# Développement d'un modèle de l'interface à haute température

Dans le Chapitre 1, on constate que la question de l'interface béton-acier n'est pas encore complètement traitée même à température ambiante. En fait, le comportement de l'interface dépend à la fois des propriétés de matériaux et de plusieurs facteurs structuraux comme l'enrobage, l'espace entre les barres, le confinement.... Si on étend ce problème au cas de haute température, ce sera encore plus compliqué.

Notre approche est de partir des modèles fiables d'interface à température ambiante et de les adapter à la haute température. On suppose le découplage entre l'impact de la température et celui des autres facteurs structuraux parce que la compréhension du couplage de ces impacts entraînerait de grandes campagnes d'essais.

Dans ce chapitre, on va tout d'abord étudier comment la température influence le comportement de l'interface au travers des résultats de la littérature. Ensuite, un modèle d'interface convenable va être sélectionné et adapté à la haute température. Finalement, une méthode d'intégration numérique du modèle développé dans ANSYS.

# 2.1 Impact de la température sur l'adhérence dans la littérature

Dans les années 70s-80s, il y a eu quelques études sur ce sujet. Bien que les résultats obtenus soient différents l'un de l'autre, ils nous permettent de comprendre les différents aspects du problème de l'interface béton-acier à chaud.

# 2.1.1 Premières études

En 1975, Kasami et al. ont testé 120 éprouvettes de pull-out avec quatre différents mélanges du béton (selon [16]). Ces mélanges se composaient du ciment portland et des granulats de rive. Les éprouvettes contenaient une barre d'armature lisse. Toutes les éprouvettes ont été testées à froid après une période de réchauffement (à 10°C/h) et une période de refroidissement (à 10°C/h). Le résultat le plus important est que l'adhérence entre le béton et l'armature lisse diminue rapidement avec l'augmentation de la température.

Les investigations similaires à celles de Kasami et al. ont été réalisées par Milovanov et al. en 1954 (selon [16]) (voir la Figure 2.1). Ils ont testés des prismes (140mm x 140mm x 300mm) qui ont étés fabriqués avec du ciment Portland et des granulats de rive. Les armatures lisses et HA de diamètre 20 mm étaient mises dans les éprouvettes. La plupart des prismes ont été testés après refroidissement précédé par un réchauffement jusqu'à 100°C, 250°C, 350°C ou 450°C. Les résultats sur la Figure 2.1 montrent une grande diminution de l'adhérence pour les armatures lisses comme observée par Kasami et al. Cependant, pour l'armature HA une légère augmentation de la résistance d'adhérence est suivie par une baisse de celle-ci à partir de 300°C.



Figure 2.1

Résistance de l'adhérence mesurée dans l'essai de Milovanov et al. [16]

En particulier, en testant une éprouvette au moment du réchauffement à température maximale 250°C, les auteurs ont remarqué que l'adhérence de l'armature HA à haute température est plus grande que celle au moment du refroidissement.



Figure 2.2

Résistance de l'interface mesurée dans l'essai de Reichel [16]

Dans le but d'évaluer l'influence de la température en présence des armatures de renforcement passif, Reichel a réalisé des essais avec des éprouvettes prismatiques 150mm x 150mm x 450mm [16]. Le diamètre de l'armature principale était de 14 mm et la longueur d'ancrage était de 300 mm. Quand aux granulats, il y avait des granulats de rive et du granit

écrasé. La résistance de l'adhérence était mesurée 24h après le refroidissement. Les résultats obtenus (voir la Figure 2.2) étaient vraiment différents de ceux de Milovanov et al. Ceci est peut-être expliqué par la présence des renforcements passifs, par l'augmentation de l'enrobage par rapport au diamètre de la barre et par le changement du type de granulat.

De plus, Reichel a montré que la variation de la résistance de l'adhérence en fonction de la température dépend de la résistance du béton.

## 2.1.2 Etude de Diederichs et al. [16]



Eprouvette [16]

Description du four thermique [16]

Evidemment, il y a une divergence de point de vue parmi les auteurs sur la méthode et les procédures d'essais de l'adhérence. De plus, les résultats obtenus sont insuffisants et très différents l'un à l'autre. Face à ces difficultés, Diederichs et al. ont construit une méthode plus simple, plus fiable pour tester l'interface [16]. Comme les essais de l'interface à froid, les éprouvettes cylindriques ont été utilisées (voir la Figure 2.3). Trois types d'armature ont été testés : barre à haute adhérence à diamètre d = 16mm, barre lisse à diamètre d = 8mm,16mm, barre de précontrainte à diamètre d = 7,5mm. La géométrie de l'éprouvette a été déterminée en se référant aux recommandations de RILEM/CEB/FIP. Le diamètre de l'éprouvette D (D =  $172 \text{ mm} > 10^{\circ}\text{d}$ ) favorise l'exploitation maximale de l'adhérence et permet une rupture ultime cylindrique au niveau de l'interface. Quand à la longueur d'ancrage, pour évaluer son influence sur le comportement de l'interface, trois valeurs ont été choisies : 40mm, 80mm et 110mm.

Pour diminuer l'influence du gradient thermique, le réchauffement des éprouvettes a été réalisé à 1°C/min. Le taux d'augmentation du chargement était à 1kN/s. Concernant les

matériaux, les auteurs ont utilisé le béton ordinaire avec des granulats siliceux avec une résistance (dans l'essai au cube) de 48-61N/mm<sup>2</sup>. Diederichs et al. ont testé les éprouvettes au cours du réchauffement à température élevée. Il y avait deux différentes procédures d'essai achevées :

- Méthode I : L'éprouvette est échauffée jusqu'à une température maximale constante, puis elle est chargée jusqu'à la rupture. (voir la Figure 2.5 et la Figure 2.6)







Méthode I - Phase du réchauffement [16]

Figure 2.6

Méthode I - Phase du chargement [16]





Méthode II - Température lors du réchauffement à charge initiale constante [16]



Figure 2.8

Méthode II - Glissement en fonction du temps à charge initiale constante [16]

- Méthode II : L'éprouvette est soumise à un certain niveau de charge au moment initial. Ensuite, elle subit un échauffement jusqu'à la rupture. (voir la Figure 2.7 et la Figure 2.8).

Pour les essais selon la méthode I, les résultats sur la Figure 2.9 pour l'adhérence de l'armature à haute adhérence (HA) montrent que la différence entre les diagrammes est petite quand la température est dans la gamme de 20°C à 300°C. Quand la température dépasse cette gamme, la baisse de résistance se passe rapidement et la forme des courbes varie aussi. La Figure 2.10 présente les résultats pour l'adhérence entre la barre de précontrainte (St 1500/1700) et le béton. Dans le cas des barres lisses (Figure 2.11), la rugosité joue un rôle

important. A 200°C, tandis que la résistance de l'interface ne diminue pas pour les barres très rouillées, elle devient très basse pour les barres plus lisses. En générale, l'adhérence des barres lisses diminue beaucoup plus que celle des barres HA.



Figure 2.9

Figure 2.10



La Figure 2.12 donne une illustration claire sur la variation de la résistance d'adhérence en fonction de la température pour les différents types d'armature. Outre les observations cidessus, les auteurs ont aussi constaté que l'influence du diamètre de la barre est incertaine. L'effet de la longueur d'ancrage est très faible sauf dans le cas où elle est longue (110mm).

Pour les essais selon la méthode II, la courbe glissement-température a été mesurée. La rupture s'est passée au moment où le glissement a augmenté très vite. La température correspondante est appelée la température d'adhérence critique. Sa valeur dépend de la charge initiale appliquée. Les courbes glissement-température aux différents niveaux de chargement sont présentées sur Figure 2.13, Figure 2.14 et Figure 2.15 pour les barres HA et les barres lisses.

La synthèse de la relation entre la température critique et la charge initiale appliquée pour les essais d'arrachement de la barre HA, de la barre lisse et aussi pour l'essai de compression du cube de béton est présentée sur la Figure 2.16.





Contrainte d'adhérence – glissement avec armature lisse : d=8 ; l=40 [16]



#### Figure 2.13

*Température – glissement avec armature à haute adhérence : d=16 ; l=80 [16]* 



Figure 2.12





*Température – glissement avec armature lisse rouillée : d=8 ; l=40 [16]* 



*Température – glissement avec armature lisse : d=8 ; l=40 [16]* 

Relation température critique & charge appliquée pour l'interface et le béton [16]

A partir des résultats ci-dessus, une remarque importante s'impose : au moment de la rupture, la force appliquée de la méthode II est beaucoup plus petite que celle de la méthode I. Cela prouve que la résistance de l'interface dépend fortement de la méthode de chargement.

# 2.1.3 Etude de Morley et al. [17]

Une autre étude qui est aussi très importante a été réalisée par P. D. Morley et R. Royles en 1983 [17]. L'interface béton-acier HA a été examinée dans la gamme de température 20°C-750°C. Le béton ordinaire utilisé se compose des graviers naturels et du ciment Portland. En souhaitant vérifier le comportement de l'interface sous de différentes conditions, quatre procédures d'essai ont été réalisées :

- (1) Une contrainte initiale constante est appliquée pendant le réchauffement. Ensuite, l'éprouvette est chargée à chaud jusqu'à la rupture.
- (2) Une contrainte initiale constante est appliquée pendant le réchauffement. Ensuite, l'éprouvette est chargée jusqu'à la rupture après la phase de refroidissement.
- (3) Aucune contrainte initiale n'est appliquée pendant le réchauffement. L'éprouvette est chargée à chaud jusqu'à la rupture.
- (4) Aucune contrainte initiale n'est appliquée pendant le réchauffement. L'éprouvette est chargée jusqu'à la rupture après la phase de refroidissement.



Figure 2.17

Disposition des quatre éprouvettes dans le four thermique [17]

Durant l'essai (voir la Figure 2.17), la vitesse du réchauffement était de 2°C/min. Les éprouvettes étaient cylindriques à hauteur de 300 mm. Quatre valeurs de l'épaisseur de l'enrobage ont été testées : 25mm, 32mm, 46mm et 55mm. La barre avait le diamètre de 16 mm. Longueur d'ancrage a été conçue à 32mm. C'est-à-dire qu'elle est égale à deux fois du diamètre de la barre. Tandis que l'enrobage 55 mm a été utilisé pour tous les quatre procédures d'essai citées ci-dessus, les autres enrobages n'ont été utilisés que pour les essais selon la  $2^{e}$  procédure.

En parallèle, les cubes du béton ont été aussi fabriqués pour tester la résistance de compression du béton à chaud. Après que les éprouvettes de pull-out soient testées, elles subissent ensuite à un test de traction indirecte pour mesurer la résistance de traction du béton.

Le 1<sup>e</sup> résultat observé est la forme des courbes contrainte d'adhérence – glissement. La Figure 2.18 présente les courbes contrainte-glissement pour la 2<sup>e</sup> procédure d'essai. Pour les autres procédures, les courbes ont une forme similaire à la 2<sup>e</sup> procédure. En général, chaque courbe se compose de trois parties : la 1<sup>e</sup> partie présente une grande rigidité et se termine par une valeur critique de contrainte d'adhérence, la 2<sup>e</sup> présente une augmentation de contrainte plus graduelle et le taux d'augmentation est en voie de diminution, la 3<sup>e</sup> est la phase limite avant la rupture. Parce que les essais sont pilotés par une force appliquée, il est impossible d'observer la branche descendante et la branche correspondant à la résistance résiduelle.



Figure 2.18

Contrainte d'adhérence–glissement. Procédure d'essai (2) ; barre d=16 mm ; enrobage 55 mm [17]

L'évaluation de la différence entre les résultats des quatre procédures d'essai s'est faite en observant la relation contrainte maximale – température. Les observations montrent une petite différence sur la résistance de l'adhérence entre le cas où il y a une contrainte appliquée et celui où il n'y a pas de contrainte appliquée pendant le réchauffement (voir Figure 2.19 et Figure 2.20). La présence d'une contrainte initiale permet en général d'augmenter un peu la résistance de l'adhérence. Cette conclusion est aussi valable pour la résistance du béton. Ce phénomène peut être expliqué par le fait que le chargement initial contribue à diminuer la formation des fissures dans le béton due à l'effet thermique. Quand il y a moins de fissures, la résistance de l'interface augmente.

On peut constater aussi que la différence entre la résistance de l'interface des éprouvettes chaudes et celle résiduelle des éprouvettes testées après traitement thermique est assez importante (voir Figure 2.21 et Figure 2.22). Tandis que la résistance de l'adhérence des éprouvettes après traitement thermique est plus grande que celle des éprouvettes chaudes dans la gamme de température 20-250°C, la situation s'inverse pour les températures plus élevées. D'après l'explication de Morley et al. [17], pour l'essai à chaud, il y a à la fois la contrainte due au chargement et celle due à l'effet thermique entre le béton et l'acier. Cela entraîne une rupture de l'interface plus tôt que pour l'essai à froid. Toutefois, selon ces auteurs, quand la température dépasse 250°C, le mouvement matériel dû au refroidissement du béton entraîne un développement des fissures du béton au niveau de l'interface. Cet effet domine l'impact de la contrainte thermique. C'est la raison pour laquelle la résistance d'adhérence des éprouvettes après traitement thermique diminue plus vite quand la température de réchauffement est



#### Figure 2.19





Figure 2.20



#### Figure 2.21



*Résistance d'adhérence – température Barre d=16 mm ; enrobage 55 mm [17]* 

Figure 2.22

Finalement, l'effet de l'enrobage a été aussi évalué. Plus l'enrobage diminue, plus la

contrainte d'adhérence maximale baisse (Figure 2.24). Avec un petit enrobage (25mm, 32 mm <2\*diamètre de la barre), la rupture de l'interface se fait par fendage de l'enrobage. C'est pourquoi, l'évolution de la résistance d'interface en fonction de la température pour les petits enrobages est similaire à celle de la résistance de traction du béton (voir Figure 2.23 et Figure 2.24). En revanche, pour les enrobages plus importants (46, 55 mm) les essais se terminent par une rupture de l'adhérence au niveau de l'interface. Cette rupture dépend de la résistance de compression du béton au tour des nervures de la barre. C'est la raison pour laquelle l'évolution de la résistance d'adhérence avec la température dans ce cas a la même forme que celle de la résistance de compression du béton (voir Figure 2.24).





*Résistance d'adhérence et résistance du béton en fonction de la température [17]* 



*Résistance d'adhérence aux enrobages différents* [17]

# 2.1.4 Conclusions sur l'impact de la température sur l'interface

## 2.1.4.1 Raisons de la dégradation de l'interface due à la température élevée

Tous les auteurs de la littérature sont d'accord sur la raison principale de la baisse de l'adhérence : c'est la dégradation du ciment et des granulats due aux effets thermiques. Concrètement, cette dégradation est due aux raisons suivantes :

- L'expulsion de l'eau : tout d'abord, c'est l'évaporation de l'eau dans le béton saturé. Ensuite, il y a la déshydratation de l'eau dans le ciment quand la température atteint 300°C [18]. A 500°C, l'eau dans les capillaires est aussi libéré.
- Le changement dans la composition chimique du ciment et des granulats [18]: A partir de

500°C, le calcium hydroxyde et le calcium silicate hydrate commencent à se décomposer dans la matrice de ciment et l'écroulement se passe à 900°C. Par ailleurs, tandis que les granulats siliceux se décomposent à peu près de 500°C, les granulats calcaires se décomposent à une température considérablement plus élevée.

- La dilatation volumique hétérogène des ingrédients du béton lors du réchauffement et la contraction lors de la phase de refroidissement.

Toutes ces raisons entraînent un état de contraintes thermiques internes, un réseau des microfissures dans le béton et baissent les propriétés mécaniques du béton au tour de l'interface. La Figure 2.25 présente une image des réseaux « spider » des fissures thermiques. Ce sont les résultats de l'étude de [18]. Ces fissures sont marquées en noire avant d'être photographiées.



Figure 2.25

Configuration des micro-fissures thermiques [18]

## 2.1.4.2 Variation du comportement de l'interface en fonction de température

- Généralement, la résistance de l'interface diminue avec la température. Dans la gamme de température 20°C-300°C, cette réduction est légère (< 25%). Elle augmente très vite quand la température dépasse 500°C. Elle peut atteindre 70-80% à 700°C, 800°C. En particulier, Morley et al. ont conclut que l'évolution de la résistance de l'adhérence en fonction de la température est similaire à celle de la résistance du béton.</li>
- L'autre point important, c'est que la résistance de l'interface dépend beaucoup de la procédure d'essai. Morley et al. ont prouvé clairement la différence entre la résistance au moment de réchauffement et celle après la phase de refroidissement. Diederichs et al. [16] ont montré une grande différence de la résistance entre leurs deux méthodes de chargement.
- Le changement du glissement de l'interface à haute température n'est pas considérable. Les résultats de l'étude de P. D. Morley et al. ont montré que le glissement de l'acier à haute température est presque invariable par rapport à température ambiante [17].
- Toutes les études dans la littérature sont réalisées avec un pilotage en force. Donc, il est impossible d'observer la branche descendante du comportement de l'interface.
- Finalement, les résultats de différents auteurs ne sont pas encore en bon accord entre eux à cause de la différence entre les procédures d'essai. Cependant, il apparaît que les

éprouvettes à petite longueur d'ancrage et à grand enrobage sont les plus représentatifs et les plus utilisées pour étudier le comportement de l'interface.

## 2.1.4.3 Les facteurs influençant l'adhérence à chaud

Dans cette partie, on aborde les facteurs qui peuvent influencer le taux de variation de la résistance de l'interface à haute température, c'est-à-dire le taux  $\frac{\tau(T)}{\tau(20^{\circ}C)}$ 

*Type de granulat* : il influence beaucoup le comportement de l'interface. La réduction de la résistance de l'adhérence pour les granulats siliceux est considérablement plus grande que pour les granulats calcaires notamment quand la température dépasse 500°C [14]. Cette influence a bien été évaluée de façon quantitative. C'est une référence importante pour appliquer au cas des granulats mixtes (voir Figure 2.26).



- *Résistance initiale à froid du béton* : son influence est incertaine (voir Figure 2.26). La résistance à froid du béton est déterminée par le rapport entre ses composants (granulats, sables, ciment, eau) et par la taille des granulats. D'après les observations de la littérature [14], il parait que cette influence est incertaine et difficile à caractériser.
- *Impact du taux eau/ciment* : Il n'est pas encore compris [14]. L'évaporation de l'eau joue un rôle important sur la résistance d'interface. C'est pourquoi, cet impact peut être considérable.
- *Géométrie de l'armature :* Concernant la rugosité de la surface de la barre, une barre lisse est plus sensible qu'une barre HA. En effet, une fois que la petite couche d'adhérence chimique entre béton et la surface de la barre est endommagée par la chaleur, la résistance de l'interface diminue rapidement pour les barres lisses. Par ailleurs, l'influence du diamètre de la barre est petite et incertaine [14]. Ceci est en bon accord avec ce qui existe dans la littérature en température ambiante.
- *Enrobage du béton* : Ce facteur affecte beaucoup l'adhérence. A faible enrobage, l'éprouvette a une rupture par fendage de l'enrobage et la résistance de l'interface à chaud dépend de la résistance de traction du béton à haute température. Pour d'importants enrobages, l'éprouvette a une rupture cylindrique au tour de la barre et l'évolution de la

résistance de l'interface en fonction de la température est similaire à celle de la résistance de compression du béton. Quand on observe les résultats de P. D. Morley & al. [17] et de Rami H. Haddad & al. [18], il y a une divergence. Tandis que P. D. Morley affirme que, pour de petits enrobages, la résistance de l'interface augmente avec la croissance de l'épaisseur de l'enrobage, Rami H. Haddad et al. [18] disent le contraire. Cette divergence peut être due à une grande différence entre les deux longueurs d'ancrage (2\*d et 9\*d) et aussi entre les deux types du béton utilisés. Pour des enrobages plus grands, si son épaisseur dépasse la zone du béton influencée par l'activation de l'interface, on peut supposer que l'influence de l'enrobage est négligeable. L'épaisseur minimale dans ce cas peut être de 4 à 5 fois diamètre de la barre.

# 2.2 Proposition d'un modèle de l'interface à haute température

Le développement d'un modèle d'interface à haute température nécessite deux conditions :

- Il faut avoir un modèle d'interface performant à température ambiante
- Il faut avoir des informations suffisantes sur l'impact de la température sur le comportement de l'interface

Concernant l'impact de la température sur le comportement de l'interface, les auteurs dans la littérature ne peuvent pas encore obtenir une conclusion complète. Parmi les études présentées ci-dessus, celles de Diederichs & al. [16] et de Morley & al. [17] sont les plus fiables.

Concernant le modèle d'interface à température ambiante qui sera développé à haute température, parmi les modèles d'interface dans littérature, on choisit le modèle d'Eligehausen et al. [7] (voir Figure 1.24) pour les raisons suivantes :

- Ce modèle a une grande fiabilité : Tout d'abord, le modèle d'Eligehausen et al. [7] est déduit à partir d'une importante campagne expérimentale. Plusieurs séries de test ont été réalisées et plusieurs paramètres ont été considérés. En plus, la forme de la courbe de comportement du modèle d'Eligehausen et al. décrit très bien les mécanismes intrinsèques de l'interface. Enfin, les résultats expérimentaux ont été validée par l'étude de Cox et al [6] et plusieurs auteurs ([8], [9], [10], [11], [12]...) ont utilisé ce modèle dans leur calcul des structures. Ce modèle est aussi recommandé par la norme de CEB-FIP (selon [4]).
- Ce modèle est le plus convenable pour l'analyse du comportement macroscopique des structures. Les éprouvettes utilisées par Eligehausen et al. ont une constitution très proche de celle des structures en béton armé : présence des armatures de renforcement passif, pré-création des fissures longitudinales, présence des pressions latérales,... De plus, le modèle d'Eligehausen peut aussi considérer l'influence de plusieurs paramètres. Cela est très utile pour une application aux structures réelles où les paramètres structuraux et les propriétés de matériau sont variés.
- Enfin, ce modèle est simple : il n'a que 5 paramètres à identifier :  $\tau_1$ ,  $\tau_2$ ,  $s_1$ ,  $s_2$  et  $s_3$ .

## 2.2.1 Développement du modèle à haute température

En ce qui concerne la forme de la courbe de comportement de l'interface, les observations de Diederichs & al. [16] et de Morley & al. [17] montrent que les courbes à différentes températures ont des formes similaires. On peut donc supposer qu'elles utilisent les mêmes formules. La différence entre ces courbes vient du changement des cinq paramètres du modèle en fonction de la température.

#### a) Détermination de la résistance de l'interface $au_1$ :

Le premier paramètre du modèle de Eligehausen et al. est la résistance de l'interface  $\tau_1$ , le paramètre le plus important. Tous les auteurs s'accordent sur le fait que c'est la variation des propriétés thermiques, mécaniques, physiques du béton qui entraîne le changement de résistance de l'interface. Tandis que les premières études dans les années 70s ont donné quelques conclusions qualitatives générales, celles de Diederichs & al. [16] et de Morley & al. [17] sont quantitatives (voir Figure 2.12, Figure 2.19, Figure 2.20, Figure 2.21 et Figure 2.22). Ces figures montrent que la résistance de l'interface à haute température dépend nettement des facteurs comme la géométrie des éprouvettes, le béton, la procédure d'essai... Les résultats de Morley & al. [17], montrent aussi que les différences dues à la présence des contraintes initiales existent mais ne sont pas grandes et que les formes des courbes sont encore similaires. Avec la même procédure d'essai (contrainte initiale nulle, arrachement fait à température élevée et uniforme), l'impact des facteurs de géométrie et de matériau est clairement illustré quand on compare les études [16] et [17] dans le cas de l'armature HA. Cette comparaison est présentée sur la Figure 2.27. On trouve une différence entre les deux courbes. La différence est due à la combinaison de :

- la différence de l'enrobage (78 mm et 55 mm)
- la différence de la longueur d'ancrage (80 mm et 32 mm)
- la différence du type de granulat et de la résistance du béton

Malgré cette différence, ces deux courbes sont assez proches l'une de l'autre. Cela prouve que les facteurs de géométrie et de matériau existent mais ne sont pas prépondérants.

Evidemment, considérer le couplage entre la température et d'autres facteurs (géométrie, matériaux, procédure d'essai) est très compliqué et difficile dans le cadre d'une thèse. En faisant la comparaison entre le taux de variation de la résistance d'interface et celui de la résistance de béton (voir la Figure 2.23), Morley & al. nous ont fourni une conclusion importante : les deux variations sont très similaires. Dans le cas où l'enrobage de l'éprouvette est petit (éclatement de l'enrobage), la variation de la résistance d'interface est similaire à celle de la résistance de traction du béton. Quand l'enrobage est grand ou quand le confinement est assuré (éclatement de l'enrobage empêché), la variation de la résistance d'interface est donc similaire à celle de la résistance compressive du béton à haute

température. Cette conclusion est confirmée en comparant les observations de Diederichs & al. [16] et de Morley & al. [17] avec la variation de la résistance du béton dans l'Eurocode. Par efficacité, simplicité et fiabilité, on prend le taux de variation de la résistance du béton comme la solution approximative du taux de variation de la résistance d'interface à température élevée.





Courbes de réduction de la résistance d'interface et celle du béton à haute température Courbe jaune de réduction de la résistance du béton à chaud définie dans l'Eurocode Courbes bleu et rose de réduction de la résistance de l'interface observées par Diederichs & al. [16] et par Morley & al. [17], obtenues par la procédure d'essai: pas de contrainte initiale, teste à haute température uniforme

En se basant sur les figures de Figure 2.19 à Figure 2.23 et Figure 2.27, on peut constater que l'erreur de cette solution approximative est de 5% à 15 % quand la température est inférieure à  $700^{\circ}$ C. Pour le calcul en génie civil et pour un problème complexe comme l'interface, cette erreur est acceptable.

#### **b**) Détermination des glissements $s_1$ et $s_2$ :

Dans le modèle d'Eligehausen & al. [7], ces deux valeurs déterminent la phase où la résistance de l'interface est atteinte et reste constante. Cette branche  $s_1 - s_2$  est une simplification du tronçon au tour du pic de la courbe de comportement réel (voir la Figure 2.28). Si on suppose que le glissement réel au pic est  $s_p$ , on a la relation :

$$s_p \approx (s_1 + s_2)/2 \tag{2.1}$$





Déduction analytique du modèle d'Eligehausen

Dans les études de Diederichs & al. [16]et de Morley & al. [17], les essais ont été pilotés par la force imposée, donc seule la partie du comportement de l'interface avant le pic est sortie comme résultat. En se basant sur les diagrammes issus de leurs études (voir la Figure 2.9 et la Figure 2.18), on constate que le glissement correspondant à la contrainte d'adhérence maximale ne change pas beaucoup avec la température. Ces résultats nous permettent de conclure que la valeur  $s_p$  ne varie pas à chaud. De plus, on peut trouver que les formes des courbes de comportement à températures différentes sont similaires l'une à l'autre sur ces diagrammes. A partir de ces observations, on peut choisir la valeur  $s_1$  constante (voir la Figure 2.29). Et puis, quand  $s_p$  et  $s_1$  sont constantes, la valeur de  $s_2$  est aussi constante.



Figure 2.29

Détermination de  $s_1$  et  $s_2$  à haute température

#### c) Détermination du glissement s<sub>3</sub> :

Le paramètre  $s_3$  est le glissement à partir duquel la phase de frottement commence à se développer. Evidemment, ce phénomène se passe quand tous les crans du béton entre les nervures sont totalement cisaillés. C'est pourquoi, Eligehausen & al. [7] ont conclut que la valeur de  $s_3$  doit être égale à la distance entre deux nervures successives. Et les résultats de leurs essais l'ont confirmé. Evidemment, cette conclusion est aussi vraie à haute température et  $s_3$  reste donc constant.

#### d) Détermination de la résistance résiduelle $\tau_2$ :

Le dernier paramètre à considérer est la résistance résiduelle  $\tau_2$  de la phase de frottement. On n'a pas d'information dans la littérature pour déduire sa valeur à chaud. Théoriquement, sa valeur dépend du coefficient de frottement et de la contrainte normale au niveau de l'interface. Comme aucun résultats expérimentaux n'est disponible pour déterminer  $\tau_2$ , on doit se baser sur les considérations suivantes :

- Quand le béton est dégradé à cause de la haute température, l'effritement du béton autour de l'armature est plus important et plus fin. Cela entraîne la diminution du coefficient de frottement. C'est-à-dire le glissement se produit plus facilement. (voir la Figure 2.30)
- Plus la température est élevée, plus la dégradation (écrasement, effritement, cisaillement, déshydratation) du béton augmente, plus l'interaction mécanique entre le béton et l'armature à la phase de frottement baisse. Cela entraîne la baisse de la contrainte normale à la phase de frottement.





Etat interne de l'interface à la phase de frottement

Pour toutes ces raisons, on peut conclure que la résistance résiduelle  $\tau_2$  diminue avec la température. Toutefois, la quantification de sa valeur est difficile. On fait une hypothèse forte : le taux de diminution de  $\tau_2$  est similaire à celui de la résistance de l'interface  $\tau_1$ . Dans le calcul, la phase de frottement se produit tardivement, la valeur de  $\tau_2$  est petite, donc elle

n'influence pas beaucoup sur le comportement de la structure.

A partir de toutes les analyses ci-dessus, on peut trouver le modèle d'interface 1D à haute température en illustration sur la Figure 2.31.



Figure 2.31

Illustration du modèle de comportement d'interface à haute température

# 2.2.2 Conclusion sur le modèle développé

Le développement dans la section 2.2.1 a permis de compléter le modèle de Eligehausen et al. Maintenant, le modèle proposé peut prendre en compte non seulement l'influence de plusieurs facteurs de géométrie et de matériau mais aussi celle de la température.

Les facteurs de géométrie et de matériau ont été bien présentés par Eligehausen et al. dans [7]. Ils peuvent être classés en trois facteurs principaux : la résistance de compression du béton  $f_c$ , le diamètre de l'armature principale  $d_b$  et le niveau de renforcement transversal. Le dernier dépend à la fois de l'épaisseur d'enrobage, de la position des armatures de renforcement passif et de la pression latérale. Pour faciliter la déduction des paramètres du comportement de l'interface à différents cas, on définit quatre niveaux de renforcement transversal :

- Niveau 1 (très faible) : le fendage de l'enrobage se produit. Ce niveau correspond au cas où il n'y a pas d'armature de renforcement passif et la pression latérale est nulle
- Niveau 2 (assez faible) : l'enrobage est très fissuré mais son fendage ne se produit pas. Ce niveau correspond au cas où l'armature de renforcement passif est présente, l'enrobage est faible (< 1,5.d<sub>b</sub>) et la pression latérale est nulle.
- Niveau 3 (normal) : l'enrobage a quelques fissures mais elles sont petites. C'est le cas où l'armature de renforcement passif est présente, l'épaisseur de l'enrobage est de 1,5.d<sub>b</sub> à 4.d<sub>b</sub> et la pression latérale est nulle. Ce niveau correspond à celui de la série

expérimentale principale de Eligehausen et al.

- Niveau 4 (fort) : soit l'enrobage n'est pas fissuré, soit il est fissuré mais les fissures sont fermées. Ce niveau correspond à un des cas suivants :
  - L'armature de renforcement passif est présente, l'épaisseur de l'enrobage est grande (>  $4.d_b$ ) et la pression latérale est nulle.
  - L'armature de renforcement passif est présente, l'épaisseur de l'enrobage est de  $2.d_b$  à  $4.d_b$  et la pression latérale est appliquée (>  $5 N/mm^2$ )

A partir de ces niveaux, on peut ensuite se référer aux observations expérimentales de Eligehausen et al. [7] pour déterminer les paramètres appropriés du comportement de l'interface. Quand aux impacts de la résistance de compression du béton et du diamètre de l'armature, ils ont bien été quantifiés par Eligehausen et al. [7].

# 2.3 Intégration numérique du modèle de l'interface dans ANSYS

Parmi les méthodes d'intégration numérique présentées dans le 0, la méthode « bond-link element » est utilisée dans ANSYS. Elle consiste à l'utilisation de l'élément de ressort COMBIN39 qui est déjà défini dans le logiciel. Cette méthode a montré son utilité et sa performance dans la modélisation de l'interface à température ambiante. Cependant, son inconvénient unique est qu'il ne peut pas modéliser le comportement de l'interface à haute température parce que la déclaration de plusieurs courbes de comportement correspondant aux différentes températures est impossible avec COMBIN39. Pour dépasser cette difficulté, on a trouvé une méthode simple et efficace pour remplacer l'élément de ressort COMBIN39.

# 2.3.1 Elément de ressort COMBIN39 dans l'ANSYS [19]



Figure 2.32

Elément de ressort non linéaire COMBIN39 [19]

Il s'agit d'un ressort non-linéaire dont le comportement exprime la relation entre la force

nodale transmise à travers l'élément et le déplacement relatif entre ses deux nœuds. Les deux nœuds sont peut-être coïncidents ou séparés (voir la Figure 2.32). La direction de travail de l'élément est déterminée en déclarant les axes du système nodal de coordonnées.

Cet élément accepte des formes très variées de la courbe du comportement de l'interface. La courbe est multilinéaire et elle peut avoir une pente négative. Elle peut accepter un comportement de compression différent à celui de traction. Si l'élément est en déchargement, il y a deux choix pour la branche de déchargement :

- Soit elle est coïncidente à la branche de chargement
- Soit elle est parallèle à la pente initiale de la courbe de comportement (Figure 2.33)



Figure 2.33

Branche de déchargement

A gauche : petit déchargement ; A droite : déchargement total [19]

Appliquant cet élément dans la modélisation de l'interface, l'interface continue est discrétisée en plusieurs couples de nœuds (un noeud du béton et un noeud de l'acier). Pour chaque couple, il faut définir deux éléments COMBIN39 selon deux différentes directions :

- Direction normale à la surface de l'interface.
- Direction qui est tangentielle à la surface de l'armature et qui est parallèle à l'axe de l'armature.

Dans notre cas d'étude, le comportement de l'interface à modéliser est 1D, donc la direction normale est aussi considérée comme infiniment rigide. On a donc besoin d'un élément unique COMBIN39 pour simuler le comportement de l'interface dans la direction longitudinale de l'armature. Dans l'autre direction, on définit aussi une condition limite qui contraint les déplacements des deux nœuds à la même valeur.

#### 2.3.2 Modélisation de l'interface à chaud

On a décrit dans la partie précédente l'élément COMBIN39 et son utilité dans la modélisation de l'interface à température ambiante. A haute température, il faut chercher une autre méthode pour intégrer le comportement 1D de l'interface. En constatant qu'un ressort et une barre ont la même nature mécanique, on essayera dans cette section d'utiliser l'élément barre au lieu de l'élément ressort.

Dans ce cas, un élément de barre va relier le nœud du béton et celui de l'acier. Différent du cas de COMBIN39, ces deux nœuds ne doivent pas être coïncidents. On suppose que la longueur de l'élément est  $\Delta l$ , l'aire de sa section transversale est  $\omega$ . Il faut que  $\Delta l$  soit très petit pour qu'on puisse considérer ces deux noeuds presques coïncidents. Dans le test de validation présenté à la section 2.4, on prend  $\Delta l = 0,1$  mm. La distance entre deux éléments d'interface successifs est d qui est aussi le pas de discrétisation de l'interface le long de l'armature. Le périmètre de l'armature est  $\zeta$ .

Supposons qu'il faille intégrer le comportement de l'interface suivant :

$$t = f(s) \tag{2.2}$$



#### Figure 2.34

Discrétisation du comportement de l'interface

L'utilisation du modèle d'interface 1D nous permet de modéliser l'acier simplement par un élément de barre. Le comportement continu de l'interface sur la longueur d et sur le périmètre  $\varsigma$  est transformé en relation entre la force nodale F et le déplacement relatif s à chaque élément représentant l'interface (voir la Figure 2.34):

$$F = t.\varsigma.d = \varsigma.d.f(s) \tag{2.3}$$

Si on utilise l'élément COMBIN39, la formule (2.3) est exactement le comportement de COMBIN39 à déclarer. A partir de cette formule, on peut déduire le comportement

contrainte-déformation de l'élément de barre modélisant l'interface (voir la Figure 2.35):

$$\sigma = F / \omega = t.\varsigma.d / \omega = (\varsigma.d / \omega).f(s) = (\varsigma.d / \omega).f(\Delta l.\varepsilon)$$
(2.4)



Figure 2.35

Transfert du ressort à l'élément de barre

La formule (2.4) est le comportement à déclarer pour le matériau fictif de l'élément de barre modélisant l'interface. Dans la modélisation, ce comportement varie le long de l'armature parce qu'il dépend de d. C'est-à-dire qu'on doit déclarer plusieurs modèles de matériaux pour simuler toute l'interface le long de l'armature. C'est une tâche très compliquée.

Pour la simplifier, on peut varier la valeur de l'aire de la section transversale de l'élément d'interface en la définissant comme suit:

$$\omega = \varsigma.d \tag{2.5}$$

Ce choix permet d'obtenir la formule simple du comportement de matériau de l'élément d'interface :

. .

$$\sigma = f(\Delta l.\varepsilon) = g(\varepsilon) \tag{2.6}$$

Ce comportement est constant sur toute la longueur de l'armature, donc on a besoin d'un seul modèle de matériau pour l'élément d'interface.

En conclusion, pour intégrer le comportement de l'interface  $\tau = f(s)$ , on peut utiliser les éléments de barre pour simuler l'interface de façon discrétisée. Dans ce cas, le comportement de matériau à déclarer pour ces éléments est  $\sigma = f(\Delta l.\varepsilon) = g(\varepsilon)$ .

## 2.4 Validation

Comme on a dit dans les parties précédentes, le comportement de l'interface dépend de plusieurs paramètres de matériau et de géométrie. Ainsi, bien que le modèle de Eligehausen et al.[7] soit le plus performant, son application peut conduire à des erreurs de calcul. Dans cette

partie, on va évaluer l'erreur de calcul quand on simule l'essai de Morley et al. en utilisant le modèle d'interface de Eligehausen et al. Cette simulation permet aussi de montrer le bon fonctionnement de la méthode d'intégration proposée ci-dessus.

#### a) Modèle de l'interface à entrer

Contrairement à l'essai de Eligehausen et al. [7], dans l'essai de Morley et al. [17] l'enrobage du béton est épais et il n'y a pas de fissure de fendage grâce à un fort niveau du renforcement transversal dans le béton. La résistance de l'interface dans ce cas est similaire à celle de l'essai de Eligehausen et al. dans le cas où une grande pression latérale est appliquée. En effet, avec une grande pression latérale, la fissure de fendage qui est pré créée dans l'éprouvette est toujours bien fermée (voir les détails dans [7]).

Les conclusions sur l'influence de la pression latérale dans [7] (voir la Figure 2.36) permettent de trouver les paramètres nécessaires du modèle de l'interface de Eligehausen et al. appliqué au cas de l'essai de Morley et al. :  $\tau_1 = 17 \text{ N/mm}^2$ ,  $\tau_1 = 6 \text{N/mm}^2$ ,  $s_1 = 1 \text{mm}$ ,  $s_2 = 3 \text{mm} s_3 = 11 \text{mm}$ .

Ce modèle est ensuite développé à haute température selon la méthode présentée dans la section 2.2.1. La loi de la variation de la résistance du béton en fonction de la température dans [17] est utilisée pour cet extension.



Figure 2.36

Comportement de l'interface sous l'influence de la pression latérale [7]

b) Résultats de calcul

En utilisant la méthode d'intégration présentée dans la section 2.3.2, l'essai de Morley et al. a été simulé dans ANSYS 11.0. La Figure 2.37 compare les résultats de calcul avec les résultats de l'essai de Morley et al. On trouve que le modèle proposé simule bien le comportement de l'interface à différentes températures. Ces résultats de calcul permettent aussi d'affirmer que la méthode d'intégration de l'interface proposée fonctionne bien dans ANSYS et est utile pour la modélisation de l'interface à température élevée.





Comparaison entre les résultats de calcul utilisant le modèle de l'interface développé et ceux de l'essai de Morley et al. (dans la Figure 2.18)