

déformation longitudinale imposé par le gradient hydrique sous les effets de la sollicitation des armatures longitudinales inférieures : lors du développement de gonflements, les armatures longitudinales inférieures sont soumises à des sollicitations de traction. Par réaction, un effort de compression s'exerce sur le béton et conduit la structure à se comporter de la même façon que lors d'une mise en précontrainte. Finalement, la direction de déflexion des structures se retrouve inversée, la fibre supérieure des poutres étant tendue en fin de suivi. Les amplitudes de variation des flèches sont d'autant plus importantes que la cage d'armature est souple. Le pourcentage d'armatures longitudinales intervient également comme attendu pour limiter l'expansion moyenne dans cette direction.

La réactivité des matériaux mis en œuvre dans cette étude influe essentiellement sur les cinétiques de déformation à niveau de ferrailage équivalent : ainsi, la poutre P6 (formule R2) développe des flèches équivalentes à la poutre P4 (formule R1) mais plus rapidement. Ce résultat est conforme aux conclusions issues de l'étude présentée au Chapitre 3 ayant permis de caractériser les potentiels et les cinétiques de gonflement des différents matériaux.

Les hypothèses de validité de la théorie des poutres ont été vérifiées pour l'ensemble des corps d'épreuve. Ainsi, il est possible de décrire le fonctionnement longitudinal de ces structures par la donnée d'un profil de déformation horizontale (caractérisable par exemple par sa courbure et la déformation moyenne). De tels profils ont été déterminés et quantifiés dans chaque cas et sont proposés à l'issue de l'analyse des mesures expérimentales. Ils sont regroupés en Annexe 7.

3.2 Analyse mécanique des poutres armées

3.2.1 Principe de modélisation

Le principe de modélisation des poutres armées est tout à fait similaire à celui mis en œuvre pour les corps d'épreuve non armés. Les équations d'équilibre de la section doivent néanmoins être réécrites pour tenir compte des efforts internes repris par les armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = \int_0^h \sigma(z) \cdot b \cdot dz + A \cdot \sigma_{st} + A' \cdot \sigma_{sc} = 0 \\ M = \int_0^h \sigma(z) \cdot z \cdot b \cdot dz + |e| \cdot A \cdot \sigma_{st} + |e'| \cdot A' \cdot \sigma_{sc} = 0 \\ A = \text{section des aciers longitudinaux supérieurs} \\ A' = \text{section des aciers longitudinaux inférieurs} \\ \sigma_{st} = \text{contrainte dans les aciers longitudinaux supérieurs} \\ \sigma_{sc} = \text{contrainte dans les aciers longitudinaux inférieurs} \\ e = \text{position des aciers longitudinaux supérieurs} \\ e' = \text{position des aciers longitudinaux inférieurs} \end{array} \right. \quad (4-34)$$

La résolution de ce système nécessite d'introduire de nouvelles hypothèses. La première consiste à considérer un comportement élastique des aciers, hypothèse probable au moins tant que les expansions restent modérées. Ceci se traduit par la relation (4-35). La seconde suppose une adhérence parfaite entre acier et béton, hypothèse cohérente avec le

fonctionnement mis en évidence expérimentalement. Ainsi, la déformation dans les aciers est donnée par la relation (4-36). Ainsi, le système régissant le fonctionnement de la poutre s'écrit comme indiqué par la relation (4-37).

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (4-35)$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = E_s \cdot (\varepsilon_0' \cdot e + \varepsilon_0) \\ \sigma_{sc} = E_s \cdot (\varepsilon_0' \cdot e' + \varepsilon_0) \end{cases} \quad (4-36)$$

$$\begin{cases} a \cdot \varepsilon_0' + b \cdot \varepsilon_0 = I_n = \int_0^h \varepsilon_{imp}(z) \cdot dz \\ a' \cdot \varepsilon_0' + b' \cdot \varepsilon_0 = I_m = \int_0^h \varepsilon_{imp}(z) \cdot z \cdot dz \\ a = \frac{h^2}{2} + \frac{n}{b} \cdot (e \cdot A + e' \cdot A') \\ b = h + \frac{n}{b} \cdot (A + A') \\ a' = \frac{h^3}{3} + \frac{n}{b} \cdot (|e| \cdot e \cdot A + |e'| \cdot e' \cdot A') \\ b' = \frac{h^2}{2} + \frac{n}{b} \cdot (|e| \cdot A + |e'| \cdot A') \\ n = \text{coefficient d'équivalence acier - béton} \end{cases} \quad (4-37)$$

Les données de cette section confrontent graphiquement les résultats expérimentaux aux estimations issues des calculs que nous développons. Les incertitudes évaluées pour ces calculs sont représentées sous la forme de barres d'erreur. On trouvera en Annexe 8 le détail des calculs correspondants.

3.2.2 Influence de la donnée d'expansion imposée prise en compte

3.2.2.1 Cas des poutres fortement armées

La méthode de calcul présentée en section 2.6.2 a été appliquée. Dans un premier temps, on considère le modèle n°2. Pour mémoire, ce modèle consiste en :

- l'utilisation du profil hydrique basé sur le comportement hydrique binaire (cinétique de remontée du front d'imbibition sigmoïde et matériau passant instantanément de l'état sain à l'état saturé) ;
- la pondération du potentiel de gonflement libre en eau [considéré comme une donnée « matériau »] par la cinétique d'imbibition pour décrire le comportement expansif des zones humidifiées.

Ce calcul est appliqué aux cas des poutres P4 et P6 toutes deux fortement armées. Dans les deux cas, le calcul conduit à une large surestimation des flèches en fin de suivi (cf. Figure 4-133). On aboutit à des flèches positives respectivement de l'ordre de 19 mm et 15 mm pour P4 et P6 après respectivement 430 jours et 390 jours (flèches évaluées

expérimentalement à environ 1 mm et -0,5 mm). Ce résultat provient de la modélisation d'un effort trop important imposé par les aciers : les sollicitations importantes modélisées par les gonflements imposés en partie basse conduisent à estimer une contre-réaction des armatures inférieures beaucoup trop importantes, aboutissant à ces déflexions. On note d'ailleurs que l'hypothèse de fonctionnement élastique ne serait plus assurée.

A l'image des travaux de (Multon 2004), l'application d'un coefficient réducteur α a été mise en œuvre. En première approximation, ce coefficient a pour objectif de prendre en compte l'effet de déformation empêchée créé par la présence d'armatures longitudinales. Ceci revient à modéliser (de manière grossière) un couplage entre contraintes et gonflement, constant quelle que soit la déformation imposée considérée. Appliquée aussi brutalement, cette hypothèse est excessivement grossière mais permet de tester la pertinence de la prise en compte de tels phénomènes. La prise en compte du coefficient réducteur se fait selon la relation (4-38).

$$\begin{cases} z \in [h + P(t); h] \\ \varepsilon_{imp}(t) = \alpha \cdot \varepsilon_{GL_immersion}(\infty) \cdot S(t) \end{cases} \quad (4-38)$$

Les résultats de ces calculs sont donnés par la Figure 4-133. L'application d'un coefficient réducteur de plus en plus faible conduit effectivement à une diminution de la contre-flèche modélisée. Des résultats globalement satisfaisants en termes de flèches sont obtenus pour des coefficients réducteurs respectivement égaux à 0,09 et 0,05 pour P4 et P6. Ceci revient à estimer que les déformations imposées sont réduites de 91 % et 95 % respectivement pour les poutres P4 et P6 ce qui paraît considérable (à comparer aux 75 % établis par [Multon 2004] pour une poutre fortement armée atteinte de RAG). Néanmoins, ces valeurs ne doivent pas être considérées comme des estimations quantitatives de l'effet réducteur des armatures : en effet, les approximations nécessaires à la mise en œuvre de ces calculs (évaluation du profil hydrique, du profil de déformations imposées, mode de prise en compte de l'effet réducteur...) ont été considérables. Néanmoins, ce calcul semble confirmer que cette hypothèse d'effet de réduction des expansions sur les gonflements imposables est valable (et nécessaire) dans le cas d'une poutre fortement armée.

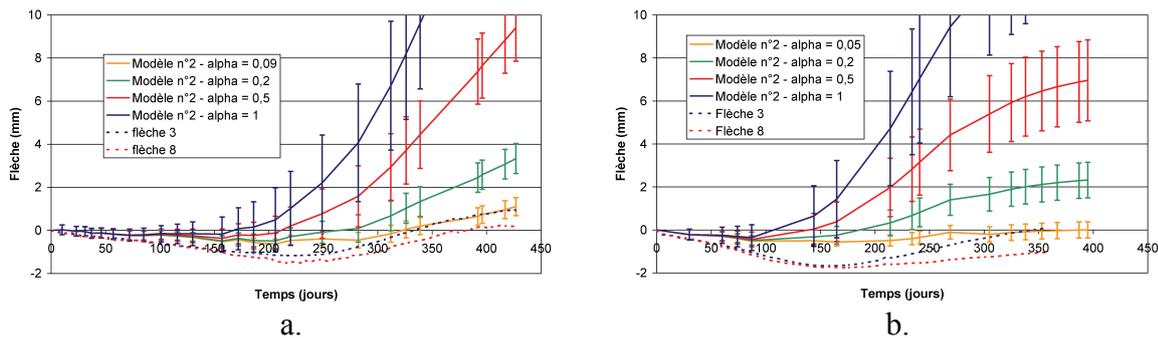


Figure 4-133 : modélisation du comportement mécanique des poutres fortement armées – flèches à mi-portée – influence du coefficient réducteur α (a. poutre P4 ; b. poutre P6)

3.2.2.2 Cas de la poutre faiblement armée

La Figure 4-134 illustre les résultats d'un calcul identique à celui mené en section 3.2.2.1 pour la poutre P3 faiblement armée. Dans ce cas, on note que l'inversion du sens d'évolution de la flèche n'est que très peu retranscrite pour une valeur de α égale à 1 et

disparaît pour les valeurs inférieures. Ainsi, l'application du coefficient réducteur dans ce modèle ne permet pas de retranscrire de manière satisfaisante le comportement expérimental. La contre-réaction des aciers se révèle être insuffisante par rapport aux efforts développés dans le béton et conduit donc à cet écart de la modélisation par rapport aux essais.

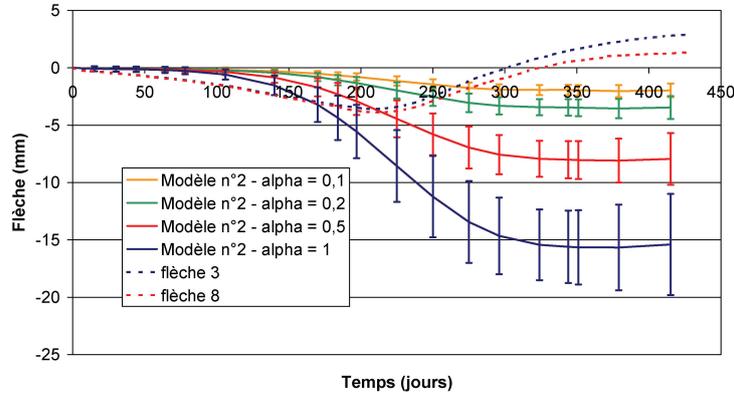


Figure 4-134 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – flèches à mi-portée – influence du coefficient réducteur α

3.2.3 Influence de la prise en compte d'une diminution du module d'Young

3.2.3.1 Modélisation

Dans le cas d'une variation du module d'Young telle que celle proposée par la relation (4-31), l'écriture du système (4-37) devient :

$$\begin{cases}
 a \cdot \varepsilon_0' + b \cdot \varepsilon_0 = \frac{I_n'}{E_b} = \frac{1}{E_b} \cdot \int_0^h E(z) \cdot \varepsilon_{imp}(z) \cdot dz \\
 a' \cdot \varepsilon_0' + b' \cdot \varepsilon_0 = \frac{I_m'}{E_b} = \frac{1}{E_b} \cdot \int_0^h E(z) \cdot \varepsilon_{imp}(z) \cdot z \cdot dz \\
 a = \frac{(h + P(t))^2}{2} + \frac{E_{red}}{E_b} \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{(h + P(t))^2}{2} \right) + \frac{A}{b} \cdot n \cdot e + \frac{A'}{b} \cdot n' \cdot e' \\
 b = (h + P(t)) + \frac{E_{red}}{E_b} \cdot (-P(t)) + \frac{n}{b} \cdot A + \frac{n'}{b} \cdot A' \\
 a' = \frac{(h + P(t))^3}{3} + \frac{E_{red}}{E_b} \cdot \left(\frac{h^3}{3} - \frac{(h + P(t))^3}{3} \right) + \frac{|e|}{b} \cdot A \cdot n \cdot e + \frac{|e'|}{b} \cdot A \cdot n' \cdot e' \\
 b' = \frac{(h + P(t))^2}{2} + \frac{E_{red}}{E_b} \cdot \left(\frac{h^2}{2} - \frac{(h + P(t))^2}{2} \right) + \frac{|e|}{b} \cdot A \cdot n + \frac{|e'|}{b} \cdot A \cdot n' \\
 n = \text{coefficient d'équivalence acier - béton sain} \\
 n' = \text{coefficient d'équivalence acier - béton dégradé}
 \end{cases} \quad (4-39)$$

Le détail des calculs d'incertitude correspondants est fourni en Annexe 8.

3.2.3.2 Cas des poutres fortement armées

La Figure 4-135 compare les estimations obtenues en considérant ou non une réduction du module sous les effets des gonflements (cf. relation (4-30)) ce qui correspond à comparer les modèles 2 et 4 au sens de leur définition à la section 2.6.3.2. Pour ces deux poutres, les écarts entre les deux approches sont faibles : ceci est lié à l'application de faibles expansions dans la zone imbibée (coefficients réducteurs de 0,09 pour P4 et 0,05 pour P6) conduisant à une faible dégradation du module en fin d'exposition (respectivement 7 % et 5% pour P4 et P6).

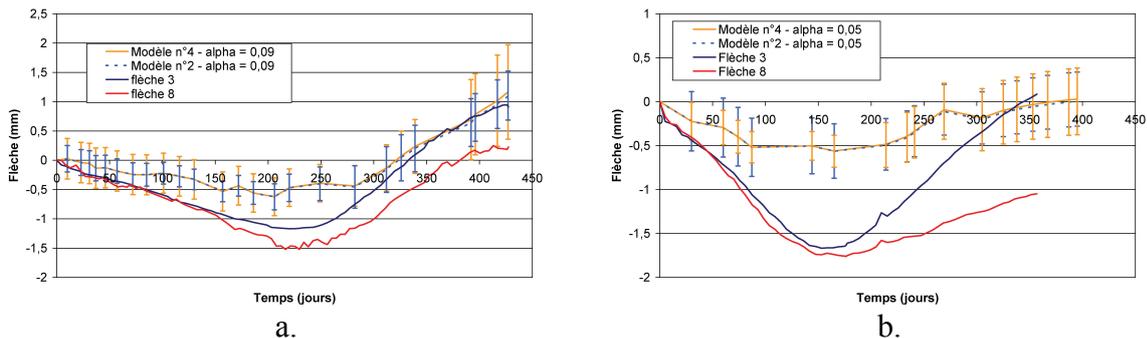


Figure 4-135 : modélisation du comportement mécanique des poutres fortement armées – flèches à mi-portée – influence du module d'Young (a. poutre P4 - $\alpha = 0,09$; b. poutre P6 - $\alpha = 0,05$)

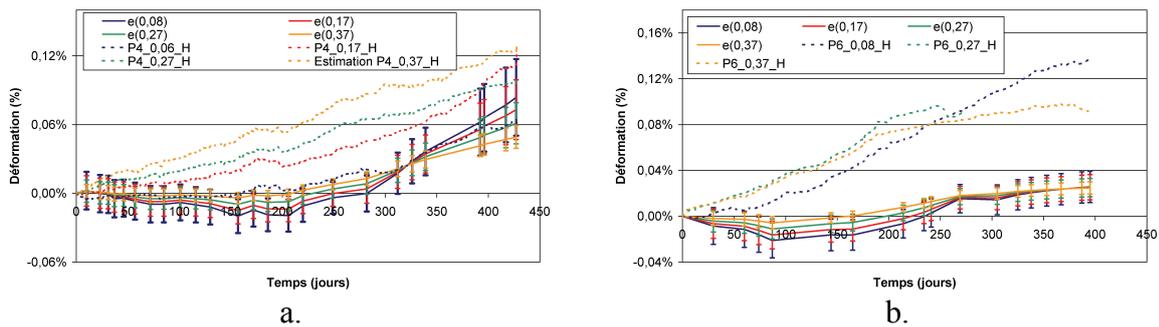


Figure 4-136 : modélisation du comportement mécanique [$e(x)$ = déformation calculée à la profondeur x] des poutres fortement armées – déformations longitudinales – modèle n°4 (a. poutre P4 - $\alpha = 0,09$; b. poutre P6 - $\alpha = 0,05$)

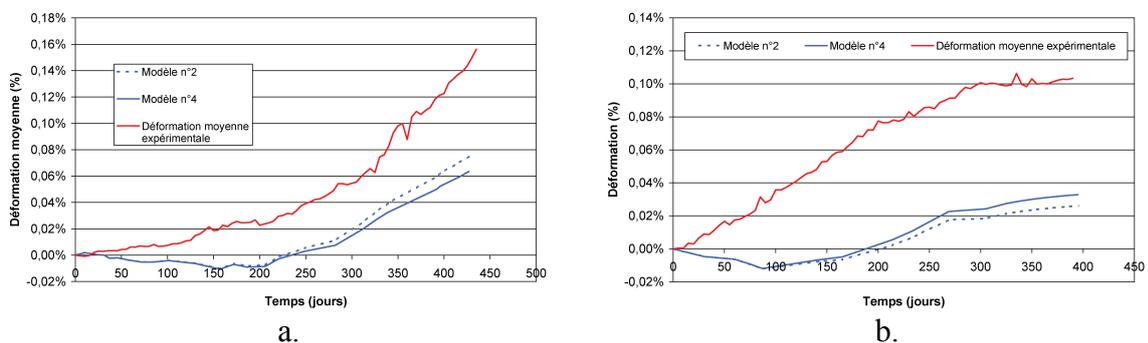


Figure 4-137 : confrontation de la déformation moyenne calculée et expérimentale – modèles n°2 et 4 (a. poutre P4 ; b. poutre P6)

Le calcul des déformations est donné par la Figure 4-136. Pour P4, on observe que le comportement global retranscrit par le modèle correspond qualitativement aux données expérimentales. Toutefois, une comparaison quantitative indique une corrélation médiocre : en particulier, le calcul conduit à l'estimation d'un retrait durant 250 jours

jusqu'à une profondeur de 0,27 m qui n'a pas été noté expérimentalement. La confrontation de la déformation moyenne calculée et mesurée en Figure 4-137 indique que le modèle sous-estime l'élongation de la structure suivant son axe. Ceci peut être expliqué par la sous-estimation de la hauteur de remontée hydrique dans les structures par le modèle de comportement hydrique binaire (cf. section 1.4.1.2.3) : on impose ainsi des déformations sur une partie de la structure trop faible en comparaison à la réalité.

Le cas de la poutre P6 indique une large sous estimation des déformations calculées. Celle-ci est cohérente avec l'estimation des flèches indiquant également un écart significatif entre modèle et expérience. L'augmentation du coefficient α ne permet pas d'améliorer la corrélation entre calcul et expérience, les efforts développés dans ce cas par les aciers inférieurs conduisant à un « retournement » trop important de la structure.

Le calcul des contraintes en fibre supérieure et inférieure d'après la relation (4-24), prenant en compte le coefficient réducteur α et l'hypothèse de dégradation du module d'Young, prédit l'apparition d'une fissuration en face supérieure de P4 après environ 300 jours. Expérimentalement, la fissuration supérieure a été décelée après environ 330 jours d'exposition (cf. Figure 4-138). A l'issue des 427 jours d'exposition, une fissuration en faïençage aux abouts Nord et Sud de la poutre est notée, l'ouverture des fissures transversales étant nettement plus importante. Aucune fissuration transversale n'a été notée en face inférieure, ce qui est cohérent avec le modèle estimant une compression en fibre inférieure.

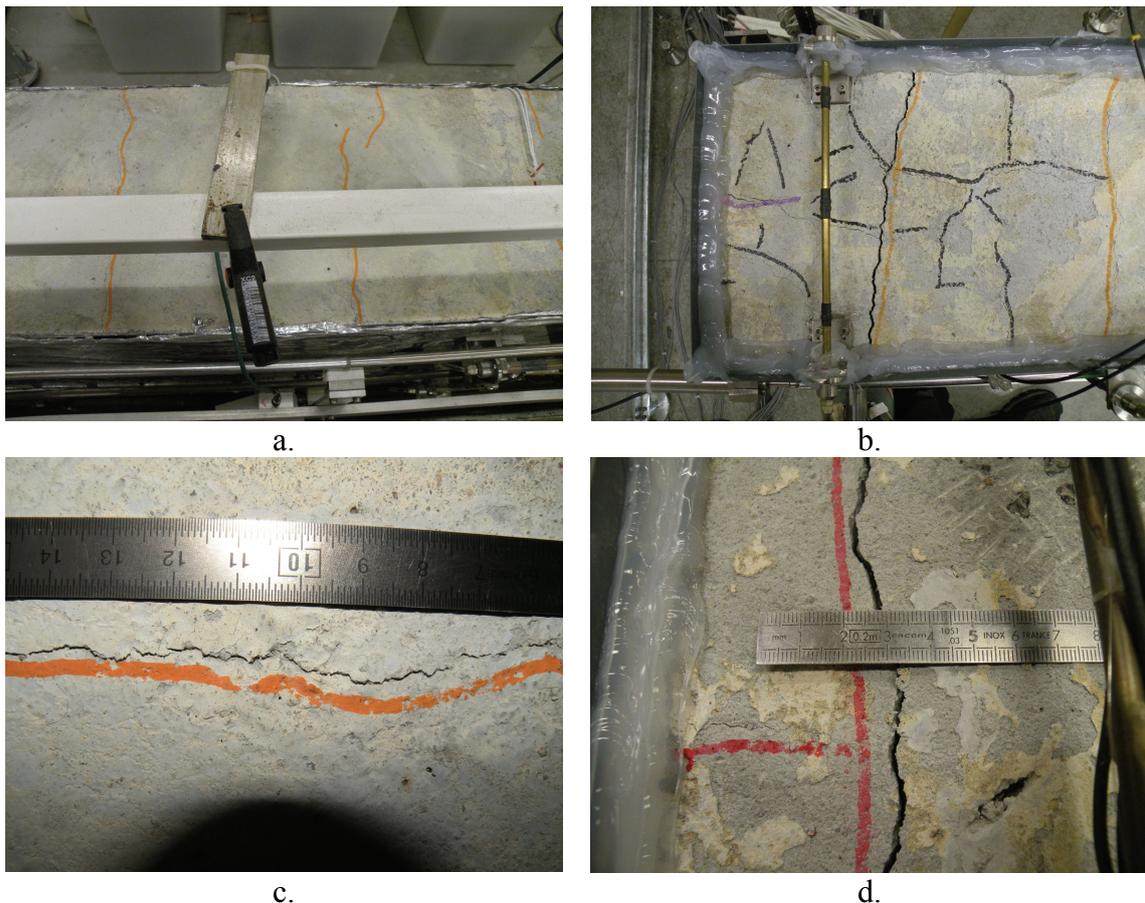


Figure 4-138 : fissuration des poutres fortement armées

a. fissuration transversale de P4 (vue de dessus – 326 j)
c. fissure transversale typique de P4 (427 j)

b. faïençage au niveau de l'about Sud de P4 (427 j)
d. fissure transversale au niveau de l'about Sud de P6 (427 j)

Pour la poutre P6, un comportement similaire du modèle est noté : la fissuration supérieure est prédite après environ 230 jours de suivi ; en face inférieure, aucune fissuration transversale n'est prédite, les contraintes calculées estimant une compression. Expérimentalement, seules des fissures transversales en face supérieure ont été décelées après environ 220 jours d'exposition.

3.2.3.3 Cas de la poutre faiblement armée

La Figure 4-139 compare les résultats des modélisations prenant en compte ou non les variations de module d'Young. A l'inverse des poutres fortement armées, on note que la diminution de rigidité du matériau soumis à une expansion a une forte influence sur l'estimation de la flèche : lors du développement des gonflements, la diminution du module d'Young du matériau imbibé conduit à une moins bonne reprise des efforts. Par conséquent, le « rapport de force » entre les armatures longitudinales et le béton est modifié, autorisant finalement l'inversion de la direction de courbure de la poutre non représentée en l'absence d'une variation de module d'Young.

Dans cet exemple d'application numérique, la réduction des expansions est estimée à 30 % (à comparer avec les 50 % évalués par [Multon 2004] dans le cas d'une poutre atteinte de RAG avec un niveau de ferrailage identique). La chute de module correspondante est évaluée à environ 63 %.

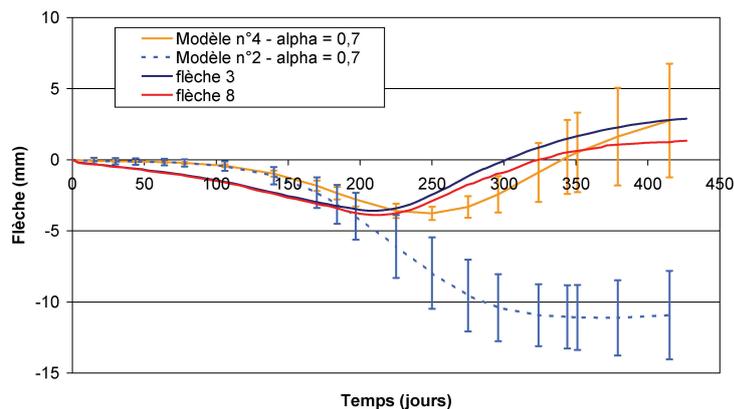


Figure 4-139 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – flèches à mi-portée – influence du module d'Young (poutre P3 - $\alpha = 0,7$)

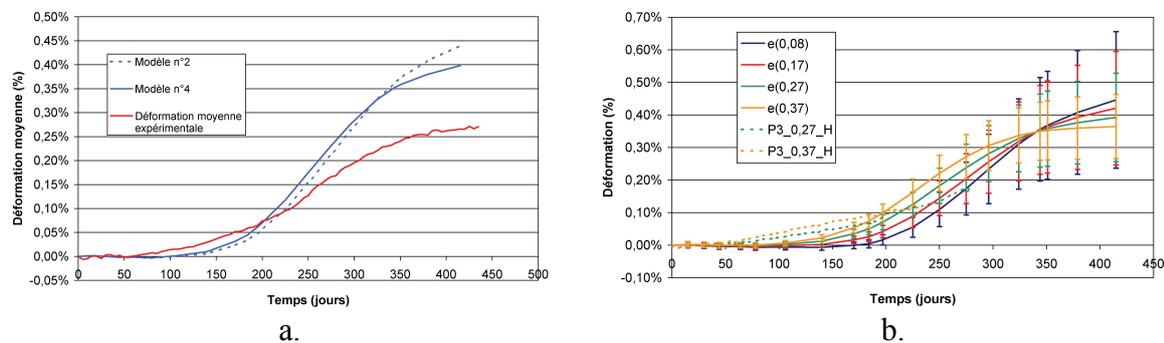


Figure 4-140 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – déformations longitudinales – modèle n°4 (poutre P3 - $\alpha = 0,7$) (a. déformation moyenne ; b. déformations locales – $e(x)$ = déformation calculée à la profondeur x)

La Figure 4-140 représente les déformations estimées à partir de la modélisation tenant compte de la diminution du module d'Young sous les effets des expansions. Relativement peu de données sont disponibles dans la direction longitudinale pour la poutre P3. Ainsi, il apparaît délicat de conclure. Néanmoins, les données disponibles semblent indiquer que la reproduction du comportement des poutres par le modèle est qualitativement correcte comme le montre la confrontation du calcul avec la mesure de déformation moyenne. On reproduit globalement de manière correcte l'expérience. L'amplitude des déformations estimées surestime néanmoins les résultats expérimentaux. Un mauvais calage de la cinétique (si on considère que le profil hydrique et le potentiel de gonflement libre sont corrects ce qui ne peut être vérifié à la lumière de nos résultats) pourrait expliquer ces écarts.

Le calcul des contraintes en fibres supérieure (avec prise en compte du coefficient α et de la dégradation du module d'élasticité) prédit l'apparition de fissuration transversale après environ 200 jours. Aucune fissuration transversale n'est prédite en fibre inférieure. Ceci est cohérent avec l'expérience : en face supérieure, la fissuration a été détectée après environ 230 jours (cf. Figure 4-141).

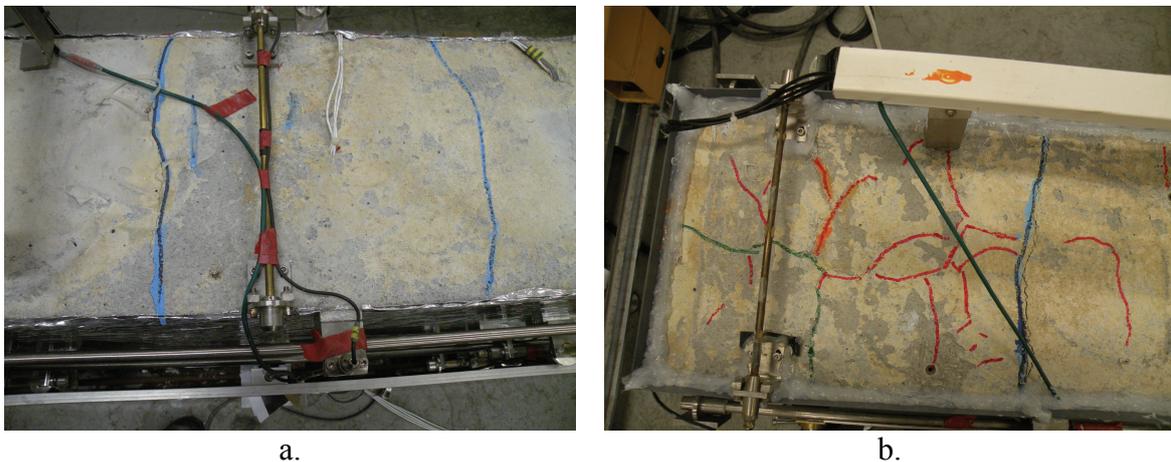


Figure 4-141 : fissuration en face supérieure de P3 (a. 250 jours ; b. fissuration en faïençage à 427 j)

3.2.4 Influence de la modélisation du profil hydrique

3.2.4.1 Cas des poutres fortement armées

La Figure 4-142 compare les résultats issus des modèles n°4 (modèle de comportement hydrique binaire) et n°5 (modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition globale) en termes de flèche. Les estimations de déformation sont données par la Figure 4-143. Le coefficient α est pris égal à la valeur déterminée à l'aide du modèle n°4 pour retranscrire au mieux les résultats expérimentaux. L'utilisation du modèle n°5 conduit à nouveau à une surestimation de la flèche : dans ce cas, la progression plus brutale et rapide du front de remontée hydrique revient à considérer une zone d'expansion plus importante en partie inférieure de la poutre. Par conséquent, les armatures longitudinales inférieures sont plus sollicitées. Leur contre-réaction est donc d'autant plus importante, conduisant ainsi à un accroissement de l'effet de précontrainte chimique dont le résultat est l'augmentation de la flèche estimée.

On notera cependant que la réponse de ce modèle est améliorée en termes de déformation moyenne (cf. Figure 4-144). Ceci met en évidence la nécessité de confronter

les prédictions des calculs non seulement aux déflexions mais également aux déformations globales afin de caractériser entièrement le fonctionnement mécanique simulé des corps d'épreuve.

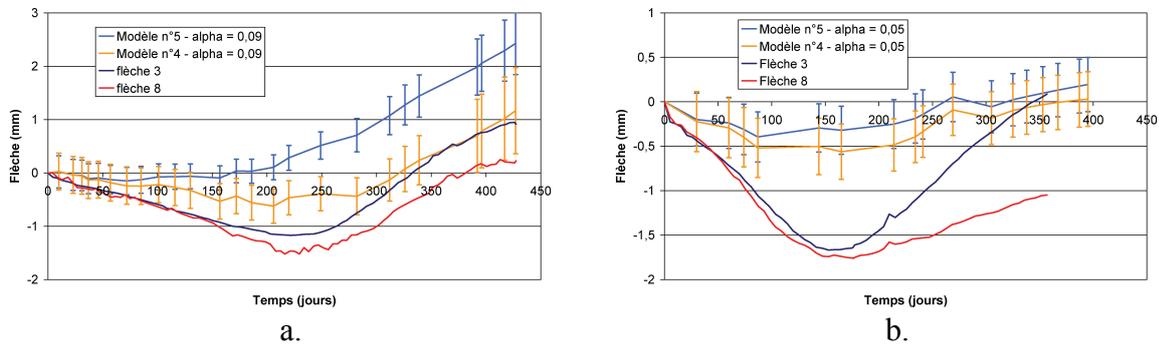


Figure 4-142 : modélisation du comportement mécanique des poutres fortement armées – flèche à mi-portée – influence de la modélisation hydrique (a. poutre P4 - $\alpha = 0,09$; b. poutre P6 - $\alpha = 0,05$)

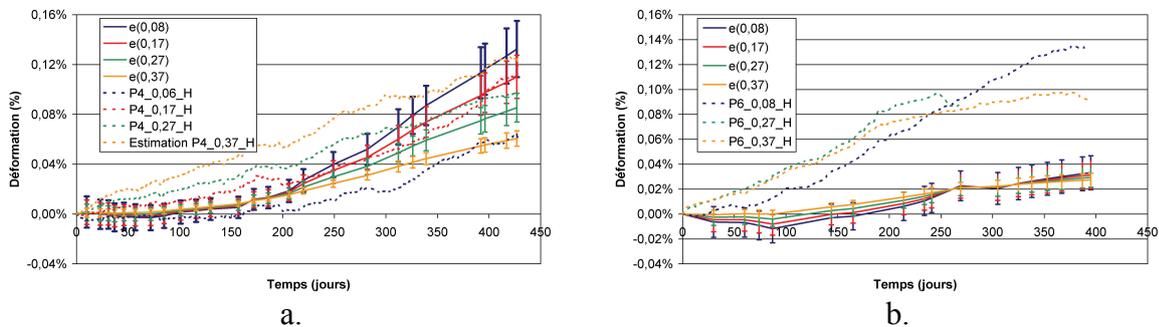


Figure 4-143 : modélisation du comportement mécanique des poutres fortement armées – déformations longitudinales – modèle n°5 (a. poutre P4 - $\alpha = 0,09$; b. poutre P6 - $\alpha = 0,05$)

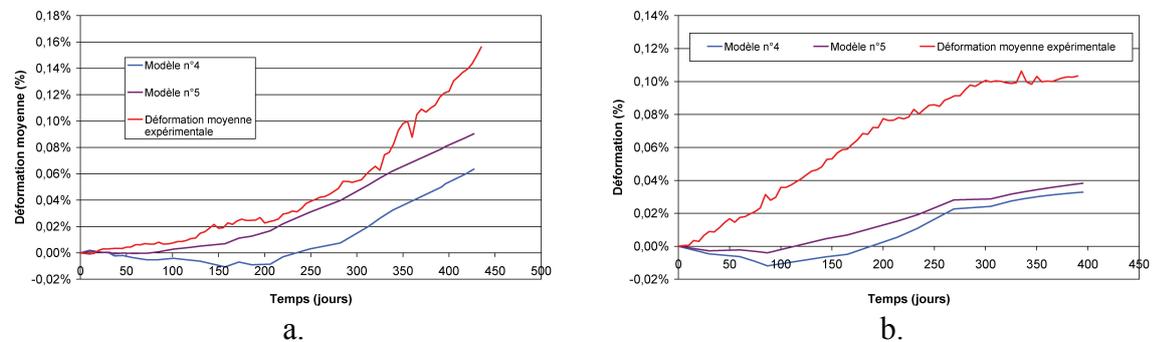


Figure 4-144 : confrontation de la déformation moyenne calculée et expérimentale – modèles n°4 et 5 (a. poutre P4 ; b. poutre P6)

3.2.4.2 Cas de la poutre faiblement armée

La Figure 4-145 compare les estimations de flèche des modèles n°4 et n°5 par rapport à l'expérience. Le coefficient réducteur est maintenu constant et égal à 0,7. L'utilisation du modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition globale de la poutre semble fournir une estimation plus pertinente du comportement de la structure en termes de déflexion. En effet, on note une meilleure corrélation entre les estimations et les données expérimentales durant les 300 premiers

jours, tant en termes de cinétique que d'amplitudes. En fin de suivi, une surestimation des flèches est à nouveau observée pour les mêmes raisons que pour les poutres P4 et P6.

Ainsi, si on considère la méthode d'identification du profil de déformations imposées comme parfaitement juste (ce qui n'est pas le cas dans l'absolu, le profil étant moins « géométrique » et le couplage entre déformations empêchées et gonflement étant plus subtil qu'un simple coefficient réducteur), il semble que le profil hydrique du modèle n°5 soit plus adapté à la description du comportement de la poutre P3 : la pénétration du front d'imbibition se ferait de manière plus rapide et brutale pour ce corps d'épreuve. Ceci pourrait expliquer en partie la différence de comportement mécanique notée entre les structures P2 et P3 : en effet, à la lumière de la composition de ces corps d'épreuve, de leur méthode de fabrication et de leur niveau de ferrailage (nul ou faible respectivement), on s'attendait au développement de flèches moins rapide et moins conséquent dans le cas de la poutre P3, à l'image du couple P2-P4 ou P5-P6, ce qui n'a pas été le cas. Ainsi, une pénétration plus rapide de l'humidité conduirait à développer des expansions de manière plus rapide et donc à déformer plus rapidement la poutre.

L'estimation des déformations horizontales (cf. Figure 4-146) se révèle cependant trop importante par rapport à l'expérience. Il semble donc que le profil de déformation imposé soit erroné. En particulier, l'application d'un coefficient multiplicatif α égal à 0,7 paraît relativement élevé en comparaison de ceux estimés pour les poutres fortement armées (on attendrait une réduction plus importante d'où un α plus faible).

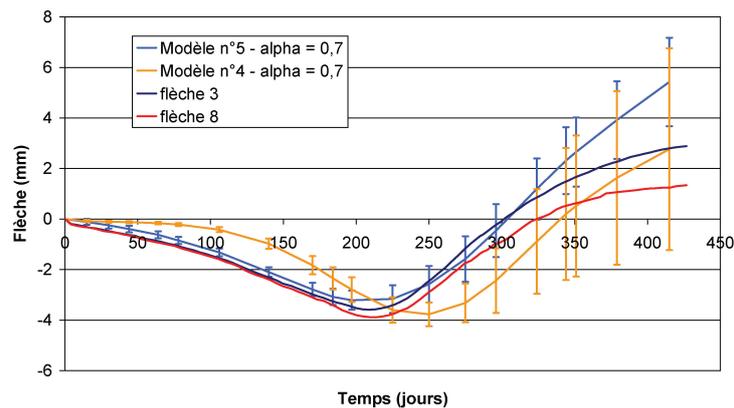


Figure 4-145 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – flèches à mi-portée – influence de la modélisation hydrique (poutre P3 - $\alpha = 0,7$)

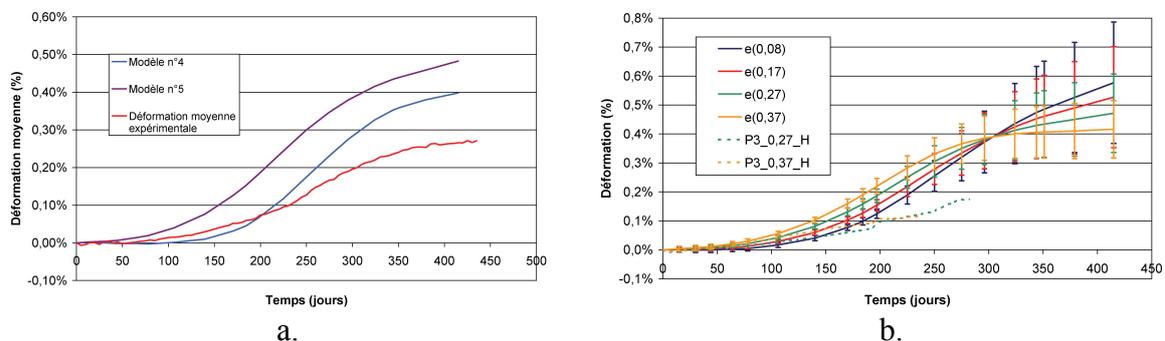


Figure 4-146 : modélisation du comportement mécanique de la poutre faiblement armée – flèches à mi-portée – modèles n°4 et 5 (poutre P3 - $\alpha = 0,7$) (a. déformation moyenne ; b. déformations locales)

3.2.5 Conclusions relatives à la modélisation des poutres armées

Les différentes modélisations mises en œuvre ont eu pour objectif de tester une série d'hypothèses relatives au fonctionnement des poutres armées atteintes de réactions de gonflement interne. Afin de retranscrire correctement l'effet des armatures, il apparaît essentiel de considérer la dégradation du module d'Young sous l'effet des gonflements. La prise en compte « manuelle » de ce phénomène se révèle très rudimentaire et des données expérimentales complémentaires seraient nécessaires pour prendre en compte plus finement cette dégradation des performances mécaniques et établir des lois de couplage précises entre expansion et dégradation des performances mécaniques.

Par ailleurs, l'application du profil de déformations imposées tel qu'il a été défini pour les poutres non armées sans tenir compte du couplage contraintes / déformation chimiques induites s'est révélée inadaptée à la modélisation du comportement des structures armées. En effet, les gonflements importants ainsi développés conduisent à une large surestimation des déflexions en sollicitant de manière trop importante les armatures. Aussi, un coefficient réducteur a été introduit pour prendre en compte de manière grossière le couplage entre l'état de contrainte dû aux déformations empêchées par les armatures et les gonflements chimiques imposés. Ceci a permis d'améliorer considérablement les prédictions en termes de flèche. En revanche, l'estimation des déformations moyennes se révèle en général peu pertinente quantitativement, indiquant ainsi un biais dans la manière dont les efforts sont imposés. En revanche, le comportement global de structure en termes de déformations est reproduit de manière satisfaisante qualitativement.

Enfin, le choix de modélisation du profil hydrique continue à être un paramètre important puisqu'il conditionne la forme du profil de déformations imposées. Ainsi, le modèle de comportement hydrique binaire s'est révélé le plus adapté à la description du comportement des poutres fortement armées. Cependant, la considération du modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique d'imbibition globale de la poutre s'est révélée conduire à une surestimation des déflexions en sollicitant les armatures de manière trop importante ce qui est synonyme d'efforts trop importants en partie basse : la zone imbibée où se développent les expansions est probablement trop importante.

Par ailleurs, le modèle de comportement hydrique de gonflement libre pondéré par la cinétique globale d'imbibition de la poutre semble plus adapté à la description du comportement de P3 : la pénétration plus rapide du front d'imbibition dans le corps d'épreuve semble mieux retranscrire le comportement expérimental de cette structure pour des raisons de variabilité des paramètres de transfert hydrique qui restent encore difficiles à élucider. Néanmoins, l'estimation quantitative des déformations se révèle insatisfaisante et met en évidence que des investigations complémentaires et une analyse plus exhaustive des mesures et informations disponibles sont nécessaires pour affiner ces approches.

3.3 Conclusions

Cette section décrit et propose une analyse du fonctionnement mécanique de poutres armées atteintes de réactions de gonflement interne (RSI couplée à la RAG ou non).

L'analyse du fonctionnement de la structure dans la direction longitudinale a révélé des comportements similaires à ceux établis par (*Multon 2004*) mais avec des amplitudes

considérablement plus importantes. Ainsi, l'ensemble des poutres armées présente une déflexion vers le haut à l'issue des 427 jours de suivi de la première phase des essais sur structures (respectivement de l'ordre de 3 mm, 1 mm et $\sim 0,5$ mm pour P3, P4 et P6). La face supérieure des corps d'épreuve est alors fissurée transversalement. A réactivité constante, les amplitudes de déformation sont évidemment d'autant plus importantes que le renforcement est de plus faible section. A taux de renforcement constant, les amplitudes sont en revanche comparables et on retrouve les effets de cinétique mis en évidence lors de l'étude du potentiel de gonflement des matériaux dans le Chapitre 3.

La comparaison des déformations longitudinales des poutres armées et non armées confirme que les déformations sont réduites par la présence d'armatures. Ceci conduit au développement d'efforts de compression en partie basse (également qualifié de mise en précontrainte chimique [Multon 2004]) des structures et à une inversion de courbure des sections.

Par ailleurs, la confrontation des mesures de déformations longitudinales et des mesures de flèches indique que les hypothèses de validité de la théorie des poutres sont vérifiées. Il est ainsi possible de retrouver (en général avec une précision relativement satisfaisante) la flèche des structures à partir de la courbure des sections. Néanmoins, les difficultés métrologiques rencontrées lors de la réalisation du programme ont parfois rendu délicat l'établissement complet de ces vérifications. Finalement, des profils de déformation horizontale moyens (caractérisés par la déformation longitudinale moyenne et la courbure) sont proposés afin de décrire le fonctionnement de ces poutres dans la direction longitudinale.

Enfin, une analyse du fonctionnement mécanique des structures a été proposée dans le cadre de la théorie de la Résistance des Matériaux. Ainsi, il a pu être mis en évidence la nécessité de prendre en compte les couplages entre déformations empêchées et gonflements imposés, même si cela a été réalisé ici de manière très grossière par l'application d'un coefficient réducteur constant. Par ailleurs, il apparaît nécessaire de tenir compte de la diminution du module d'Young pour la modélisation de tels essais : la dégradation des performances mécaniques conduit en effet à modifier significativement le rapport entre efforts repris par le béton et par les armatures, phénomène permettant de reproduire l'inversion de courbure des sections. L'incertitude sur le profil de teneur en eau et sa représentation simplifiée limite enfin, à ce stade, notre capacité à discriminer quantitativement les différents jeux d'hypothèses considérés. De nombreuses investigations complémentaires se révèlent nécessaires sur ce sujet et doivent permettre d'affiner grandement les premières conclusions proposées dans cette section.

4 Application d'une méthode de re-calcul au cas des poutres non armées

4.1 Introduction

L'ensemble des données expérimentales de ce chapitre a pour objectif de constituer une base de données sur les effets mécaniques de la RSI à l'échelle d'une structure afin de pouvoir tester la validité des méthodes de re-calcul des ouvrages atteints. La présente section propose un exemple d'application du module RGIB (Baghdadi 2008) du code aux éléments finis CESAR-LCPC. L'objectif n'est pas de proposer une étude détaillée de la validité de cet outil numérique mais d'illustrer à l'aide de nos données la méthodologie de re-calcul proposée par (Baghdadi 2008) et de mettre en évidence les points nécessitant un

approfondissement. La mise en œuvre de cette étude numérique permettra également de tester différentes hypothèses émises tout au long de ce chapitre sur les différents couplages pouvant affecter les expansions des structures, en s'affranchissant pour partie des simplifications rendues nécessaires dans le cadre du calcul analytique des sections.

Cette section propose dans un premier temps un exemple de calcul pour la poutre P2 non armée et fortement réactive vis-à-vis de la RSI (R1). Par la suite, des modélisations des poutres P1 (NR) et P5 (R2) sont proposées.

4.2 Description de la méthode de re-calcul

4.2.1 Organisation du calcul

La Figure 4-147 décrit l'architecture de la méthode de re-calcul mise au point par (Baghdadi 2008). Les principales données d'entrée du module de calcul mécanique sont le calcul hydrique (caractérisation de l'évolution du gradient hydrique au sein des poutres dans notre cas), le calcul thermique (température constante dans notre cas) et les caractéristiques de couplage de la RSI avec la température, la teneur en eau et l'état de contraintes (permettant de calculer un potentiel de gonflement d'origine thermique, d'établir les cinétiques et les expansions des gonflements en fonction du degré de saturation en chaque point et de prendre en compte l'anisotropie induite par l'état de contrainte au point considéré). A l'image des modélisations RdM proposées ci-avant, l'ensemble de ces considérations permet de déterminer un champ de déformations imposées, qui intervient comme une sollicitation fictive pour laquelle on calcule la réponse élastique de la structure. Dans tous les calculs présentés, l'effet du poids propre est négligé.

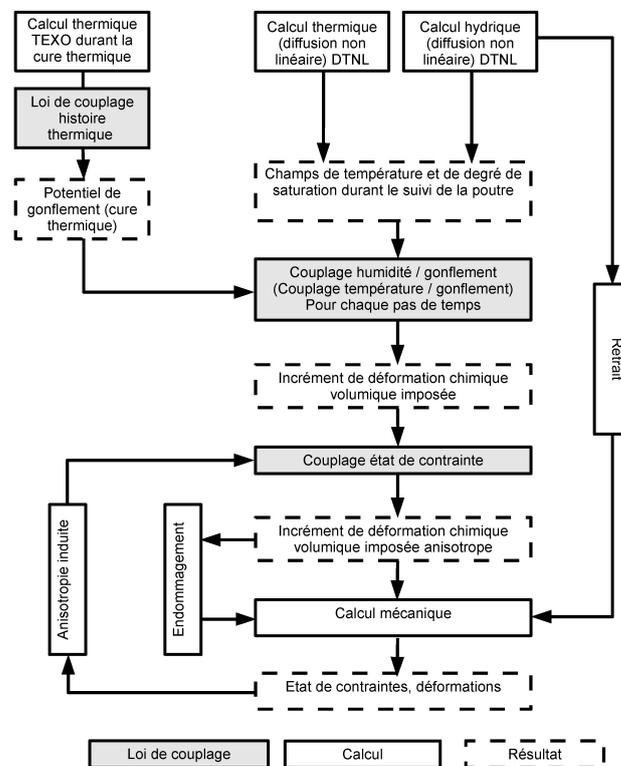


Figure 4-147 : organisation de la méthode de re-calcul développée par (Baghdadi 2008)

4.2.2 Lois mises en œuvre

(*Baghdadi 2008*) propose une description détaillée des différentes lois intégrées au module RGIB de CESAR-LCPC. Cette section décrit les principales lois de couplage qui seront mises en œuvre dans les calculs présentés ci-après.

4.2.2.1 Couplage histoire thermique au jeune âge / potentiel de gonflement

(*Baghdadi 2008*) propose la relation (4-40) pour lier le potentiel d'expansion à l'histoire thermique correspondante. L'écriture de cette loi s'inspire de la loi d'Arrhenius et fait donc intervenir une énergie d'activation E_a caractérisant l'énergie thermique qu'il est nécessaire de fournir au jeune âge pour engendrer un potentiel de gonflement. Cette loi présente un seuil T_0 en dessous duquel on considère que les effets de la température sont négligeables par rapport au risque de RSI. Enfin un coefficient multiplicateur α est mis en œuvre et caractérise l'amplitude de gonflement du béton. α est déterminé expérimentalement dans un essai de gonflement libre où les conditions thermiques sont connues.

$$\varepsilon_{\infty} = \begin{cases} 0 & \text{si } T(t) \leq T_0 \\ \alpha \cdot \int_{T(t) > T_0} \exp\left(-\frac{E_a}{R} \cdot \frac{1}{T(t) - T_0}\right) \cdot dt & \end{cases} \quad (4-40)$$

4.2.2.2 Couplage humidité / gonflement

(*Baghdadi 2008*) a intégré deux modèles de couplage des gonflements avec l'humidité : celui de (*Li et al. 2004*) et un couplage inspiré des travaux de (*Poyet 2003*). C'est ce dernier que nous considérerons par la suite.

Trois fonctions de pondération de l'amplitude, du temps de latence et du temps caractéristique des gonflements sont définies comme indiqué par la relation (4-41). Ces fonctions sont prises en compte suivant la relation (4-42). On remarquera que les expressions relatives au temps de latence et au temps caractéristique ne sont pas définies pour des degrés de saturation inférieurs aux seuils correspondants (division par zéro dans la relation (4-42)). En pratique, il convient de définir des valeurs de seuils de degré de saturation suffisamment basses pour éviter tout problème de calcul en ce qui concerne le temps de latence et le temps caractéristique. Ce point sera traité par la suite lors du calage des paramètres de nos calculs (cf. section 4.3.1).

$$\left\{ \begin{array}{l}
 f_{\infty}(S_r) = \left(\frac{\langle S_r - S_r^{\infty} \rangle^+}{1 - S_r^{\infty}} \right)^{m_{\infty}} \\
 f_C(S_r) = \left(\frac{\langle S_r - S_r^C \rangle^+}{1 - S_r^C} \right)^{m_C} \\
 f_L(S_r) = \left(\frac{\langle S_r - S_r^L \rangle^+}{1 - S_r^L} \right)^{m_L}
 \end{array} \right. \quad (4-41)$$

S_r = degré de saturation
 $S_r^{\infty,L,C}$ = seuil de degré de saturation
de déclenchement de la réaction
 $m_{\infty,L,C}$ = coefficient de non linéarité de la loi
 $\langle A \rangle^+$ = partie positive de A

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \varepsilon_{\infty}(S_r) = f_{\infty}(S_r) \cdot \varepsilon_{\infty}(1) \\
 \tau_C(S_r) = \frac{1}{f_C(S_r)} \cdot \tau_C(1) \\
 \tau_L(S_r) = \frac{1}{f_L(S_r)} \cdot \tau_L(1)
 \end{array} \right. \quad (4-42)$$

4.2.2.3 Couplage contraintes / gonflements : anisotropie induite

On qualifie d'anisotropie induite des gonflements l'anisotropie résultant de l'application d'un champ de contrainte et traduisant le report des expansions dans les directions les moins comprimées. Dans ses travaux, (*Baghdadi 2008*) suggère que seules les contraintes déviatoriques ont un effet sur l'anisotropie induite des expansions. Cette conclusion est basée sur les travaux de (*Multon & Toutlemonde 2006*) sur la RAG n'ayant pas mis en évidence d'effet net de la contrainte moyenne sur les expansions.

En revanche, ces auteurs soulignent l'effet marqué de la contrainte déviatorique et introduisent un coefficient d'anisotropie que nous allons définir.

Le gonflement volumique d'un matériau s'écrit comme la somme des gonflements dans les trois directions principales soit :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \varepsilon_{\text{vol}}^{\lambda} = \varepsilon_1^{\lambda} + \varepsilon_2^{\lambda} + \varepsilon_3^{\lambda} \\
 \varepsilon_{\text{vol}}^{\lambda} = \text{déformation volumique d'origine chimique} \\
 1,2,3 = \text{directions principales}
 \end{array} \right. \quad (4-43)$$

On définit la contrainte moyenne comme la moyenne des contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 respectivement dans les directions 1, 2 et 3 ($\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$). (*Baghdadi 2008*)

propose d'écrire les déformations chimiques sous contraintes sous la forme suivante (forme vectorielle) :

$$\begin{cases} \underline{\varepsilon}_{SC}^\lambda = \varepsilon_{vol}^\lambda \cdot \underline{b} \\ \underline{b} = \begin{pmatrix} \cos^2 \alpha \cdot \cos^2 \beta \\ \cos^2 \alpha \cdot \sin^2 \beta \\ \sin^2 \alpha \end{pmatrix} \\ \underline{A} = \text{vecteur A} \end{cases} \quad (4-44)$$

(Baghdadi et al. 2007-a) définissent ainsi le coefficient d'anisotropie $2 \cdot \tan^2 \alpha$:

$$\begin{cases} 2 \cdot \tan^2 \alpha = \frac{f_{ct}^2 \cdot (1 - \nu)}{(S_3 - f_{ct})^2} + \nu \\ \tan^2 \beta = \frac{1 + \frac{f_{ct}^2 \cdot (1 - \nu)}{(2 + \nu) \cdot (S_2 - f_{ct})^2}}{1 + \frac{f_{ct}^2 \cdot (1 - \nu)}{(2 + \nu) \cdot (S_1 - f_{ct})^2}} \\ S_i = \sigma_i - \sigma_M = \text{contrainte déviatorique} \\ \sigma_M = \frac{1}{3} \cdot \sum_{i=1}^3 \sigma_i = \text{contrainte moyenne} \\ f_{ct} = \text{résistance en traction} \\ \nu = \text{coefficient de Poisson} \end{cases} \quad (4-45)$$

4.2.2.4 Comportement du matériau vis-à-vis du retrait

(Granger 1996) met en évidence une proportionnalité entre le retrait de dessiccation et l'humidité relative à l'équilibre pour des éprouvettes de dimensions réduites (i.e. ne développant pas ou peu de gradient hydrique) comme l'indique la Figure 4-148.

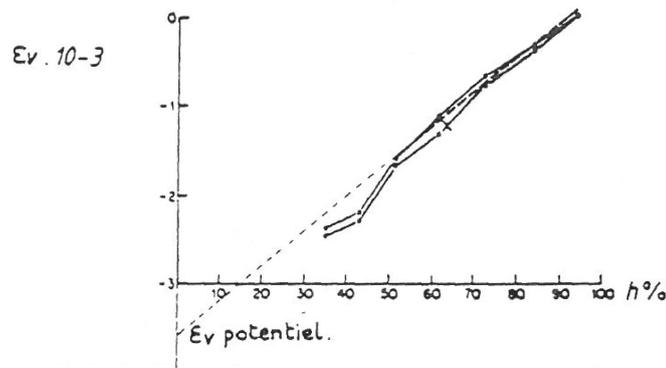


Figure 4-148 : retrait de dessiccation en fonction de l'humidité à l'équilibre pour des éprouvettes très fines (Granger 1996)

Sur la base de ces travaux, (*Baghdadi 2008*) a intégré à RGIB une loi de retrait décrite par la relation (4-46).

$$\begin{cases} \varepsilon_{\text{retrait}} = k_{\text{rd}} \cdot (S_r - S_{r_0}) \\ k_{\text{rd}} = \text{coefficient de contraction hydrique} \\ S_{r_0} = \text{degré de saturation initial} \end{cases} \quad (4-46)$$

4.2.2.5 Endommagement des matériaux sous l'effet des gonflements

Sous l'effet des expansions, les performances mécaniques des matériaux se dégradent comme ont pu le mettre en évidence (*Zhang et al. 2002-a*) ou (*Brunetaud 2005*) par exemple. (*Baghdadi 2008*) lie la diminution du module d'Young dans ces conditions à une variable d'endommagement d suivant la relation (4-47).

$$\begin{cases} E = E_0 \cdot (1 - d) \\ E_0 = \text{module d'Young du matériau sain} \\ d = \text{variable d'endommagement} \\ E = \text{module d'Young dégradé} \end{cases} \quad (4-47)$$

L'évolution de la variable d'endommagement d peut être calculée à partir de suivis de module d'Young lors du développement des expansions, à l'instar de la méthodologie développée par (*Baghdadi 2008*). Une fois la variable d calculée, elle est liée aux expansions à l'aide de la relation (4-48).

$$\begin{cases} d = d_{\text{max}} \cdot \left(1 - e^{-\omega \cdot (\varepsilon_{\infty} \cdot \xi - \varepsilon_0)^+}\right) \\ d_{\text{max}} = \text{endommagement maximal} \\ \omega = \text{pente de l'évolution de l'endommagement} \\ \quad \text{en fonction du gonflement} \\ \varepsilon_0 = \text{seuil d'apparition de l'endommagement} \end{cases} \quad (4-48)$$

4.3 Calculs hydriques – poutre P2

Avant de réaliser le calcul mécanique, il convient d'estimer le champ de degré de saturation au sein de la structure pour chaque pas de temps du calcul (cf. Figure 4-147). Pour cela, on utilise le module de calcul DTNL de diffusion non linéaire du code aux éléments finis CESAR-LCPC. Ce module permet ainsi la résolution de l'équation de diffusion non linéaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} C(Sr) \cdot \frac{\partial Sr}{\partial t} - \text{div}[K(Sr) \cdot \underline{\text{grad}}(Sr)] = 0 \\ C(Sr) = \text{coefficient d'emmagasinement (sans dimension)} \\ K(Sr) = \text{conductivité hydrique (m}^2 \cdot \text{s}^{-1}\text{)} \\ Sr = \text{degré de saturation} \end{array} \right. \quad (4-49)$$

Les paramètres C (coefficient d'emmagasinement) et K (conductivité hydrique) sont dépendants du degré de saturation et confèrent ainsi un caractère non linéaire à ce problème. Il convient donc d'identifier ces caractéristiques spécifiques des matériaux pour estimer un profil hydrique dans les structures le plus réaliste possible.

4.3.1 Calage des paramètres

On se propose de caler les paramètres de transfert hydrique du modèle à l'aide des suivis massiques des éprouvettes R1_H30-I_GL_28. La méthode de calcul du degré de saturation moyen des éprouvettes a été présentée en détail au Chapitre 3.

Une modélisation bidimensionnelle axisymétrique d'une éprouvette 11-22 (transfert hydrique isotrope) a été mise en œuvre pour le calage des paramètres. Dans ce calcul, on considère que toutes les faces sont soumises à un échange hydrique avec une atmosphère de 30 % HR (condition de stockage de nos corps d'épreuve). Afin d'identifier la valeur du degré de saturation imposé par l'atmosphère ambiante dans le calcul DTNL, on utilise la courbe de sorption-désorption identifiée par (*Baroghel-Bouny 1994*) pour un béton ordinaire et utilisée par (*Baghdadi 2008*) (cf. Figure 4-149). Les éprouvettes étant soumises à un séchage, on impose un régime de désorption. Le degré de saturation correspondant est donc de 0,27, condition aux limites considérée dans notre calcul. Le degré de saturation initial est pris égal à 0,89, valeur obtenue expérimentalement. Le coefficient d'échange hydrique est pris égal à $1,55 \cdot 10^{-2}$ m/mois (soit $6 \cdot 10^{-9}$ m/s), valeur proposée par (*Baghdadi 2008*) dans ses modélisations.

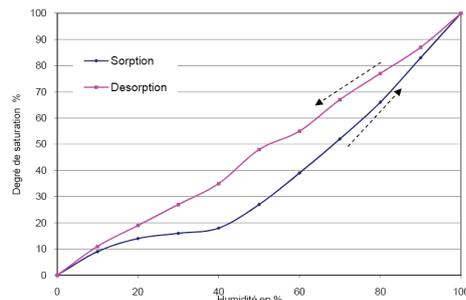


Figure 4-149 : exemple de courbe de sorption-désorption d'un béton ordinaire d'après (*Baroghel-Bouny 1994*)

(*Baghdadi 2008*) introduit la non-linéarité des transferts hydriques par l'intermédiaire des fonctions représentées sur la Figure 4-150. Les ordres de grandeur proposés sont cohérents avec ceux utilisés par (*Ngo 2005*) et (*Seignol et al. 2006*) pour la modélisation de poutres atteintes de RAG. On a conservé la forme globale de ces fonctions tout au long de notre analyse. En revanche, elles ont été pondérées pour retranscrire le comportement hydrique observé expérimentalement.

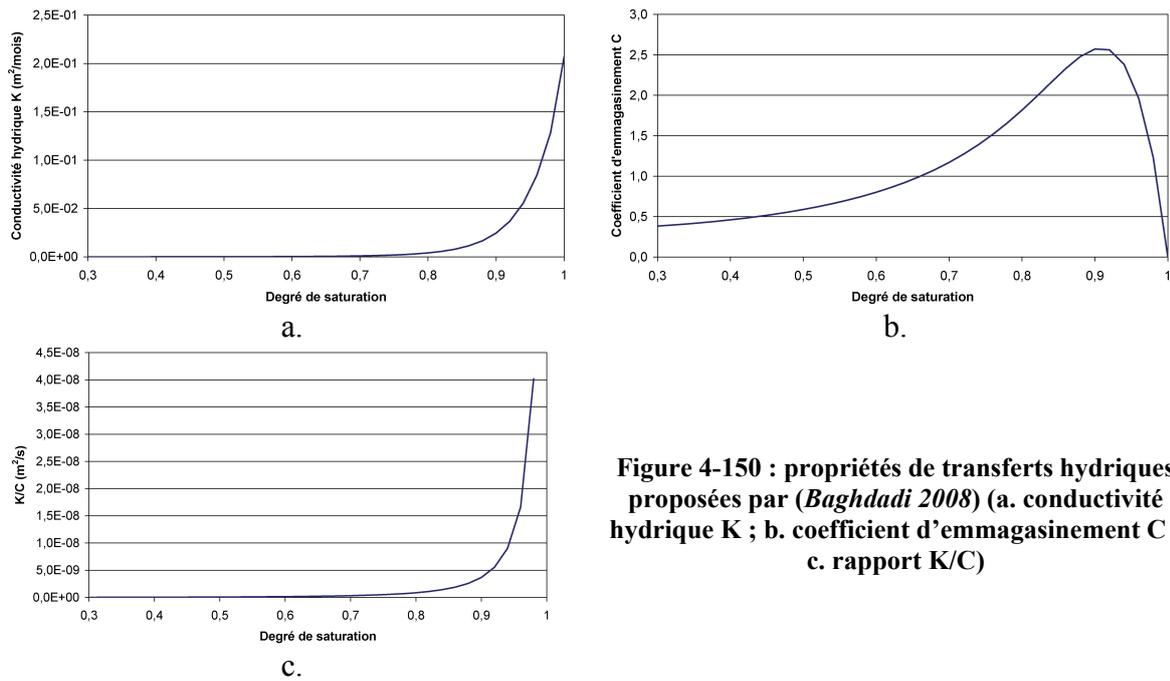


Figure 4-150 : propriétés de transferts hydriques proposées par (Baghdadi 2008) (a. conductivité hydrique K ; b. coefficient d'emmagasinement C ; c. rapport K/C)

La Figure 4-151 confronte les résultats expérimentaux et théoriques pour des coefficients pondérateurs de 0,4 et 0,1 par rapport aux valeurs proposées par (Baghdadi 2008) pour la conductivité hydrique et le coefficient d'emmagasinement respectivement. Les valeurs proposées par cet auteur se veulent représentatives d'un béton ordinaire. Les pondérations que nous avons déterminées illustrent la modification des propriétés de transfert mises en évidence dans le Chapitre 3 pour les bétons soumis à une cure thermique. Elles concordent avec la différence de comportement hydrique en séchage observée entre les bétons de la présente étude et ceux de (Multon 2004).

On note une bonne réponse du calcul de diffusion par rapport aux données expérimentales en termes de degré de saturation moyen de l'éprouvette.

Le calcul du degré de saturation local à partir des profils de masse déterminés au Chapitre 3 est confronté aux valeurs du calcul DTNL sur la Figure 4-151.b. On note que pour des points situés suffisamment profondément dans l'éprouvette, il existe une bonne corrélation entre notre calcul théorique et la modélisation. En revanche, cette corrélation est dégradée pour le point situé au plus près de la surface (distance de 5 mm) : le calcul théorique conduit à une estimation d'un séchage beaucoup plus rapide. Des essais de modélisation ont été effectués en augmentant la valeur du coefficient d'échange afin d'améliorer le transfert hydrique « numérique » en peau de l'éprouvette et ainsi améliorer la corrélation entre les deux estimations. Néanmoins, des augmentations très importantes de ce paramètre n'ont pas permis d'améliorer de manière significative cet écart. Etant donné la bonne estimation des profils de séchage à cœur du matériau, il a été décidé de conserver la valeur du coefficient d'échange proposée par (Baghdadi 2008) dans la suite de notre raisonnement et de négliger cet effet de bord.

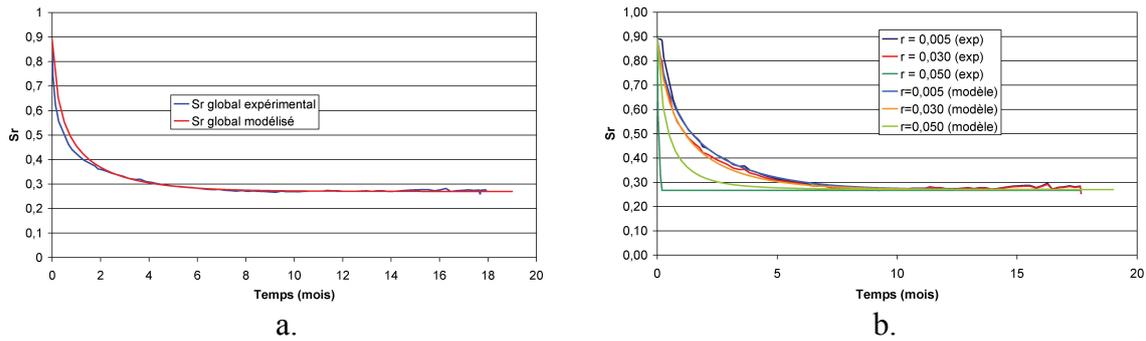


Figure 4-151 : comparaison des degrés de saturation expérimentaux et calculés pour les éprouvettes R1_H30-I_GL_28 (a. degré de saturation moyen ; b. degrés de saturation locaux à 5, 30 et 50 mm de l'axe du cylindre)

4.3.2 Premier calcul hydrique

On réalise une modélisation tridimensionnelle de la poutre P1. Seule une demi poutre est modélisée pour minimiser le temps de calcul (condition de symétrie appliquée sur la section médiane à l'aide d'une condition d'échange nulle). La Figure 4-152 représente le maillage de la structure à l'aide d'éléments parallélépipédique à huit nœuds (au total, 9005 nœuds et 2400 éléments). La face supérieure a été définie comme une surface d'échange (coefficient d'échange égal à $1,55 \cdot 10^{-2}$ m/mois), le degré de saturation imposé par l'atmosphère extérieure étant égal à 0,27 (cf. section 4.3.1). Les 7 cm inférieurs de la structure constituent également une surface d'échange avec un degré de saturation égal à 1 (partie immergée de la structure). Le reste des faces de la poutre est défini par un échange hydrique nul (faces recouvertes d'un scellement hydrique). Les propriétés de transfert des matériaux sont celles déterminées en section 4.3.1. Le degré de saturation initial est pris égal à 0,89 et correspond à la moyenne de nos mesures expérimentales réalisées sur éprouvettes en début de programme (cf. Chapitre 3). Le Tableau 4-14 synthétise les paramètres considérés dans ce calcul hydrique.

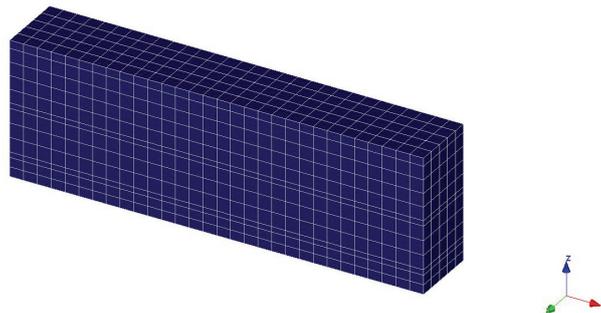


Figure 4-152 : maillage de la demi poutre ($l \cdot h \cdot L = 0,25 \cdot 0,50 \cdot 1,5 \text{ m}^3$)

Tableau 4-14 : synthèse des paramètres pris en compte pour le calcul hydrique n°1

Paramètres	Valeurs
Coefficient d'échange (m/mois)	$1,55 \cdot 10^{-2}$
Degré de saturation en face supérieure	0,27
Degré de saturation en face inférieure	1,00
Degré de saturation initial	0,89
Coefficient pondérateur pour K	0,4
Coefficient pondérateur pour C	0,1

La Figure 4-153 représente le profil hydrique calculé à différents pas de temps d’une part et confronte les variations de masse globale calculées à celles mesurées lors des pesées successives des poutres. On observe que le profil évalué conduit à l’estimation d’un séchage important en partie haute. En revanche, la modélisation de l’imbibition en partie basse ne permet pas de saturer le matériau puisqu’on atteint assez rapidement un état stationnaire pour lequel le degré de saturation maximal est égal à 0,92. Par ailleurs, les variations de masse globale calculées conduisent à une évaluation de perte de masses bien supérieures à celles développées dans la réalité (cf. Figure 4-153.b). Ainsi, l’application de ces conditions d’échange et de ces propriétés de transfert calées sur les données expérimentales correspondant à un cas de séchage conduit à l’évaluation d’un profil hydrique qui apparaît peu probable étant donné les conditions expérimentales considérées. Néanmoins, le jeu de données choisi ici apparaît comme étant le plus réaliste pour un modélisateur ne disposant que de peu de données expérimentales : en particulier, aucun artifice n’a été mis en œuvre pour tenter d’ajuster les données du modèle à la réalité expérimentale. Pour cette raison, nous continuerons à considérer ce calcul hydrique dans la suite de notre raisonnement.

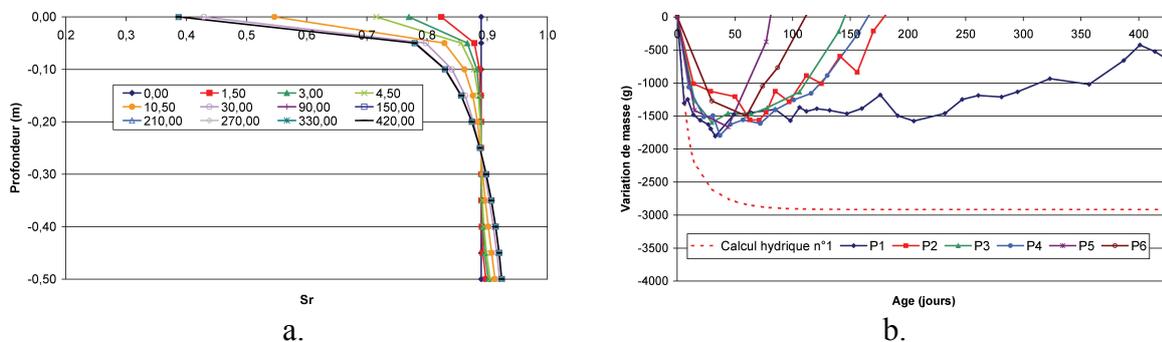


Figure 4-153 : résultats du calcul hydrique n°1 – poutre P2 (a. profil de degré de saturation à différentes échéances ; b. variations massiques globales correspondantes)

4.3.3 Second calcul hydrique

Afin de tenter d’améliorer la représentation du profil hydrique obtenu en section 4.3.2, cette section propose des ajustements permettant notamment d’améliorer le résultat numérique en ce qui concerne l’imbibition de la partie basse de la structure. Le modèle présenté dans cette section est identique à celui de la section 4.3.2, exception faite des coefficients pondérateurs de la conductivité hydrique et du coefficient d’emménagement. Le maillage est subdivisé en plusieurs groupes de mailles suivant la Figure 4-154. Le Tableau 4-15 synthétise les paramètres considérés dans ce second calcul hydrique.

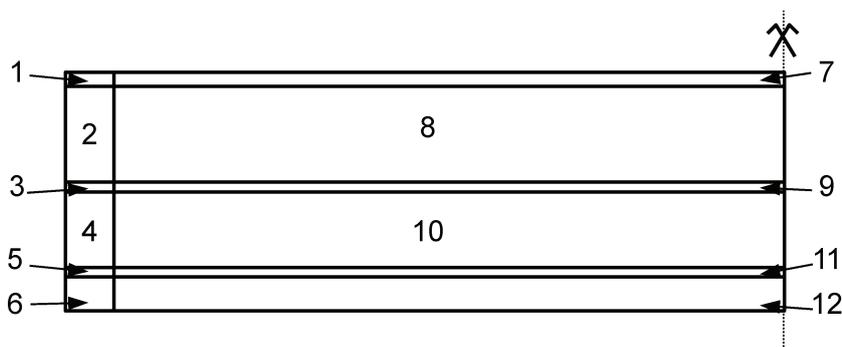


Figure 4-154 : numérotation des groupes d’éléments pour le maillage de poutre

Tableau 4-15 : synthèse des paramètres pris en compte pour le calcul hydrique n°2

Paramètres	Valeurs
Coefficient d'échange (m/mois)	$1,55 \cdot 10^{-2}$
Degré de saturation en face supérieure	0,27
Degré de saturation en face inférieure	1,03
Degré de saturation initial	0,89
Coefficient pondérateur K (groupes 1 et 7)	0,4
Coefficient pondérateur C (groupes 1 et 7)	0,1
Coefficient pondérateur K (groupes 4, 5, 6, 10, 11, 12)	0,02
Coefficient pondérateur C (groupes 4, 5, 6, 10, 11, 12)	0,005
Coefficient pondérateur K (groupes 2, 3, 8 et 9)	0,1
Coefficient pondérateur C (groupes 2, 3, 8 et 9)	0,025

Les coefficients pondérateurs définis en section 4.3.1 pour les fonctions définissant la conductivité hydrique et le coefficient d'emmagasinement ont été calés pour ces différents groupes afin d'améliorer la réponse du modèle hydrique. Pour les groupes de mailles 1 et 7, les coefficients de 0,4 et 0,1 ont été conservés : ces mailles étant directement soumises au séchage, il apparaît logique de conserver les pondérations déterminées sur des cylindres conservés dans des conditions hydriques similaires. Des coefficients valant respectivement 0,02 et 0,005 pour la conductivité hydrique et le coefficient d'emmagasinement ont été affectés (arbitrairement) aux groupes de mailles 4 à 6 et 10 à 12 afin de mieux retranscrire l'imbibition en partie basse des structures. Enfin, les coefficients intermédiaires de valeur respective 0,1 et 0,025 pour la conductivité hydrique et le coefficient d'emmagasinement ont été choisis pour les groupes 2, 3, 8 et 9. Ces valeurs ont été déterminées par réalisation de calculs successifs en faisant varier indépendamment les coefficients pour les différentes couches de maille jusqu'à obtention d'un profil plus cohérent (notamment pour les estimations de variations massiques globales). Cette méthode présente bien évidemment l'inconvénient d'être dépendante des choix de l'utilisateur et n'est présentée ici qu'à titre d'étude de l'influence du profil hydrique sur le résultat du calcul mécanique, sachant que la représentation précise de l'état hydrique, étape déjà identifiée comme difficile pour les poutres de (Multon 2004) est une condition nécessaire de pertinence des simulations chemo-mécaniques ultérieures (Poyet 2003, Ngo 2005, Grimal 2007).

La Figure 4-155 représente l'évolution du profil hydrique au cours du temps et la variation massique globale associée fournies par ce modèle. On observe que, conformément à notre objectif initial, la reproduction de l'imbibition en partie basse est améliorée avec un degré de saturation rapidement égal à 1 dans la partie immergée. Les variations de masse globale calculées apparaissent plus en accord avec les pesées des corps d'épreuve. On note néanmoins que le modèle n'est pas apte à reproduire le gain de masse développé lors du développement d'expansions importantes (i.e. au delà d'environ 100 jours). En terme de séchage, la variation relative de masse associée au séchage de la face supérieure est cohérente avec les mesures de gammadensimétrie : la variation relative de masse d'un cylindre de 0,01 m de diamètre et de 0,25 m de hauteur (zone de béton intersectée par le faisceau de particules du banc de gammadensimétrie), le degré de saturation final de l'ordre de 0,35 correspond à une variation relative de masse de l'ordre de -3 % cohérente avec les résultats de la Figure 4-4.

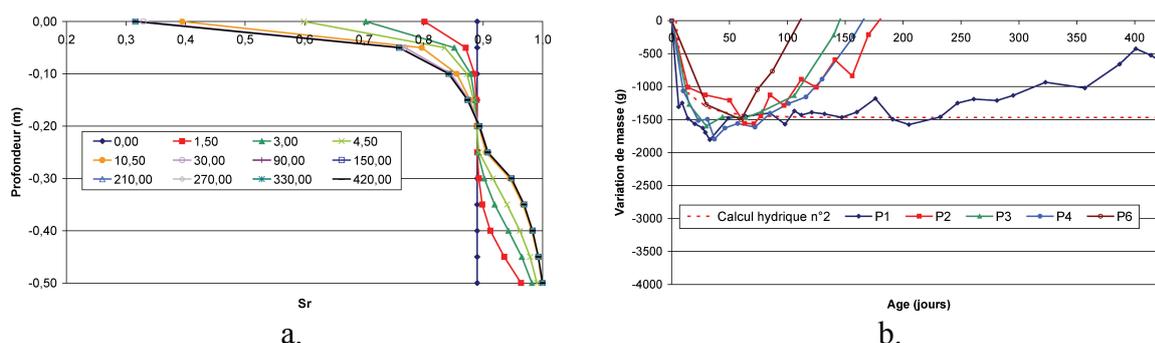


Figure 4-155 : résultats du calcul hydrique n°2 – poutre P2 (a. profil de degré de saturation à différentes échéances ; b. variations massiques globales correspondantes)

4.3.4 Conclusions

Ainsi, avant toute réalisation de calcul mécanique, une première difficulté est rencontrée pour l'estimation du profil hydrique au sein des structures. Le calage des propriétés de transfert (à l'aide de résultats de corps d'épreuve soumis à un séchage) utilisées comme données d'entrée du modèle ne permet pas de reproduire de manière satisfaisante l'imbibition en partie basse des structures. L'ajustement des propriétés de transfert dans les zones immergées permet de mieux retranscrire la remontée hydrique. Néanmoins, on observe dès cette étape du calcul que la modélisation ne permet pas de retranscrire les gains de masse observés expérimentalement lors du développement des expansions. Le couplage entre expansions ou fissuration induite par les gonflements, et l'augmentation de la perméabilité apparaît absolument nécessaire pour améliorer le caractère prédictif du calcul hydrique. Faute de disposer à ce stade d'un algorithme permettant de rendre compte de ce couplage, la suite des calculs mis en œuvre restera basée sur les deux calculs précédents. Si la simulation appliquée à P1 reste raisonnable, l'application à P2 et P5 reste sujette à caution devant les couplages très marqués mis en évidence dans ces travaux entre la RSI et les conditions de saturation.

4.4 Calculs mécaniques – poutre P2

Cette section décrit différentes modélisations mises en œuvre afin de tester les hypothèses formulées tout au long de ce chapitre quant au fonctionnement mécanique des poutres et aux couplages entre profils hydriques et expansions. Tous les calculs considérés ci-après sont réalisés de la cadre de l'hypothèse de la chemo-élasticité.

4.4.1 Données d'entrée

4.4.1.1 Calage de la loi de couplage gonflement / humidité

Les travaux du Chapitre 3 ont permis de mettre en évidence un seuil de degré de saturation de l'ordre de 0,95 au delà duquel on observe le déclenchement des expansions de la formule R1. C'est cette valeur qui sera donc retenue dans notre analyse comme seuil de la fonction de pondération de l'amplitude des gonflements.

De par le mode de prise en compte des fonctions de pondération du temps de latence et du temps caractéristique, il est peu commode de considérer des seuils de degré

de saturation aussi élevés : ces paramètres ne sont plus définis dès que le calcul hydrique conduit à l'estimation de degrés de saturation inférieurs aux seuils définis. Aussi, même si le sens physique de ce calage est contestable, des seuils de degré de saturation nuls ont été choisis pour ces grandeurs afin d'assurer un bon déroulement du calcul. Afin de reproduire les effets du couplage avec l'humidité, les coefficients m_C et m_L ont été pris égaux à 40 (cf. Figure 4-156).

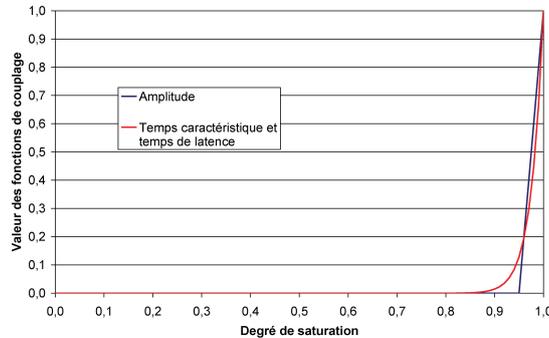


Figure 4-156 : fonctions de couplage gonflement / degré de saturation – poutre P2

4.4.1.2 Calage de la loi de retrait

La Figure 4-157 illustre le résultat de la modélisation d'une éprouvette 11-22 soumise à un séchage à 30 % HR (modélisation axisymétrique – cf. section 4.3.1) pour des valeurs de k_{rd} et Sr_0 respectivement égales à $1,3 \cdot 10^{-3}$ et 0,89. Le modèle décrit de manière correcte les évolutions dimensionnelles des éprouvettes R1_H30-I_GL_28. Néanmoins, on note un écart significatif durant la phase transitoire de séchage. Celui-ci peut s'expliquer par l'application d'un fort gradient de séchage d'une part, (*Granger 1996*) ayant indiqué une dégradation de la proportionnalité entre déformation et séchage en dessous d'une humidité relative de 50 %. D'autre part, un biais dans le calcul hydrique (notamment en ce qui concerne le retrait en peau dont les effets sont plus marqués sur de petites éprouvettes comme celle que nous considérons dans ce cas) peut également induire une erreur sur le calcul de la réponse mécanique du matériau soumis à un séchage.

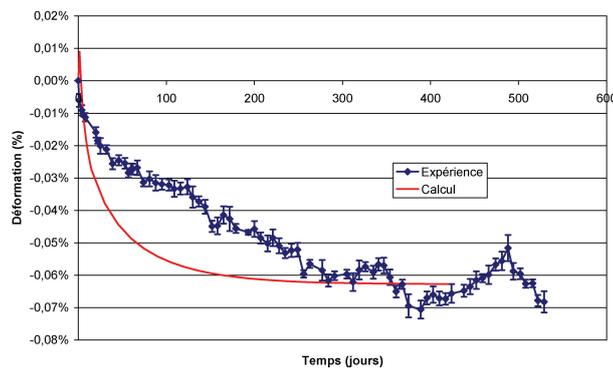


Figure 4-157 : retrait mesuré et calculé à l'aide de la loi de (*Baghdadi 2008*)

4.4.1.3 Synthèse des données d'entrée

Le Tableau 4-16 synthétise les données d'entrée de la modélisation de la poutre P2. Les paramètres de couplage entre le potentiel de gonflement et le traitement thermique au

jeune âge sont issus des résultats du Chapitre 2. La valeur de l'énergie d'activation a été calée pour obtenir une amplitude de gonflement égale à celle mesurée expérimentalement en gonflement libre (1,58 %). Les paramètres de cinétique et d'amplitude de la réaction de gonflement sont ceux déterminés pour les corps d'épreuve R1_I-H30_GL_28, cylindres de formule R1 carottés à 28 jours et conservés en eau. Les caractéristiques mécaniques du matériau sont issues des investigations menées dans le Chapitre 2 pour la validation des formules de béton. Les variables d'endommagement ont été reprises de l'étude de (*Baghdadi 2008*) et correspondent aux éprouvettes de (*Brunetaud 2005*) considérées comme les plus représentatives du béton R1 (cf. Figure 4-82).

Tableau 4-16 : synthèse des paramètres d'entrée de la modélisation de la poutre P2

Paramètre	Unité	Valeur	Paramètre	Unité	Valeur	Paramètre	Unité	Valeur
Gonflement libre			Couplage humidité / gonflement			Caractéristiques mécaniques		
ε_{∞}	-	1,58%	Sr_{∞}	-	0,95	E	MPa	30800
τ_C	mois	0,37	Sr_C	-	0	ν	-	0,18
τ_L	mois	2,77	Sr_L	-	0	α_{th}	°C ⁻¹	1,05E-05
ϕ	mois	0,6	m_{∞}	-	1	M_v	kg.m ⁻³	2320
δ	mois	4	m_C	-	40	f_{ct}	MPa	5,0
Couplage potentiel / histoire thermique			m_L	-	40	Caractéristiques d'endommagement		
α	-	1,80E-07	Contraction hydrique et saturation initiale			d_{max}	-	0,6
T_0	°C	43,3	k_{rd}	-	1,30E-03	ω	-	4,6
E_0	J/mol	433,0	Sr_0	-	0,89	ε_0	%	0,108

4.4.2 Premier calcul mécanique

Sur la base des données d'entrée de la section 4.4.1 et du calcul hydrique « classique » présenté en section 4.3.2, un premier calcul RGIB a été réalisé. L'étude de profil hydrique modélisé a montré que le degré de saturation ne dépasse pas une valeur de 0,92. Ainsi, le seuil de déclenchement de la réaction de gonflement (loi de type « Poyet ») ayant été défini à une valeur de 0,95, aucun développement de gonflement n'est attendu dans cette modélisation. Néanmoins, un calcul a été réalisé afin de s'assurer du bon fonctionnement du modèle tel que nous l'avons défini et pour estimer la part attribuable à la dessiccation.

A ce stade de nos investigations, l'endommagement et l'anisotropie des expansions n'ont pas été pris en compte : aucun gonflement n'étant attendu dans ces conditions, l'utilisation de ces options du module RGIB ne semble pas justifiée dans ce calcul.

La Figure 4-158 confronte les résultats du calcul en termes de flèche (point de post-traitement au milieu de la section médiane de la structure) aux mesures expérimentales. Conformément à nos attentes, aucun gonflement n'est mesuré. Ainsi, à long terme, la déflexion de la structure est largement sous estimée, résultat de la sous estimation du profil hydrique par le calcul hydrique n°1. En revanche, les estimations de flèches sont satisfaisantes jusqu'à une échéance d'environ 50 jours. Ceci indique que les phénomènes de retrait au sein de la structure sont correctement représentés. Au delà de cette échéance, l'initialisation des gonflements observée expérimentalement et non prise en compte par notre calcul conduit à des écarts indiquant la non validité de notre modèle à ce stade.

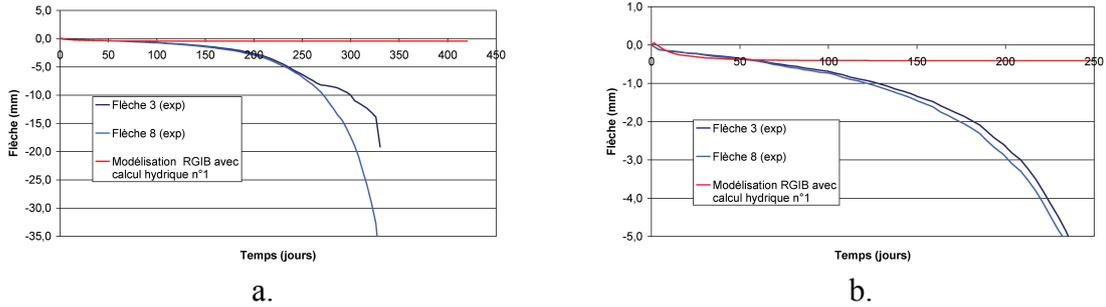


Figure 4-158 : confrontation des résultats du calcul mécanique n°1 aux mesures de flèche à mi-portée – poutre P2 (a. vue d'ensemble ; b. zoom)

4.4.3 Second calcul mécanique

Un calcul mécanique dont les données d'entrée sont identiques à celui de la section 4.4.2 a été réalisé en considérant le calcul hydrique n°2. Ce calcul de diffusion a pour objectif de mieux retranscrire l'imbibition en partie basse du corps d'éprouve d'une part et la forte non linéarité de profil de degré de saturation d'autre part.

La Figure 4-159 confronte les résultats de cette modélisation aux mesures expérimentales de flèche. Conformément à nos attentes, la modification du profil hydrique en entrée du module RGIB permet de modéliser des expansions. On considère deux modes de calcul différent : le premier intègre uniquement les fonctionnalités de retrait et d'expansion du matériau ; le second intègre l'endommagement de celui-ci au cours des expansions ainsi que l'anisotropie permettant la prise en compte des effets de déformations empêchées des zones expansives (partie inférieure de la poutre soumise à l'imbibition) par celles qui ne le sont pas (partie supérieure soumise au séchage). On note une différence très marquée entre ces deux calculs, indiquant l'intérêt de la prise en compte de l'altération du matériau (y compris dans le cas d'un calcul élastique) et des effets d'autocontraintes dans la structure.

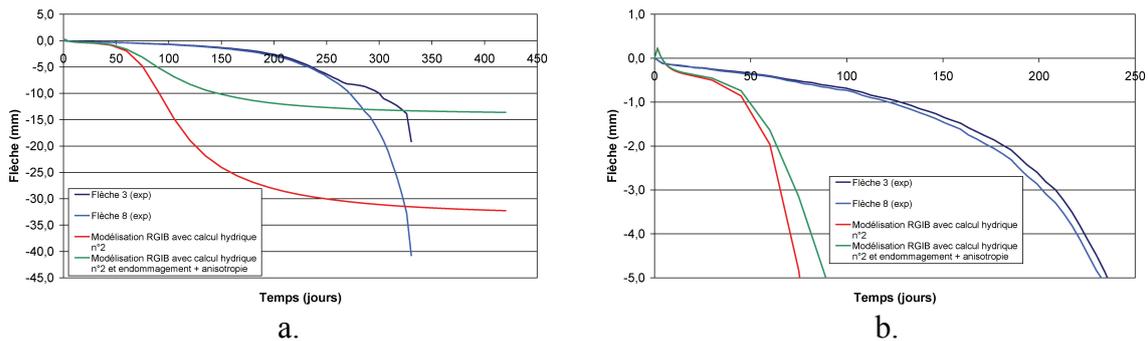


Figure 4-159 : confrontation des résultats du calcul mécanique n°2 aux mesures de flèche à mi-portée – poutre P2 (a. vue d'ensemble ; b. zoom)

La section 4.3.3 a montré que le calcul de diffusion considéré est en accord avec les suivis hydriques des structures durant environ 100 jours. Or, dès 50 jours, on note une différence significative entre les modèles et l'expérience. Une telle surestimation apparaît similaire à celle mise en évidence dans le cadre de notre modélisation RdM de la poutre P2 (cf. section 2.6). De plus, nous avons mis en évidence que le calcul hydrique considéré ne permet pas de transcrire la remontée hydrique inhérente aux expansions au delà d'une durée d'exposition de 100 jours. Ceci devrait donc conduire à une sous-estimation de la

flèche par les calculs, le degré de saturation du matériau n'étant pas suffisant pour développer des expansions aussi importantes que dans la réalité, tendance inverse à celle que nous observons pour les résultats de la Figure 4-159.

Si on considère le profil hydrique, la prise en compte de l'anisotropie et celle de l'endommagement comme corrects (ce qui semble plausible en première approche à la lumière des résultats du calcul hydrique, des hypothèses formulées et des suivis dimensionnels de la poutre P2), un tel écart ne peut être expliqué que par un biais de la donnée d'entrée de gonflement. Ceci peut correspondre aux paramètres de cinétique et d'amplitude d'une part et au couplage hydrique d'autre part. A la lumière de nos investigations sur cylindres de gonflement libre et compte tenu des données disponibles dans la littérature (*Graf 2007, Rust 2009*), le seuil de degré de saturation de déclenchement de la réaction que nous avons défini semble réaliste même s'il est probablement « grossier ». Aussi, il est possible de s'interroger sur la pertinence de l'essai d'expansion en eau considéré comme donnée de gonflement en entrée. Nous avons montré que la lixiviation des alcalins est un paramètre déterminant pour le développement d'expansions. Or, pour des essais de gonflement libre en eau réalisés sur de petits cylindres, ce phénomène conduit à une diminution rapide de la teneur en alcalins du matériau et accélère donc la cinétique des expansions comme l'ont montré (*Famy et al. 2001*) et (*Aubert et al. 2009*). Les phénomènes de lixiviation des alcalins sont probablement beaucoup moins rapides dans le cas de structures plus massives telles que les poutres de cette étude. En particulier, le front de lixiviation des alcalins peut ne pas avoir la même cinétique de remontée que le front d'imbibition. Dans ces conditions, un matériau peut se trouver dans des conditions de saturation élevées sans pour autant pouvoir développer aisément des gonflements de par la présence des alcalins limitant la désorption des sulfates mobilisés par les CSH (*Divet & Randriambololona 1998*). Ceci aurait au minimum pour conséquence de ralentir les réactions d'expansions comme l'ont montré (*Famy et al. 2001*). Par conséquent, les paramètres de cinétique de la courbe de gonflement se trouveraient augmentés et pourraient ainsi expliquer la surestimation des flèches estimées par nos calculs alors que le profil hydrique devrait conduire à une sous estimation de celles-ci (étendue de la zone considérée atteinte par l'imbibition sous-évaluée). Si ces hypothèses sont vérifiées, ceci implique la nécessité de considérer une étape de calcul de la lixiviation des alcalins et d'établir un couplage entre les caractéristiques d'expansion et la teneur en alcalins du matériau.

4.4.4 Application de la cinétique d'imbibition à la courbe de gonflement

Afin d'estimer la pertinence de l'hypothèse de modification de la cinétique d'expansion formulée en section 4.4.3, on applique au potentiel de gonflement libre du matériau R1 la cinétique d'imbibition déterminée en section 1.4.1.2.2 à l'aide de la fraction d'imbibition des variations massiques globales, à l'instar de la méthodologie développée pour l'analyse RdM des poutres en section 2.6. Cette donnée d'entrée modifiée est intégrée à la modélisation ($\tau_C=1,67$ mois et $\tau_L=9,67$ mois). On considère ici le calcul hydrique n°2 retranscrivant l'imbibition en partie inférieure de la structure. Les résultats de cette modélisation sont données par la Figure 4-160.

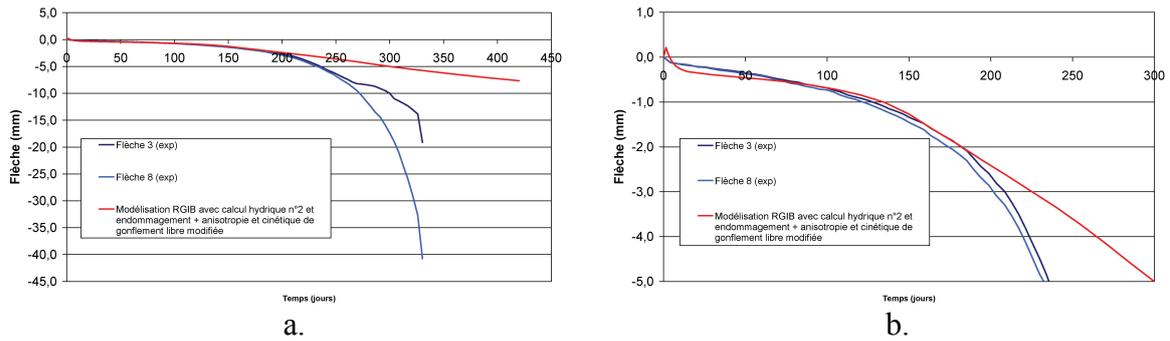


Figure 4-160 : confrontation des résultats du calcul mécanique n°2 aux mesures de flèche à mi-portée après modification de la cinétique d'expansion – poutre P2 (a. vue d'ensemble ; b. zoom)

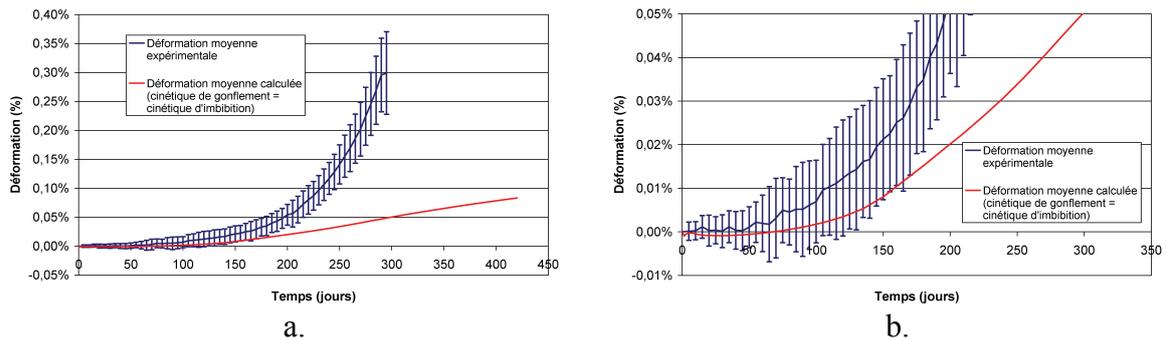


Figure 4-161 : déformation moyenne expérimentale et modélisée – poutre P2 (a. vue générale ; b. zoom)

La modification de cette cinétique à l'aide des paramètres déterminés à partir de la part d'imbibition des variations massiques revient à considérer un couplage direct entre la prise de masse et les gonflements développés. Cette hypothèse peut être justifiée par l'étude des gonflements libre menée au Chapitre 3 mettant en évidence une relation linéaire entre déformation et variation massique durant la phase de gonflement intense. Les résultats du calcul mettent en évidence une bonne corrélation du modèle avec l'expérience durant les 100 premiers jours (et même jusqu'à 200 jours en termes de flèches), période pour laquelle on estime le profil hydrique calculé par le module DTNL représentatif de la réalité. Au delà, on note une sous estimation de la déflection de la structure cohérente avec la non reproduction du gain de masse lors du développement intense de la réaction de gonflement. Une conclusion similaire peut être formulée pour le cas de la déformation moyenne (cf. Figure 4-161).

Ainsi, une modification de la cinétique de gonflement libre permet d'améliorer la prédiction du modèle. Si on fait abstraction du biais du calcul hydrique mis en évidence en section 4.3, cette modification de cinétique peut être le fruit d'une teneur en alcalins du matériau de la poutre différente de celle du cylindre de gonflement libre servant de donnée d'entrée à teneur en eau équivalente. Aussi, l'application directe des données obtenues sur éprouvettes pourrait conduire à surestimer les vitesses d'expansion, introduisant ainsi un biais dans la modélisation. De tels effets pourraient être limités par l'introduction d'une loi de couplage des paramètres d'expansion avec la teneur en alcalins du matériau.

4.5 Influence de la réactivité – calculs mécaniques des poutres P1 et P5

Afin d'évaluer la pertinence de nos premières conclusions en fonction de la réactivité des matériaux, des modélisations des poutres P1 (formule NR, faiblement réactive vis-à-vis de la RSI) et P5 (formule R2, fortement réactive vis-à-vis de la RSI et de la RAG) ont été mises en œuvre. Cette section décrit et discute les résultats correspondants.

4.5.1 Données d'entrée

La démarche de modélisation mise en œuvre pour les poutres P1 et P5 est strictement identique à celle correspondant à la poutre P2.

Tableau 4-17 : synthèse des paramètres d'entrée de la modélisation des poutres P1 et P5

Paramètre	Unité	P1	P5	Paramètre	Unité	P1	P5
Gonflement libre				Contraction hydrique et saturation initiale			
ε_{∞}	-	0,34%	1,55%	k_{rd}	-	1,30E-03	1,30E-03
τ_C	mois	0,97	0,3	S_{r_0}	-	0,89	0,89
τ_L	mois	3,07	2,07	Caractéristiques mécaniques			
ϕ	mois	1,8	0,5	E	MPa	32800	31500
δ	mois	2,8	4	ν	-	0,18	0,25
Couplage potentiel / histoire thermique				α_{th}	°C ⁻¹	1,12E-05	7,30E-06
α	-	1,80E-07	1,80E-07	M_v	kg.m ⁻³	2328	2363
T_0	°C	43,3	43,3	f_{ct}	MPa	4,5	4,6
E_0	J/mol	890,0	438,5	Caractéristiques d'endommagement			
Couplage humidité / gonflement				d_{max}	-	0,1	0,6
$S_{r_{\infty}}$	-	0,95	0,95	ω	-	8	4,6
S_{r_C}	-	0	0	ε_0	-	0,060	0,108
S_{r_L}	-	0	0				
m_{∞}	-	1	1				
m_C	-	40	40				
m_L	-	40	40				

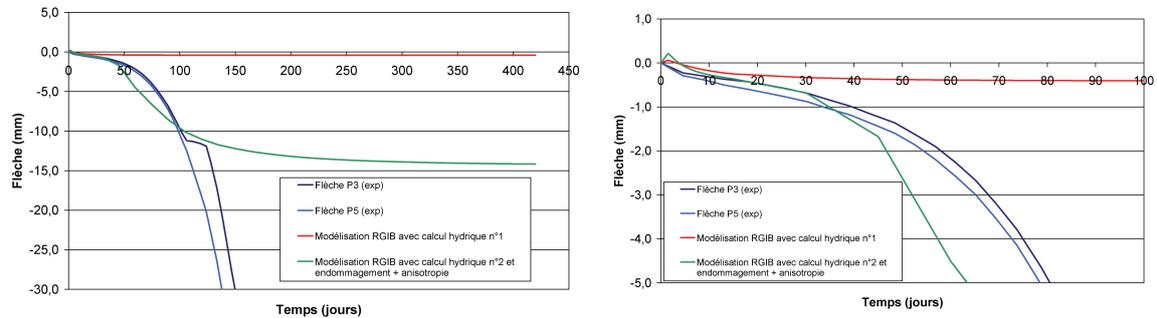
Les formules NR, R1 et R2 ayant été mises au point pour présenter des propriétés de transfert comparables (caractéristique confirmée à la lumière des suivis massiques des corps d'épreuve soumis à un séchage à 30 % HR), les modélisations hydriques développées en section 4.3 sont considérées représentatives des poutres P2 et P5. De même, les paramètres de retrait de ces matériaux sont considérés identiques.

Les seuils de saturation de déclenchement de la réaction de gonflement sont repris de l'étude des couplages entre gonflements et degré de saturation présentée au Chapitre 3. Ainsi, des seuils de 0,93 et 0,95 sont adoptés respectivement pour NR et R2.

Les travaux de (*Baghdadi 2008*) ne fournissent pas de paramètres d'endommagement pour un matériau représentatif du béton NR. Aussi, un calage de la loi d'endommagement présentée en section 4.2.2.5 a été réalisé sur les données expérimentales correspondant aux éprouvettes 65_1,00_10J de l'étude de (*Brunetaud 2005*) présentant un potentiel d'expansion de l'ordre de 0,5 %.

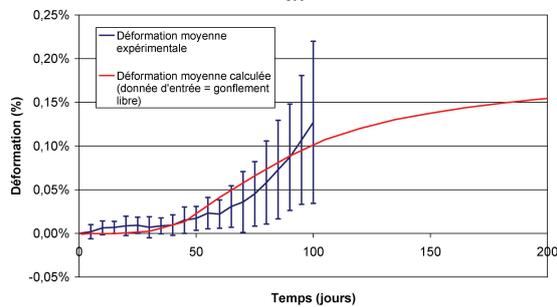
4.5.2 Résultats

La Figure 4-162 et la Figure 4-163 représentent les résultats des calculs mécaniques pour les poutres P5 et P1 respectivement.



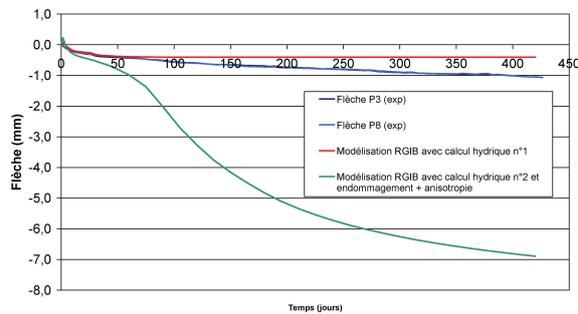
a.

b.

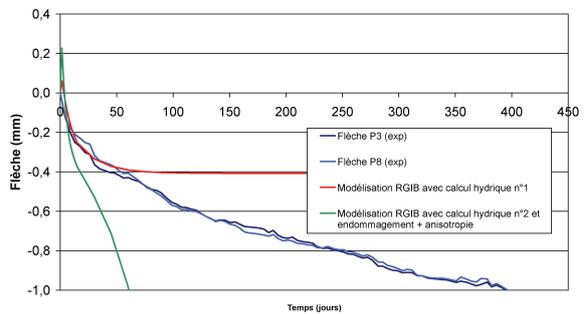


c.

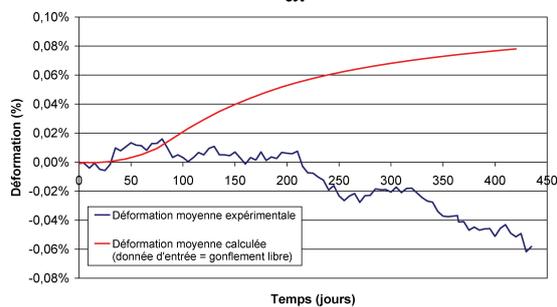
Figure 4-162 : confrontation des résultats des calculs mécaniques aux données expérimentales– poutre P5 (a. flèche – vue d’ensemble ; b. flèche – zoom ; c. déformation moyenne)



a.



b.



c.

Figure 4-163 : confrontation des résultats des calculs mécaniques aux mesures de flèche à mi-portée– poutre P1 (a. flèche – vue d’ensemble ; b. flèche – zoom ; c. déformation moyenne)

On observe des comportements similaires au cas de la poutre P2 :

- Le calcul hydrique n°1, de par la sous-estimation de l’imbibition en partie basse, conduit à l’absence de gonflement lors de la réalisation du calcul mécanique. En revanche, le comportement mécanique vis-à-vis de la dessiccation se révèle satisfaisant ;

- Le calcul hydrique n°2 conduit à l'estimation d'expansions en favorisant l'imbibition en partie basse de la poutre. A l'instar des résultats de la poutre P2, ce modèle conduit à une surestimation de la déflexion des structures bien que le profil hydrique soit sous estimé au delà d'une durée de calcul d'une centaine de jours. Ainsi, l'hypothèse de modification des cinétiques d'expansion du matériau des poutres par rapport à la cinétique d'expansion correspondant à un essai de gonflement libre en eau semble envisageable dans ces conditions également.

4.6 Conclusions

Cette section a proposé un premier exemple de re-calcul de structures atteintes de réaction sulfatique interne. Le modèle de calcul RGIB développé par (*Baghdadi 2008*) a été testé pour différents degré de réactivité des matériaux. Il a permis de tester les différentes hypothèses sous-jacentes au fonctionnement hydro-chemo-mécanique des poutres en s'affranchissant des limites d'une représentation simplifiée permettant le traitement analytique.

La réalisation du calcul hydrique révèle des difficultés ainsi que l'avaient laissé escompter les résultats des suivis d'éprouvettes de gonflement libre présentés au Chapitre 2. En effet, nous avons mis en évidence la corrélation entre les prises de masse et les expansions du matériau. La méthodologie développée par (*Baghdadi 2008*) consiste en la réalisation d'un calcul de diffusion hydrique préalablement à la réalisation du calcul mécanique des effets de gonflement. Comme telle, cette méthodologie découple entièrement le problème mécanique du problème hydrique ce qui, à la lumière de nos investigations, ne semble pas entièrement satisfaisant dans le cas de fortes expansions. Ceci induit ainsi un biais sur le calcul mécanique : la forte dépendance des expansions de RSI à l'humidité du matériau rend le problème mécanique très « hydro-dépendant ». La prise en compte d'un couplage entre les effets mécaniques et hydriques pourrait donc se révéler être une piste d'amélioration de cet outil de re-calcul.

L'amélioration du calcul hydrique par le biais d'artifices de calage pour mieux représenter l'imbibition permet d'obtenir une estimation du profil hydrique satisfaisante sur une durée d'environ 100 jours. Durant cette période, on reproduit qualitativement le comportement des structures tant que les gonflements ne sont pas prépondérants. Une fois ceux-ci initiés, on observe une surestimation de la déflexion des structures à mi-portée. Ceci semble indiquer un biais de la donnée d'entrée que constitue la courbe de gonflement libre en eau du matériau. En considérant la prise en compte des couplages entre humidité et gonflement comme juste, un tel écart pourrait être expliqué par une différence de lixiviation des alcalins entre les cylindres de gonflement libre et le matériau constitutif de la structure à degré de saturation équivalent. Ceci aurait pour conséquence de surestimer la cinétique d'expansion dans le cas de l'essai de gonflement libre et donc de surévaluer la déflexion des structures sous les effets du développement du gradient hydrique. L'application de la cinétique d'imbibition des structures au gonflement imposé (correspondant à l'établissement d'une corrélation directe entre prise de masse et expansion) améliore considérablement la prédiction numérique et semble ainsi appuyer cette hypothèse.

A la lumière de ces premières investigations, il semble donc que la prise en compte de la modification des propriétés de transfert hydrique sous l'effet de gonflements, et celle des couplages entre teneur en alcalins et expansions puissent être une voie d'amélioration

de la méthode de re-calcul développée par (Baghdadi 2008). La Figure 4-164 propose une architecture possible d'un tel modèle de calcul.

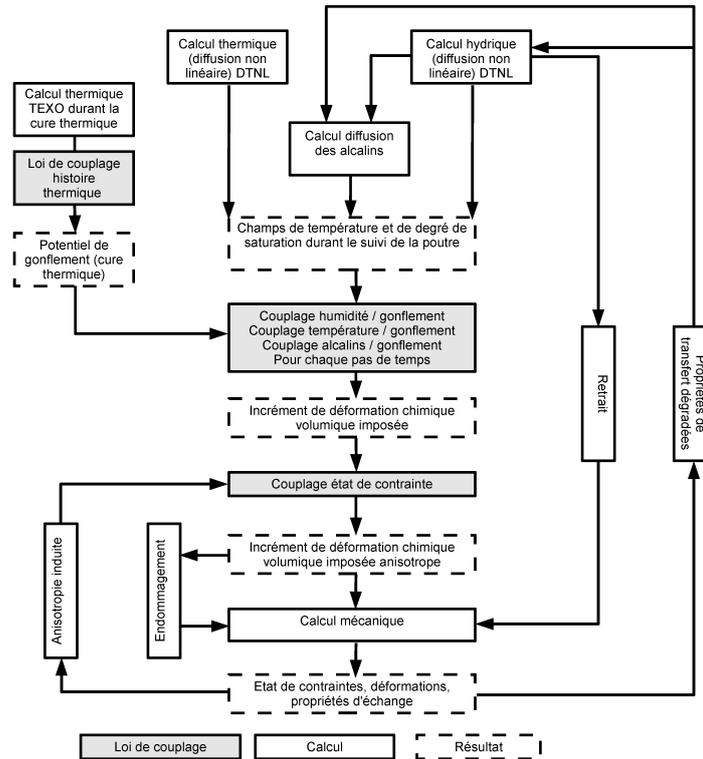


Figure 4-164 : architecture simplifiée du module de re-calcul RGIB prenant en compte l'influence des gonflements sur le comportement hydrique et l'influence des alcalins

5 Effets d'une humidification tardive en partie supérieure

La phase de remouillage de la partie supérieure des corps d'épreuve a été déclenchée 427 jours après l'initialisation des essais sur poutres (durée initialement choisie afin de permettre un développement significatif des réactions de gonflement). Au moment de la rédaction de ce mémoire, les poutres P1, P3 et P4 ont déjà été basculées dans cette seconde phase des essais. Peu de données sont disponibles pour le moment compte tenu du délai nécessaire à leur vérification et à leur traitement. Les résultats décrits ci-après sont donc préliminaires mais permettent d'ores et déjà d'établir certaines tendances. L'ensemble des données correspondantes seront disponibles à la fin de l'année 2011 pour la clôture du contrat de partenariat entre le LCPC et EDF.

La Figure 4-165 représente le suivi des flèches à mi-portée des poutres P1, P3 et P4 après remouillage. D'une manière générale, on constate après remouillage que le signal de mesure est plus bruité : le remouillage en partie haute nécessite une injection régulière d'eau froide pour compenser l'évaporation (au moins deux injections par tranche de 24 heures) responsable de chocs thermiques conduisant à ces variations des signaux (en outre, l'évaporation de l'eau en partie supérieure conduit également à une diminution de la température imposée en partie supérieure). Toutefois, ce phénomène ne gêne pas le suivi des structures.

Pour les poutres P1 et P4, on observe un comportement commun malgré les différences de composition : après une période variable en fonction de la réactivité du matériau constitutif et du ferrailage, on note une tendance de retour de la poutre vers une position horizontale (diminution de la valeur absolue de la flèche). Ceci peut s'expliquer par le développement de gonflements en partie supérieure des structures : schématiquement, l'apport d'eau conduit à l'apparition de gonflements qui ont tendance à homogénéiser le profil de déformation longitudinale et donc à diminuer la courbure des sections.

Pour la poutre P3, seule une cinquantaine de jours de suivi était disponible au moment de la rédaction de ce rapport. Il semble que ce corps d'épreuve présente un comportement singulier, la flèche à mi-portée évoluant légèrement plus rapidement à l'issue du remouillage. L'analyse des données de la première phase des essais a déjà mis en évidence un comportement singulier de ce corps d'épreuve. Une différence de porosité de cette poutre inhérente à la mise en œuvre des corps d'épreuve a été suggérée et est supposée influencer sur les caractéristiques d'expansion du béton. La poursuite du suivi permettra d'approfondir notre réflexion sur ce point.

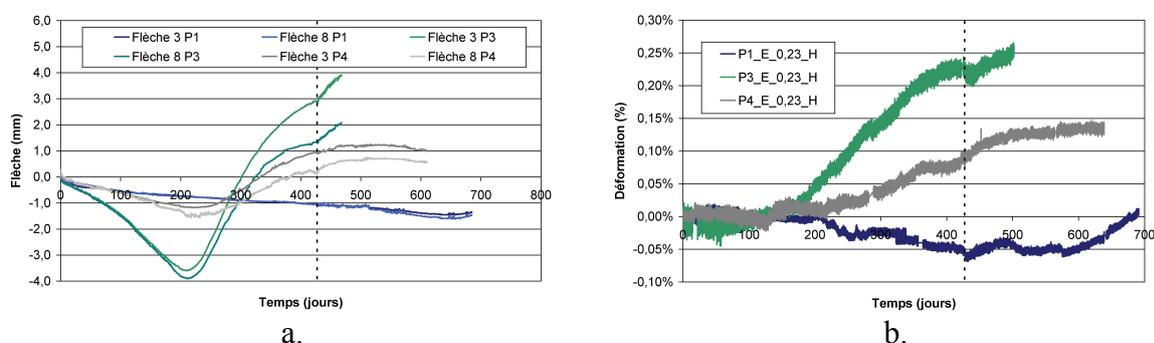


Figure 4-165 : suivi des poutres P1, P3, P4 après remouillage (a. flèches à mi-portée ; b. déformation longitudinale globale à 0,23 m de profondeur)

Lors du remouillage, l'essentiel des jauges pain de sucre encore en état de fonctionnement a été mis hors d'usage en quelques jours. Il semble que l'humidification de ces moyens de mesures à l'issue d'une longue période d'utilisation ait conduit à leur destruction (perte d'étanchéité du circuit électrique dans le béton proche de la saturation). Le traitement des mesures de déformation par extensomètres à cordes vibrantes aura pour objectif de combler cette lacune d'ici à la clôture du contrat de partenariat entre le LCPC et EDF.

Le suivi visuel des corps d'épreuve indique par ailleurs le développement de gonflements dans les autres directions. Ainsi, on note l'apparition de fissuration en faïençage en face supérieure des trois poutres remouillées (cf. Figure 4-166). Pour les poutres armées P3 et P4, la fissuration longitudinale se révèle être particulièrement marquée, indiquant ainsi des déformations transversales conséquentes.

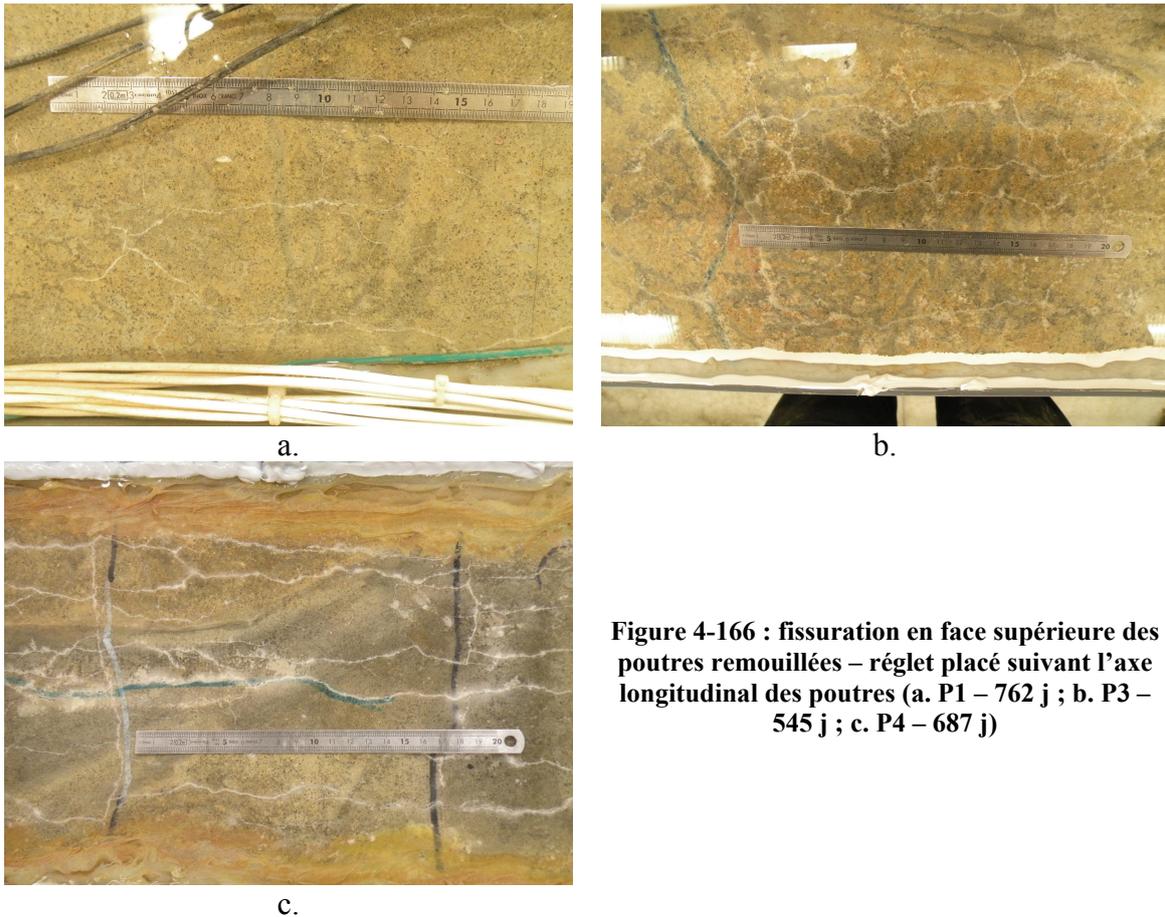


Figure 4-166 : fissuration en face supérieure des poutres remouillées – réglet placé suivant l’axe longitudinal des poutres (a. P1 – 762 j ; b. P3 – 545 j ; c. P4 – 687 j)

6 Conclusions de l’analyse du fonctionnement de poutres soumises à des réactions de gonflement interne

Le présent chapitre a eu pour objectif la description et l’analyse des comportements mécanique et hydrique de poutres atteintes de réactions de gonflement interne (RSI plus ou moins sévère, couplée ou non à la RAG), soumises à des états hydriques transitoires.

L’analyse du comportement hydrique a révélé des résultats bien distincts en fonction de la nature du corps d’épreuve considéré, à l’inverse des travaux de (*Multon 2004*) qui a mis en évidence un comportement hydrique global pour l’ensemble des structures étudiées. Il est donc suggéré ici que la modification importante du comportement hydrique des matériaux atteints de RSI mise en évidence dans le Chapitre 3 est responsable de ces résultats : en fonction de la cinétique et de l’amplitude de réaction, on observe des variations massiques globales différentes. Il est ainsi possible de caractériser qualitativement l’avancement de la réaction par le suivi massique global d’un corps d’épreuve, les zones ayant réagi subissant une forte augmentation de leur perméabilité et accumulant l’eau par imbibition.

Le suivi du séchage en partie supérieure a été effectué par gammadensimétrie à l’aide d’un banc de mesure mobile permettant d’évaluer les profils de séchage dans la partie supérieure des structures. Des dysfonctionnements du matériel ainsi que les déformations importantes des structures ont rendu ces mesures délicates. La rotation

importante des sections des poutres non armées a rendu très compliqué le suivi, les points de mesure initiaux s'éloignant du faisceau de particules à mesure que la structure se déformait. Néanmoins, la réalisation de mesures satisfaisantes sur la poutre P1 (formule NR, non armée) a permis d'établir un profil de séchage durant toute la première phase des essais. Ce profil a été considéré comme commun à l'ensemble des corps d'épreuve (séchage sur une dizaine de centimètres de profondeur). Cette hypothèse semble justifiée, nos formules de béton ayant été mises au point pour présenter des propriétés de transfert comparables. En outre, le suivi massique des éprouvettes de gonflement libre conservées à 30 % HR a révélé des comportements hydriques tout à fait comparables ce qui appuie également ce choix de représentation du profil de séchage.

A partir du profil de séchage et du suivi massique global des poutres par pesée, une estimation de la profondeur de remontée du front d'imbibition lors de l'immersion de la face inférieure des poutres a été réalisée. L'utilisation d'une approche identique à celle développée par (*Multon 2004*) pour la description des effets de RAG s'est révélée inadaptée pour retranscrire les variations de masse globales des structures. Ainsi, deux approches parallèles ont été proposées. La première a considéré une cinétique de progression du front d'imbibition proportionnelle à la racine carrée du temps (approche similaire à [*Multon 2004*]) tout en modifiant la cinétique d'imbibition du matériau affecté par le front de remontée hydrique : la prise de masse asymptotique du matériau en gonflement libre a été pondérée par la cinétique d'imbibition globale de la structure considérée. Ce modèle conduit à estimer une imbibition rapide et brutale de la structure. La seconde approche propose un modèle de « comportement hydrique binaire » : en termes hydriques, le matériau est supposé passer instantanément de son état sain à son état dégradé et saturé. Par la suite, la cinétique de remontée du front d'imbibition est considérée identique à celle de la prise d'eau de la poutre. Cette approche conduit à une sous-estimation de la profondeur de remontée hydrique mais présente l'avantage de modéliser une progression rapide du front d'imbibition après une période de latence. Nos premières analyses mettent en évidence que, à défaut d'une approche plus fine nécessitant une caractérisation plus précise des mouvements hydriques dans la zone d'imbibition, cette seconde approche semble être globalement la plus cohérente avec nos données expérimentales.

Le suivi dimensionnel des structures a apporté une grande quantité de données pouvant être utilisées pour valider les prédictions de méthodes de re-calcul. D'une manière générale, les hypothèses de la théorie des poutres ont été vérifiées. Néanmoins, les difficultés métrologiques liées aux déformations importantes et aux conditions d'utilisation agressives des moyens de mesure ont parfois rendu les vérifications délicates.

Dans toutes les directions et quelle que soit la composition du corps d'épreuve, l'application d'un gradient hydrique a effectivement conduit à la création d'un gradient de gonflement. Pour les poutres non armées, ces gradients dans la direction longitudinale conduisent à une mise en flexion des structures. Dans le cas des poutres fortement réactives, ce phénomène s'est soldé par une rupture spontanée après 330 jours et 180 jours d'exposition respectivement pour P2 et P5 (flèches correspondantes de l'ordre de 40 mm et 70 mm). Des essais d'expansion résiduelle sur ces structures ont pu mettre en évidence le potentiel d'expansion important restant à développer au moment de la rupture des corps d'épreuve notamment pour P2. Les résultats de ces essais d'expansion se sont révélés cohérents avec le gradient de déformation chimique attendu. Pour la poutre P1 (formule NR), le développement de la réaction se traduit par une mise en flexion très lente de la structure. Préalablement au développement de la fissuration, il semble que les déformations développées dans les zones expansives soient isotropes.

Le fonctionnement des poutres armées présente des caractéristiques spécifiques : dans un premier temps, les structures évoluent d'une manière similaire aux structures non armées. Puis, lorsque les gonflements en partie inférieure sollicitent les armatures longitudinales de manière significative, on assiste à une « mise en précontrainte chimique » se traduisant par le développement d'un effort de compression dans la partie inférieure de la structure dont le résultat est l'inversion du sens de déflexion des poutres. Les fibres supérieures se retrouvent alors tendues et développent une fissuration transversale. L'analyse des déformations dans les trois directions de l'espace semble par ailleurs révéler un effet de report des expansions empêchées dans la direction longitudinale vers les directions verticales et transversales. Des investigations complémentaires sont nécessaires sur ce point afin de mieux quantifier l'effet des déformations empêchées sur le développement des expansions.

Afin de comprendre plus en détail le fonctionnement des structures atteintes de RSI, des modélisations basées sur la théorie de la Résistance des Matériaux ont été mises en œuvre en s'appuyant sur les travaux de (*Multon 2004*). Les calculs se sont révélés particulièrement délicats à la lumière des incertitudes introduites pas à pas au cours de notre raisonnement (incertitudes de mesures, incertitudes de détermination du profil hydrique...). Ces calculs ne doivent pas être considérés comme des estimations quantitatives du comportement structurel des corps d'épreuve mais comme des tests des différentes hypothèses envisagées. Pour P1, aucune modélisation satisfaisante n'a pu être établie. Les calculs conduisent à de larges surestimations des flèches de la structure : le potentiel d'expansion appliqué à la zone imbibée semble trop important et conduit à des déformations trop élevées. En revanche, le comportement global des poutres P2 et P5 peut être qualitativement reproduit en utilisant les profils hydriques calculés et en identifiant un profil de déformations imposées à partir de ceux-ci. Néanmoins, si on considère que les matériaux présentent un comportement expansif identique à celui des éprouvettes de gonflement libre, on surestime largement les déformations des structures. La méthodologie mise en œuvre propose de considérer l'amplitude des expansions comme une donnée intrinsèque au matériau. La cinétique d'expansion des matériaux imbibés est ensuite considérée identique à la cinétique d'imbibition. Ceci revient à appliquer un couplage direct entre le développement d'expansion et la présence d'eau dans le matériau (cette dernière pouvant correspondre à un couplage hydrique mais également à un potentiel de lixiviation des alcalins dont les effets sur les cinétiques d'expansion ont été mis en évidence).

La modélisation des poutres armées a quant à elle confirmé la nécessité de tenir compte de la dégradation du module d'Young lors du développement des expansions pour un calcul plus correct de l'équilibre des efforts intérieurs et de l'effet des armatures longitudinales. En outre, l'application d'un coefficient réducteur des déformations imposées en zone imbibée s'est révélée nécessaire afin de traduire les couplages entre état de contraintes et expansions imposées. La mise en œuvre simplifiée de ces couplages se révèle prometteuse qualitativement. Il reste nécessaire de poursuivre des simulations intégrant précisément ces couplages pour valider leur pertinence quantitative et assurer une analyse cohérente des données recueillies dans ce programme.

Des exemples d'application de la méthodologie de re-calcul développée par (*Baghdadi 2008*) sur les poutres non armées de cette étude sont proposés. Les difficultés rencontrées pour la réalisation des calculs dans le cadre de la théorie des poutres sont également notées lors de l'application de cette méthode numérique. L'architecture du modèle de (*Baghdadi 2008*) propose un découplage total du calcul de diffusion hydrique et

du calcul mécanique. Si cette approche apparaît justifiée pour des structures dont le matériau présente un potentiel de gonflement similaire à celui d'une RAG, il semble que la modification de comportement hydrique très marquée mise en évidence dans le cadre du Chapitre 3 rende cette approche moins adaptée. En particulier, les calculs hydriques réalisés n'ont pas permis de reproduire la prise de masse des structures lors du développement des expansions en partie inférieure. Il semble ainsi qu'un couplage entre le calcul hydrique et le calcul mécanique traduisant l'évolution des propriétés de transfert au cours des expansions pourrait améliorer cet aspect.

Par ailleurs, durant la période où le comportement hydrique des corps d'épreuve a pu être retranscrit, l'utilisation de la donnée de gonflement libre comme donnée d'entrée conduit à des écarts importants entre le modèle et l'expérience. L'application de la cinétique d'imbibition à l'amplitude d'expansion permet d'améliorer nettement ces écarts. Il est suggéré que cette différence de cinétique soit le résultat d'une différence de lixiviation des alcalins entre les éprouvettes de gonflement libre (dont les suivis dimensionnels constituent une des données d'entrée des modèles) et les matériaux constitutifs des poutres. Un calcul de lixiviation de ces espèces combiné à l'implantation d'une loi de couplage entre expansions et concentration en alcalins pourrait donc permettre de prendre en compte ces effets.

Enfin, les corps d'épreuve sont actuellement dans une phase de remouillage afin d'évaluer l'impact d'une humidification tardive de la partie des structures initialement séchée. Les données disponibles actuellement sont partielles. Néanmoins, il semble d'ores et déjà que le développement d'expansions en partie haute conduise à une homogénéisation du profil de déformation longitudinale d'où une diminution de la flèche des structures (en valeur absolue). La finalisation de ce programme dans les mois à venir permettra de confirmer ces tendances et de compléter la base de données proposée.