

Modélisation numérique d'un pylône de pont à haubans

I. Introduction

Un deuxième exemple d'application du modèle est constitué par le pylône d'un pont à haubans. Cet ouvrage réel est en cours de suivi actuellement. Le présent chapitre s'appuie donc sur l'expertise réalisée et encore en cours sur cet ouvrage.

La démarche adoptée est similaire à celle exposée dans le chapitre précédent, à savoir commencer par présenter le calcul thermique au jeune âge, puis le calcul hydrique au cours de la vie de l'ouvrage. Ensuite on présente les calculs mécaniques en adoptant une démarche progressive.

Les calculs illustrent les fonctionnalités et l'intérêt des raffinements successifs de la modélisation proposée dans RGIB.

II. L'ouvrage et sa pathologie

1) Présentation de l'ouvrage

Pour des raisons de confidentialité, la description de cet ouvrage est limitée et les références des rapports ne sont pas indiquées en totalité. Cet ouvrage a été construit dans les années 1990. Le pylône auquel nous allons nous intéresser est en forme de double H. Il est constitué d'une semelle surmontée d'une embase partiellement immergée. L'embase se divise en 2 branches reliées juste en dessous du tablier par une entretoise inférieure. Les deux branches se prolongent ensuite jusqu'à la zone d'ancrage des haubans disposés en deux éventails latéraux. Une deuxième entretoise dite supérieure se situe juste en dessous des ancrages. Le tablier est soutenu en partie par les haubans, mais aussi par l'entretoise inférieure sur laquelle il repose par l'intermédiaire de deux appareils d'appui. Une vue générale du pont est représentée dans la figure 8-1.



Figure 8-1. Vue d'un des pylônes du pont à haubans étudié

2) Détection de la RSI

L'embase des pylônes du pont à haubans est le siège d'une réaction sulfatique interne qui se traduit par un important gonflement du béton. La détection des désordres a eu lieu environ six ans après la construction. Le diagnostic de RSI a pu être posé en effectuant des analyses chimiques de la composition du ciment, des observations au MEB, des essais d'expansion résiduelle et sur béton reconstitué. L'ouvrage est actuellement suivi depuis plus de 8 ans. Le reste de la structure, hors de l'eau et d'une géométrie moins massive, n'est pas le siège d'une réaction de formation différée d'ettringite, ce qui illustre bien le caractère déterminant de l'histoire thermique subie au jeune âge. Des efforts importants résultent de cette différence de comportement. En particulier, comme l'ont montré les inspections menées sur place et les analyses réalisées, l'augmentation de volume de l'embase génère une mise en traction de l'entretoise inférieure initialement comprimée grâce à l'effort de précontrainte, traction qui se traduit par l'ouverture de fissures.

Devant ce dysfonctionnement de l'ouvrage, il est nécessaire d'obtenir plus d'information que ce que peuvent fournir les seuls examens in-situ. En particulier, il est souhaitable de connaître l'état des aciers de l'entretoise, actifs ou passifs, sièges de surtensions. De plus sur la base des essais d'expansion résiduelle réalisés en laboratoire sur des carottes prélevées dans l'embase, l'expansion n'est pas entièrement terminée. Ainsi, les pathologies observées sont amenées à s'aggraver dans le futur. On cherche donc à estimer l'état actuel et final de l'ouvrage, en particulier en matière de contraintes dans les aciers et d'ouverture des fissures.

III. Caractérisation du gonflement de l'ouvrage

1) Mesures in situ

Le pylône sud du pont à haubans a été instrumenté avec 7 distancemètres en juillet 2001 conformément au plan présenté dans la figure 8-2. Les distancemètres ont pour but de suivre l'évolution des déformations globales de certaines parties des pylônes au cours du temps. Certains distancemètres ayant cessé de fonctionner au cours de l'année 2002, il a été décidé en 2003 de réparer ou de remplacer ces distancemètres défectueux.

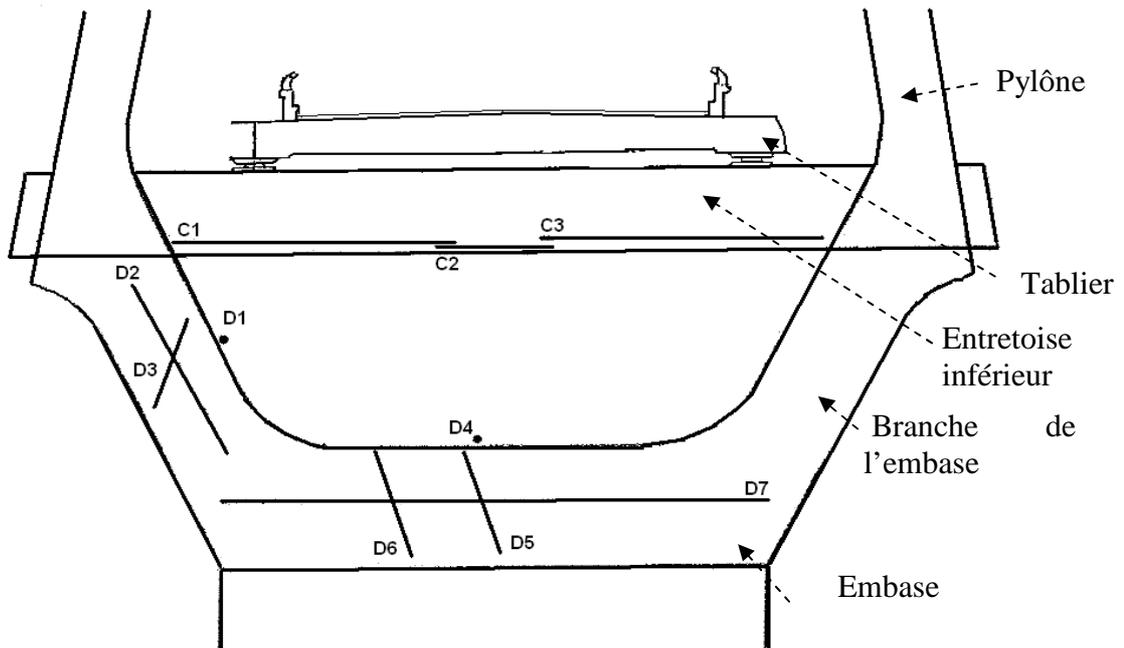


Figure 8-2 Implantation des distancemètres sur piles et entretoises

Les résultats des mesures effectuées sont regroupés dans le tableau 8-1. :

Distancemètre	Période de mesure		
	Déc. 2001 à Juin 2003 (mm/m/an)	Août 2003 à Août 2004 (mm/m/an)	Août 2004 à Sept. 2006 (mm/m/an)
D1	+0.05	----	+0.037
D2	-0.025	0.06	+0.017
D3	+0.08	-0.1	0
D4	----	0	0
D5	----	+0.38	+6.15 (à partir de septembre 2005)
D6	+0.09	+0.11	+1.2 (à partir de septembre 2005)
D7	+0.04	+0.028	+0.034

Tableau 8-1. Evolution des déformations globales annuelles pour les deux périodes de mesure considérées

Le gonflement concerne principalement l'embase. Sur la base de la déformation globale mesurée on estime que le gonflement moyen mesuré par D7 selon l'axe transversal du pont est de 0.034 mm/m par an.

D'autres travaux d'expertise ont bien montré que la déformation du pylône continue à évoluer.

2) Essais d'expansion résiduelle

Des carottes ont été prélevées dans différentes parties de l'ouvrage: dans l'embase en zone de marnage, dans la partie immergée de l'embase et dans la semelle. Le suivi de l'expansion résiduelle des ces éprouvettes a montré que les gonflements résiduels de la semelle atteignent 0.4% et 0.32 % pour l'embase. Vu que cette expansion résiduelle est assez grande on s'attend à des désordres accrus, et vu l'importance économique de cet ouvrage, le LCPC a pris des moyens d'expertise assez lourds. Ainsi on a à notre disposition des essais d'expansion faits sur du béton reconstituée. Au cours de notre étude on ne va pas s'intéresser aux résultats des

essais d'expansion résiduelle car on calera les paramètres d'avancement sur les résultats d'essais faits sur béton reconstitué, dont on attend une meilleure précision pour les estimations.

3) Essais sur béton reconstitué

Dans le cadre de l'expertise de cet ouvrage, des essais d'expansion sur formule de béton reconstituée ont été réalisés. Les essais ont été faits sur des éprouvettes de béton de diamètre 11 cm et de hauteur 22 cm, la formulation du béton reconstitué pour un volume de 1000 litres est donnée dans le tableau 8-2.

Désignation des matériaux	Dosage
Ciment CEM I 52,5 N	400 kg
Eau	180 l
Sable 0/4	730 kg
Gravillon 5/16	376 kg
Gravillon 12/20	700 kg
Adjuvant	1 kg

Tableau 8-2. Formulation du béton reconstitué utilisée dans l'essai d'expansion

Ces éprouvettes sont ensuite soumises aux cycles thermiques ayant existé au sein du pylône afin d'estimer l'histoire complète du gonflement. Les essais n'ont été appliqués qu'aux bétons des semelles, de l'embase et de l'entretoise. Six éprouvettes de béton ont été fabriquées pour chaque partie du pylône. Afin de simuler l'échauffement, les éprouvettes ont été placées dans une enceinte pilotée en température et en humidité relative. Les cycles thermiques imposés aux éprouvettes avant l'essai ont été obtenus par des simulations numériques de l'échauffement au jeune âge en utilisant le module TEXO de CESAR-LCPC. Ces cycles sont illustrés dans la figure 8-3. On présentera la démarche des calculs ainsi que les différents paramètres dans le cadre des calculs préliminaires du calcul RGIB.

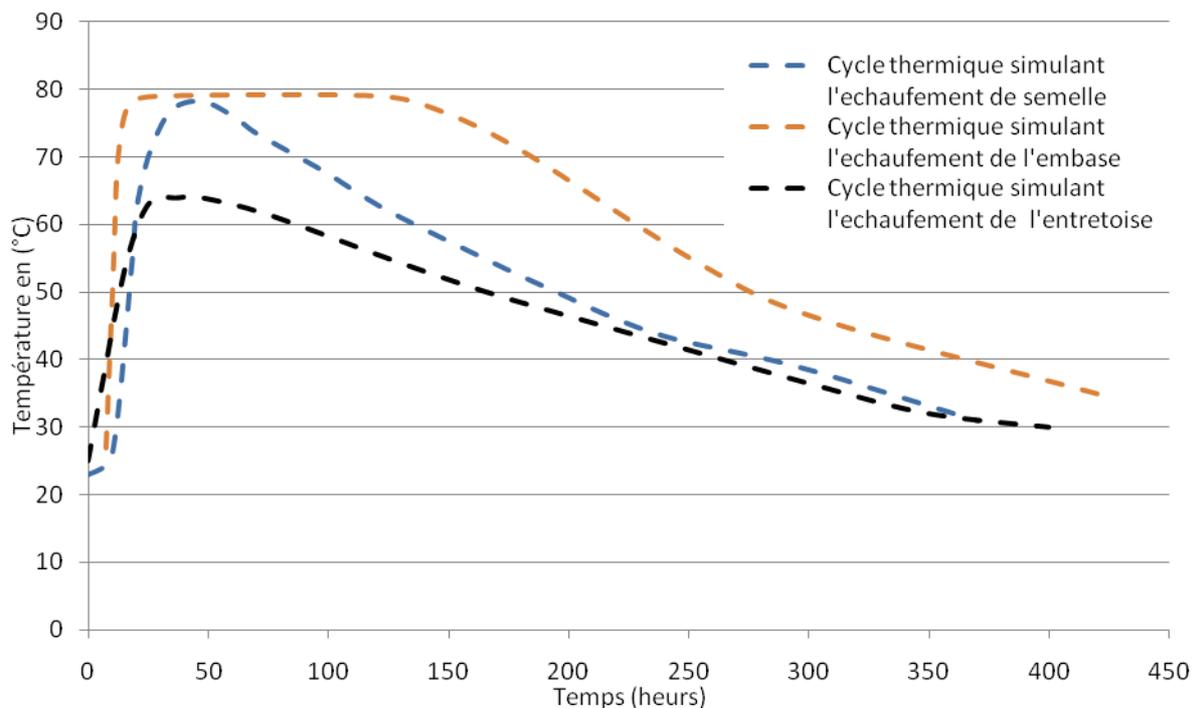


Figure 8-3. Cycle thermique simulé l'échauffement de différentes parties de l'ouvrage

Suite à ces cycles, les éprouvettes ont été placées dans des bassins d'eau à une température constante de $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$. Un suivi du gonflement a été effectué sur ces éprouvettes avec de mesures toutes les semaines. Ce suivi est fait avec la méthode d'essai (LPC n°66 2008). Les courbes de gonflement des éprouvettes de béton représentatives de la semelle, de l'embase et de l'entretoise sont consignées dans la figure 8-4.

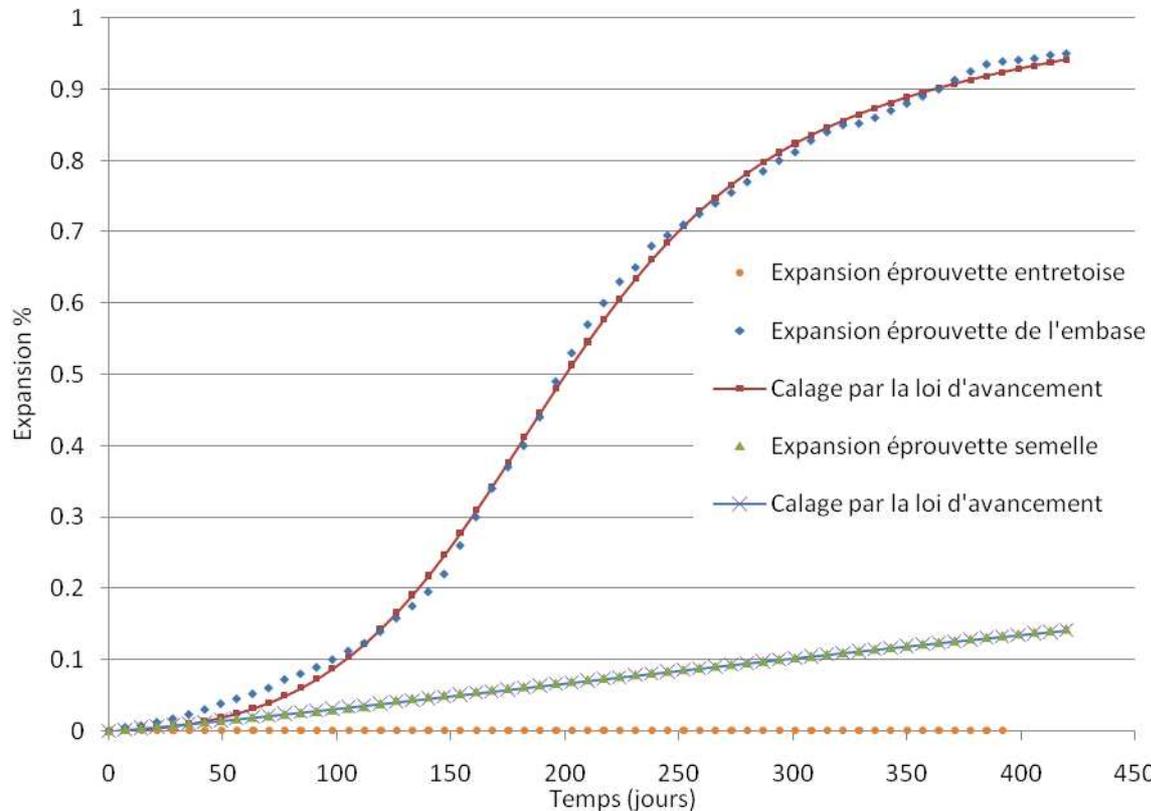


Figure 8-4 Ajustement du modèle de gonflement sur des courbes d'expansion libre des éprouvettes en béton reconstitué

Pour les six éprouvettes de béton reconstitué représentatives de la levée 1 de l'embase, la déformation longitudinale est considérable, supérieure à 0,9 % au bout de 408 jours d'immersion dans l'eau. Les courbes de déformation semblent atteindre une asymptote avec une direction oblique.

Les éprouvettes de béton reconstitué représentatives de la semelle développent une expansion à cinétique très lente et de pente constante. Un gonflement moyen de 0,16 % est mesuré au bout de 480 jours d'immersion dans l'eau. Aucun « palier » de stabilisation n'est mis en évidence.

Les mesures d'expansion montrent que les éprouvettes en béton reconstitué et représentatives de l'entretoise ne développent pas de réaction de gonflement interne pendant les 360 jours d'immersion. Les déformations mesurées sont inférieures à 0,02 %

4) Calage des paramètres

Les essais d'expansion sur béton reconstitué présentés dans la section précédente ont permis de calibrer la loi d'avancement. Les différents paramètres trouvés sont représentés dans le tableau 8-3.

	ε_{∞}	τ_c (jours)	τ_l (jours)	φ (jours)	δ (jours)
Ep. semelle	0.303 %	336	61	81.5	261.3
Ep. embase	1.25%	44.9	171	148.8	189.7

Tableau 8-3 résultats de calibrage des paramètres de gonflement

Le calibrage a été effectué en utilisant la méthode du gradient conjugué avec un critère de convergence type « moindres carrés ». Ces paramètres caractérisent l'expansion libre d'une éprouvette de béton et représentent des paramètres d'entrée pour le calcul numérique.

Le deuxième calage, correspond au calage de la loi du potentiel de gonflement. En utilisant le calibrage déjà effectué, on a un potentiel de gonflement égal à $\varepsilon_{\infty} = 0.303\%$ pour la semelle et le potentiel de gonflement associé à l'embase $\varepsilon_{\infty} = 1.25\%$. On conserve les valeurs $E = 408 \text{ J.mol}^{-1}$ et $T_0 = 54^\circ\text{C}$. On peut calculer la quantité I_0 sous la forme suivante :

$$I_0^{Semelle} = \int_{T(t) \geq T_0} e^{-\left(\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T^{Semelle}(t)} - \frac{1}{T_0} \right)\right)} dt = 7.08 \text{ h}$$

$$I_0^{Embase} = \int_{T(t) \geq T_0} e^{-\left(\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T^{Embase}(t)} - \frac{1}{T_0} \right)\right)} dt = 23.2 \text{ h}$$

Ceci donne une valeur de $\alpha^{Semelle} = 4.5 \cdot 10^{-4} \text{ h}^{-1}$ et $\alpha^{Embase} = 4.9 \cdot 10^{-4} \text{ h}^{-1}$, on remarque que ces deux valeurs sont raisonnablement proches l'une de l'autre. Sachant qu'on a la même composition de béton entre l'embase et la semelle, ceci conforte l'hypothèse que le paramètre α ne dépend que de la composition du béton. On remarque que la valeur du coefficient α trouvée pour le béton de ce pont à haubans est inférieure à celle trouvée pour le chevêtre du viaduc de Fozière. Ceci indique que le béton du pont à hauban est, dans l'absolu, moins réactif que celui du viaduc de Fozière.

IV. Calculs préliminaires

1) Maillage

Le maillage est constitué de 5192 éléments tridimensionnels hexaèdres à huit nœuds, qui approchent les champs de déplacement inconnus par des polynômes du premier degré, ce choix d'élément est fait dans le but d'accélérer les calculs, vu que ces derniers deviennent très lourds avec des éléments quadratiques. En raison de la symétrie du pylône et du chargement appliqué, seule une moitié de la structure est modélisée.

Pour le problème mécanique, le ferrailage est représenté par 4560 éléments linéiques de type barre à deux nœuds. Pour des raisons de simplification, on n'a considéré que le ferrailage de la semelle, celui de l'embase et celui de l'entretoise inférieure; pour le reste on a eu recours à un matériau homogénéisé. Le coulage de la semelle a été fait en 3 levées, celui de l'embase en 4 levées et des jambes en une seule levée, l'intervalle entre les coulages de chaque levée est de l'ordre de deux heures. On estime que le décoffrage a eu lieu entre 4 et 5 jours après le coulage. L'intervalle entre le coulage de la semelle et celui de l'embase est de 27 jours. L'intervalle entre le coulage de l'embase et celui des jambes est de l'ordre 21 jours.

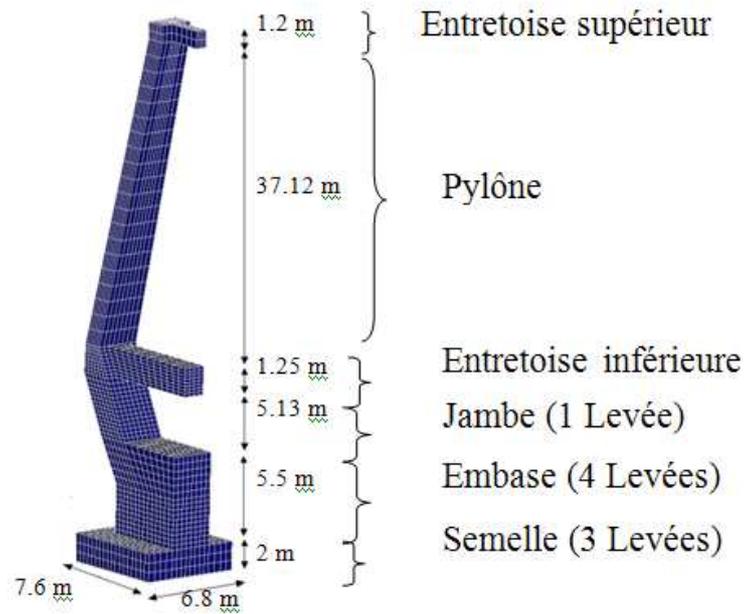


Figure 8-5 Maillage

2) Calcul thermique au jeune âge

Les calculs numériques sont effectués à l'aide du module TEXO du code de calcul CESAR-LCPC. On considère que le béton possède une capacité calorifique $C=2400 \text{ W.h/m}^3/\text{K}$ et une conductivité thermique isotrope $K=1.66 \text{ W/m/K}$. Le coffrage utilisé est métallique avec un coefficient d'échange thermique $\lambda=6 \text{ W/m}^2/\text{K}$. le coulage du béton a été effectué en saison estivale, ainsi nous avons retenu les mêmes températures pour le béton frais, l'ambiance extérieure et la température de la rivière. L'évolution de cette température est présentée dans la figure 8-6.

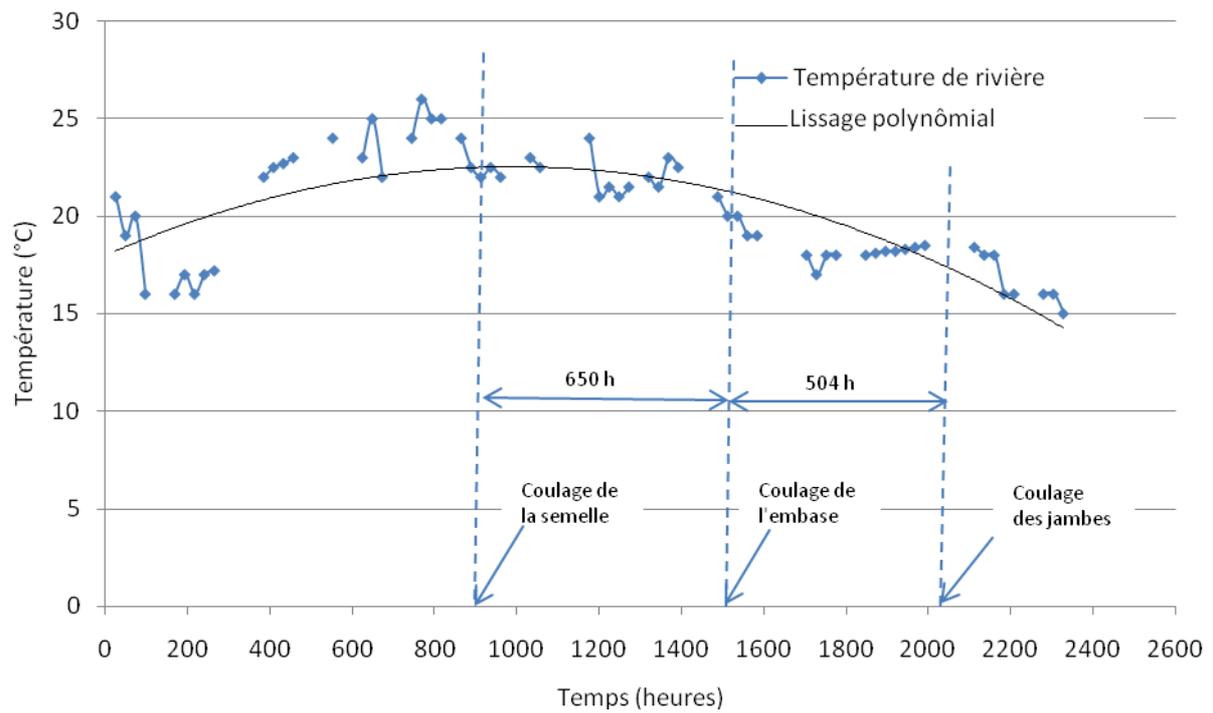


Figure 8-6 Relevé de la température de la rivière lors des coulages

Les calculs ont été effectués sur 1450 pas de temps. Chaque pas de temps représente une heure en temps réel. Dans la suite on présente les résultats du calcul thermique au jeune âge en tenant compte des différentes hypothèses présentées ci dessus. La figure 8-7 illustre la variation de la température en différents points de l'ouvrage.

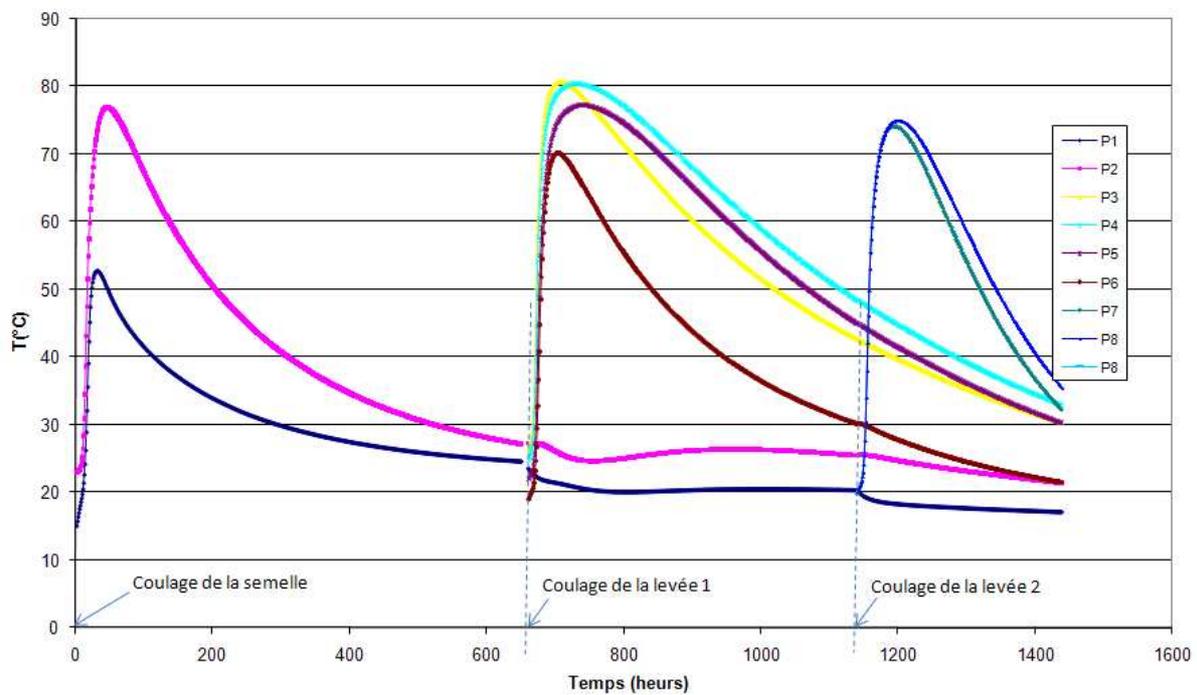
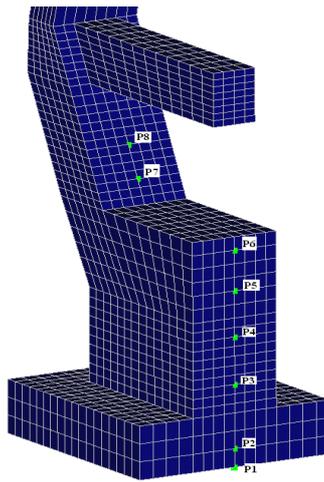


Figure 8-7 Evolution de la température en différents points de la structure

Les simulations thermique au jeune âge montrent que la semelle et l'embase on atteint des températures supérieures à 70°C pendant une durée supérieure à 2 jours. Le refroidissement de ces parties s'effectue d'une façon très lente pendant une durée supérieure à 6 jours.

3) Calcul hydrique

Un calcul de diffusion hydrique a été effectué sur la structure afin de connaître l'état de saturation en tout point. Par manque de données précises sur les caractéristiques de diffusion du béton de ce pont étant donné sa résistance probable, on a adopté commune valeurs des paramètres hydriques les mêmes que celles prises lors du calcul du viaduc de Fozzière. On considère que le degré de saturation initial du béton est égal à 0.9. Les conditions aux limites hydriques dépendent de la hauteur d'eau de la rivière, en effet la semelle ainsi que les trois premières levées de l'embase sont totalement immergées dans l'eau durant toute l'année alors que les jambes et la dernière couche de l'embase sont en zone de marnage. La hauteur de cette zone de marnage durant les 15 premières années de la vie de l'ouvrage nous a été fournie par

HYDRO France. Vu que les calculs effectués s'étalent sur 25 ans et que la durée sur la quelle on fait la prédiction est de 10 ans, on a fait l'hypothèse que la hauteur de marnage pendant la période comprise entre 5 ans et 15 ans est la même que celle sur la période de 15 à 25 ans. Cette hypothèse est adoptée vu la variation de cette hauteur. On note aussi l'appui de cette supposition qu'il n'y a pas eu de crue exceptionnelle durant cette période.

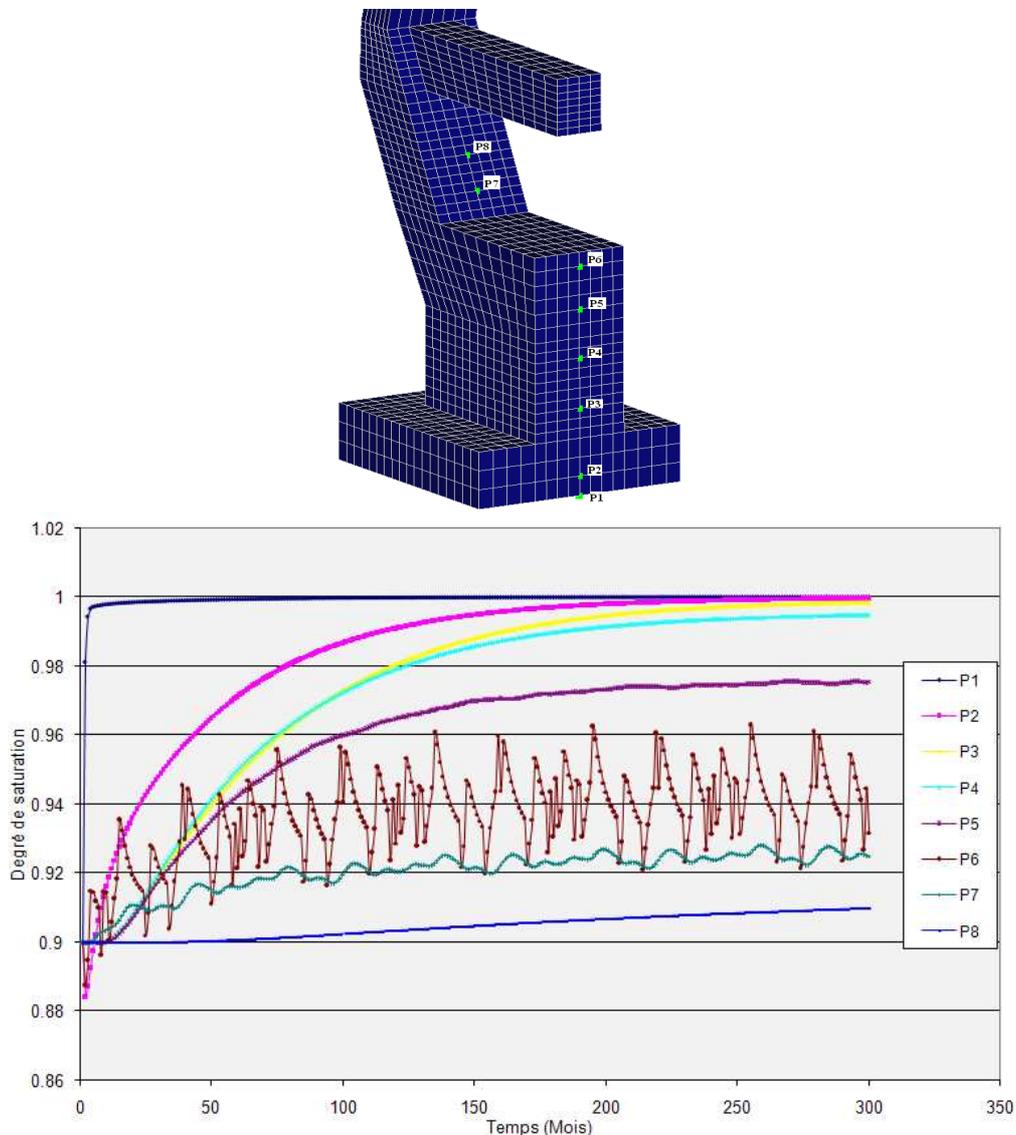


Figure 8-8 Variation du degré de saturation en différents points de la structure

Le degré de saturation se situe alors entre 0,9 et 1, son évolution est variable dans la structure, en effet pour les zones totalement immergées dans l'eau le degré de saturation tend vers 1 au bout de 15 ans au plus (points P1, P2, P3, P4, P5). Le point P6 est le plus influencé par la variation du niveau d'eau : le degré de saturation dans ce point varie entre 0.92 et 0.96. Aux points P8 et P9, l'effet de la variation du niveau d'eau n'est pas grand : le degré de saturation reste presque constant entre 0.9 et 0.92.

V. Calculs chimico-mécaniques RGIB

1) Propriétés des matériaux :

i. Béton

Le béton utilisé a une résistance à la compression de 50 MPa. Le module d'Young vaut $E_c=19000$ MPa. Cette dernière valeur provient du module instantané du béton, qui vaut 38000 MPa et d'un coefficient réducteur permettant de prendre en compte de façon approximative le fluage compte tenue de la durée des pas de temps considérés.

Dans toutes les zones du pylône on a pris un coefficient de Poisson égal à 0.2 et le poids volumique égal à 25kN/m^3 .

ii. Armatures

Les armatures actives et passives de l'entretoise sont modélisées explicitement, puisque c'est en particulier dans ces pièces que l'ont veut estimer les conséquences de la RSI. Le module d'Young de l'acier est pris égal à 200 GPa, l'adhérence acier-béton est supposée parfaite. Une représentation du maillage utilisé pour représenter les armatures est donnée dans la figure 8-9.

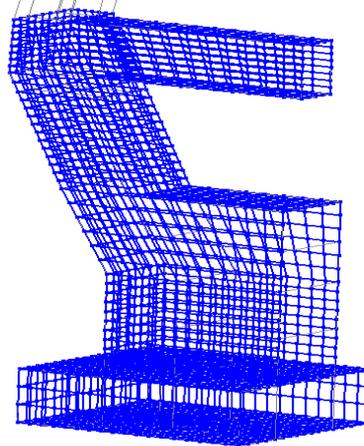


Figure 8-9 Modélisation des armatures dans la structure

Les armatures prises sont de cinq types :

- Des aciers passifs de diamètre 32 mm dans la semelle,
- Des aciers passifs de diamètre 40 mm dans la latérale de l'embase,
- Des aciers passifs de 32 mm dans la partie supérieure et inférieure de l'entretoise,
- Des aciers passifs de 25 mm dans les parties latérales de l'entretoise,
- Deux séries de 6 câbles de précontrainte de type 19T15 qui passent dans la zone médiane et basse de l'entretoise.

iii. Béton armé homogénéisé

Dans la partie supérieure (au dessus de l'entretoise inférieure) les armatures du béton ne sont pas modélisées explicitement. Pour tenir compte du surcroît de rigidité apporté par ces renforcements, nous avons eu recours à une technique de type homogénéisation. Ainsi le module d'Young homogénéisé est déterminé par la relation suivante :

$$E_{hom} = E_c + sE_s$$

Avec :

E_{hom} : Module d'Young homogénéisé

E_c : Le module d'Young du béton égal à 19 GPa

E_s : Le module d'Young de l'acier égal à 200 GPa

s : Taux d'armature dans une section, calculé en faisant le rapport entre la section totale des aciers et la surface du béton.

2) Chargements appliqués:

Les charges appliquées au pylône sont issues de la note de calcul de l'ouvrage en considérant la combinaison quasi-permanente de l'ELS. On distingue 4 actions sur l'ouvrage :

i. Poids propre

Le poids propre de la structure, évalué à partir du poids volumique g de 25kN/m^3 .

ii. Action du tablier

L'action du tablier sur l'entretoise est représentée par une force verticale descendante T transmise par l'intermédiaire d'une plaque de répartition mesurant 45 cm de côté. Selon la note de calcul d'exécution NC16-A, cette force T vaut 2.55 MN à l'ELS. Ce qui est équivalent à l'application d'une pression verticale de 12.59 MPa.

iii. Action des haubans

Les haubans qui passent en tête de pylône créent une force verticale et des moments de flexion dans la structure. Ces actions ne nous sont pas connues directement, mais on peut les déduire d'éléments tirés des notes de calcul. Le calcul des efforts en tête de pylône donne, dans les cas des combinaisons ELS quasi permanent, $N=17,98$ MN, $M_y=-0,07\text{MN.m}$ et $M_z=0.14$ MNm. Ces efforts passant par la section de la jambe du pylône, se traduisent par une répartition des contraintes verticales variant linéairement avec la coordonnée y (dans le repère global de la structure). Nous imposons donc sur notre modèle, comme chargement, une contrainte verticale $\sigma_{zz} = \sigma_0 + \alpha y$ avec $\sigma_0 = -5$ MPa, α valant 0.0614MPa/m et y compris entre 0 et 3 m.

iv. Action des câbles de précontrainte de l'entretoise inférieure

Les câbles de précontrainte sont au nombre de 6, répartis en deux nappes. En section courante l'une passe à 1.33 m de la fibre inférieure de l'entretoise, l'autre à 0.63 m. Le tracé des câbles est horizontal entre la demi-portée et l'abscisse 5,42 m (comptée à partir de la section médiane de l'entretoise).

Les efforts de précontrainte P sont appliqués au niveau de chaque ancrage, avec une inclinaison θ pour tenir compte de la déviation des câbles à l'abscisse 5,42m. On représente l'action des câbles sur le béton par une force verticale dirigée vers le haut d'intensité $P \sin \theta$. Les différentes forces sont représentées sur la coupe de la figure 8-10:

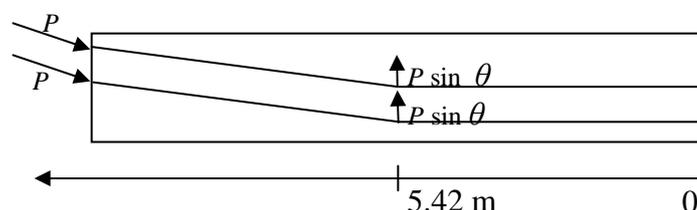


Figure 8-10 Forces équivalentes à la précontrainte de l'entretoise inférieure

La détermination de P se fait à partir de l'effort de précontrainte dans chaque câble égal à $P_0=3,67$ MN (d'après la note de calcul de l'ouvrage) et des pertes de précontrainte calculées selon les règles BPEL 91 (révisé 99).

- La contrainte à l'origine vaut 1288,60 MPa par câble.

- Les pertes de tension par frottement calculées à mi-portée sont de 43.04 MPa
- Les pertes de tension différées (retrait et fluage du béton, relaxation de l'acier) s'élèvent à 108MPa
- Au final, on a un effort de précontrainte initial de 3,672 MN par câble.

Ainsi on prendra $P=0,98 P_0-1,2 \Delta P=3.02$ MN à l'ELS.

3) Calculs réalisés :

Un calcul chimico-mécanique a été effectué en utilisant le modèle chimico-mécanique présenté. La loi de comportement du béton suppose qu'il est élastoplastique en utilisant le critère de William-Warnke : module d' Young $E_c=19$ GPa, coefficient de Poisson $\nu=0.2$, résistance à la compression $f_{c28}=50$ MPa, résistance à la compression bi-axiale $f_{bc}=66$ MPa et une résistance à la traction à 28 jours $f_{t28}=5$ MPa.

Les paramètres de couplage avec le degré de saturation sont pris en se basant sur la littérature,

la valeur de α est prise égale à 0.9 en effet les travaux de (Shimada 2007) montrent qu'il y a un gonflement à partir de 91% d'humidité, et en utilisant la courbe de sorption-désorption ce

seuil équivaut à une saturation égale à 0,9. Les valeurs de β_i sont nulles a fin d'éviter des problèmes de division par zéro si l'humidité est en dessous du seuil.

En ce qui concerne les paramètres m_{α} , m_c qui définissent la non linéarité des fonctions on n'a pas pu avoir de valeurs quantitatives de ces paramètres. Mais les travaux de (Shimada et al. 2005) et de (Famy 1999) montrent qu'il y a une expansion assez importante juste après le dépassement du seuil de saturation. Pour cette raison on a

pris $m_{\alpha} = 0.5$ et $m_c = m_t$, il faut noter que ces valeurs de paramètres sont prises de manière forfaitaire et nécessitent une confirmation par des résultats expérimentaux.

L'ouvrage a été construit dans les années quatre-vingt-dix. Donc on a décidé de faire les calculs sur 300 pas de temps, avec chaque pas de temps représentant un mois. Ainsi on a une prédiction qui se prolonge jusqu'à 2015.

Les résultats qu'on va présenter sont regroupés en trois catégories : état de la structure saine (avant l'application du gonflement correspondant au deuxième pas de temps du calcul), état actuel (180^{ème} incrément de calcul) et état prédit dans 5 ans (240^{ème} incrément). Tous les résultats qui suivent sont présentés avec la convention de signe de la mécanique des milieux continus (les contraintes négatives sont des compressions, les contraintes positives sont des tractions). Dans tout notre calcul on prendra comme état sain initial de la structure celui obtenue avant le chargement.

4) Etat sain après chargement :

L'application des charges sur la structure provoque des déformations et des contraintes. Les iso-valeurs de déplacement dans les différentes directions sont présentées dans la figure 8-11.

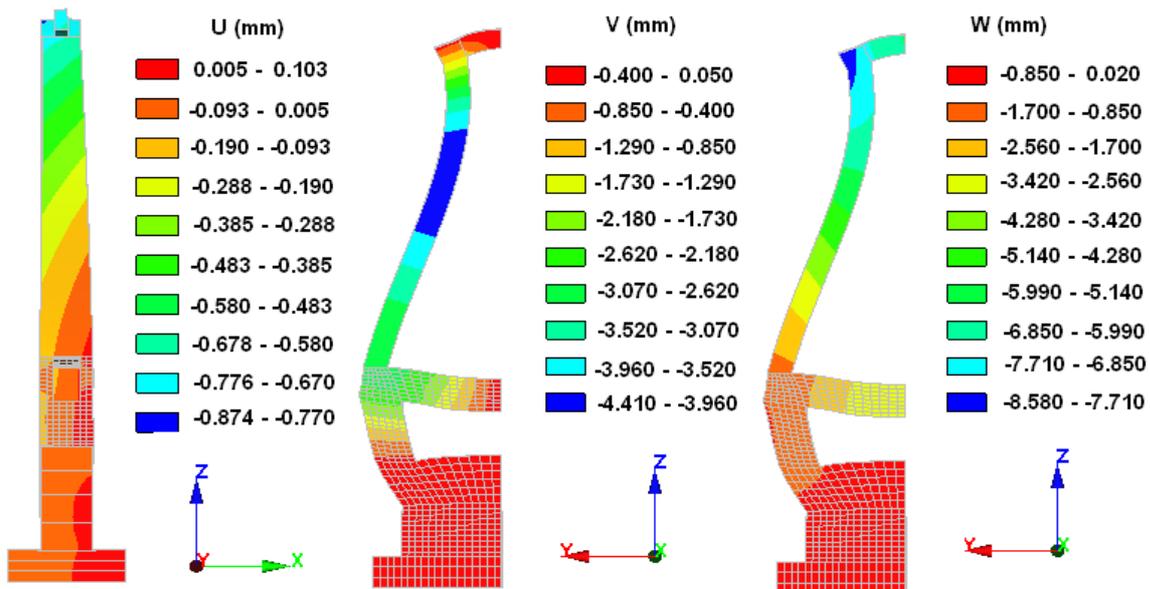


Figure 8-11 Iso-valeurs de déplacement dans les différentes directions

L'analyse des iso-valeurs de déplacement montre que l'application des charges engendre plusieurs conséquences:

- Une légère flexion autour de l'axe y de la partie supérieure de la structure qui est due à la non-symétrie de la charge appliquée par le hauban sur le pylône. Cette déformation est de l'ordre de 0.87 mm dans la tête de pylône.
- La charge en tête provoque aussi une flexion selon z de la partie médiane du pylône. Le déplacement correspondant est de l'ordre de 4.4 mm.
- L'application des charges à travers l'entretoise inférieure provoque une flèche de cette dernière de l'ordre de 3.42 mm, ce qui provoque un avancement de la jonction entretoise-pylône de l'ordre de 3.07 mm vers le milieu du pylône, provoqué à la fois par la précontrainte et la charge transmise par le tablier.

Les iso-valeurs de contraintes dans la structure sont données dans la figure 8-12:

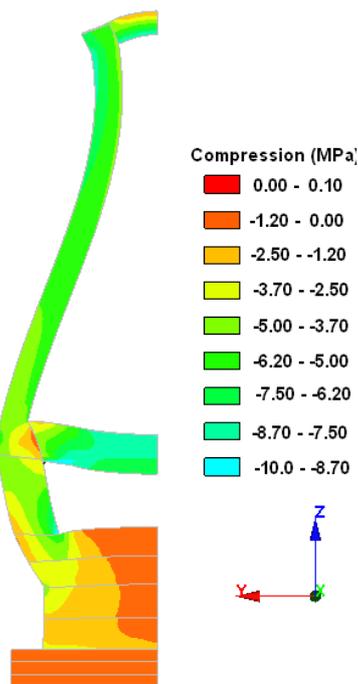


Figure 8-12 Contraintes de compression dans la structure

Les contraintes qui agissent dans la structure sont essentiellement de compression. Cette contrainte atteint -10 MPa dans les fibres supérieures de l'entretoise. Les contraintes dans l'embase sont très faibles, inférieures à -2.5 MPa.

5) Potentiel de gonflement

Au cours de notre étude on a considéré comme réactives seulement l'embase et la semelle. Les autres parties de l'ouvrage ne montrent pas de signe d'expansion même en gonflement résiduel, ainsi on a négligé leur gonflement. Les iso-valeurs du potentiel de gonflement dans l'embase sont présentées dans la figure 8-13. Ces iso-valeurs sont directement issues du calcul thermique au jeune âge (§§chapitre 8-IV-2) avec calibration de $\alpha = 4.9 \cdot 10^{-4} h^{-1}$.

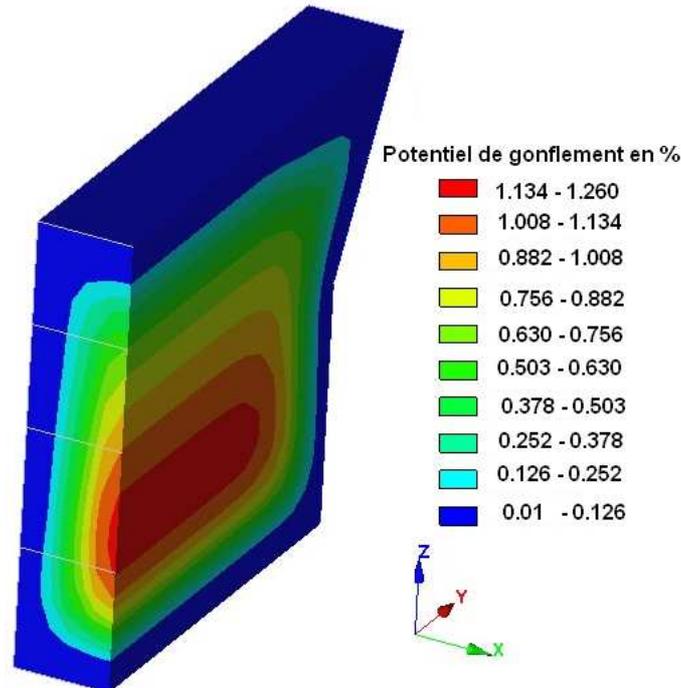


Figure 8-13 Variation du potentiel de gonflement dans le quart de l'embase

Le potentiel de gonflement varie dans l'embase de 0 à 1.26%. Il est élevé au cœur de l'embase vu que cette zone a subi un échauffement important au jeune âge. Ce potentiel est également plus important dans la partie inférieure de l'embase qu'en partie supérieure, ceci est dû aux conditions de coulage du béton et s'explique par deux raisons : premièrement l'échauffement de la première phase de l'embase est influencé par la chaleur dégagée par l'échauffement de la semelle. Deuxièmement, le coulage de l'embase a été fait par phases successives avec un intervalle de quelques heures entre les phases ce qui implique une influence de l'échauffement induit par la levée supérieure sur la levée inférieure. Ceci implique une durée de maintien à haute température de la partie inférieure de l'embase plus importante que celle des autres parties, et explique le potentiel de gonflement assez important dans cette zone.

La variation du potentiel de gonflement dans la semelle de l'ouvrage est présentée dans la figure 8-14.

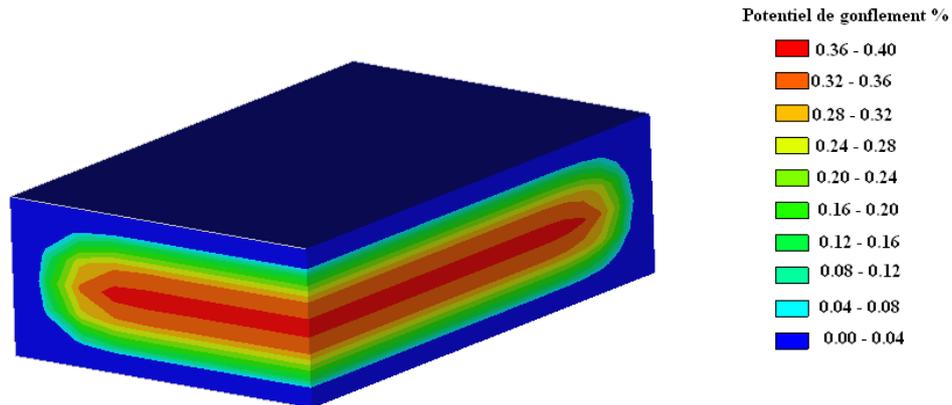


Figure 8-14 Variation du potentiel de gonflement dans le quart de la semelle

Le potentiel de gonflement dans la semelle varie quant à lui de 0% à 0.38%, il est plus important au cœur de la semelle que dans les zones latérales.

6) Avancement de la réaction

Afin de connaître l'état d'avancement de la réaction dans la structure, on représente dans la figure 8-15 les iso-valeurs de cet avancement à l'état actuel, c'est-à-dire après 15 ans de vie de l'ouvrage. Cette représentation est faite sur le quart de l'embase et de la semelle.

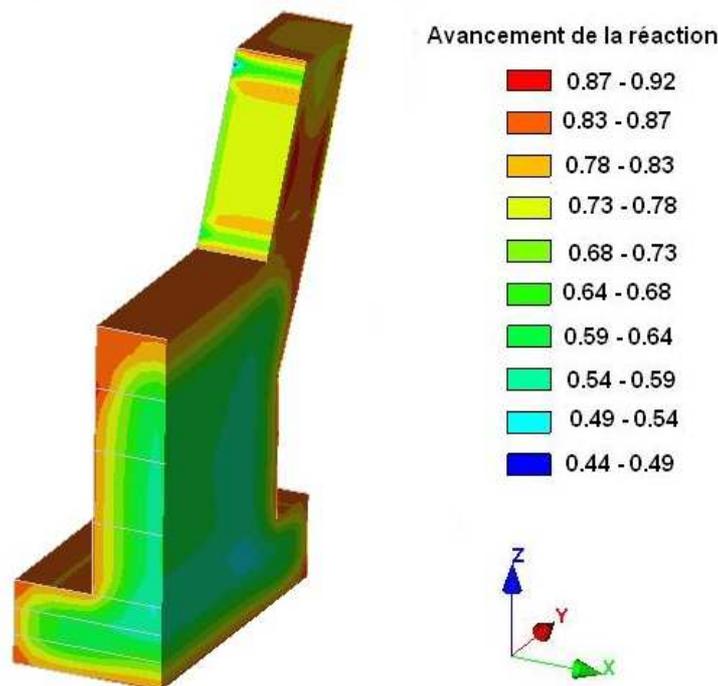


Figure 8-15 Avancement de la réaction de gonflement dans la structure

On remarque que l'avancement de la réaction est variable dans la structure et qu'il est plus faible dans la partie centrale que dans les zones latérales, en effet au cœur des parties massives en béton l'avancement est de l'ordre de 0.49 alors que sur les côtés cet avancement est de l'ordre de 0.87. Cette variation est due au gradient de degré de saturation entre les différentes zones de l'ouvrage. En effet l'état de saturation initial de la structure est pris par hypothèse égal à 0.9 ce qui correspond à une valeur d'état de saturation pour un béton ordinaire (effet de l'auto-dessiccation) et comme on l'a présenté dans le calcul hydrique, l'évolution de l'état de saturation est très lente dans le temps. Ceci provoque une

augmentation du degré de saturation dans les zones latérales plus rapidement qu'à cœur, et vu qu'on a un couplage entre avancement de la réaction et état hydrique de la structure, ainsi on a un avancement de la réaction plus important dans les zones latérales qu'à cœur.

Cet avancement élevé dans les zones latérales ne veut pas dire que les déformations chimiques engendrées par la réaction dans ces zones sont élevées, en effet ces zones latérales correspondent à des zones où le potentiel de gonflement est très bas (la température au jeune âge n'a pas été aussi haute), on analysera dans la suite les déplacements engendrés par la déformation chimique.

La figure 8-16 présente l'évolution de l'avancement de la réaction en fonction du temps en cinq points caractéristiques.

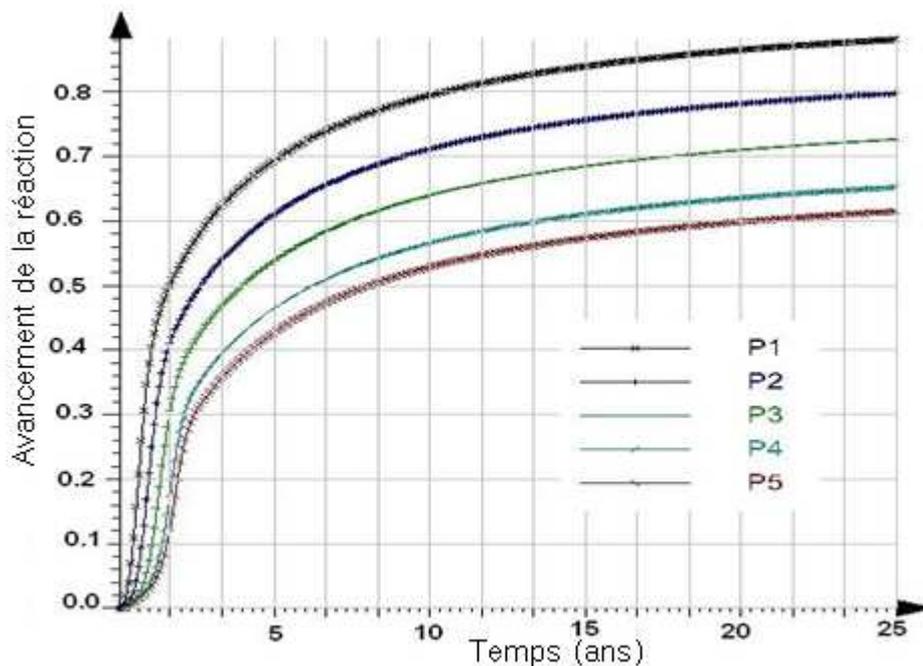


Figure 8-16 Variation de l'avancement de la réaction en cinq points de la structure

On remarque que l'avancement de la réaction est plus important dans les cinq premières années, il atteint 0.7 au point P1 et 0.42 au point P5. Ce caractère reflète bien le caractère rapide du développement de la RSI sur tout avec un apport en eau important. Au bout de 15 ans l'avancement atteint 0.55 au point P5 et 0.83 au point P1, au delà de 15 ans la réaction continue à évoluer selon une pente oblique relativement faible.

7) L'état actuel de la structure

Après 15 ans de vie de la structure, l'action des charges extérieures ajoutée à l'évolution de la RSI dans la structure provoque des déplacements représentés par les iso-valeurs de la figure 8-17.

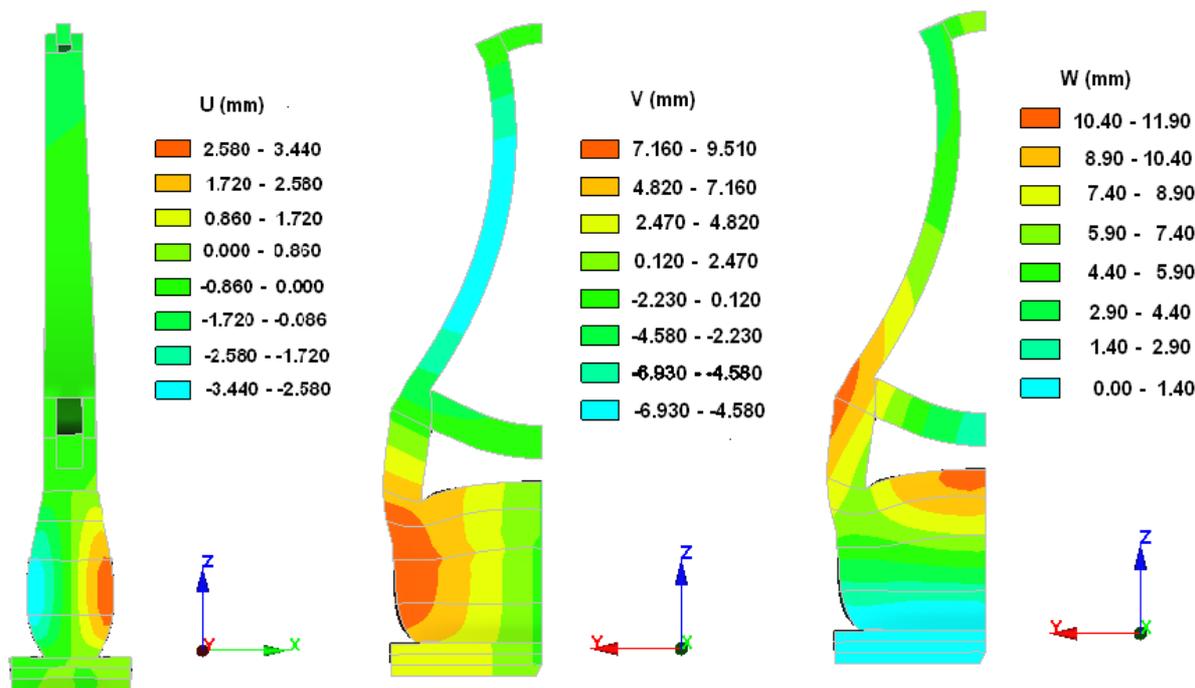


Figure 8-17 Déplacements de la structure

Le développement de la RSI a engendré un gonflement significatif dans la partie inférieure de la structure. Ce gonflement atteint 3.44 mm dans la direction x essentiel des l'embase. En analysant le gonflement dans la levée on remarque que le gonflement affecte essentiellement la partie inférieure de l'embase. Cette partie est le siège à la fois d'une température élevée au jeune âge et d'un apport en eau très important vu qu'elle se trouve dans une zone totalement immergée. Ce gonflement provoque un déplacement dans la direction y de l'ordre de 9.5 mm. Dans la figure 8-18, on représente l'effet de l'évolution de la RSI dans la structure ; pour cela on a choisi 3 points et on a représenté les déplacements verticaux de ces trois points en fonction du temps.

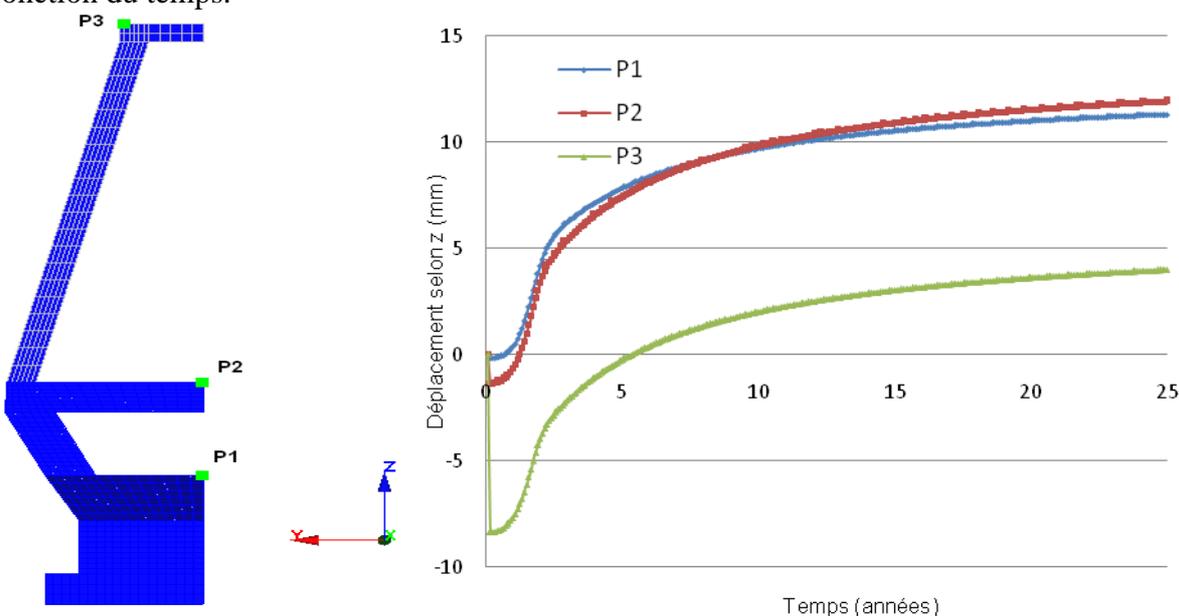


Figure 8-18 Déplacement vertical en quelques points de la structure

En considérant l'état initial de référence comme étant l'état avant chargement, on peut faire à partir de la (figure 8-18) deux constations. Premièrement l'application des charges provoque

un déplacement élastique vers le bas visible dès le premier incrément, ce déplacement est de l'ordre de 1.2 mm au niveau de l'entretoise et 8.3 mm au niveau de la partie supérieure du pylône (P3). Deuxièmement, en éliminant ce premier déplacement dû aux charges appliquées, on représente dans la figure 8-19 le déplacement net induit par la RSI.

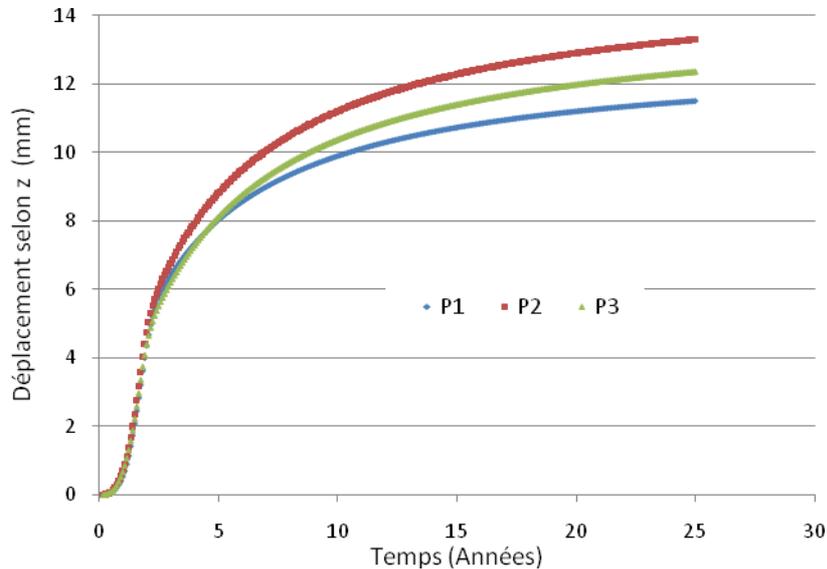


Figure 8-19 Déplacement net induit par la RSI en différents points de la structure

On remarque que le gonflement de la partie inférieure de l'ouvrage provoque à 15ans un soulèvement de l'ordre 11 mm au niveau de la partie supérieure de l'embase. Ce soulèvement entraîne à son tour un déplacement vers le haut de la partie supérieur de l'ouvrage et de toute la structure de l'ordre de 12 mm après 15 ans. On remarque que le gonflement continue à évoluer mais avec une faible pente, en effet après 25 ans le soulèvement atteint 13 mm.

On représente dans les figures 8-20 et 8-21 les iso-valeurs des contraintes dans l'ouvrage. Premièrement on représente une vue longitudinale de l'ouvrage dans le sens yy (transversal à l'ouvrage), ensuite une vue transversale, qui permet de voir l'état de contrainte au cœur de l'ouvrage, ensuite une coupe longitudinale de la vue transversale.

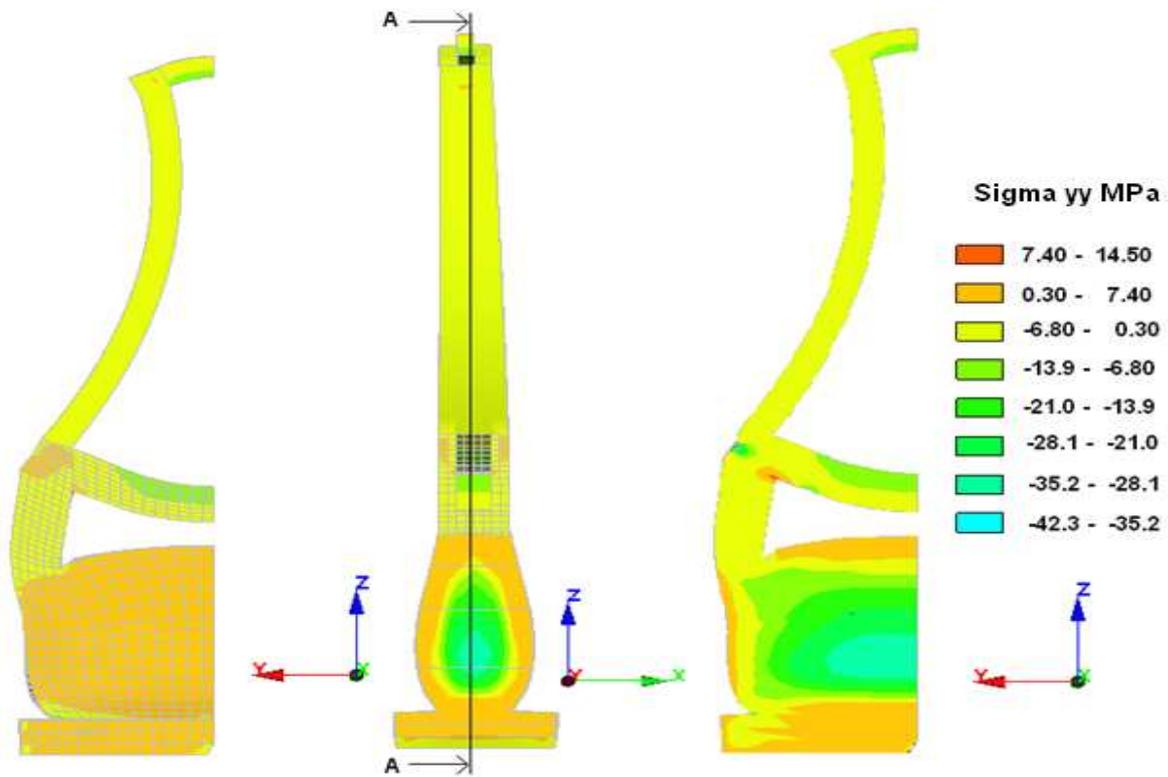


Figure 8-20 Variation de la contrainte sigma yy dans la structure

On remarque que la majeure partie du pylône est en compression. La partie supérieure de l'entretoise est en compression et la partie inférieure passe d'une valeur de -7.2 MPa à -3.3 MPa ce qui veut dire que le gonflement induit par la RSI à tendance à décompresser les fibres inférieures de l'entretoise. En ce qui concerne l'embase et la semelle on représente dans la figure 8-21 les isovaleurs de contrainte uniquement dans ces deux parties. Au niveau de l'entretoise on a aussi une concentration de contrainte provoqué par les câbles de précontrainte.

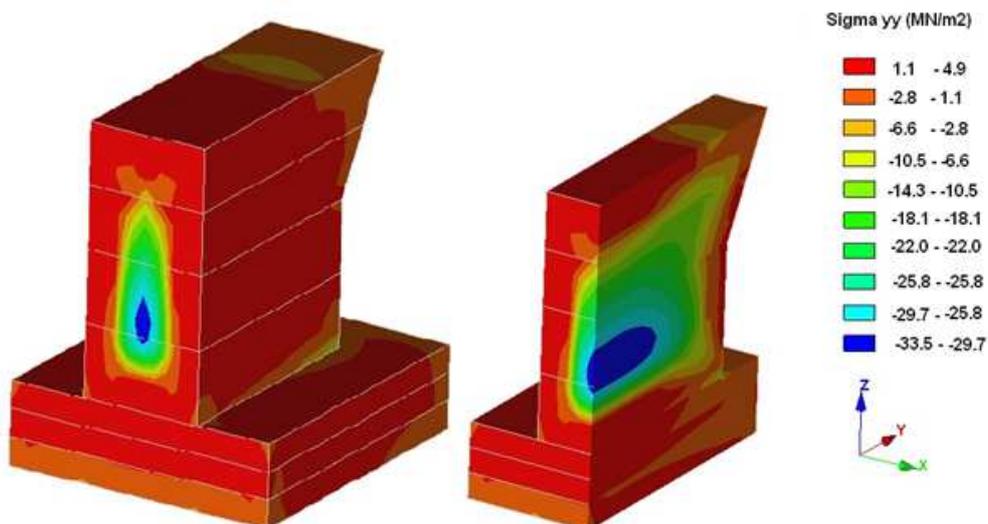


Figure 8-21 Variation de la contrainte dans la semelle et dans l'embase (a) et en coupe verticale (b)

En étudiant les contraintes dans la semelle et l'embase, on remarque que la partie latérale de l'embase est soumise à des contraintes de traction, ces contraintes sont dans une plage d'isovaleur comprise entre 1.1 MPa et 4.9 MPa (Figure 8-21). Cette contrainte montre bien que le béton est fissuré comme le montrent les constatations in-situ. En analysant maintenant la partie centrale de l'embase on remarque qu'elle est le siège d'une compression, cette compression est de l'ordre de -33 MPa. En effet la formation de l'ettringite essentiellement dans la partie qui a le plus chauffé provoque une déformation, cette déformation est empêchée au cœur de l'ouvrage, ce qui provoque une augmentation des contraintes de compression.

8) Calcul en tenant compte du retrait de séchage

Un recalcul de l'ouvrage a été effectué en tenant compte du retrait de séchage, pour cela on a utilisé les données expérimentales de (Granger 1995) pour caler la loi de couplage présentée dans la partie précédente. Ainsi, pour un béton ordinaire on a $k_{rd}=2 \cdot 10^{-3}$ et on a adopté comme seuil initial au dessous duquel on tient compte du retrait de dessiccation $S_{r0}=0.95$. Dans la figure 8-22, on représente les déplacements en trois points de la structure en tenant compte du retrait.

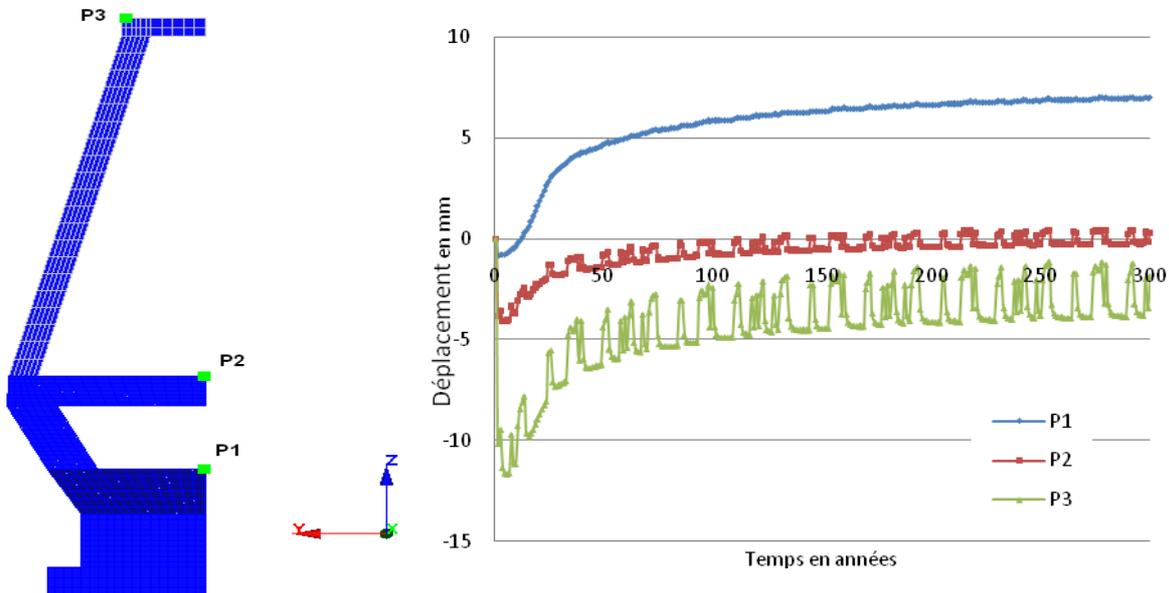


Figure 8-22 Déplacement en différents points en tenant compte de retrait

On remarque une fluctuation du déplacement essentiellement dans les points P2 et P3. En effet l'apport en eau est variable au cours du temps. Cette variation a engendré une variation du retrait l'amplitude cette variation est de l'ordre de 0,5 mm pour le point P2 et elle est de 2 mm pour P3. L'introduction du retrait provoque une diminution du soulèvement des différents points : réduction des déplacements des points P2 de l'ordre de 8 mm et P3 de l'ordre de 12mm.

9) Calcul en tenant compte du retrait de séchage et de l'anisotropie du gonflement

En tenant compte de l'anisotropie de gonflement, on fait un calcul avec une contrainte de traction de 3.6 MPa. Les iso-valeurs des déplacements sont représentées dans la figure 8-23.

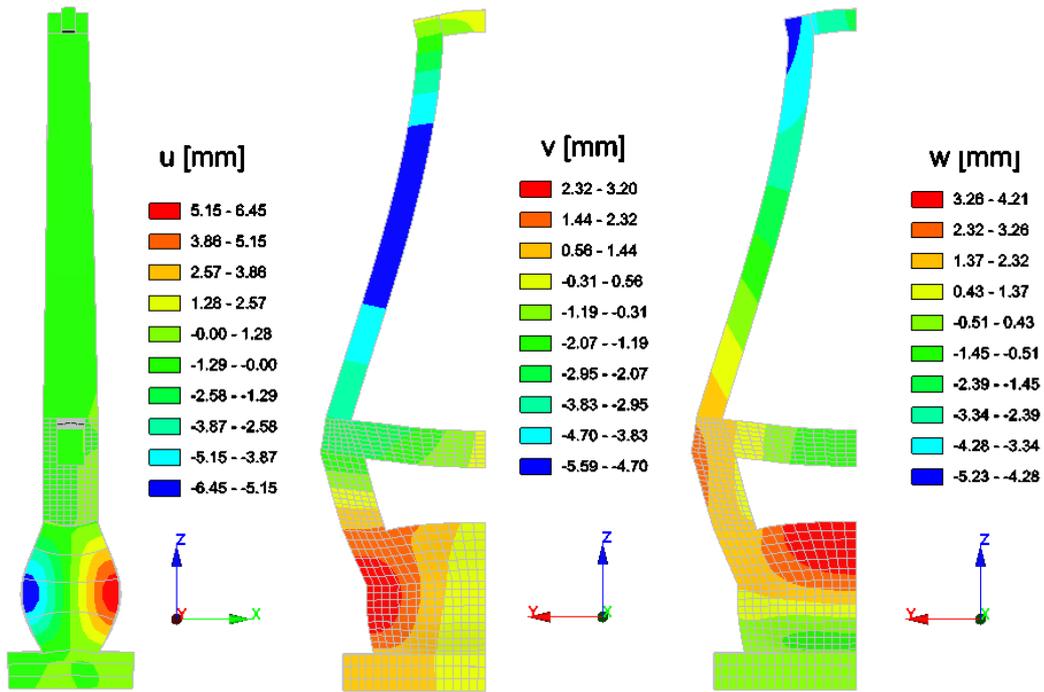


Figure 8-23 Iso-valeurs des déplacements en considérant l'anisotropie du gonflement

La prise en compte de l'anisotropie provoquée par l'état de contrainte induit une amplification du gonflement dans la direction x . En effet cette direction est la moins chargée donc on a un report du gonflement dans cette direction. Les déplacements y atteignent 5.2 mm des deux cotés de l'ouvrage. La dissymétrie des charges en tête de pylône n'a pas une grande influence sur l'anisotropie de gonflement, en effet on remarque un déplacement similaire des deux côtés de l'embase.

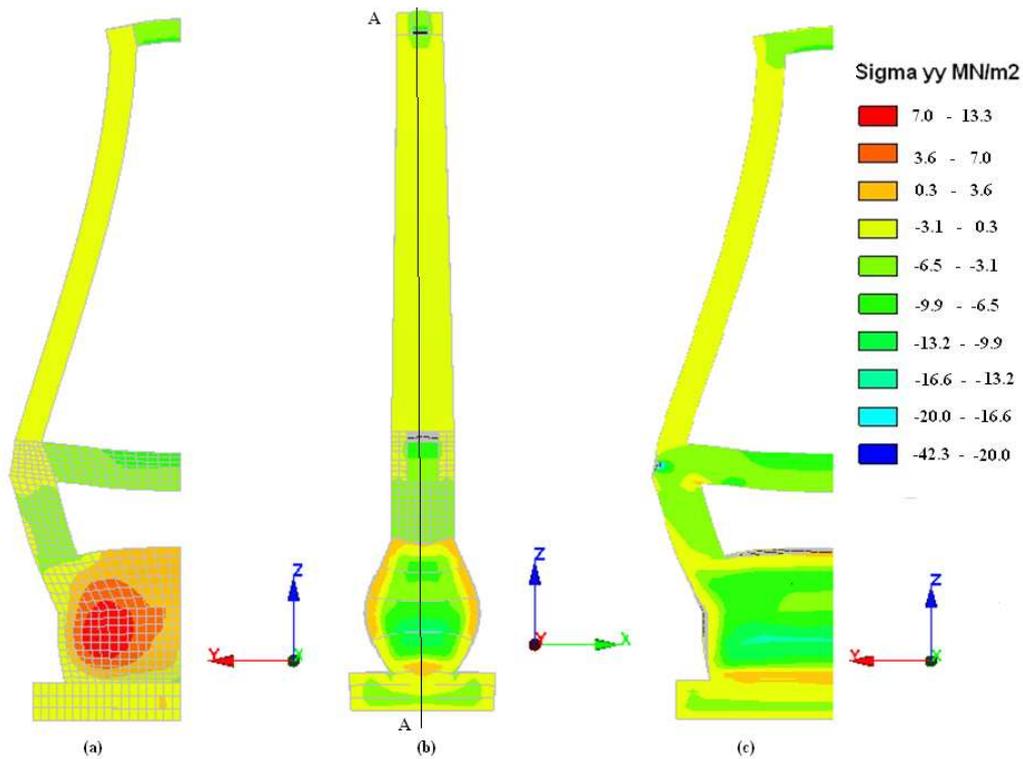


Figure 8-24 Iso-valeurs de contrainte dans la structure

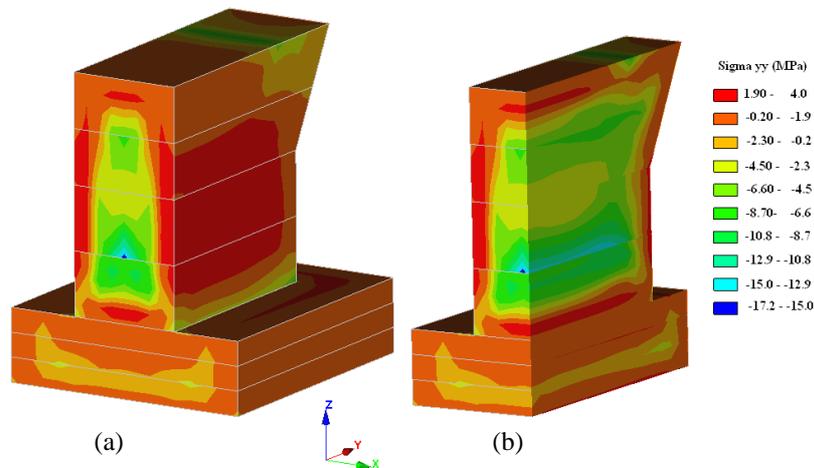


Figure 8-25 Iso-valeurs de contrainte dans l'embase et la semelle (a) et en coupe verticale (b)

Les contraintes de compression maximales concernent le point d'ancrage de la précontrainte dans l'entretoise et elles sont de l'ordre de -42 MPa. Dans le cœur de l'embase la contrainte selon l'axe y est passée de -33.4 MPa dans le cas isotrope (figure 8-21 (a) et (b)) à -17 MPa dans le cas anisotrope (figure 8-25 (a) et (b)) ceci est due à une réorientation de la contrainte selon l'axe x , vue que les déformations se produisent essentiellement selon cet axe. La contrainte de traction ne concerne plus la totalité de face latérale l'embase (figure 8-20) mais elle se concentre plus sur la face latérale centrale et la partie supérieure de l'embase (figure 8-25). Ceci est due à une orientation du gonflement vers la zones les moins chargées qui sont la tête de l'embase est sa face latérale.

10) Calcul élasto-plastique endommageable tenant compte du retrait et de l'anisotropie de gonflement

On reprend toujours le même modèle numérique, avec les mêmes paramètres de gonflement, comportement mécanique, en tenant compte de l'anisotropie de gonflement et de l'endommagement du module d'Young. Pour cela on considère un module d'Young initial de $E_0=19000$ MPa, une pente d'endommagement $\omega=4$ et une limite d'endommagement de 30%, ces valeurs sont prises forfaitairement à partir des expérimentations de (Brunetaud 2005), faute de données expérimentales précises spécifiques à l'ouvrage. Les iso-valeurs des déplacements sont représentées dans la figure 8-26.

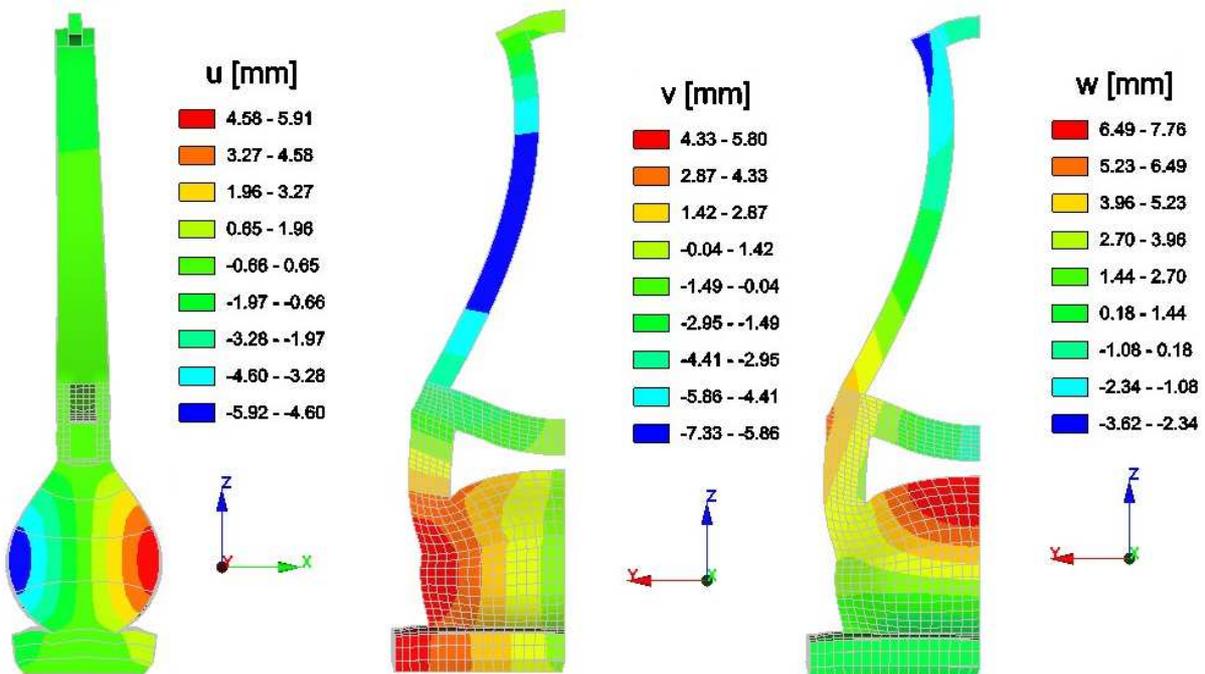


Figure 8-26 Isovaleurs de déplacement dans différentes directions

La réduction du module de Young n'a pas d'effet significatif sur le déplacement, en effet le déplacement selon x reste toujours de l'ordre de 6 mm, le déplacement selon z est de l'ordre de 7 mm. Le gonflement induit aussi un déplacement maximal selon l'axe Y de l'embase de l'ordre de 5.8 mm, cette poussée latérale a tendance d'amener avec lui la jambe de l'embase. Ce déplacement est empêché par l'entretoise inférieure, ainsi le gonflement de la RSI a tendance de mettre en traction l'entretoise ainsi le gonflement induit par la RSI induit des conséquences assez importantes sur le mécanisme de fonctionnement de l'ouvrage. Dans les figures 8-27 et 8-28 on représente les valeurs des contraintes dans l'ouvrage en tenant compte de la diminution du module d'Young induit par la déformation d'origine chimique.

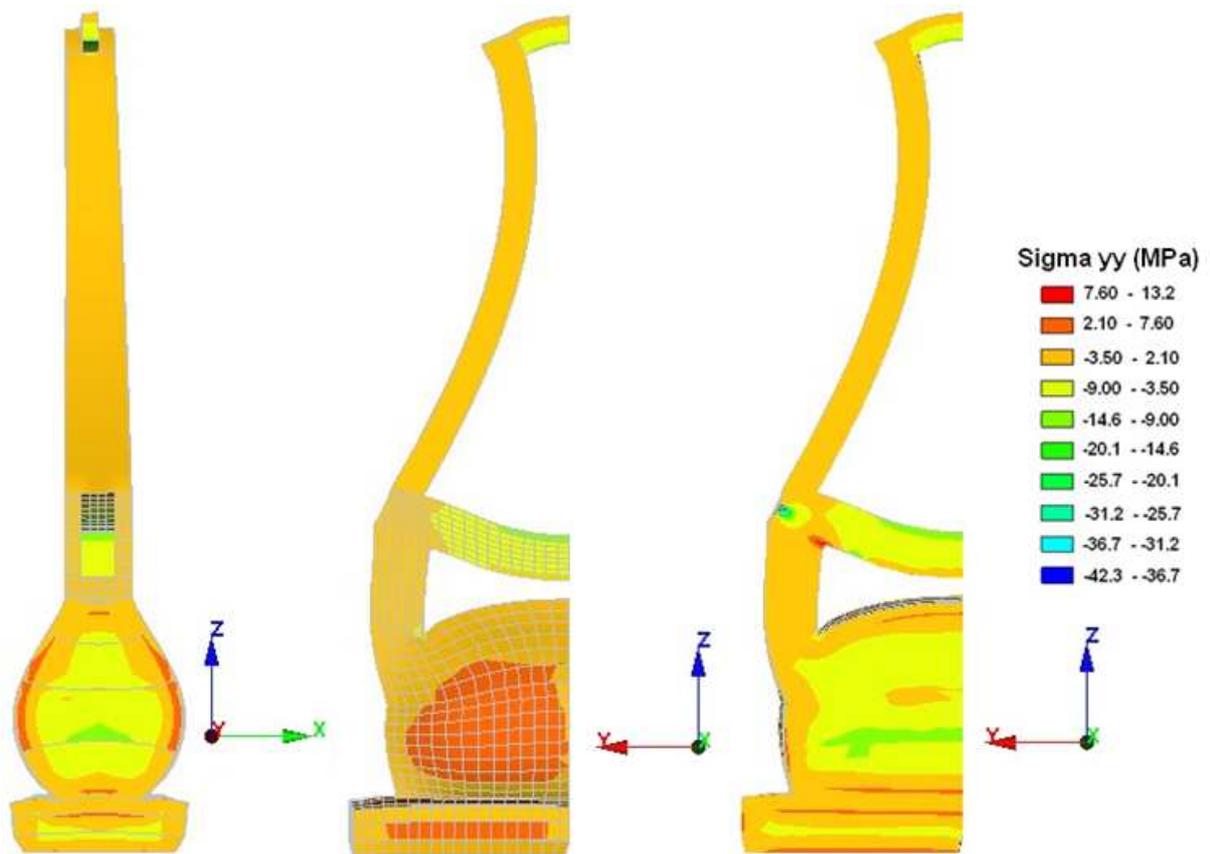


Figure 8-27 Iso-valeurs des contraintes dans la structure en tenant compte de l'anisotropie du gonflement et de l'endommagement

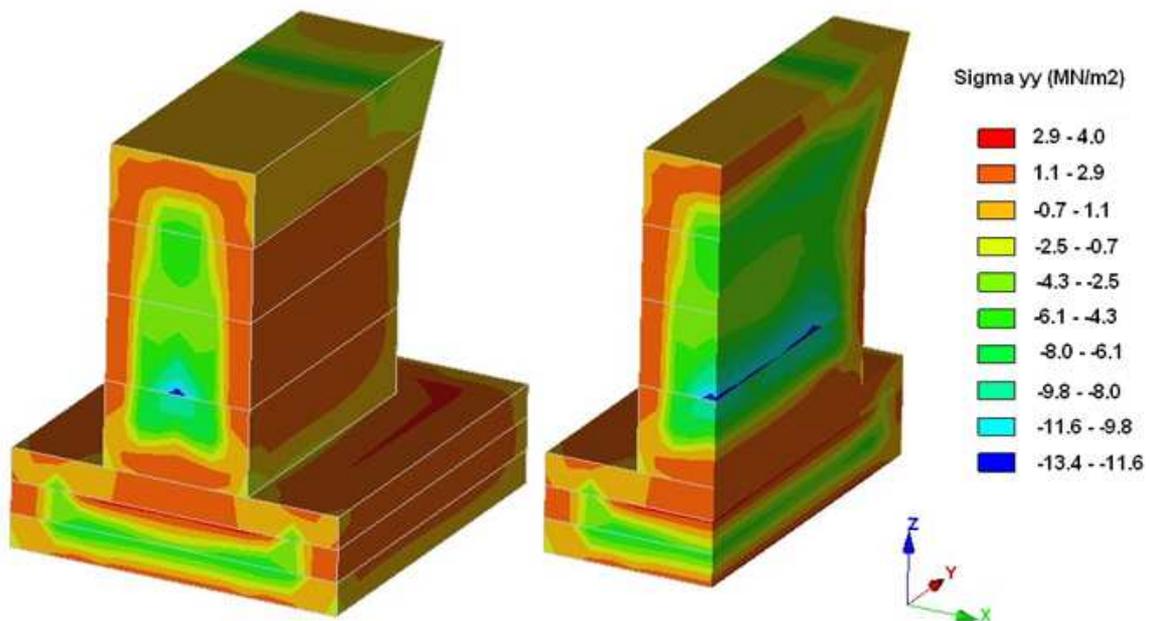


Figure 8-28 Isovaleurs des contraintes dans l'embase et la semelle

En comparant ces résultats aux résultats trouvés dans le cas anisotrope non endommageable, on remarque une baisse significative des contraintes dans toute la structure, cette baisse est liée à la réduction du module d'Young. Ainsi la contrainte de compression au cœur de l'embase passe de -17 MPa dans le cas sans endommagement (figure 8-21-b) à -13.4 MPa dans le cas endommageable (figure 8-28).

En faisant une analyse de l'évolution de la contrainte dans une section du béton, on choisit 4 points appartenant à la section médiane de la structure comme représenté dans la figure 8-29. Ces points sont situés à une hauteur de 4.45 m et espacés de 0.375 m.

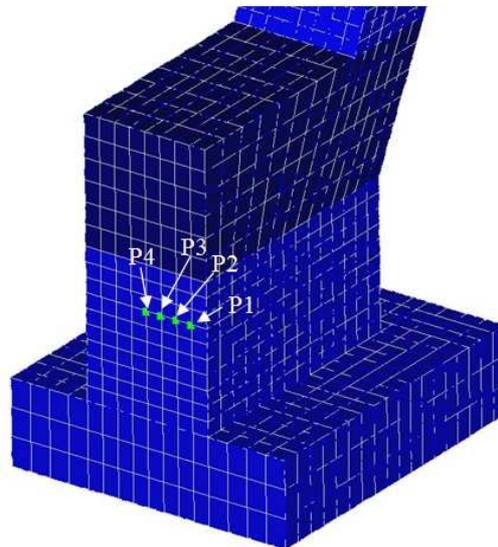


Figure 8-29 Emplacement des différents points choisis

L'évolution au cours du temps de la contrainte σ_{yy} du béton dans ces points est représentée dans la figure 8-30:

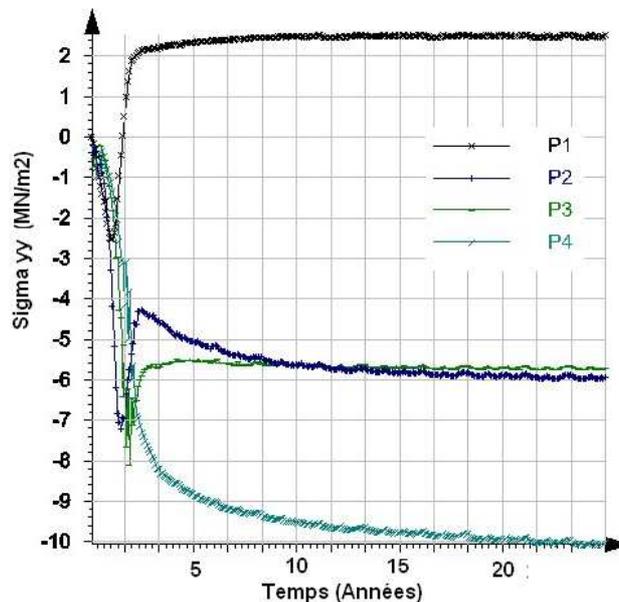


Figure 8-30 Evolution de la contrainte σ_{yy} au cours du temps en quatre points de la structure

La formation de l'ettringite à l'intérieur du milieu poreux provoque une contrainte de compression à l'intérieur du milieu, cette contrainte est de l'ordre de -10 MPa au point P4. On remarque que dans les zones latérales la contrainte évolue en compression du au chargement extérieur ensuite cette tendance s'inverse sous l'effet du gonflement induit par la RSI et on a une évolution vers la traction jusqu'à atteindre une contrainte de « plastification » du béton.

11) Analyse des contraintes dans l'entretoise inférieure

L'entretoise inférieure est composée d'une poutre en béton armé avec six câbles de précontrainte. Cette précontrainte engendre des contraintes de compression à proximité des câbles. Cette contrainte atteint -35 MPa. Dans la figure 8-30 on présente l'état de contrainte dans l'entretoise

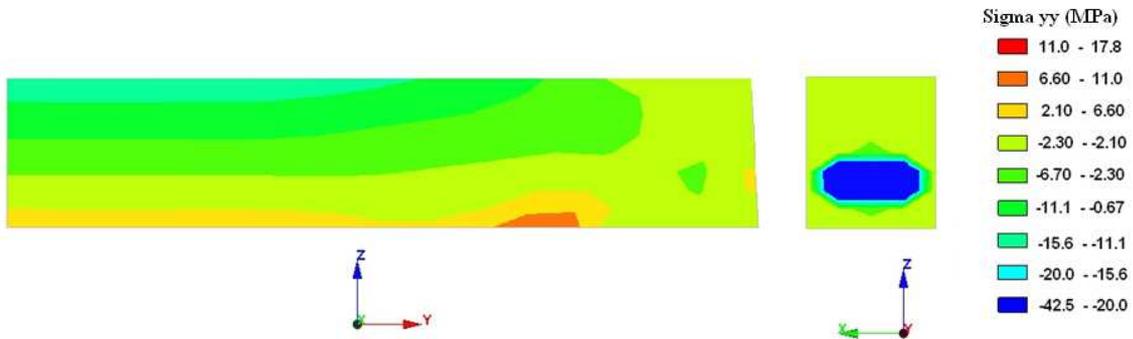


Figure 8-31 Isovaleurs de contraintes sigma yy dans l'entretoise inférieure

Le développement de la RSI dans la semelle et l'embase provoque un changement dans le mécanisme de l'ouvrage, en effet la poussée transversale engendrée par le gonflement provoque la mise en traction de la partie inférieure de l'entretoise. Cette contrainte est comprise entre 2.1 MPa et 4 MPa. Cette contrainte de traction engendre une fissuration dans la partie inférieure de l'entretoise. Cette constatation est bien remarquée réellement sur l'ouvrage. On note aussi que la partie supérieure a subi une décompression importante, en effet la contrainte est passée de -10.8 MPa (figure 8-17) à -5.6 MPa (figure 8-31).

12) Analyse des contraintes dans les barres d'acier

Afin d'analyser l'état de contrainte dans les armatures, on a choisi deux armatures longitudinales horizontales et une verticale représentées dans la figure 8-32, ces armatures sont situées dans l'embase qui est le siège des gonflements principaux.

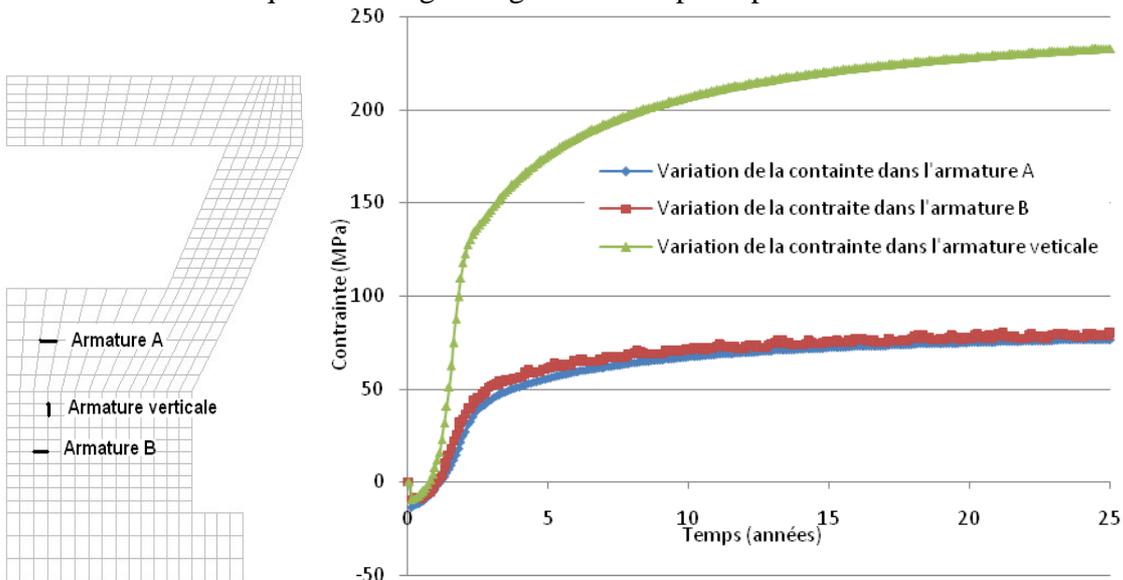


Figure 8-32 Evolution de la contrainte dans les armatures horizontales et verticales

Dans les trois cas on remarque une phase initiale de compression induite par la contrainte appliquée par le chargement extérieur, cette contrainte ne dépasse pas les 20MPa, ensuite

l'évolution du gonflement provoque une mise en tension des armatures. Cette mise en tension est plus importante dans les armatures verticales où la tension dépasse 230 MPa que dans les aciers horizontaux où elle ne dépasse pas 90 MPa. Vu que la limite d'élasticité de l'acier utilisé dans la construction de l'ouvrage est de 500 MPa, il n'y a pas de risque immédiat à l'état actuel, même après 25 ans, de rupture par plastification d'acier.

13) Comparaison avec les mesures du distancemètre in-situ

Les mesures in-situ nous donnent une plage de comparaisons entre fin 2001 et 2006. Ce qui équivaut à une durée entre 13 ans et 16 ans de vie de l'ouvrage. Durant cette période le distancemètre placé horizontalement en tête de l'embase a relevé un déplacement longitudinal net induit, seulement par le gonflement de la RSI, égal à 0.034 mm/m/an en moyenne. La figure 8-33 présente une superposition du relevé du distancemètre D7 et de l'évolution prédite par le calcul numérique.

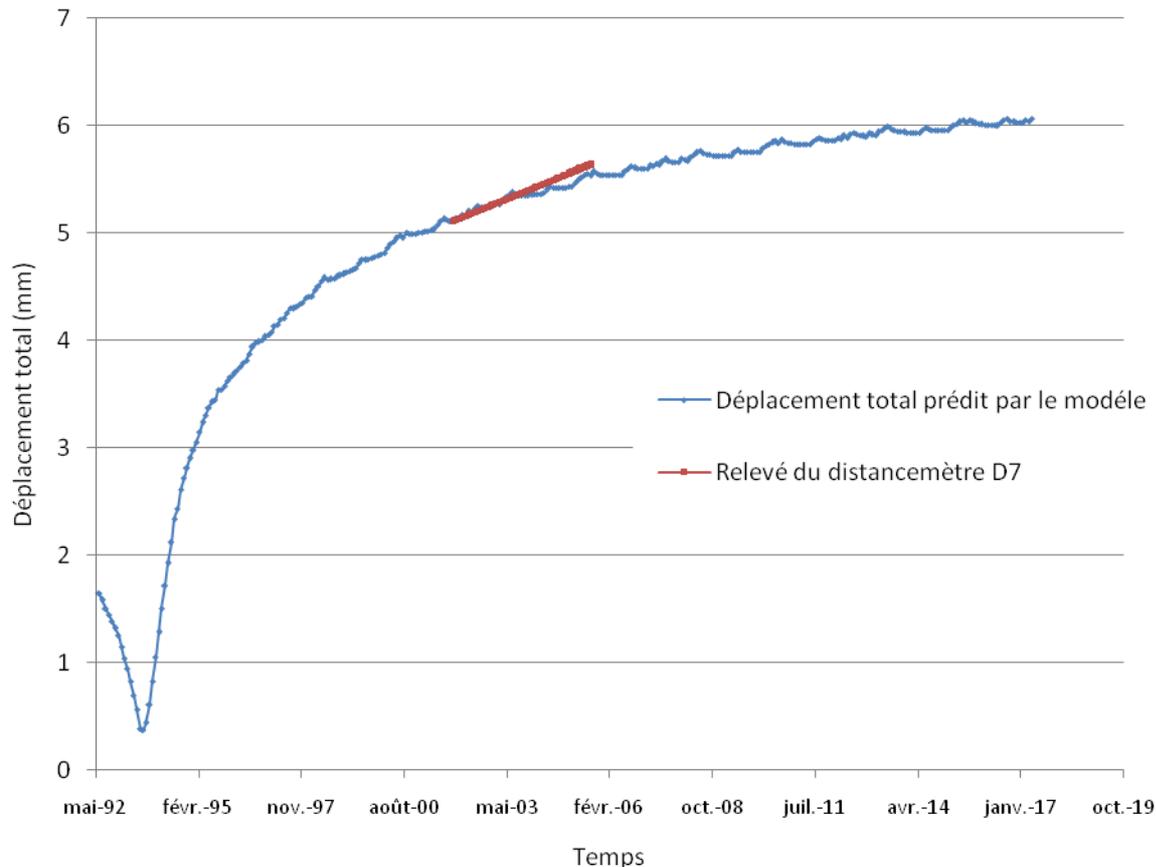


Figure 8-33 Comparaison entre les résultats prédits par le modèle et les valeurs relevées par le distance mètre D7

La valeur initiale du déplacement est inconnue, on fait l'hypothèse qu'elle est égale à celle prédite par le modèle, en faisant cette hypothèse on remarque que les valeurs trouvées par le distancemètre sont très proches des prédictions du modèle.

Par ailleurs, le distance mètre D4 situé en tête de l'embase n'a pas détecté de gonflement pendant la durée de sa mise en place. Ceci est cohérent avec les prévisions illustrée figure 8-24, où on voit bien qu'il n'y a pas de déplacement longitudinale en tête du pylône.

VI. Etude du comportement de l'ouvrage à long terme

L'un des objectifs de la modélisation d'un ouvrage atteint consiste à prévoir son comportement à long terme. Dans notre cas, vu que la phase actuelle coïncide avec 15 ans de vie de l'ouvrage, nous allons présenter les résultats de calcul de l'incrément 300^{ème} correspondant à 25 ans de vie de l'ouvrage. On présente les résultats du calcul mettant en œuvre le modèle élastoplastique endommageable en tenant compte du retrait et de l'effet de contrainte sur l'anisotropie. En effet ce modèle tient compte de la majorité des paramètres qu'on a pris en compte, et il s'est avéré fournir des résultats assez proches de la réalité *in-situ*. Les isovaleurs de déplacement à 25 ans de vie de l'ouvrage sont données dans la figure 8-34.

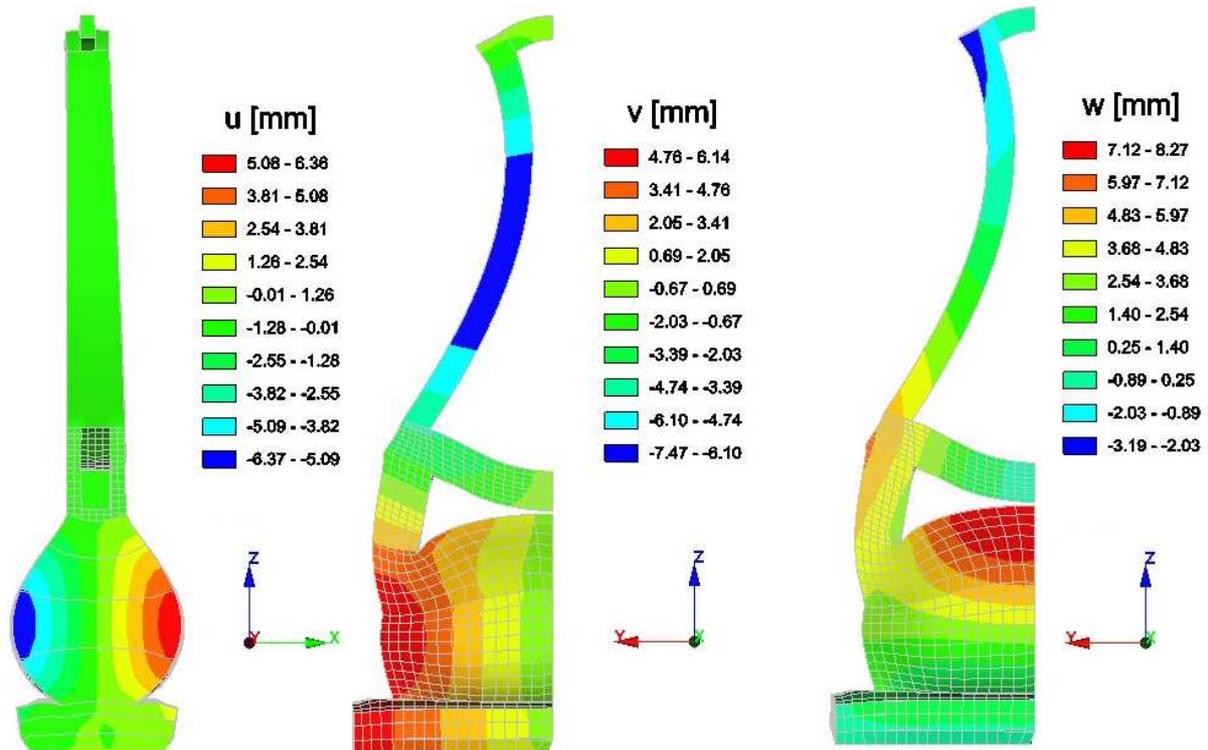


Figure 8-34 Isovaleurs de déplacement à 25 ans de vie de l'ouvrage

On remarque une augmentation du gonflement dans toutes les directions, en effet on a un accroissement de l'ordre de 0.6 mm selon x, 0.2 mm selon y et 0.5 mm selon z. Ces valeurs sont très petites par rapport à celles enregistrées dans les 15 premières années de vie de l'ouvrage, donc on peut dire que le gonflement est entré dans une phase asymptotique.

En ce qui concerne les contraintes, on remarque à partir de la figure 8-30 que la contrainte tend à se stabiliser au cours du temps, ainsi on a une contrainte de compression de l'ordre de -10 MPa au cœur de l'embase. Les contraintes dans les armatures tendent elles aussi à se stabiliser, on a ainsi une contrainte de l'ordre de 240 MPa dans les aciers verticaux et de 90 MPa dans les aciers horizontaux.

14) Tableau récapitulatif des déplacements en différents points

On illustre dans le tableau 8-4 un récapitulatif des différents cas déjà présentés, pour cela on présente les valeurs des composantes suivantes :

- le déplacement vertical de la tête du pylône,
- le déplacement vertical la section médiane de l'entretoise inférieur,
- le déplacement latéral horizontal maximal de l'embase
- la contrainte maximale au cœur de l'embase

- la contrainte dans la fibre inférieure de l'entretoise

Ces valeurs sont présent à l'état initial c'est dire juste après le chargement, à l'état actuelle (après 15 ans de vie de l'ouvrage) et l'état future (25 ans de vie)

	Composantes	Valeurs	Composantes	Valeurs
Etat Initial	Déplacement de la tête du pylône	-7.7 mm	Contrainte dans la fibre inférieure de l'entretoise	-7.4 MPa
	Flèche de l'entretoise	-3.6 mm	Contrainte maximale σ_{yy} au cœur de l'embase	-1.3 MPa
	Déplacement horizontal de l'embase	0.005 mm		
Etat actuel sans anisotropie ni retrait ni endommagement	Déplacement de la tête du pylône	-4.9 mm	Contrainte dans la fibre inférieure de l'entretoise	-1.2 MPa
	Flèche de l'entretoise	-2.8 mm	Contrainte maximale σ_{yy} au cœur de l'embase	-33 MPa
	Déplacement horizontal de l'embase	3 mm		
Etat actuel anisotrope avec retrait ni endommagement	Déplacement de la tête du pylône	-3.86 mm	Contrainte dans la fibre inférieure de l'entretoise	-1.1 MPa
	Flèche de l'entretoise	-1.5 mm	Contrainte maximale σ_{yy} au cœur de l'embase	-17 MPa
	Déplacement horizontal de l'embase	4.8 mm		
Etat actuel anisotrope avec retrait et endommagement	Déplacement de la tête du pylône	-2.7 mm	Contrainte dans la fibre inférieure de l'entretoise	3.2 MPa
	Flèche de l'entretoise	0.56 mm	Contrainte maximal σ_{yy} au cœur de l'embase	-13 MPa
	Déplacement horizontal de l'embase	4.58 mm		
Etat futur anisotropie avec retrait et endommagement	Déplacement de la tête du pylône	-2.2 mm	Contrainte dans la fibre inférieure de l'entretoise	3.8 MPa
	Flèche de l'entretoise	0.56 mm	Contrainte maximale σ_{yy} au cœur de l'embase	-13.5 MPa
	Déplacement horizontal de l'embase	6.2 mm		

Tableau 8-4 Tableau récapitulatif des résultats trouvé en quelques points de la structures

VII. Conclusion

L'analyse du ce pont à haubans a pu mettre en évidence l'effet de la RSI sur le fonctionnement global de la structure. Cet exemple est une étude d'une structure réelle atteinte de RSI. La présentation des résultats a été faite avec une démarche par étape, ce qui permet de montrer les capacités du module RGIB. On a pu mettre en évidence la nécessité de prendre en compte l'ensemble des couplages en quantifiant l'importance de chacun d'entre eux. Malgré les hypothèses parfois fortes prises dans le calcul, les résultats trouvés sont assez proches de la réalité. Ceci confère au module une valeur non négligeable dans la capacité de prédiction.