac{F_{chaud}}{F_{froid}} = 0,31 \sqrt{\frac{E(T(0,8h_{ef}))}{E(20^\circ C)}} \sqrt{\frac{G_F(T(0,8h_{ef}))}{G_F}} \quad (4.3)$$

Dans les expressions (4.1) et (4.3), le module d'Young à températures élevées est déterminé avec la Figure 9, en considérant un béton siliceux. La température du béton est celle mesurée durant les essais (Figure 93 et Figure 96). Lorsque la profondeur d'intérêt ne coïncide pas avec un point de mesure, une interpolation linéaire est effectuée. Néanmoins, la connaissance non maîtrisée de l'énergie de fissuration à températures élevées tel que souligné dans la revue bibliographique rend difficile la détermination de k_{red} . Pour la comparaison avec les résultats expérimentaux, trois cas de figure sont considérés :

- Cas 1 : L'énergie de fissuration augmente avec la température jusqu'à $300^\circ C$ puis diminue jusqu'à $600^\circ C$ (Figure 103). Cette variation suit la relation (4.4) proposée par Ozbolt et al. [71], obtenue par ajustement des résultats d'essais de Zhang et Bicanic [70].

$$\frac{G_F(T)}{G_F(20^\circ C)} = \begin{cases} 1 + 0,407\theta - 0,0727\theta^2 & \text{si } 0 \leq \theta \leq 2,8 \\ 0,917 + 0,467\theta - 0,0833\theta^2 & \text{si } \theta > 2,8 \end{cases} \quad (4.4)$$

Où $\theta = \frac{T-20^\circ}{100}$

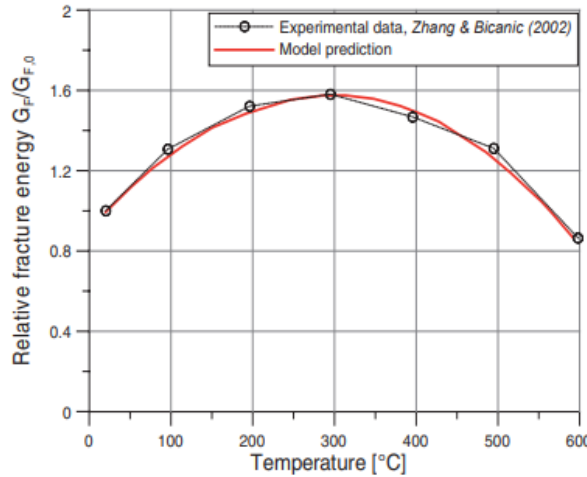


Figure 103 : Ajustement des résultats d'essais avec la relation (4.4) (courbe rouge) [71]

- Cas 2 : L'énergie de fissuration augmente avec la température jusqu'à $600^\circ C$ selon les résultats de Carré et Pimienta [79]. Pour rappel, ces résultats sont les seuls à avoir été obtenus sans phase de refroidissement pour un béton ordinaire.
- Cas 3 : L'énergie de fissuration ne varie pas avec la température.

La Figure 104 illustre la différence entre ces trois différents cas. Le cas 3 est conservatif au regard des deux autres, sauf vis-à-vis du cas 1 lorsque la température dépasse 560°C.

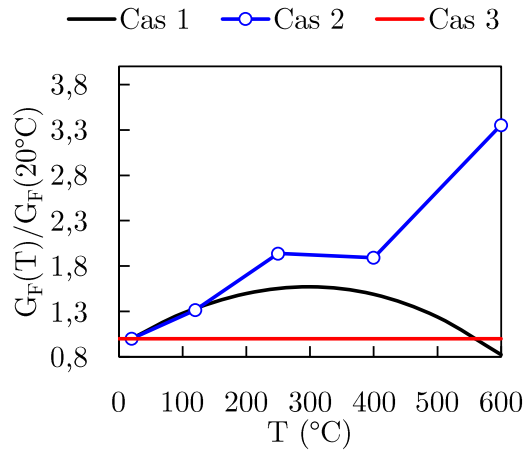


Figure 104 : Variation du rapport entre $G_F(T)$ et $G_F(20^\circ\text{C})$

Les coefficients k_{red} calculés avec les relations (4.1) et (4.3) sont comparés à la réduction de la capacité du cône de béton mesurée dans les essais tel que :

$$k_{red}(\text{mesuré}) = \frac{F_{u,chaud}}{F_{u,20^\circ\text{C}}} \quad (4.5)$$

Où :

$F_{u,chaud}$ est la charge de rupture mesurée durant l'essai réalisé à températures élevées

$F_{u,20^\circ\text{C}}$ est la charge de rupture à température ambiante pour la même profondeur d'ancrage.

Il est à noter que tel que montré dans le Tableau 15, les profondeurs d'ancrage des boulons à tête mesurées après les essais à températures élevées ne correspondent pas rigoureusement à celles mesurées après les essais à température ambiante. Ainsi, la capacité $F_{u,20^\circ\text{C}}$ correspondant à chaque profondeur d'ancrage testée à température élevée est obtenue par normalisation avec $h_{ef}^{1,5}$ sur la base des 12 résultats d'essais obtenus à température ambiante :

$$\frac{F_{u,20^\circ\text{C}}}{\sqrt{f_{cc}} h_{ef}^{1,5}} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{F_{u,i,20^\circ\text{C}}}{\sqrt{f_{cc}} h_{ef,i}^{1,5}}}{n} \quad (4.6)$$

$$F_{u,20^\circ\text{C}} = \frac{h_{ef}^{1,5} \sum_{i=1}^n \frac{F_{u,i,20^\circ\text{C}}}{h_{ef,i}^{1,5}}}{n} \quad (4.7)$$

Notons que la moyenne $\frac{\sum_{i=1}^n \frac{F_{u,i,20^\circ\text{C}}}{h_{ef,i}^{1,5}}}{n}$ des n=12 essais réalisés présente un coefficient de variation de 11%.

Concernant les chevilles chimiques, les profondeurs d'ancrage testées à températures élevées sont de 75 mm et de 125 mm. Avec 125 mm, la rupture à température ambiante s'est principalement

manifestée par une combinaison de pull-out et de cône de béton. En revanche, les chevilles chimiques de 75 mm de profondeur ont bien présenté une rupture par cône de béton à température ambiante. Ainsi, la capacité du cône de béton à température ambiante $F_{u,20^{\circ}C}$ des chevilles chimiques de 125 mm de profondeur est déterminée sur la base de celles de 75 mm tel que :

$$F_{u,20^{\circ}C} = \left(\frac{125}{75}\right)^{1,5} \sum_{i=1}^5 \frac{F_{u,i,20^{\circ}C}}{5} \quad (4.8)$$

La comparaison entre prédiction de la méthode rationnelle et résultats expérimentaux est présentée sur la Figure 105.

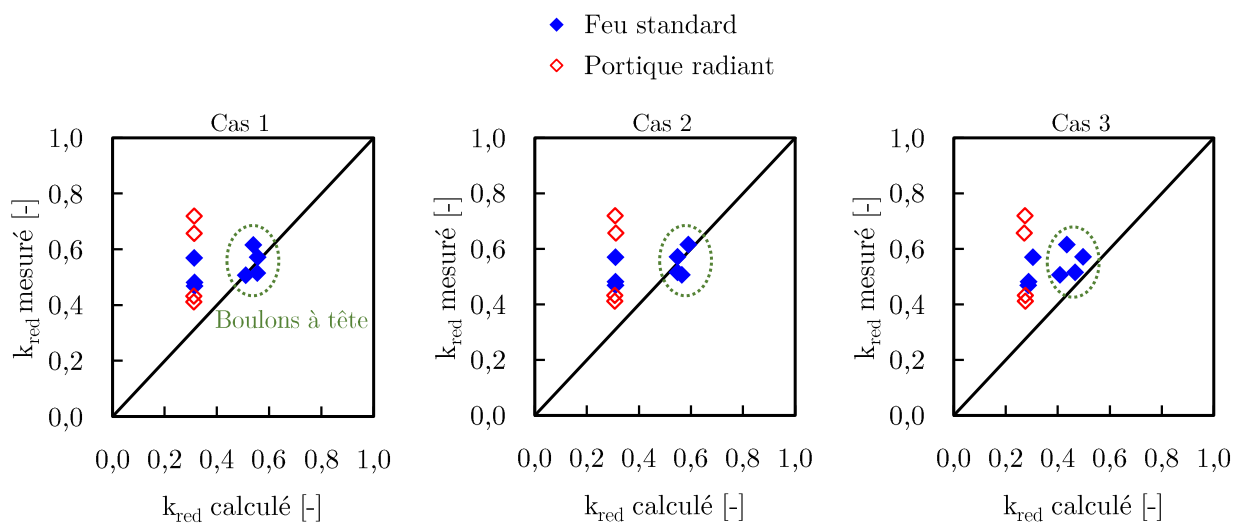


Figure 105 : Comparaison entre k_{red} calculé et k_{red} mesuré

Il peut être observé que :

- Les trois cas de figures pour G_F aboutissent à des estimations relativement proches. Pour les boulons à tête, les deux premiers cas de figure sont plus précis vis-à-vis des résultats d'essai tandis que le troisième est conservatif.
- Pour les chevilles chimiques, toutes les prédictions de la relation (4.3) sont conservatives quel que soit le cas de variation à températures élevées considéré pour G_F .
- Pour les essais au portique radiant, la précision est améliorée. Néanmoins, les prédictions du modèle rationnel sont conservatives.

4.4.2. Comparaison avec les résultats expérimentaux dans la littérature

Les prédictions de l'équation (4.1) peut également être confrontée aux autres résultats expérimentaux disponibles dans la littérature, présentés dans le Chapitre 1 paragraphe 1.6. Il s'agit principalement :

- Des résultats d'essais de Reick portant sur les boulons à tête et les chevilles à expansion [100] ;
- Des résultats d'essais de Lakhani et Hofmann portant sur des chevilles à expansion [102]

Cependant, durant ces essais, les températures à différentes profondeurs dans le béton n'ont pas été mesurées. S'agissant d'essais au feu standard, ces températures peuvent être estimées par calcul tel que réalisées dans le Chapitre 2 et le Chapitre 3, afin de déterminer k_{red} . En outre, les capacités du cône de béton à température ambiante n'ont pas été caractérisées durant ces essais. Cependant, la résistance en compression du béton au moment de l'essai a été déterminée. Ainsi, la capacité du cône de béton à température ambiante est déterminée avec les équations de la méthode CCD (équations (1.2) et (1.3)). Les coefficients de réduction de la capacité du cône de béton sont déterminés avec l'expression (4.1) pour les deux types d'ancrage, en supposant que la force se concentre principalement en fond d'ancrage.

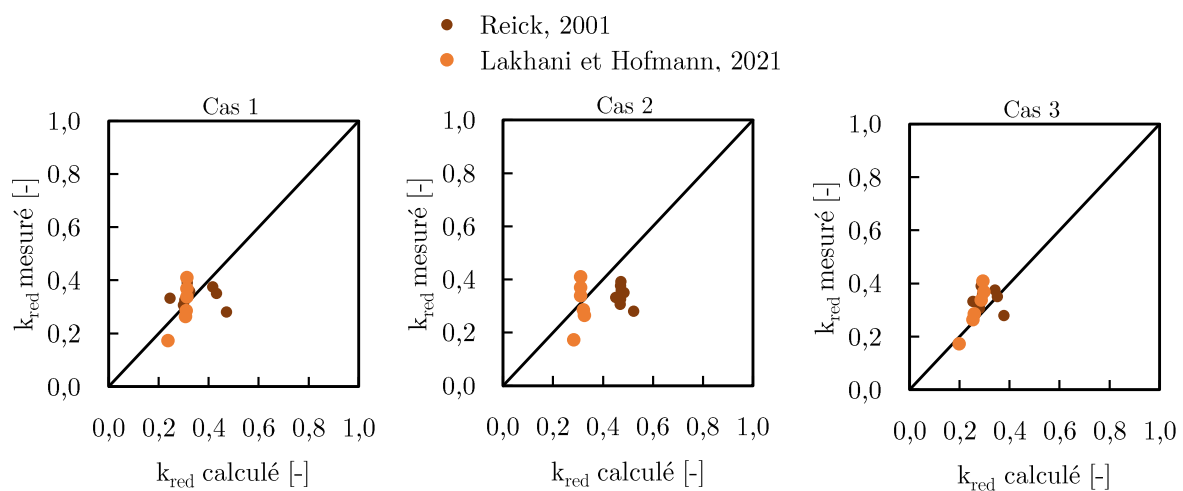


Figure 106 : Comparaison entre k_{red} théorique et résultats d'essais dans la littérature (Reick [100], Lakhani et Hofmann [102])

Comme auparavant, les estimations de la méthode rationnelle sont relativement proches pour les 3 cas de variation de G_F considérés. Comparé aux résultats présentés sur la Figure 105, la méthode rationnelle semble ici moins conservatrice. Cependant, la connaissance approximative des températures du béton et de la capacité du cône de béton à température ambiante comme évoqué plus haut ajoutent de l'incertitude à ces résultats venant de la littérature. Néanmoins, une bonne adéquation est obtenue, en particulier avec le cas 3 (G_F non affecté par la température).

4.4.3. Comparaison avec les prédictions de la norme NF EN 1992-4

Dans cette section, la comparaison de la prédiction de la méthode rationnelle à celles des prédictions de la norme NF EN 1992-4 est réalisée pour les boulons à tête sur la base de l'équation (4.1).

Pour rappel, la norme NF EN 1992-4 [13] recommande de déterminer la capacité du cône de béton caractéristique d'un ancrage exposé au feu standard selon l'équation (1.11), qui est rappelée ici :

$$N_{Rk,c,fi,(t)}^0 = k(t, h_{ef}) N_{Rk,c}^0 \quad (4.9)$$

Où $N_{Rk,c}^0$ est la capacité caractéristique du cône de béton à température ambiante dans le béton fissuré. Elle s'exprime en fonction de la résistance en compression caractéristique f_{ck} du béton (mesurée sur éprouvettes cylindriques) tel que :

$$N_{Rk,c}^0 = 8,9 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1,5} \quad (4.10)$$

Avec la méthode basée sur la température, la capacité caractéristique du cône de béton à températures élevées est déterminée en appliquant le facteur k_{red} de la relation (4.1) à la capacité caractéristique à température ambiante dans le béton non fissuré :

$$N_{Rk,c,fi,(T)}^0 = k_{red} N_{Rk}^0 \quad (4.11)$$

Où :

$$N_{Rk}^0 = 12,7 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1,5} \quad (4.12)$$

Les résultats de ces prédictions sont présentés sur la Figure 107 , toujours en prenant en compte les 3 cas de variation de l'énergie de fissuration à températures élevées.

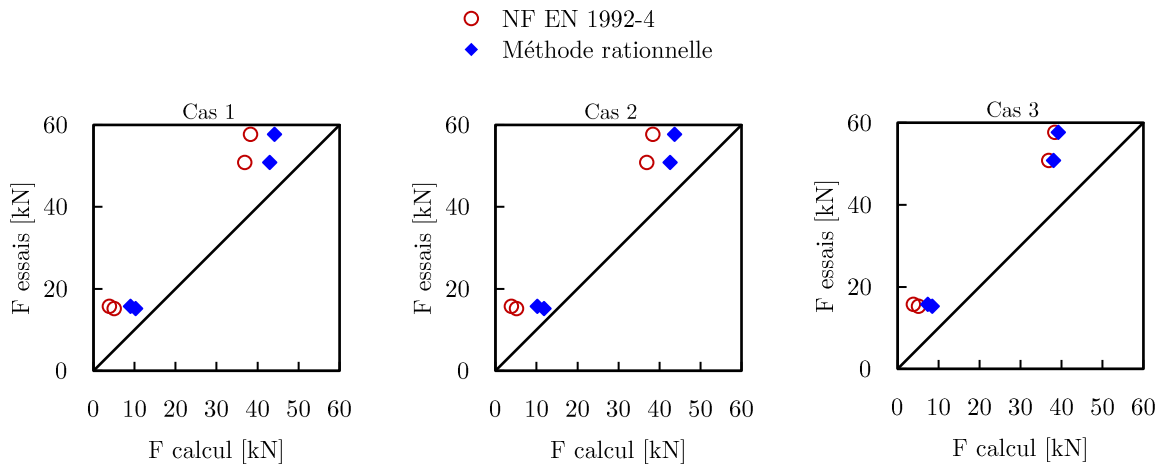


Figure 107 : Capacités caractéristiques du cône de béton à températures élevées

Cette comparaison montre que de façon générale, la méthode rationnelle apporte plus de précision que celle de la norme NF EN 1992-4 quelle que soit la variation de l'énergie de fissuration considérée à températures élevées. Les deux premiers cas apportent une meilleure précision tandis que le troisième (énergie de fissuration non affectée par la température) offre une marge de sécurité proche de celle de la norme NF EN 1992-4. Pour sa simplicité face aux deux premiers cas, l'équation (4.11) est recommandée dans le cadre du dimensionnement des boulons à tête en considérant pour G_F le cas 3.

Quant aux chevilles chimiques, les résultats obtenus durant cette campagne sont les tout premiers disponibles pour la littérature. En cas d'exposition au feu ISO 834-1, les deux ruptures par cône de béton obtenus à 40 min et 65 min d'exposition montrent que malgré la précision améliorée, la

méthode existante dans la norme NF EN 1992-4 est conservatrice pour une profondeur d'ancrage de 125 mm (Figure 108).

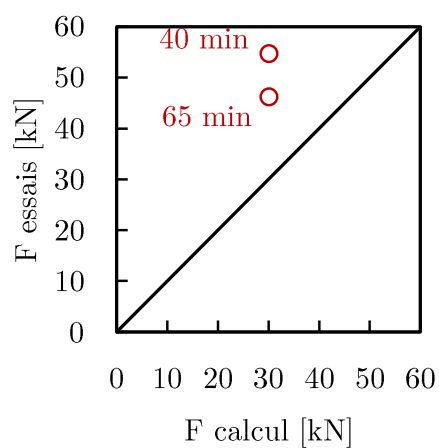


Figure 108 : Capacité mesurée et capacité caractéristique selon la norme NF EN 1992-4 [13] pour une cheville chimique de 125 mm

Synthèse du Chapitre 4

Il a été visé dans la campagne d'essais présentée dans ce chapitre de vérifier expérimentalement la validité du coefficient rationnel k_{red} pour déterminer la réduction de la capacité du cône de béton d'un ancrage en présence d'un gradient thermique dans le béton. Dans cette optique, des essais d'arrachement à températures ambiantes et à températures élevées ont été réalisés sur des boulons à tête et sur des chevilles chimiques. Lors des essais à températures élevées, des échelles de thermocouples installées dans les éprouvettes ont permis l'acquisition de la température du béton à différentes profondeurs. Les essais à température ambiante ont été réalisés suivant une procédure normalisée [110] tandis que les essais à températures élevées ont reposé sur des protocoles nouvellement développés. Ceux-ci ont permis de réaliser les essais d'arrachement sans attendre le refroidissement du béton et d'être ainsi représentatif d'un scénario d'incendie (pour les essais réalisés avec un feu standard).

Les mesures d'angle réalisées sur les cônes de béton entiers ou morcelés récupérés après les essais ont indiqué que la température n'affecte pas considérablement l'angle de rupture. Ceci est en accord avec les conclusions du Chapitre 2. L'aplatissement de la trajectoire de la fissure près de la surface exposée lors d'un essai au feu standard, suggéré par les résultats numériques du Chapitre 2, conduisant au détachement d'une couche de béton, a également été observé durant les essais.

Par ailleurs, cette campagne a prouvé pour la première fois la possibilité d'observer une rupture par cône de béton à températures élevées avec des chevilles chimiques. Les capacités ainsi obtenues ont appuyé l'applicabilité de la méthode de la norme NF EN 1992-4 en cas d'exposition au feu standard.

Vis-à-vis du coefficient de réduction k_{red} calculé avec la méthode rationnelle établie dans le Chapitre 3, une bonne adéquation est obtenue de façon générale au vu des capacités du cône de béton obtenues dans cette campagne et dans les essais recensés dans la littérature. Le niveau de précision de cette adéquation dépend cependant de la variation de l'énergie de fissuration du béton à températures élevées. En particulier, le choix de considérer que la température n'affecte pas cette énergie de fissuration est conservatif par rapport aux autres hypothèses investiguées. En outre, ce choix permet de déterminer de façon simple la capacité caractéristique du cône de béton des boulons à tête en fonction de la température, avec une marge de sécurité proche de celle de la norme NF EN 1992-4. Une telle méthode basée sur la température permet de déterminer avec plus de précision la capacité du cône de béton pour tout temps d'exposition au feu ISO 834-1, contrairement à une définition par intervalle de temps. En cas d'un gradient de température moins prononcé dans le béton, la méthode rationnelle est conservative.

Conclusions et perspectives de l'étude

Conclusions

Le présent travail a eu pour objectif de proposer une méthode pour déterminer la capacité du cône de béton d'un ancrage sur la base de la distribution de température dans le béton. Si à température ambiante, le dimensionnement vis-à-vis de la rupture par cône de béton repose sur un modèle semi-empirique, la complexité et le coût élevé des essais à températures élevées limite dans ce cas le recours aux méthodes expérimentales. De ce fait, la méthodologie de travail adoptée dans cette étude s'appuie en grande partie sur des modélisations numériques, grâce auxquelles une méthode semi-analytique a été dérivée pour déterminer la capacité du cône de béton à températures élevées. La vérification de la validité de cette méthode a ensuite fait l'objet d'une campagne expérimentale. Ayant démontré dans le passé sa capacité à décrire le mécanisme de rupture par cône de béton à température ambiante, la mécanique linéaire élastique de la rupture a été choisie comme cadre théorique des développements semi-analytiques réalisées.

Ces développements se sont focalisés sur l'étude d'un boulon à tête exposé au feu ISO 834-1, avec considération de différentes profondeurs d'ancrage et différents temps d'exposition. Pour permettre la modélisation dans le cadre de la mécanique linéaire élastique de la rupture, il a été nécessaire de connaître à l'avance la direction de propagation de la fissure, indiquée par l'angle de rupture. La détermination de cet angle a été réalisée numériquement en représentant la fissure au moyen d'une variable champ de phase. Les résultats de ces calculs numériques suggèrent que l'angle de rupture n'est pas considérablement affecté par la présence du gradient thermique dans le béton. Cette observation a par ailleurs été soutenue par les mesures expérimentales. De ce fait, l'angle moyen de 35° reconnu pour le dimensionnement à température ambiante a été choisi pour la modélisation de la rupture à températures élevées.

Les résultats des analyses à température ambiante et à températures élevées ont montré que la réduction de la capacité du cône de béton à températures élevées combine l'influence de la redistribution des contraintes et celle de la dégradation des propriétés mécaniques macroscopiques du béton, à savoir son module d'Young et son énergie de fissuration. Cette redistribution des contraintes provient d'une part de la présence des contraintes thermiques, et d'autre part de la concentration de contraintes à la pointe de la fissure. Il a été vu que dans certains cas, notamment celui des grandes profondeurs d'ancrage, cette combinaison peut jouer favorablement dans la résistance à la propagation de la fissure. Cependant, il peut être considéré de façon conservative que pour un boulon à tête exposé au feu standard, l'influence de la redistribution des contraintes revient à une réduction de 52% de la capacité du cône de béton. Par ailleurs, l'effet de la dégradation des propriétés mécaniques du béton peut être déterminé sur la base de la température à la pointe de la fissure critique uniquement. Pour un boulon à tête exposé au feu standard, celle-ci peut être prise à une profondeur égale à 0,7 fois la profondeur d'ancrage.

En outre, il a été montré que la réduction de la capacité du cône de béton peut dépendre du mode de transmission du chargement au béton. Ceci remet en question l'hypothèse actuelle de la norme

NF EN 1992-4 selon laquelle cette réduction est indépendante du type d'ancrage. En particulier pour les chevilles chimiques, la transmission du chargement au béton est fortement dépendante des propriétés de l'agent adhésif. Pour une estimation précise de la capacité du cône de béton des chevilles chimiques, une modélisation au cas par cas serait le plus adapté.

Les investigations expérimentales réalisées dans ce travail en complément des études numériques et analytiques ont contribué à étoffer la base de données de validation existante. Si la plupart des études expérimentales rapportées à ce jour traitant de ce mode de rupture assimilent la capacité du cône de béton pendant le chauffage à la capacité après refroidissement du béton, les protocoles expérimentaux adoptés dans ce travail ont permis de conduire les essais sans laisser l'éprouvette se refroidir. Pour les boulons à tête, des profondeurs d'ancrage plus importantes et des temps d'exposition au feu standard inférieurs à 90 min ont été considérés. Pour les chevilles chimiques, des premiers résultats expérimentaux sur la rupture par cône de béton à températures élevées ont pu être obtenus. Pour ces chevilles chimiques, la réduction de la capacité du cône de béton dans le cas d'un gradient thermique moins prononcé que celui obtenu avec un feu standard a pu également être investiguée expérimentalement.

Pour la comparaison entre ces résultats d'essais et les prédictions de la méthode rationnelle établie, la connaissance encore non maîtrisée de l'énergie de fissuration du béton à températures élevées a requis la considération de différentes hypothèses. Sur la base de celles-ci, une bonne adéquation avec les résultats d'essais a été obtenue de manière générale. Pour les chevilles chimiques, considérer une répartition uniforme de la charge le long de la profondeur d'ancrage aboutit à une prédiction conservatrice de la réduction de capacité du cône de béton. Ce niveau de conservatisme est cependant plus important dans le cas où le gradient de température dans le béton est moins prononcé. L'aptitude de la méthode rationnelle a été également confirmée à travers la comparaison aux résultats d'essais disponibles dans la littérature. Pour le dimensionnement, considérer que l'énergie de fissuration du béton n'est pas affectée par la température permet de déterminer de façon conservatrice la capacité caractéristique du cône de béton d'un boulon à tête à températures élevées. Cette simplification facilite par ailleurs l'usage de la méthode rationnelle, et aboutit à une marge de sécurité proche de celle offerte par la méthode de la norme NF EN 1992-4.

Perspectives

❖ Travail théorique

Compte tenu de l'impact potentiel du mode de transmission de la charge au béton sur la redistribution des contraintes, il serait intéressant d'analyser de façon plus rigoureuse le cas des principaux types d'ancrage (exemples : chevilles à expansion, chevilles à verrouillage de forme, vis à béton, etc...). Ceci requiert une représentation bien adaptée des mécanismes de transfert de charge entre le béton et l'acier dans les modèles numériques.

Par ailleurs, les approches proposées dans le présent travail pourraient aussi être étendues à l'étude d'autres modes de rupture liés au béton tels que le fendage et l'éclatement latéral pour un ancrage travaillant en traction, ou encore la rupture par effet de levier et la rupture du bord du béton pour un ancrage travaillant en cisaillement.

❖ Travail expérimental

En pratique, les ancrages sont le plus souvent utilisés en groupe. A température ambiante, la norme NF EN 1992-4 propose de dimensionner un groupe d'ancrage sur la base de la capacité d'un ancrage isolé. L'influence des ancrages adjacents dépend ensuite de l'entraxe entre les ancrages. En se basant sur un angle de rupture de 35° , l'entraxe caractéristique (pour lequel chaque ancrage du groupe est mobilisé à pleine capacité), vaut 3 fois la profondeur d'ancrage. A températures élevées, il est recommandé de le prendre égal à 4 fois la profondeur d'ancrage. Comme suggéré par les résultats du présent travail, l'angle de rupture n'est pas sensiblement affecté par la température. Ainsi, considérer un entraxe de 3 fois la profondeur d'ancrage devrait être adapté à températures élevées. Il serait intéressant de vérifier expérimentalement la validité de cette hypothèse pour le dimensionnement d'un groupe d'ancrage en se basant sur la méthode rationnelle pour la capacité de chaque ancrage.

En outre, au vu d'apporter une solution à la connaissance non maîtrisée de l'énergie de fissuration à températures élevées du béton soulignée dans ce travail, des investigations expérimentales élargies devraient être menées. L'objectif serait d'établir un protocole standardisé pour un essai de détermination de l'énergie de fissuration sans phase de refroidissement du béton. Un tel aboutissement pourrait profiter à l'étude du comportement en cas d'incendie des ouvrages en béton au sens large, sans se limiter au cas des systèmes d'ancrage uniquement.

Annexes

Annexe 1 : Choix des conditions aux limites latérales pour le modèle champ de phase

Durant un essai d'arrachement à température ambiante ou à haute température, la dalle en béton n'est pas maintenue latéralement. Cependant, ayant réduit la dimension latérale à $3h_{ef}$ pour économiser l'effort de calcul, il est nécessaire de s'assurer que cela n'ait pas d'un impact sur les résultats de calcul. Ainsi, des calculs préalables ont été réalisés en considérant les 4 configurations montrées sur la Figure 109.

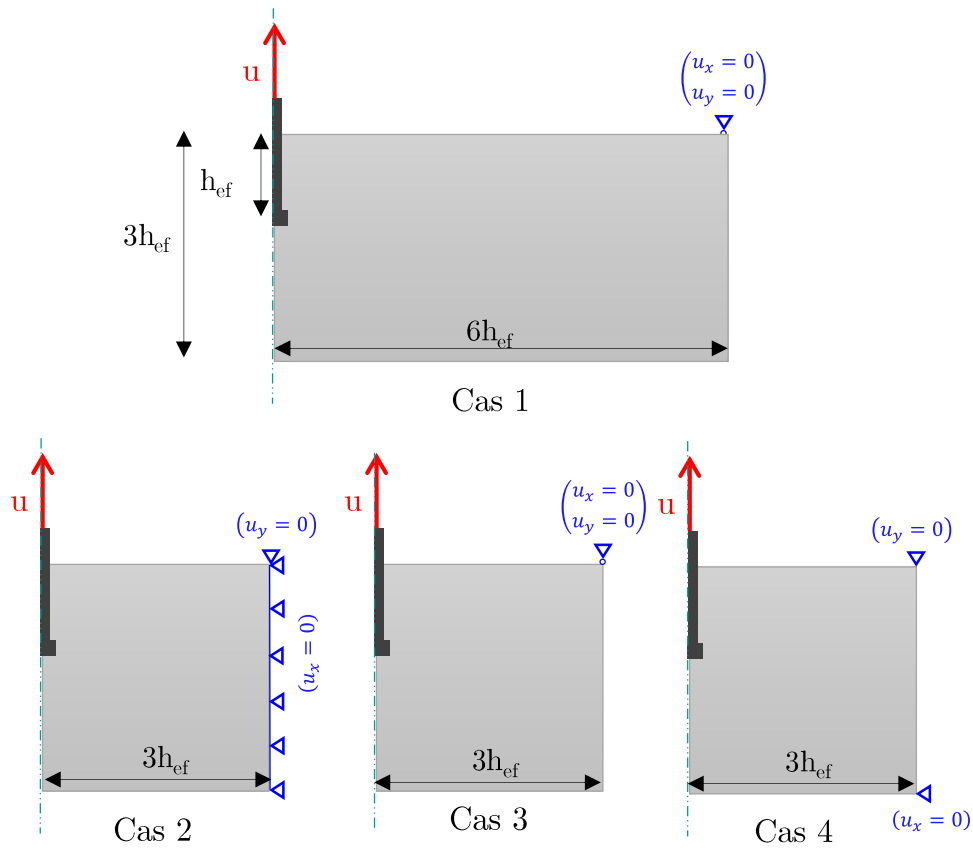


Figure 109 : Dimensions et conditions aux limites latérales

Pour choisir parmi les cas 2, 3 et 4, les angles de ruptures et les courbes force-déplacement sont comparés à ceux obtenus avec le cas 1. Comme indiqué sur la Figure 110, l'angle de rupture est relativement identique quel que soit le cas étudié. Il est néanmoins très légèrement plus élevé pour le cas 4.

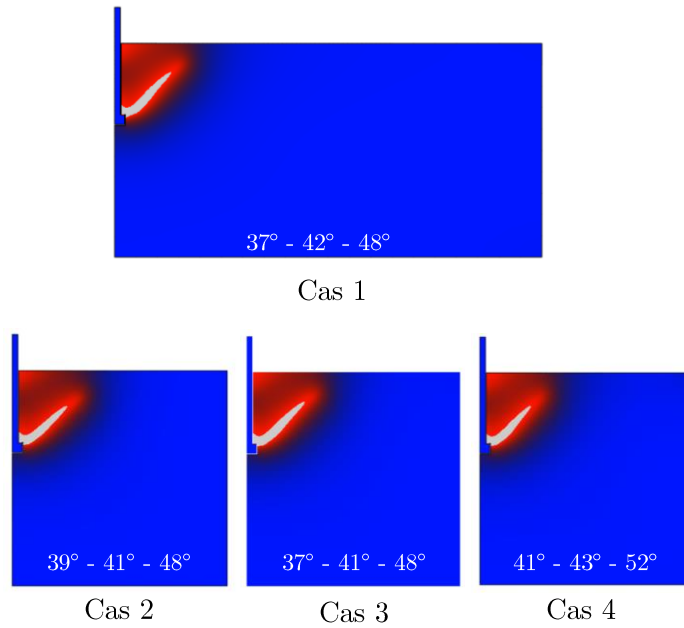


Figure 110 : Angle de rupture pour les différents cas de conditions aux limites

Concernant les courbes force-déplacement, il peut être observé sur la Figure 111 que le cas 3 est celui qui se rapproche le plus du cas 1, malgré une légère surestimation de la charge ultime. Le cas 2 conduit à une surestimation plus prononcée de la charge ultime tandis que pour le cas 4, le calcul peut devenir instable (oscillations de la charge). Cette instabilité a également été observée pour d'autres profondeurs d'ancrage. Ainsi, la configuration choisie pour les calculs est celle du cas 3.

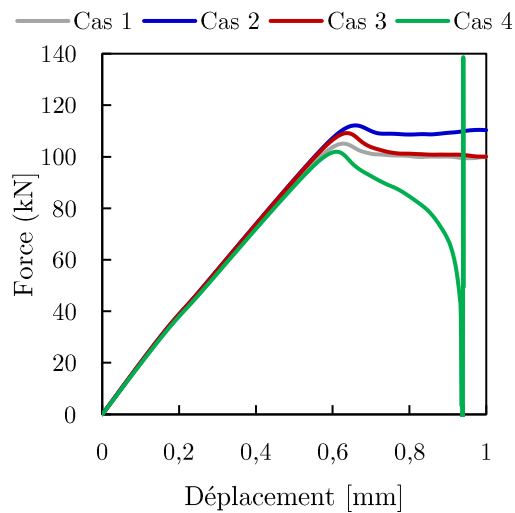


Figure 111 : Courbes force-déplacement pour les différents cas de conditions aux limites

Annexe 2 : Influence du paramètre l dans le modèle champ de phase

Le paramètre l détermine l'étendue de la diffusion de la fissure, qui, fondamentalement n'a pas d'épaisseur. Ainsi, plus l est petite plus la représentation par champ de phase approche le cas réel, et plus la fissure est nette. Etant donné que nous cherchons à mesurer l'angle de rupture, une fissure nette facilite la mesure. Il est visé dans cette étude préalable de vérifier si le choix de ce paramètre a un impact ou non sur l'angle de rupture et sur la capacité du cône de béton. Pour cela, 4 valeurs de l sont considérées : 2 mm, 5 mm, 10 mm et 27 mm. Cette dernière valeur est la valeur donnée par l'équation (2.34) qui suggère que l doit dépendre des propriétés du matériau.

Comme montré sur la Figure 112, plus l est petite, plus la fissure est nette. Cependant, il peut être constaté que l'angle de rupture varie considérablement en augmentant avec l .

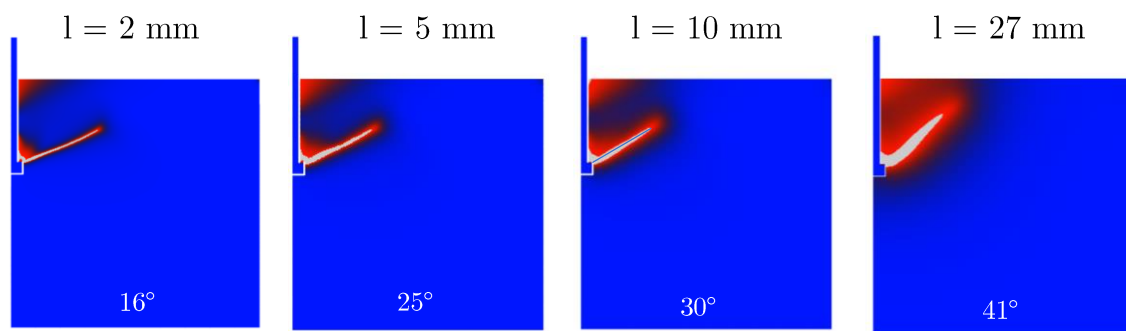


Figure 112 : Angle de rupture (Angle 2) pour différentes valeurs de l

D'autre part, les courbes force-déplacement indiquent une charge au pic de plus en plus importante lorsque l est réduite. Elle est doublée en passant de $l = 27$ mm à $l = 5$ mm et presque triplée pour $l = 2$ mm. Etant donné que l'équation basée sur la MLER [7] prédit une charge ultime de 107,5 kN, il est clair que la meilleure prédiction est obtenue avec $l=27$ mm. Cette valeur est ainsi choisie pour les simulations.

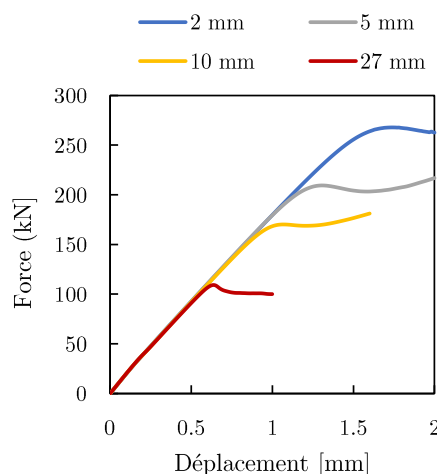


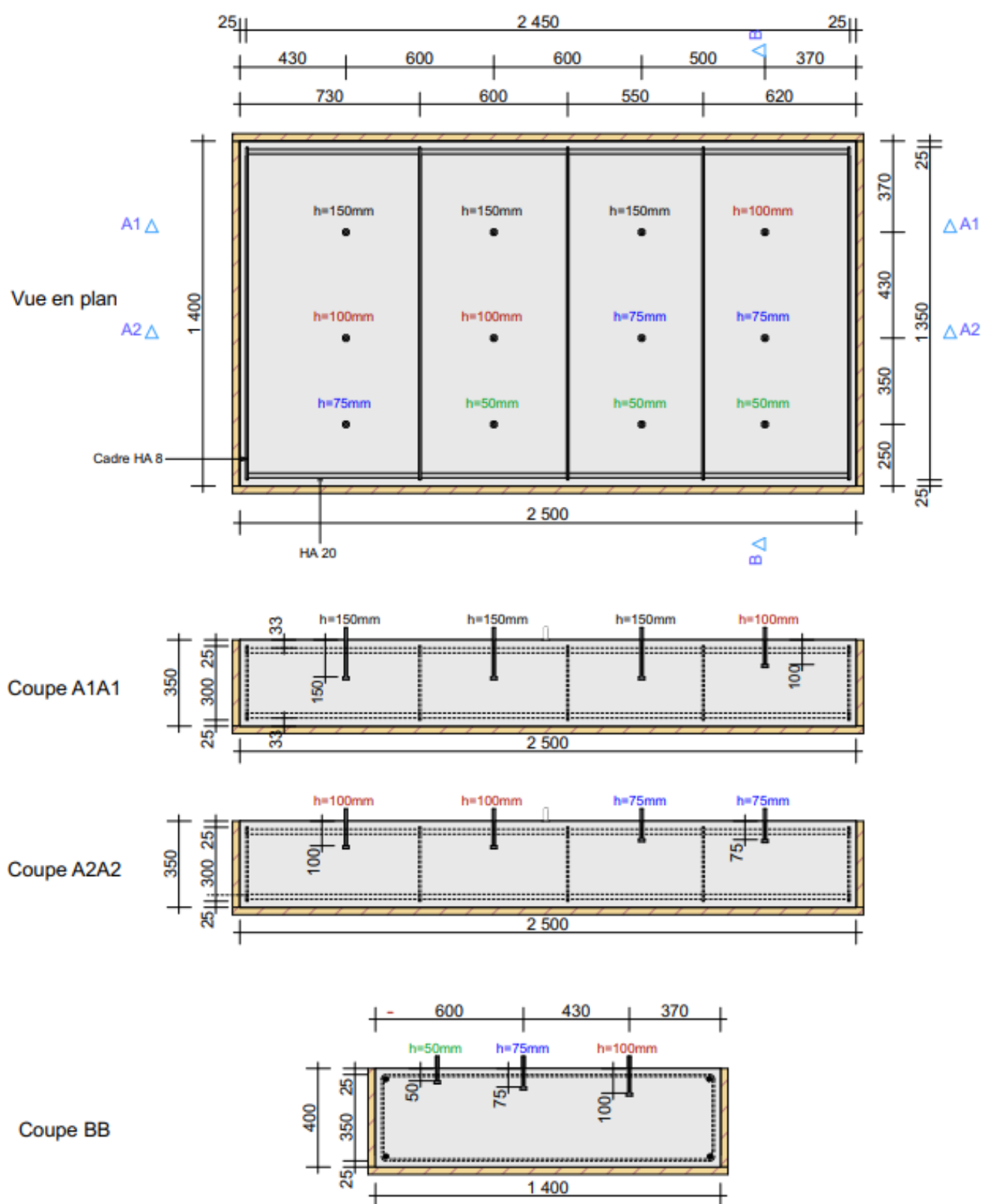
Figure 113 : Courbes force-déplacement pour différentes valeurs de l

Annexe 3 : Positions des thermocouples (profondeurs en mm)

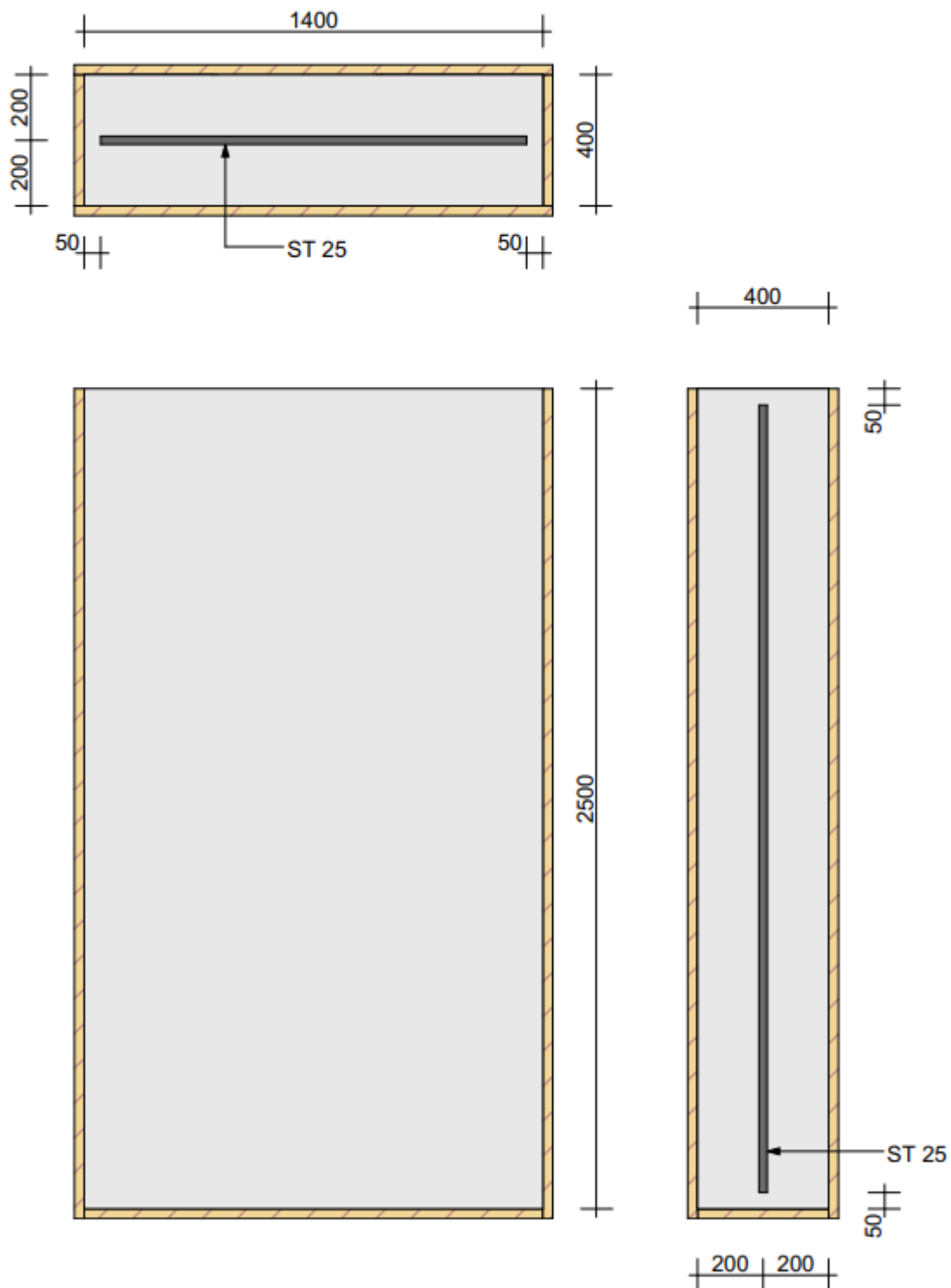
ESSAIS AU FEU STANDARD												
Dalle	TB50-ISO-60	TB50-ISO-90	TB125-ISO-60	TB125-ISO-65	TB125-ISO-90	Boulons à tête						
1	13	13	10	10	11							
2	31	30	34	35	35							
3	40	39	53	56	56							
4	51	52	74	75	77							
5			127	125	100							
6			149	150	150							
	T125-ISO-30	T125-ISO-60	T125-ISO-75			Chevilles chimiques TC béton						
1	9	11	11									
2	21	21	19									
3	36	35	34									
4	56	56	56									
5	76	77	101									
6	101	100	125									
7	125	126	152			Chevilles chimiques TC colle						
1	1	0	6									
2	12	10	16									
3	40	43	45									
4	62	68	70									
5	94	90	95									
6	119	117	117			ESSAIS AU PORTIQUE RADIANT						
Dallle	TB50-1	TB50-2	TB75-1	TB100-1	TB100-2	Boulons à tête						
1	11	12	10	12	10							
2	20	20	20	20	20							
3	30	38	31	31	38							
4	40	41	51	41	40							
5	50	51	75	50	49							
6				74	75							
7				101	101	Chevilles chimiques TC béton						
	T75-1	T75-2	T125-1	T125-2								
1	10	12	13	5								
2	20	23	32	17								
3	30	36	35	31								
4	56	57	55	50								
5	75	76	75	72								
6			100	96								
7			126	122		Chevilles chimiques TC colle						
8			151	144								
1	11	10	4	0								
2	20	20	14	12								
3	35	35	45	45								
4	52	50	72	65								
5	72	73	94	92								
6			120	114								

Annexe 4 : Plans de ferrailage des dalles

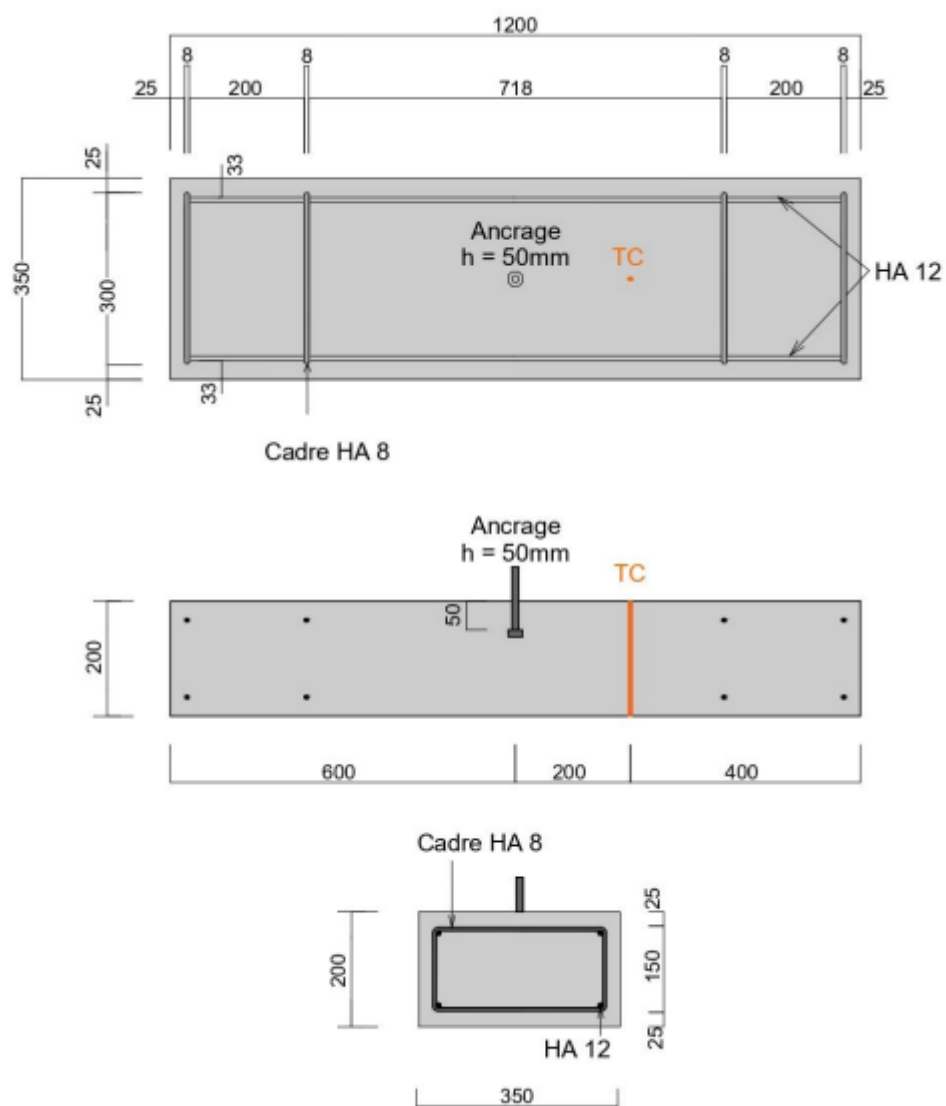
Dalle pour essais de référence des boulons à tête



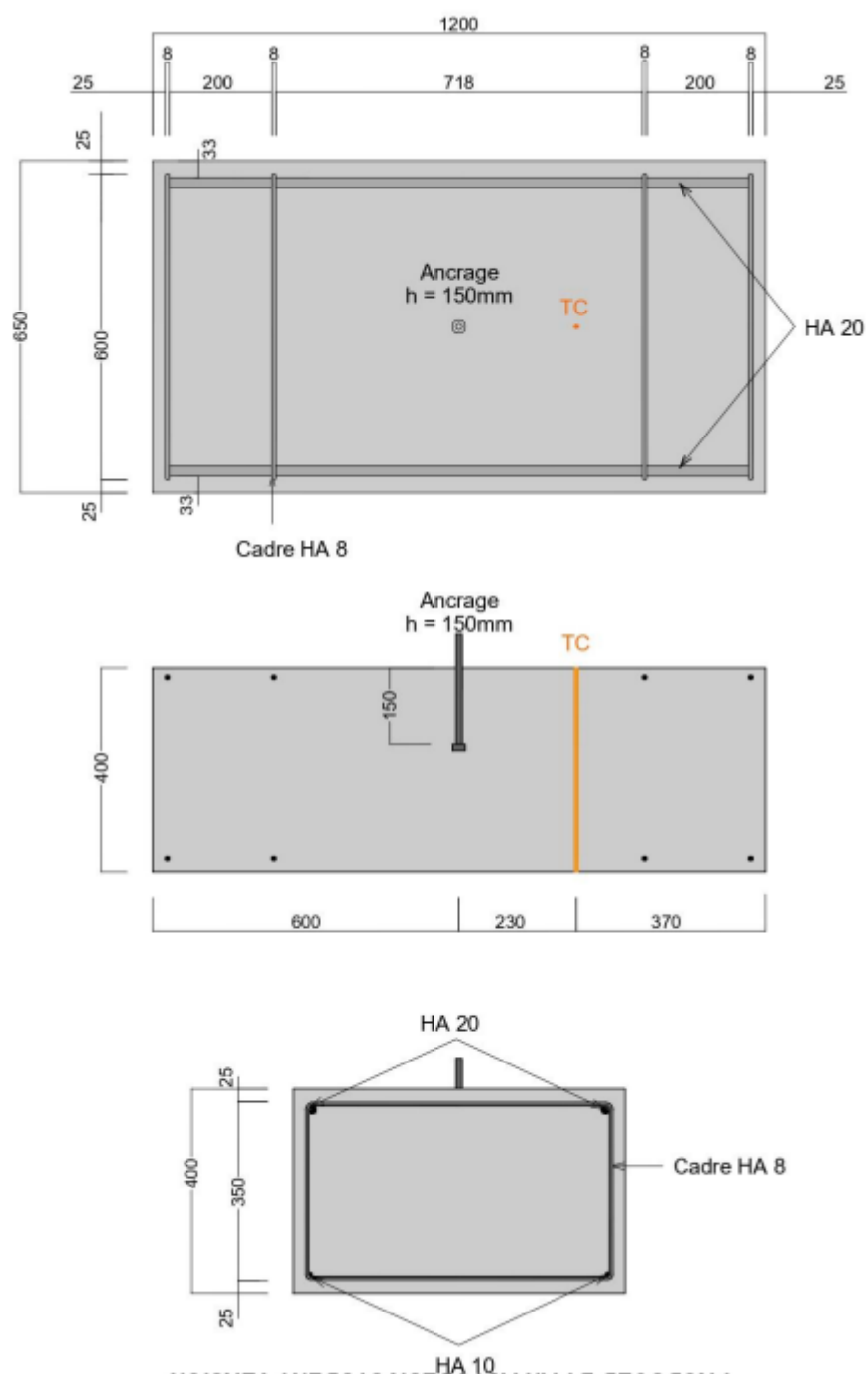
Dalle pour essais de référence des chevilles chimiques (coulage vertical)



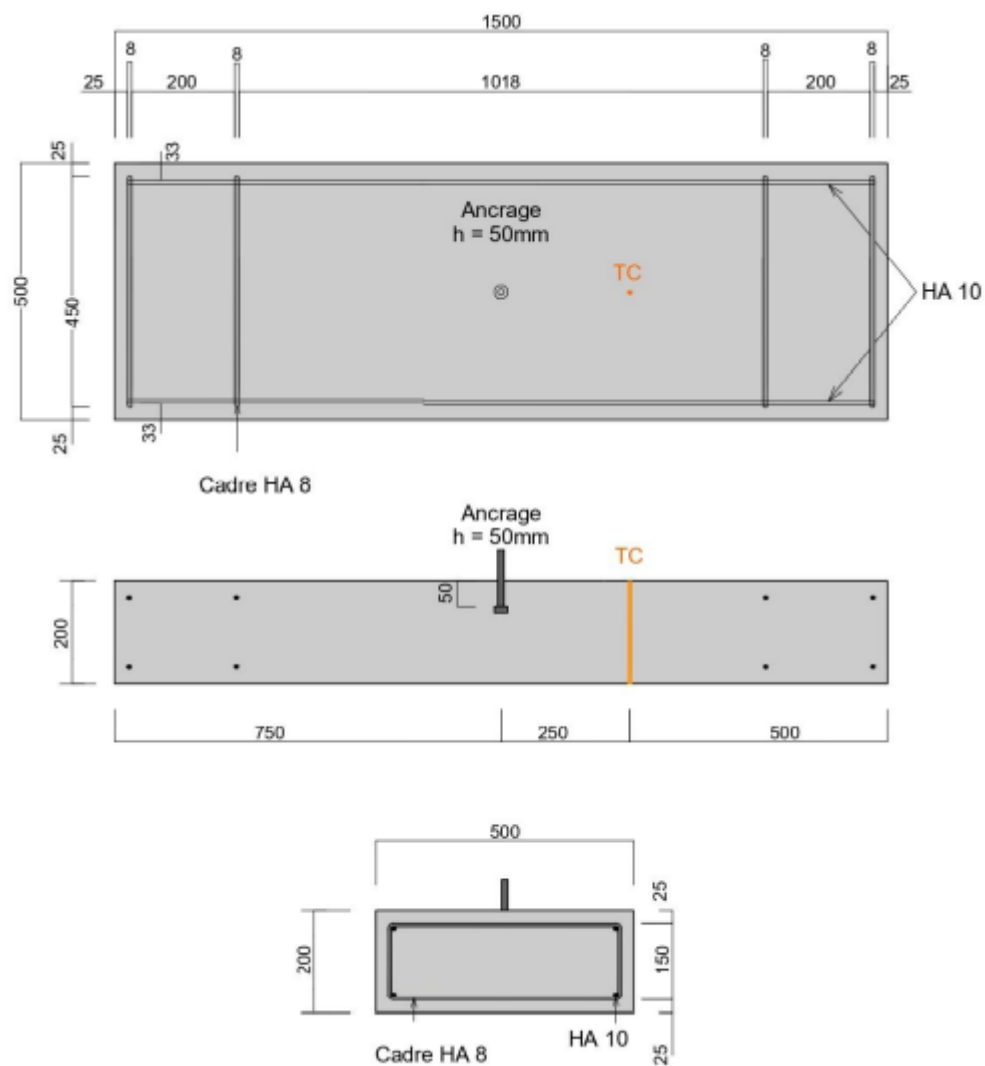
Dalles TB50-IS0-60 et TB50-IS0-90



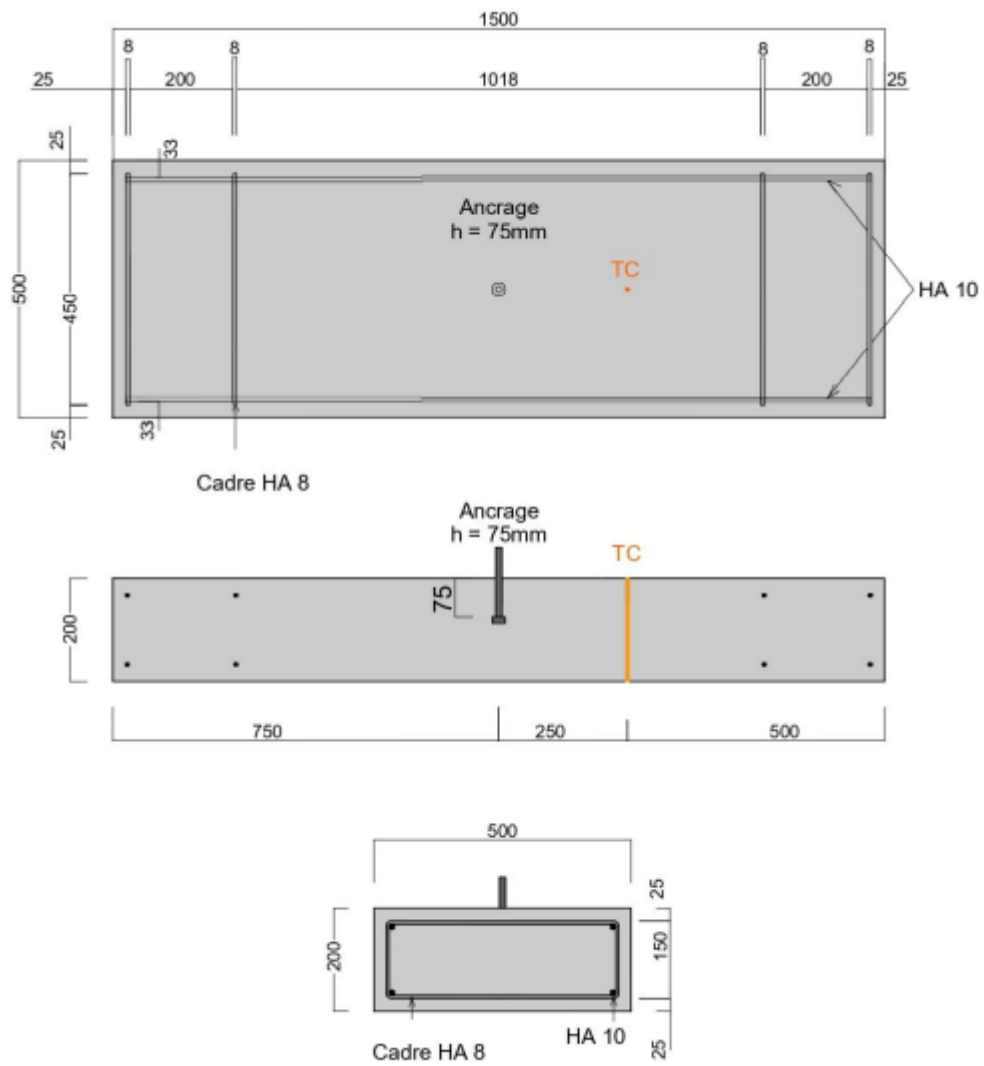
Dalles TB125-IS0-60, TB125-IS0-65 et TB125-IS0-90



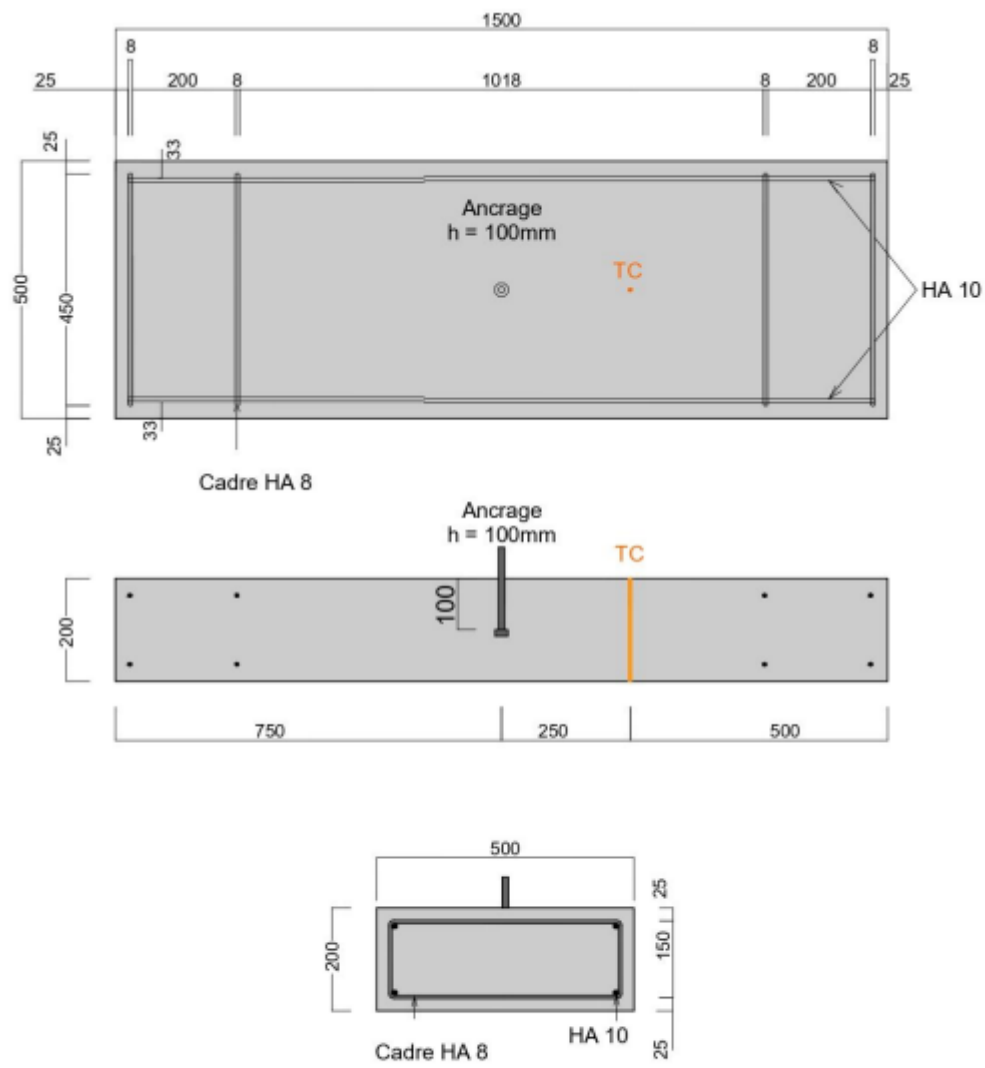
Dalles TB50-1 et TB50-2

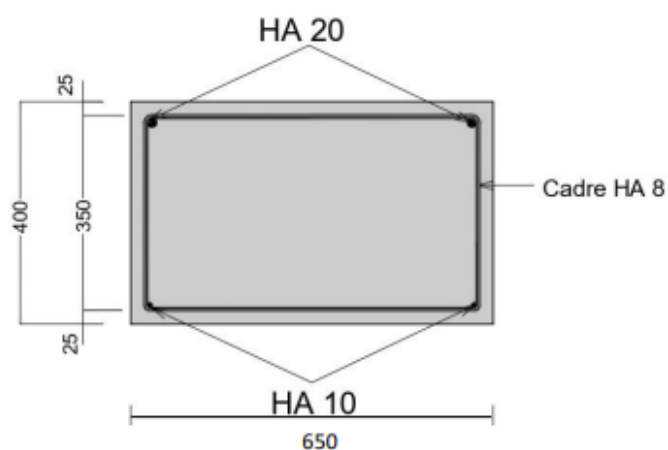
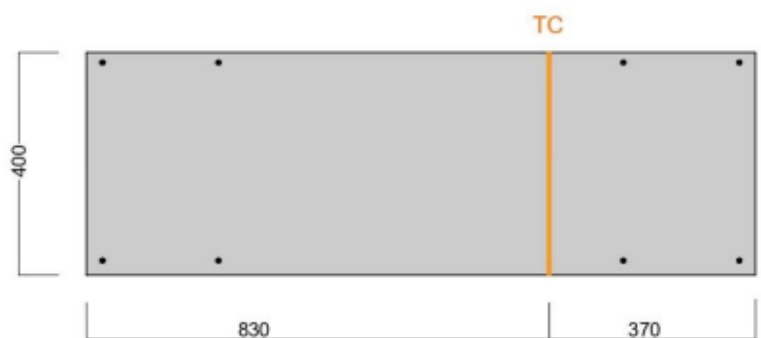
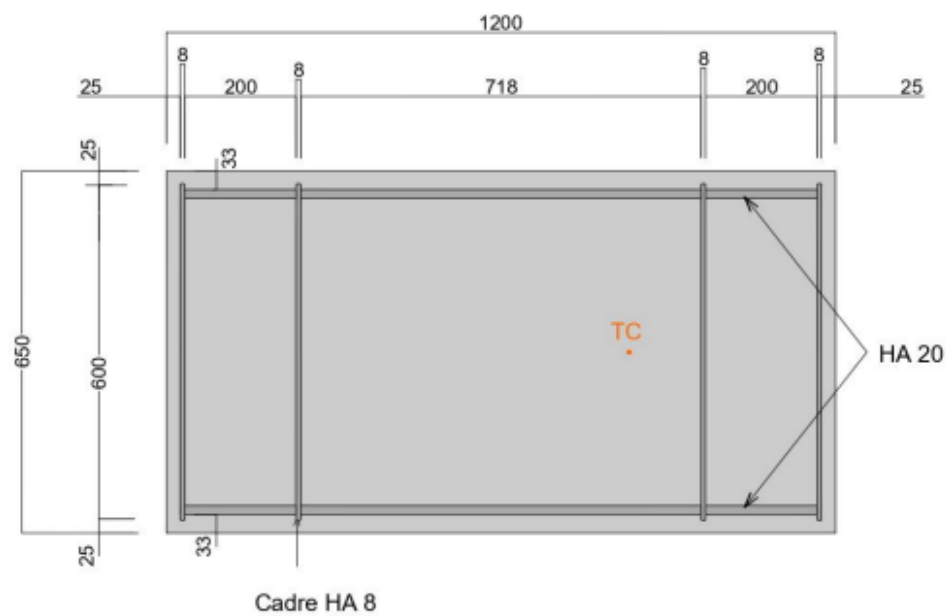


Dalle TB75-1

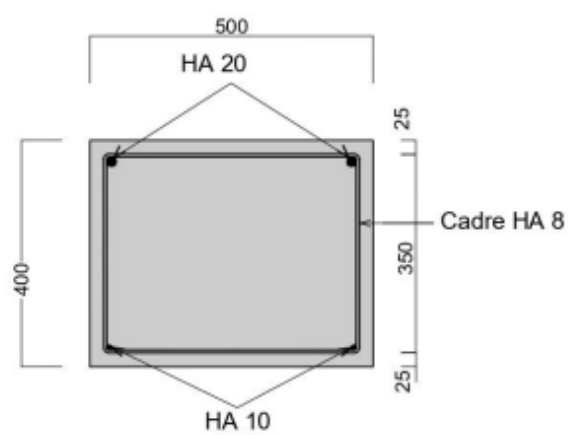
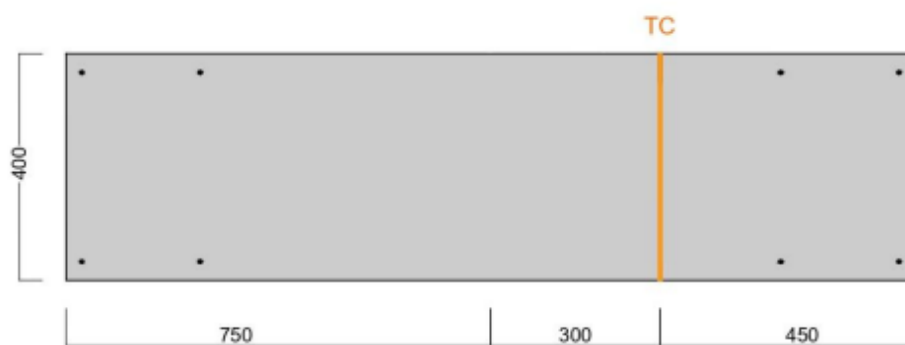
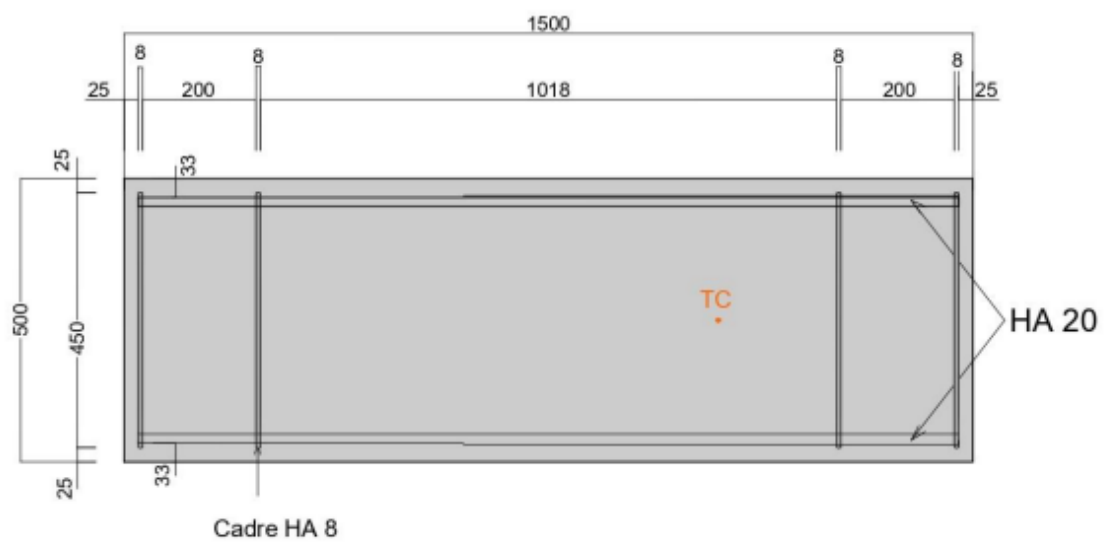


Dalles TB100-1 et TB100-2





Dalles T75-1, T75-2, T125-1 et T125-2



Bibliographie

- [1] Direction générale de la sécurité civile et de la gestion des crises, « Les statistiques des services d'incendie et de secours (édition 2021) ». 2021.
- [2] T. Harada, J. Takeda, S. Yamane, F. Furumura, et C. E. Kesler, « Strength, elasticity, and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures », American Concrete Insitute, Detroit, janv. 1972.
- [3] U. Schneider, « Concrete at high temperatures — A general review », Fire Safety Journal, vol. 13, n° 1, p. 55-68, avr. 1988,
- [4] I. Hager, « Behaviour of cement concrete at high temperature », 2013,
- [5] Q. Ma, R. Guo, Z. Zhao, Z. Lin, et K. He, « Mechanical properties of concrete at high temperature—A review », Construction and Building Materials, vol. 93, sept. 2015,
- [6] W. Fuchs, R. Eligehausen, et J. E. Breen, « Concrete capacity design (CCD) approach for fastening to concrete », ACI Structural Journal, vol. 92, n° 1, p. 73-94, 1995.
- [7] R. Eligehausen et G. Sawade, « A fracture mechanics based description of the pull-out behavior of headed studs embedded in concrete », 1989, .
- [8] R. Eligehausen, P. Bouska, V. Cervenka, et R. Pukl, « Size effect of the concrete cone failure load of anchor bolts », janv. 1992.
- [9] H. Krenchel et S. P. Shah, « Fracture analysis of the pullout test », Materials and Structures, vol. 18, n° 6, p. 439-446, nov. 1985,
- [10] N. S. Ottosen, « Nonlinear Finite Element Analysis of Pull-Out Test », Journal of the Structural Division, vol. 107, n° 4, p. 591-603, 1981.
- [11] L. Elfgren, K. Cederwall, et K. Gylltoft, « Fatigue of anchor bolts in reinforced concrete foundations », 1982,
- [12] S. P. Shah, S. E. Swartz, et C. Ouyang, Fracture Mechanics of Concrete: Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials. John Wiley & Sons, 1995.
- [13] E. Comité Européen de normalisation, « EN 1992-4 - Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 4: Design of fastenings for use in concrete », septembre 2018.
- [14] R. Nilforoush, « Anchorage in concrete structures: numerical and experimental evaluations of load-carrying capacity of cast-in-place headed anchors and post-installed adhesive anchors », Luleå University of Technology, Luleå, 2017.

- [15] R. Eligehausen, R. Mallee, et J. F. Silva, Anchorage in Concrete Construction. John Wiley & Sons, 2006.
- [16] N. Pinoteau, « Comportement des scellements chimiques d'armatures rapportées pour béton en situation d'incendie », 2013.
- [17] M. A. Lahouar, « Fire resistance of chemical anchors in wood and concrete »,
- [18] J. Hofmann, H. Lakhani, et J. Aggarwal, « POST INSTALLED REBARS – PULL-OUT CAPACITY DURING FIRE », vol. 18, p. 12, 2019.
- [19] O. Al-Mansouri, « Behavior of bonded anchors in concrete under fire », These de doctorat, Ecole nationale supérieure Mines-Télécom Lille Douai, 2020.
- [20] R. A. Cook, G. T. Doerr, et R. E. Klingner, « Bond Stress Model for Design of Adhesive Anchors », SJ, vol. 90, n° 5, p. 514-524, sept. 1993,
- [21] T. Hüer et R. Eligehausen, « Splitting failure mode of bonded anchors », p. 8.
- [22] J. Furche et R. Eligehausen, « Lateral blow-out failure of headed studs near a free edge », 1991,
- [23] B. Bokor, A. Sharma, et J. Hofmann, « Experimental investigations on concrete cone failure of rectangular and non-rectangular anchor groups », Engineering Structures, vol. 188, p. 202-217, juin 2019,
- [24] W. C. Stone et N. J. Carino, « Deformation and Failure in Large-Scale Pullout Tests », JP, vol. 80, n° 6, p. 501-513, nov. 1983,
- [25] R. Eligehausen et J. Ozbolt, « SIZE EFFECT IN ANCHORAGE BEHAVIOR », p. 7, 1990.
- [26] L. Elfgren, R. Eligehausen, et J. Rots, « Anchor bolts in concrete structures: Summary of round robin tests and analysis arranged by RILEM TC 90-FMA “Fracture Mechanics of Concrete - Applications” », Materials and Structures, vol. 34, p. 451-457, oct. 2001,
- [27] ACI Committee 349, « Code requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-85) », American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1985.
- [28] H. Bode et K. Roik, « Headed Studs--Embedded in Concrete and Loaded in Tension », SP, vol. 103, p. 61-88, sept. 1987,
- [29] R. Eligehausen, « Anchorage to concrete by metallic expansion anchors », 1987,
- [30] P. Pusill-Wachtsmuth et R. Eligehausen, « Stand der Befestigungstechnik im Stahlbetonbau », Fastening technology in reinforced concrete construction, 1982,
- [31] Z. P. Bažant, « Size Effect in Blunt Fracture : Concrete, Rock, Metal », Journal of Engineering Mechanics, vol. 110, n° 4, p. 518-535, avr. 1984,
- [32] G. Rehm, R. Eligehausen, et R. Mallee, « Befestigungstechnik », 1988,

- [33] G. Sawade, « Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton ». IWB, 1994.
- [34] R. Eligehausen, « FASTENING ELEMENTS IN CONCRETE STRUCTURES - NUMERICAL SIMULATrONS », p. 21, 1993.
- [35] G. Zhao, « Tragverhalten von randfernen Kopfbolzen-verankerungen bei Betonbruch », 1993.
- [36] CEB Bulletins No. 233 : Design of Fastenings in Concrete
- [37] « fib Bulletin No. 58. Design of anchorages in concrete. Guide to good practice », 2011.
- [38] « ACI 349-06 Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary_MyCivil.ir.pdf », 2006.
- [39] « ACI CODE-318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary », 2014.
- [40] J. Ožbolt, R. Eligehausen, G. Periškić, et U. Mayer, « 3D FE analysis of anchor bolts with large embedment depths », Engineering Fracture Mechanics, vol. 74, n° 1, p. 168-178, janv. 2007,
- [41] M. Nilsson, U. Ohlsson, et L. Elfgren, « Effects of surface reinforcement on bearing capacity of concrete with anchor bolts », undefined, 2011,
- [42] G. Di Nunzio, A. Marchisella, et G. Muciaccia, « The effect of very low bearing pressure on the behavior of cast-in anchors », in Proceedings 9th International Conference On Concrete Under Severe Conditions - Environment and Loading, 2019.
- [43] A. Rima, « Study of the behavior of fasteners in civil engineering structures in French nuclear installations », phdthesis, Université Paris-Saclay, 2021.
- [44] Comité Européen de normalisation, « NF EN 1991-1-2 Eurocode 1 : actions sur les structures - Partie 1-2 : actions générales - Actions sur les structures exposées au feu ». 2003.
- [45] Organisation Internationale de Normalisation, « Essai de résistance au feu - Éléments de construction - Partie 1 : exigences générales », Afnor EDITIONS, 1999.
- [46] I. Hager, « Comportement à haute température des bétons à haute performance : évolution des principales propriétés mécaniques », These de doctorat, Marne-la-vallée, ENPC, 2004.
- [47] J.-C. Mindeguia, « Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons », Theses, Université de Pau et des Pays de l'Adour, 2009.
- [48] B. Fernandes, A. M. Gil, F. L. Bolina, et B. F. Tutikian, « Microstructure of concrete subjected to elevated temperatures : physico-chemical changes and analysis techniques », Rev. IBRACON Estrut. Mater., vol. 10, p. 838-863, août 2017,
- [49] M. S. Abrams, « Compressive Strength of Concrete at Temperatures to 1600F », SP, vol. 25, p. 33-58, janv. 1971,

- [50] T. Z. Harmathy et L. W. Allen, « Thermal Properties of Selected Masonry Unit Concretes », JP, vol. 70, n° 2, p. 132-142, févr. 1973,
- [51] Z. P. Bažant, M. F. Kaplan, et Z. P. Bazant, Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models. London: Addison-Wesley, 1996.
- [52] Ki-Yeol Shin, Sang-Baik Kim, Jong-Hwan Kim, Mo Chung, Pyung-Suk Jung, « Thermo-physical properties and transient heat transfer of concrete at elevated temperatures », 2002.
- [53] O. Arioiz, « Effect of elevated temperatures on properties of concrete », Fire Safety Journal, vol. 42, p. 516-522, nov. 2007,
- [54] P. Bamonte et P. Gambarova, « Properties of Concrete Subjected to Extreme Thermal Conditions », Journal of Structural Fire Engineering, vol. 5, n° 1, p. 47-62, janv. 2014,
- [55] V. Kodur, « Properties of Concrete at Elevated Temperatures », ISRN Civil Engineering, vol. 2014, p. e468510, mars 2014,
- [56] D. Krishna, D. R S, et N. Sambu, « Effect of Elevated Temperatures on the Mechanical Properties of Concrete », Procedia Structural Integrity, vol. 14, p. 384-394, janv. 2019,
- [57] D. J. Naus, « The Effect of Elevated Temperature on Concrete Materials and Structures - a Literature Review. », ORNL/TM-2005/553, 974590, mars 2006.
- [58] M. Malik, S. K. Bhattacharyya, et S. V. Barai, « Thermal and mechanical properties of concrete and its constituents at elevated temperatures : A review », Construction and Building Materials, vol. 270, p. 121398, févr. 2021,
- [59] Comité Européen de normalisation, « NF EN 1992-1-2 Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-2 : règles générales - Calcul du comportement au feu ». 2005.
- [60] RILEM, « Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams », 1985.
- [61] A. Hillerborg, M. Modéer, et P.-E. Petersson, « Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements », Cement and Concrete Research, vol. 6, n° 6, p. 773-781, nov. 1976,
- [62] ASTM International Standard E399-06, « Standard test method for linear-elastic method plane-strain fracture toughness K_{IC} of Metallic Materials ». 2006.
- [63] E. Brühwiler et F. H. Wittmann, « The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics tests », Engineering Fracture Mechanics, vol. 35, n° 1, p. 117-125, janv. 1990,
- [64] Z. P. Bazant et P. C. Prat, « Effect of Temperature and Humidity on Fracture Energy of Concrete », MJ, vol. 85, n° 4, p. 262-271, juill. 1988,
- [65] « fib Model Code for Concrete Structures 2010 - Ernst-und-Sohn.de ».

- [66] J. Bosnjak, A. Sharma, et K. Grauf, Temperature-dependent behavior of fiber reinforced concrete. 2018.
- [67] F. Dabbaghi, H. Fallahnejad, S. Nasrollahpour, M. Dehestani, et H. Yousefpour, « Evaluation of fracture energy, toughness, brittleness, and fracture process zone properties for lightweight concrete exposed to high temperatures », Theoretical and Applied Fracture Mechanics, vol. 116, p. 103088, déc. 2021,
- [68] V. Hlavička, L. E. Hlavicka-Laczák, et É. Lublőy, « Residual fracture mechanical properties of quartz and expanded clay aggregate concrete subjected to elevated temperature », Construction and Building Materials, vol. 328, p. 126845, avr. 2022,
- [69] L. Lacković, « Behavior of concrete structures subjected to static and dynamic loading after fire exposure », 2021,
- [70] Binsheng Zhang and Nenad Bicanic, « Residual Fracture Toughness of Normal- and High-Strength Gravel Concrete after Heating to 600 °C », ACI Materials Journal, vol. 99, n° 3, janv. 2002,
- [71] J. Ozbolt, I. Kozar, et G. Periškić, « THREE-DIMENSIONAL FE ANALYSIS OF HEADED STUD ANCHORS EXPOSED TO FIRE », in Extreme Man-Made and Natural Hazards in Dynamics of Structures, Dordrecht, 2007, p. 177-198.
- [72] G. Periškić, J. Ožbolt, et R. Eligehausen, R, « 3D FE analysis of fasteners at elevated temperatures », p. 8, 2010.
- [73] V. Hlavička et É. Lublőy, « Concrete cone failure of bonded anchors in thermally damaged concrete », Construction and Building Materials, vol. 171, p. 588-597, mai 2018,
- [74] P. Bamonte, P. G. Gambarova, et G. Muciaccia, « Ultimate Capacity of Undercut Fasteners Installed in Heat-Damaged Concrete », Journal of Structural Engineering, vol. 146, n° 11, p. 04020225, nov. 2020,
- [75] G. Baker, « The effect of exposure to elevated temperatures on the fracture energy of plain concrete », Mat. Struct., vol. 29, n° 6, p. 383, juill. 1996,
- [76] B. Zhang et N. Bicanic, « Fracture energy of high performance concrete at temperatures up to 450 C », Ratio, vol. 1, p. 0-33, 2001.
- [77] C. V. Nielsen et N. Birani, « Residual fracture energy of high-performance and normal concrete subject to high temperatures », p. 7, 2003.
- [78] A. Menou, G. Mounajed, H. Boussa, A. Pineaud, et H. Carre, « Residual fracture energy of cement paste, mortar and concrete subject to high temperature », Theoretical and Applied Fracture Mechanics, vol. 45, n° 1, p. 64-71, févr. 2006,
- [79] H. Carré et P. Pimienta, « BENDING TEST AT HIGH TEMPERATURE », présenté à 15th International Conference on Experimental Mechanics, University of Porto, Portugal, 2012.

- [80] K. Yu, J. Yu, et Z. Lu, « Average Fracture Energy for Crack Propagation in Postfire Concrete », *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2013, p. 1-13, 2013,
- [81] K. Matsuzawa et Y. Kitsutaka, « Evaluation on the Fracture Properties of Concrete Subjected to High Temperature Heating », p. 10, 2013.
- [82] J. Bošnjak, A. Sharma, et K. Grauf, « Mechanical Properties of Concrete with Steel and Polypropylene Fibres at Elevated Temperatures », *Fibers*, vol. 7, n° 2, Art. n° 2, févr. 2019,
- [83] Z. P. Bažant et M. F. Kaplan, *Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models*, 1. publ. Harlow, Essex: Longman, 1996.
- [84] « NF EN 1992-1-1 », Afnor EDITIONS.
- [85] G. A. Khoury, P. J. E. Sullivan, et B. N. Grainger, « Strain of concrete during first heating to 600 deg C under load », *Magazine of Concrete Research*, vol. 37, n° 133, p. 195-215, 1985.
- [86] J. Bošnjak et J. Ožbolt, « Modeling Thermal Strain of Concrete at Mesoscale », 2016.
- [87] G. A. Khoury, « Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 1: strain over two cycles, during first heating and at subsequent constant temperature », *Magazine of Concrete Research*, vol. 58, n° 6, p. 367-385, août 2006.
- [88] U. Schneider, « Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen », 1982.
- [89] T. T. Lie, American Society of Civil Engineers, et Committee on Fire Protection, *Structural fire protection*. New York, N.Y.: American Society of Civil Engineers, 1992.
- [90] Comité Européen de normalisation, « NF EN 1992-1-2/NA Eurocode 2: calcul des structures en béton - Partie 1-2: règles générales - Calcul du comportement au feu - Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-2:2005 - Calcul du comportement au feu ». 2007.
- [91] G. A. Khouri, Y. Anderberg, K. Both, J. Fellingner, C. Majorana, et N. P. Høj, *fib Bulletin 38. Fire design of concrete structures*. fib. The International Federation for Structural Concrete, 2007.
- [92] Y. Fu et L. c Li, « Study on mechanism of thermal spalling in concrete exposed to elevated temperatures », *Materials and Structures*, vol. 44, p. 361-376, janv. 2011,
- [93] G. Sanjayan et L. J. Stocks, « SPALLING OF HIGH-STRENGTH SILICA FUME CONCRETE IN FIRE », *ACI Materials Journal*, vol. 90, n° 2, avr. 1993,
- [94] P. Kalifa, F.-D. Menneteau, et D. Quenard, « Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures », *Cement and Concrete Research*, vol. 30, n° 12, p. 1915-1927.
- [95] G. Choe, G.-Y. Kim, M. Yoon, E. Hwang, J. Nam, et N. Guncunski, « Effect of moisture migration and water vapor pressure build-up with the heating rate on concrete spalling type », *Cement and Concrete Research*, 2019,

- [96] J. W. Dougill, « Modes of failure of concrete panels exposed to high temperatures », Magazine of Concrete Research, vol. 24, n° 79, p. 71-76, juin 1972,
- [97] L. T. Phan, L. T. Phan, N. J. Cariono, D. Duthinh, et E. J. Garboczi, « International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete, NIST, Gaithersburg, MD, February 13-14, 1997 », National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, NIST SP 919, 1997.
- [98] « The spalling of concrete in fires », Aston Research Explorer.
- [99] R. Tenchev et P. Purnell, « An application of a damage constitutive model to concrete at high temperature and prediction of spalling », International Journal of Solids and Structures, vol. 42, n° 26, p. 6550-6565, déc. 2005,
- [100] M. Reick, « Brandverhalten von Befestigungen mit großem Randabstand in Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung », Fire resistance of anchors far from an edge in concrete with axial loading, 2001,
- [101] Bazant et Ožbolt, « Nonlocal Microplane Model for Fracture, Damage, and Size Effect in Structures », Journal of Engineering Mechanics, vol. 116, n° 11, p. 2485-2505, nov. 1990
- [102] H. Lakhani et J. Hofmann, « Concrete cone failure of post installed fasteners during fire », présenté à Proceedings of 9th International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete, Stromberg, Germany, 2021.
- [103] A. Sharma et J. Bosnjak, Residual tensile capacity of post-installed anchors after exposure to fire. 2017.
- [104] A. A. Griffith, « The phenomena of rupture and flow in solids », Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical or Physical Character, vol. 221, n° 582-593, p. 163-198, janv. 1921,
- [105] B. Bourdin, G. A. Francfort, et J.-J. Marigo, « The Variational Approach to Fracture », J Elasticity, vol. 91, n° 1, p. 5-148, avr. 2008,
- [106] E. Martínez Pañeda, ABAQUS implementation of the phase field fracture method. 2018.
- [107] C. Miehe, M. Hofacker, et F. Welschinger, « A phase field model for rate-independent crack propagation : Robust algorithmic implementation based on operator splits », Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, vol. 199, n° 45, p. 2765-2778, nov. 2010
- [108] Y. Navidtehrani, C. Betegón, et E. Martínez-Pañeda, « A Unified Abaqus Implementation of the Phase Field Fracture Method Using Only a User Material Subroutine », Materials, vol. 14, n° 8, Art. n° 8, janv. 2021
- [109] Y. Navidtehrani, C. Betegón, et E. Martínez-Pañeda, « A simple and robust Abaqus implementation of the phase field fracture method », Applications in Engineering Science, vol. 6, p. 100050, juin 2021,

- [110] EOTA, « EAD 330232-01-0601. Mechanical fasteners for use in concrete ». 2019.
- [111] T. T. Nguyen et al., « On the choice of parameters in the phase field method for simulating crack initiation with experimental validation », *Int J Fract*, vol. 197, n° 2, p. 213-226, févr. 2016.
- [112] G. R. Irwin, « Analysis of Stresses and Strains Near the End of a Crack Traversing a Plate », *Journal of Applied Mechanics*, vol. 24, n° 3, p. 361-364, 1957.
- [113] M. L. Kachanov, B. Shafiro, et I. Tsukrov, *Handbook of Elasticity Solutions*. Springer Netherlands, 2003.
- [114] H. Tada, P. C. Paris, et G. R. Irwin, *The Stress Analysis of Cracks Handbook*, Third Edition. Three Park Avenue New York, NY 10016-5990: ASME, 2000.
- [115] H. Nied, « A Note on Axisymmetric J-Integrals », *Journal of Applied Mechanics*, vol. 61, mars 1994,
- [116] N. Perez, *Fracture Mechanics*, 2^e éd. Springer International Publishing, 2017.
- [117] J. Rice, « A Path Integral and the Approximate Analysis of Strain Concentration by Notches and Cracks », *Journal of Applied Mechanics*, vol. 35, p. 379-386, juin 1968
- [118] O. Al-Mansouri, R. Mege, N. Pinoteau, T. Guillet, et S. Rémond, « Influence of testing conditions on thermal distribution and resulting load-bearing capacity of bonded anchors under fire », *Engineering Structures*, vol. 192, p. 190-204, 2019.
- [119] A. Çolak, « Parametric study of factors affecting the pull-out strength of steel rods bonded into precast concrete panels », *International Journal of Adhesion and Adhesives*, vol. 21, n° 6, p. 487-493, janv. 2001,
- [120] R. Nilforoush, M. Nilsson, et L. Elfgren, « Experimental Evaluation of Influence of Member Thickness, Anchor-Head Size, and Orthogonal Surface Reinforcement on the Tensile Capacity of Headed Anchors in Uncracked Concrete », *Journal of Structural Engineering*, vol. 144, n° 4, p. 04018012, avr. 2018.
- [121] Norme NF EN 12390-6 Essai pour béton durci. Partie 6 : résistance en traction par fendage d'éprouvettes - AFNOR. Consulté le: 23 février 2021.
- [122] « BS EN 12390-13:2013 - Testing hardened concrete. Determination of secant modulus of elasticity in compression ».
- [123] AFNOR, Norme NF EN 12390-3 Essai pour béton durci. Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes - AFNOR.
- [124] RILEM, « RILEM TC 162-TDF: TEST AND DESIGN METHODS FOR STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE », 2002.

Rupture par cône de béton des ancrages à températures élevées

Résumé

La fixation d'équipements lourds à une structure en béton ou la connexion entre éléments en béton peut être assurée au moyen de différents systèmes d'ancrage. En cas d'exposition du béton à une sollicitation thermique, par exemple, durant un incendie, le gradient thermique en son sein affecte sa résistance mécanique, et par conséquent, la tenue de ces systèmes d'ancrage. Ces derniers peuvent rompre, sous certaines conditions, par détachement d'une portion de béton de forme conique. A températures élevées, il n'existe pas à ce jour une méthode universellement reconnue pour déterminer la résistance d'un ancrage à ce mode de rupture. Cependant, l'EN 1992-4 propose dans son Annexe D une méthode basée sur le temps d'exposition au feu ISO 834-1. Face à certaines limites attribuables à cette méthode, l'objectif du présent travail est de proposer une méthode alternative. En particulier, il est visé de relier la capacité du cône de béton à la température du béton, au lieu du temps d'exposition à un type de feu spécifique. Etant donné la complexité et le coût élevé des investigations expérimentales requises pour élaborer une méthode empirique, la méthodologie adoptée dans ce travail repose en grande partie sur des analyses théoriques et numériques. Une campagne expérimentale complète ensuit ces analyses, dans un but principal de vérification. Le travail s'organise alors en trois étapes :

1. En premier lieu, des ruptures par cône de béton de boulons à têtes sont simulées numériquement. L'objectif est essentiellement de prédire la trajectoire de la fissure conique sous différentes conditions, notamment en faisant varier la profondeur d'ancrage et le gradient thermique au sein du béton. Pour cela, la fissuration du béton est représentée par une variable champ de phase. En particulier, il est montré que l'angle de rupture n'est pas considérablement sensible à la variation de ces paramètres.
2. Ensuite, un travail semi-analytique vise à établir l'expression du facteur de réduction de la capacité du cône de béton en fonction de la température du béton. Ceci est réalisé dans le cadre de la mécanique linéaire élastique de la rupture, moyennant la connaissance de l'angle de rupture. Une grande partie de ce travail consiste à étudier numériquement l'évolution du besoin énergétique de la fissure conique lors de sa propagation. Il est mis en évidence que l'influence des contraintes thermiques et celle de la dégradation des propriétés macroscopiques du béton doivent être prises en compte lors du dimensionnement. Il est également montré que la température déterminante pour la dégradation de la capacité du cône de béton est celle à la pointe de la fissure critique. Cependant, la connaissance encore non maîtrisée de l'énergie de fissuration du béton à températures élevées reste limitante pour appliquer la méthode de calcul établie. Néanmoins, différentes hypothèses basées sur la littérature peuvent être considérées.
3. Avec ces hypothèses, la méthode établie est finalement vérifiée au moyen d'expérimentations à taille réelle. Les procédures d'essais à températures élevées développées durant la campagne expérimentale permettent de tester les ancrages sans attendre le refroidissement du béton. Deux types de scénario de chauffage sont considérés : le feu ISO 834-1 et un chauffage à vitesse plus faible, entraînant un gradient thermique moins prononcé dans le béton. Grâce à ces essais, la base de données existante sur les boulons à tête est élargie ; et des tout premiers résultats sur les chevilles chimiques sont fournis. Une bonne adéquation entre les résultats d'essais et les résultats théoriques est obtenue, avec un niveau de conservatisme différent selon les hypothèses considérées pour l'énergie de fissuration. En outre, une méthode alternative à la méthode de l'EN 1992-4 est proposée pour déterminer la résistance caractéristique des boulons à tête, avec laquelle une meilleure précision est obtenue.

Mots clés : ancrage, béton, température, cône de béton, mécanique de la rupture, champ de phase

Concrete cone failure of anchors at high temperature

Summary

Anchoring heavy equipment to a concrete structure or connecting concrete elements with each other can be ensured by means of different anchoring systems. When concrete is exposed to a thermal load, for example, during an event of fire, its mechanical strength is changed, and therefore the behavior of these anchoring systems is affected. The latter can fail, under certain conditions, by detachment of a cone-shaped portion of concrete. At high temperatures, there is currently no universally recognized method for determining the resistance of an anchor to this failure mode. However, EN 1992-4 suggests in its Annex D a method based on ISO 834-1 fire exposure time. Faced with certain limitations attributable to this method, the objective of this work is to propose an alternative method. In particular, it is intended to relate the concrete cone capacity to the temperature of the concrete, instead of the duration of exposure to a specific type of fire. Given the complexity and high cost of the experimental investigations required to develop an empirical method at high temperature, the methodology adopted in this work is mainly based on theoretical and numerical analyses. An experimental campaign then completes these analyses, with the main purpose of verification. The work is then organized in three stages:

1. Firstly, the concrete cone failure of headed studs is simulated numerically. The goal is essentially to predict the trajectory of the cone-shaped crack under different conditions, in particular by varying the embedment depth and the thermal gradient within the concrete. For that, concrete fracture is represented by a phase field variable. In particular, it is shown that the failure angle is not significantly sensitive to the variation of the investigated parameters.
2. Then, a semi-analytical work aims to establish the expression of the factor of reduction of the concrete cone capacity based on the temperature of concrete. This is carried out within the framework of linear elastic fracture mechanics, knowing the failure angle. A great part of this work consists in studying numerically the evolution of the energy required by the conical crack for its propagation. It is highlighted that the influence of the thermal stresses and that of the degradation of the macroscopic properties of concrete must be taken into account in design. It is also shown that the determining temperature for the degradation of the concrete cone capacity is that at the tip of the critical crack. However, the still unmastered knowledge of the fracture energy of concrete at high temperatures remains limiting for applying the established calculation method. Nevertheless, different assumptions based on the literature can be considered.
3. With these assumptions, the established method is finally verified by means of full-scale experiments. The high temperature test procedures developed during the experimental campaign allow to test the anchors without waiting for the concrete to cool down. Two types of heating scenarios are considered: ISO 834-1 fire and a slow-rate heating, which induces a less pronounced thermal gradient in concrete. Through these tests, the existing database for headed studs is broadened; and very first results on bonded anchors are provided. A good agreement between the test results and the calculation results is obtained, with a different level of conservatism depending on the hypotheses considered for the fracture energy. Moreover, an alternative method to the method of EN 1992-4 is proposed for determining the characteristic resistance of headed studs, with which a better accuracy is achieved.

Keywords: anchors, concrete, temperature, concrete cone, fracture mechanics, phase field



Laboratoire de Mécanique Gabriel Lamé
Site Vinci, 8 Rue Léonard de Vinci,
45072 Orléans