

L'évaluation et la réhabilitation structurelle du barrage béton à contrefort de Storfinnforsen en Suède

Evaluation and Structural Rehabilitation of Storfinnforsen Concrete Buttress Dam

Anders, Isander⁴
E.ON Vattenkraft Sverige AB
Anders.Isander@eon.se

Carl-Oscar, Nilsson
E.ON Vattenkraft Sverige AB
Carl-Oscar.Nilsson@eon.se

Richard, Malm
KTH Royal Institute of Technology / SWECO Infrastructure
richard.malm@byv.kth.se

MOTS CLÉS

Concrete buttress dam, cracks, seasonal temperature variation, strengthening, finite element method, isolating

Barrage béton à contrefort, variation température saisonnière, renforcement, modélisation éléments finis, isolation

RÉSUMÉ

Le barrage hydroélectrique de Storfinnforsen a été achevé en 1954 et reste aujourd'hui encore le plus grand barrage béton à contreforts réalisé en Suède. Quelques années après sa mise en service, des fissures horizontales ont été décelées dans les parties inférieures de la face avant des contreforts et des dégradations liées aux cycles de gel-dégel ont été mis en évidence sur la face amont du barrage. Un programme de réhabilitation structurelle a alors été mené, comprenant des injections de fissures et l'installation d'une paroi isolante aval destinée à réduire le gradient thermique sur la face amont. Malgré ces mesures, des fissures supplémentaires sont apparues sur le barrage les années suivantes, en particulier des fissures diagonales partant de la passerelle d'inspection dans les murs des contreforts. Les analyses numériques présentées dans cet article démontrent que la plupart des fissures trouvées in situ sont apparues ou se sont propagées en raison des variations saisonnières de température. Ces études permettent de conclure que le positionnement de la première paroi isolante a contribué à l'augmentation des contraintes de traction dans les contreforts et a certainement provoqué l'apparition de nouvelles fissures. Un positionnement alternatif de la paroi isolante a ensuite été défini de manière à réduire les tractions dans le corps des contreforts. À la suite de ces études, un programme de réhabilitation complet, et de prolongation de la durée de vie structurelle a été engagé afin de retrouver, dans un premier temps, puis d'améliorer le niveau de sécurité déjà élevé des barrages de Storfinnforsen et Ramsele, un barrage construit en aval. Le programme comprend un repositionnement des parois isolantes, une amélioration de la stabilité avec l'implantation de tirants d'ancrage, le renforcement du parement amont et, en plus un élargissement de la chaussée sur la crête du barrage afin de permettre la circulation de véhicules lourds.

ABSTRACT

The Storfinnforsen hydro power dam was completed in 1954 and is the largest concrete buttress dam in Sweden. A few years after completion, horizontal cracks were found in the lower parts of the front-plates and freeze-thaw damage was detected on the upstream side of the front-plates. This resulted in a structural rehabilitation program where cracks were grouted and an insulating wall was installed to reduce the thermal gradient over the thickness of the front-plate.

⁴ Auteur correspondant

Despite these measures, additional cracks were found on the dam several years after where especially diagonal cracks from the inspection-gangway were found in the buttress walls. In this paper, numerical analyses are presented which shows that most cracks found in-situ have developed or propagated as a result of the seasonal temperature variations. One important finding is that the location of the insulating wall had contributed to increased stresses in the buttress wall and is a likely cause of the new cracks. Therefore, an alternative placement for the insulating wall is presented which reduces the stresses in the buttress wall.

As a result of these studies, comprehensive rehabilitation and life-extension program is now being performed to maintain and further develop an already high dam safety of Storfinnforsen and in Ramsele which is a similar dam downstream. The program consisted of moving the insulating walls, improving the stability with ground anchorage tendons, strengthening the front-plates and in addition to widen the road on the dam crest to allow for heavy traffic.

1. INTRODUCTION

Les barrages dans les climats froids sont soumis à de fortes variations de température durant l'année, en particulier dans le nord de la Suède où ils peuvent être soumis à des températures d'environ -30°C pendant l'hiver et environ $+30^{\circ}\text{C}$ pendant l'été. Les structures des barrages sont ainsi exposées à de forts gradients de température entre l'air ambiant et l'eau stockée à des températures relativement stables (l'eau provoquant ainsi un effet « chaud » l'hiver et « froid » l'été). En outre, les barrages en béton sont soumis à des contraintes internes résiduelles dues à la chaleur produite par l'hydratation lors du coulage et aux différents retraits lors des phases de durcissement, incluant les retraits endogènes et thermiques. A plus long terme, le retrait de séchage provoque aussi des contraintes de traction dans le corps du barrage. Durant son opération, le barrage est naturellement également soumis à des charges provoquées par l'eau telles que la pression hydrostatique et les charges de glace.

Des fissures ont été observées dans certains des barrages béton voûtes et à contreforts en Suède. Le type de fissures et les causes de la fissuration varient selon les différents types de barrages, et les facteurs environnementaux peuvent dans certains cas engendrer de nouvelles fissures ou élargir les fissures existantes. L'impact potentiel des fissures sur la sécurité des barrages dépend aussi des types de barrages concernés. Dans certains cas, les fissures peuvent nuire à la sécurité des ouvrages à long terme.

Dans cet article on présentera la modélisation structurelle ainsi que la réhabilitation qui ont été menées sur un barrage contrefort en béton. Le barrage contrefort en béton étudié se compose de plusieurs contreforts monolithiques en béton, chacun avec une dalle frontale amont faisant face à l'eau soutenue par un contrefort. Une section typique d'un barrage à contreforts est illustrée à la figure 1, avec trois contreforts monolithiques adjacents. Une passerelle d'inspection traversant les contreforts est accessible à l'aval. Comme de nombreux grands barrages en béton à contreforts, l'exploitant a ajouté après plusieurs années d'opération des parois isolantes verticales, principalement pour réduire le gradient thermique sur la face amont et ainsi réduire le risque de formation de glace sur le parement du barrage. Ces parois isolantes (?) confinent avec les dalles amont un espace où la température et l'humidité peuvent être contrôlées.

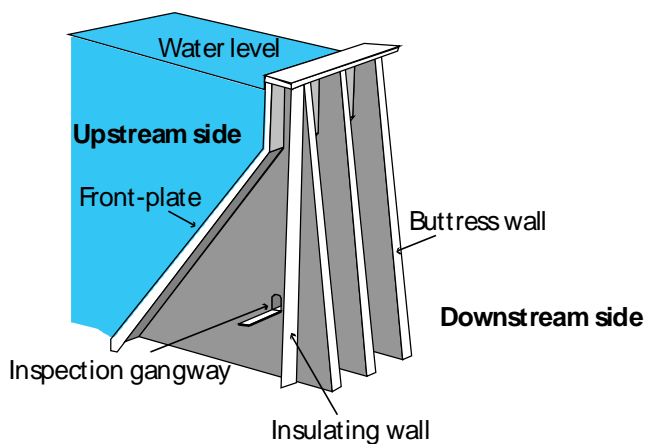


Figure 1: Croquis typique d'un barrage à contreforts avec paroi isolante

2. LES BARRAGES BETONS A CONTREFORTS DE STORFINNFORSEN ET RAMSELE

Le barrage hydroélectrique de Storfinnforsen a été achevé en 1954. C'est le plus grand barrage en béton à contreforts en Suède, composé de 81 contreforts monolithiques de béton. Sa longueur totale est d'environ 1200 m, dont 800 m pour la structure à contrefort. Le barrage à contreforts de Ramsele a été construit environ 10 km en aval du barrage de Storfinnforsen avec une structure similaire, sa construction s'est achevée en 1958. Les contreforts du barrage de Ramsele sont presque identiques à ceux de Storfinnforsen, mais la longueur totale du barrage n'est que d'environ 400 m. Storfinnforsen et Ramsele figurent parmi les plus grandes centrales hydroélectriques appartenant à l'opérateur E.ON, avec une production annuelle d'énergie, respectivement de 543 GWh et de 869 GWh . Les photos suivantes offrent une vue d'ensemble des ouvrages.



Figure 2: Photo du barrage hydroélectrique de Storfinnforsen.



Figure 3: Photo du barrage hydroélectrique de Ramsele Photo: Jonas Andrén

Le plus grand contrefort du barrage de Storfinnforsen mesure 40 m de haut; avec une dalle amont de 8 m de large pour une épaisseur variant d'environ 2,5 m à la base à 1m ou 1,5 m à la crête du barrage. Chaque contrefort a une épaisseur de 2 m et les plus grands contreforts mesurent entre 30 et 35 m de large à leur base. Une passerelle d'inspection traverse tous les contreforts dans des réservations de 2 m x 1,5 m. Un schéma de principe d'un des plus grands contreforts est illustré figure 4 ci-dessous.

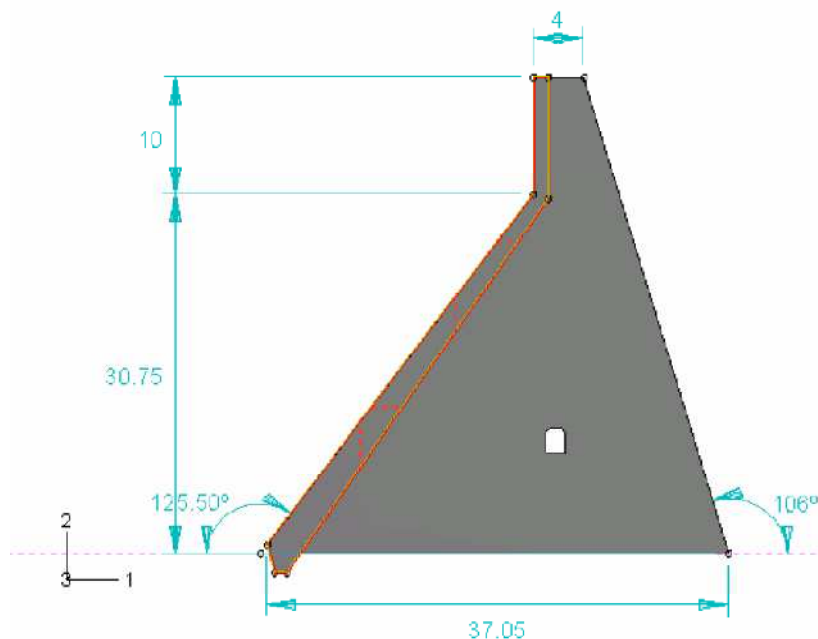


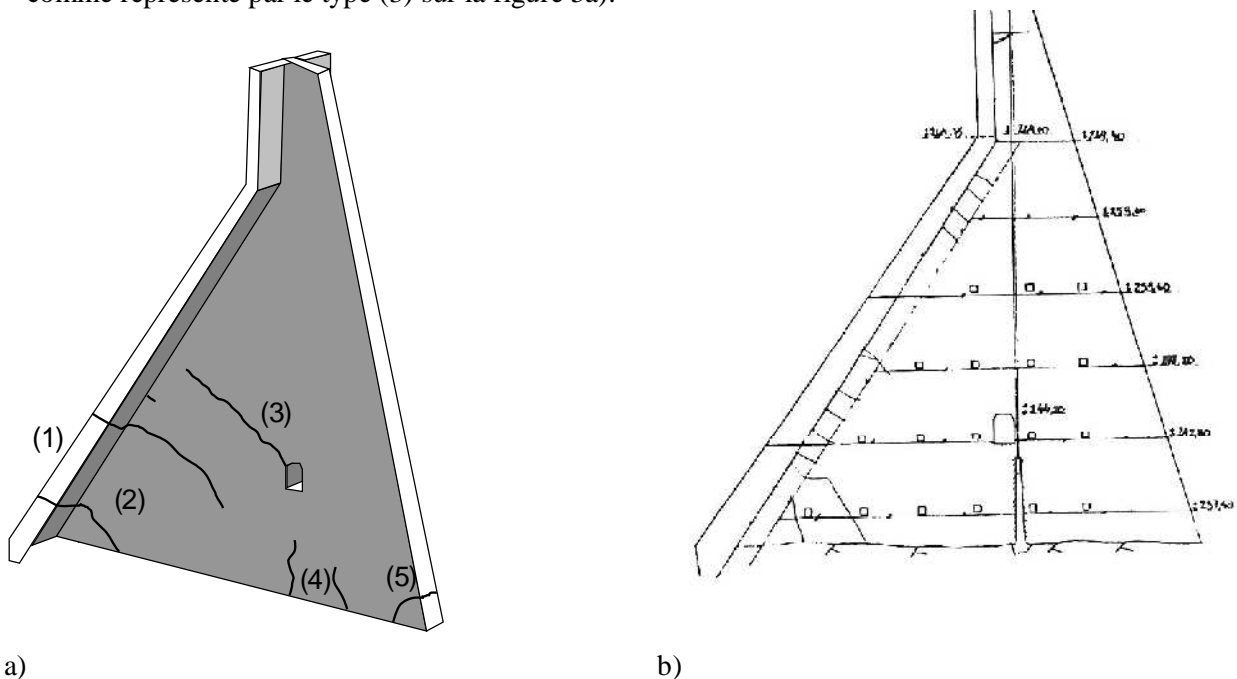
Figure 4: schéma de principe des plus grands contreforts de Storfinnforsen.

Les barrages à contreforts de Storfinnforsen et de Ramsele ont tous deux été sujets à une fissuration au fil des ans, et le type de fissuration a été quasiment identique. Cet article développe le cas de Storfinnforsen, mais les résultats et les conclusions sont également valables pour Ramsele.

2.1 Fissures observées et dégradations

Quelques années après sa mise en service, des fissures horizontales sont apparues dans les parties inférieures des dalles frontales et des détériorations dues aux cycles gel-dégel ont été observées sur leur face amont. Ces découvertes ont engendré un premier programme d'enquête entre 1960 et 1962. Les cycles gel-dégel ont provoqué l'écaillage de la face amont sur la partie verticale des dalles, à une profondeur comprise entre 0 et 10 m par rapport à la retenue normale. Plus de 50 zones dont la surface varie de 0,5 m² à 10 m², ont été identifiées révélant une profondeur d'écaillage comprise entre 5 et 20 cm, ayant pour conséquence d'exposer les armatures de surface (cf [5]). Les fissures horizontales se trouvaient à une profondeur comprise entre 10

et - 35 m, c'est à dire essentiellement dans la partie inclinée des dalles amont (cf [5]). Ces fissures horizontales ont provoqué des fuites et des phénomènes de lessivage du béton. Il est possible que ces fissures soient apparues, ou au moins aient commencé à apparaître, lors de la phase de refroidissement en raison des contraintes de retrait du béton. Les calculs de ces contraintes thermiques ont été présentés par Fahlén et Näslund [6] et par Melander [9]. Les fissures horizontales dans les dalles sont représentées par le type (1) sur la figure 5a). En plus de ces fissures, on a également observé que les fissures horizontales s'étaient propagées en s'inclinant progressivement vers le bas dans la paroi des contreforts, comme illustré par le type (2) sur la figure 5a). Un suivi cartographique continu de ces fissures a ensuite été effectué. Environ trente ans après, dans les années 1990, il a été démontré que le nombre de fissures et leur longueur avaient augmenté. La cartographie des fissures au cours de cette période a été réalisée en axant les observations principalement sur l'état des dalles, et elle a été moins précise pour ce qui concerne l'état des contreforts. Les seules fissures dans le mur contrefort qui aient été identifiées sont principalement de type (2), comme on le voit sur un rapport reproduit sur la figure 5b). Il est donc vraisemblable que les phénomènes de fissuration aient été concentrés dans cette zone, cependant des photographies prises durant cette période révèlent l'existence de fissures diagonales débutants au niveau de la passerelle d'inspection, sur au moins l'un des petits contreforts – comme représenté par le type (3) sur la figure 5a).



a) *schéma de principe des fissures typiques* b) *fissures observées dans le contrefort dans les années 90*.

Suite à l'observation de ces fissures et aux dégâts engendrés sur les dalles, un vaste programme de réhabilitation structurelle a été mené dans les années 1990. Le programme de réhabilitation structurelle consistait en une réparation de tous les dommages sur la face amont de la plaque frontale, jusqu'à une profondeur de 10-12 m sous la RN. Le béton endommagé a été retiré par jet d'eau à haute pression et les dalles ont été réparées avec du béton projeté, [5]. Les zones de fissuration importante, avec des fissures de type (1) et (2) sur la figure 5a), ont été réparées par nettoyage à jet d'eau haute pression et projection de béton, [5]. Pour éviter la formation de glace sur la plaque frontale, une paroi isolante verticale faite de tôles isolées avec du polystyrène a été installée. La paroi isolante a été positionnée juste en aval des passerelles d'inspection, comme illustré précédemment sur la figure 1. La zone comprise entre la plaque frontale et la paroi isolante est chauffée soit avec un flux d'air chaud à partir de la station d'alimentation souterraine dans le cas de Ramsele, soit par chauffage électrique dans le cas de Storfinnforsen, [5].

Près de 10 ans après la réalisation du programme de réhabilitation, le phénomène de fissuration a continué et plusieurs fissures ont été observées dans les âmes des contreforts. Sur pratiquement tous les contreforts, une fissure inclinée s'est propagée depuis la passerelle d'inspection vers la dalle amont. La longueur de ces fissures varie de quelques décimètres à plusieurs mètres, principalement sur les plus grands contreforts, où la fissure s'est étendue jusqu'aux dalles amont. Dans la figure 5a), ces fissures sont représentées par le type (3). En plus de cela, on peut également observer des fissures quasiment verticales ou légèrement inclinées depuis la base des contreforts en direction de la passerelle d'inspection. Dans quelques cas, ces fissures se sont

propagées sur toute la hauteur entre la base et la passerelle d'inspection. Ces fissures sont représentées par le type (4) sur la figure 5a) Sur quelques-uns des plus grands contreforts, une fissure peut également être observée près du pied aval du contrefort, illustré par le type (5) sur la figure 5a).

3. ANALYSE NUMERIQUE

Afin d'étudier les causes de la fissuration, un projet de recherche a été lancé en 2006 par Elforsk, l'association de R & D des professionnels de l'électricité en Suède. Dans les premières études, [3], un modèle élastique linéaire a permis de valider la possibilité d'utiliser la méthode des éléments finis comme outil de prédiction des causes de fissuration sur site. Les résultats ont mis en évidence des zones du contrefort soumises à de fortes concentrations de contraintes de traction de niveau élevé à l'origine des fissurations. Le projet de recherche a continué, dans le but d'utiliser la méthode des éléments finis non linéaire pour simuler la propagation des fissures, et ainsi trouver des explications à l'apparition et à la propagation des fissurations observées in situ, voir [1] et [2]. Le modèle développé a également été vérifié par confrontation avec des mesures réalisées sur site de déplacement de crête et de variation de la largeur des fissures telles que présentées dans l'article [9 - biblio]. Le projet a ensuite été développé pour étudier les influences des variations stochastiques dans les propriétés des matériaux sur la propagation des fissures dans le barrage contrefort, voir [8]. Cet article présente les principaux résultats de ces études.

3.1 Modélisation éléments finis 3D

Un modèle par éléments finis numérique 3D a été développé pour un grand contrefort standard de Storfinnforsen avec le logiciel Abaqus. Une géométrie légèrement simplifiée a été utilisée pour représenter les plus grands contreforts ainsi que le type de renforcement de Storfinnforsen, comme le montre la figure 6. Le modèle est défini par des éléments surfaciques triangulaires avec intégration réduite (C3R), avec une longueur de l'élément caractéristique de 0,5 m et présente environ 33 000 degrés de liberté. L'analyse par éléments finis a été effectuée en utilisant des modèles de matériaux non-linéaires de barrage en béton armé soumis à la pression de l'eau et aux variations saisonnières de température. Cette modélisation est basée sur un modèle à trois dimensions d'éléments surfaciques pour décrire la déformation et les localisations possibles des fissures du béton de manière réaliste. Le modèle numérique est expliqué en détail dans, par exemple, [7] ou [9].

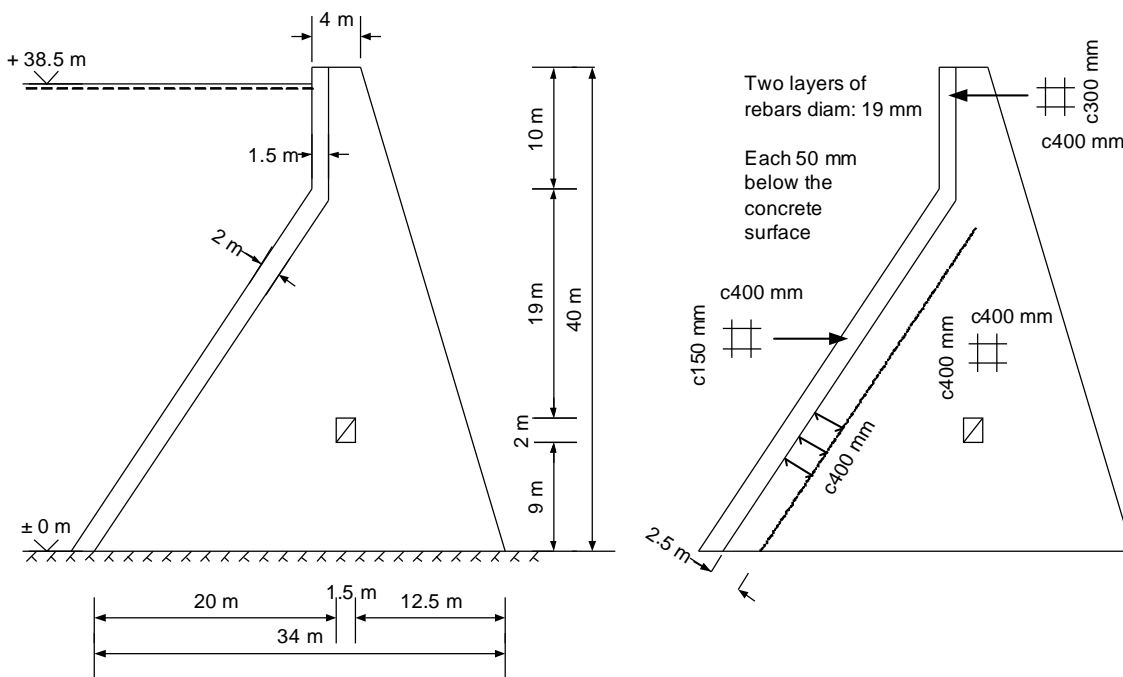


Figure 6: Schéma de la géométrie et des renforcements pris en compte dans le modèle numérique.

3.2 Propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux utilisés dans les analyses sont présentées dans le tableau 1. Pour décrire la fissuration du béton, on utilise un modèle non-linéaire de matériau basé sur la théorie de la plasticité,

“concrete damaged plasticity”. Les renforcements ont été modélisés comme des matériaux élasto-plastiques sans écrouissage, avec un critère de von Mises.

	Béton	Roche	Renforcements
Density (kg/m ³)	2300	2300	7800
Elastic modulus (GPa)	25	60	206
Poisson ratio	0.2	0.2	0.3
Tensile strength (MPa)	2.5	*	*
Compressive strength (MPa)	35	*	*
Yield strength (MPa)	*	*	300
Fracture energy (Nm/m ²)	120	*	*
Thermal expansion (°C ⁻¹)	0.00001	0.00001	*
Heat conductivity (W/(m°C))	2.5	2.5	*
Heat capacity (J/(kg°C))	1000	1000	*
Heat transfer between solid and air (W/(m ² °C))	13	*	*

Note: * = paramètre non utilisé dans cette analyse

Table 1: Propriétés des matériaux.

3.3 Charges

L'analyse numérique a été réalisée en plusieurs étapes. Dans un premier temps, on considère la pression hydrostatique de l'eau agissant sur les dalles amont ainsi que le poids. Dans les étapes suivantes, on intègre l'action cyclique des températures saisonnières, avec un cas « été » et un cas « hiver ». La répartition de la température est d'abord calculée à l'intérieur du contrefort avec une condition stabilisée prenant comme référence les températures indiquées sur la figure 7 et la figure 8, respectivement. Les températures utilisées par le modèle correspondent aux mesures de température effectuées sur site auxquelles le barrage est soumis sur des périodes de temps relativement longues (correspondant à des températures moyennes pour une période de quelques semaines). Le béton a été supposé être non contraint à une température de +10 ° C. Directement après l'étape de mise en charge du barrage par la gravité et la pression hydrostatique, le modèle de structure originale du contrefort (en l'absence de paroi isolante) est calculé itérativement avec les cycles définis précédemment. Une fois qu'un modèle de fissuration stabilisée a été obtenu, (i.e. absence de formation de fissures complémentaires, et arrêt de la propagation des fissures), la condition de température correspondant au cas avec paroi isolante est implémentée. De nouveaux calculs avec les conditions de températures hivernales et estivales avec la paroi isolante sont ensuite itérées jusqu'à ce qu'un nouveau motif de fissure stabilisée soit obtenu.

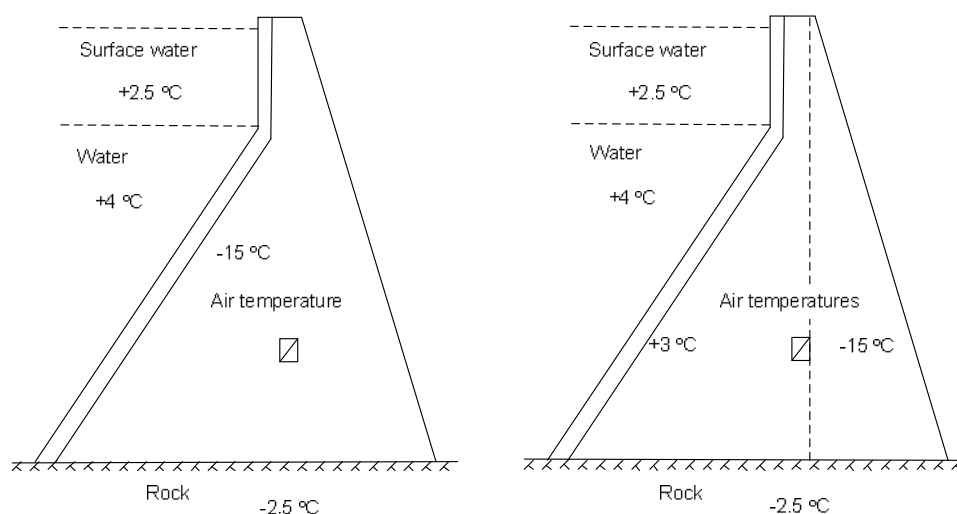


Figure 7: Températures de l'air, de la roche et de l'eau pendant l'hiver avant et après installation du mur d'isolation.

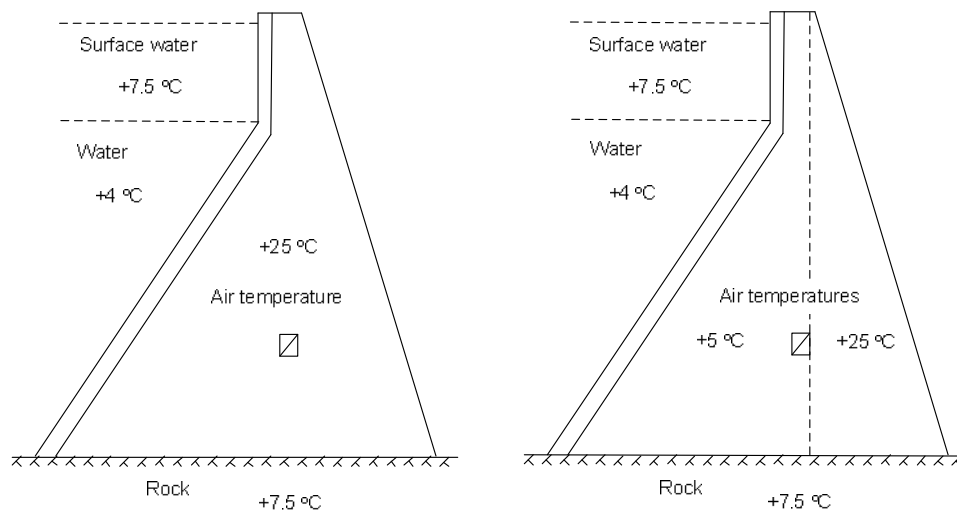


Figure 8: *Températures de l'air, de la roche et de l'eau pendant l'été avant et après installation du mur d'isolation.*

La technique utilisée pour les variations saisonnières de la température avec des états d'équilibre stabilisés ne va engendrer des fissures qu'après plusieurs cycles. En réalité, même si la température peut varier considérablement d'une année à l'autre, certaines périodes connaissent des variations intersaisonniers plus limitées suspendant la propagation des fissures; mais après quelques années, par exemple lors d'un été exceptionnellement chaud ou d'un hiver particulièrement froid, un nombre important de fissures peut apparaître sur une période réduite. La méthode utilisée permet de simuler avec un nombre d'itérations limitées la fissuration qui s'est opérée sur le barrage depuis plus de 60 ans.

3.4 Impact des variations de températures saisonnières

Les analyses numériques montrent qu'à cause des contraintes de retrait qui se produisent en conditions hivernales, de fortes tractions se concentrent sur le côté aval de la dalle amont, mais aussi dans l'âme du contrefort près de la dalle amont et à proximité de l'assise aval. Ce sont ces fortes contraintes qui engendrent les fissures horizontales de type (1) (selon la figure 5a)) qui apparaissent sur la face aval et dans la partie inférieure des dalles frontales. De plus, ces fissures se propagent selon une orientation inclinée dans la paroi des contreforts, selon le modèle des fissures de type (2). La phase d'étude en condition « été » suivante fait apparaître des contraintes de traction élevées sur le côté amont des dalles, ce qui génère la formation de fissures horizontales de type (1), sur le côté amont des dalles, comme on le voit sur a figure 9. Au cours des cycles hiver/ été suivants, on remarque que les fissures horizontales apparaissent sur les deux côtés amont et aval des dalles, c'est à dire qu'elles traversent les dalles sur toute leur épaisseur. Ces fissures peuvent potentiellement provoquer une fuite du réservoir. Le réseau de fissures obtenu par le modèle numérique correspond bien aux observations faites sur site, avant l'installation de la paroi isolante réalisée dans les années 1990. On peut également voir dans la figure 9, que les tractions au niveau du talon du contrefort peuvent induire des fissurations comme celles de type (5) sur la figure 5a). Cependant, ce type de fissure n'a pas été observé lors des inspections dans les années 1990, comme on le voit sur la figure 5b). Mais comme l'inspection initiale des contreforts s'était concentrée sur la face amont des contreforts et des dalles, il est possible que la fissuration aval ait commencé avant même l'installation de la paroi isolante et soit passée inaperçue.

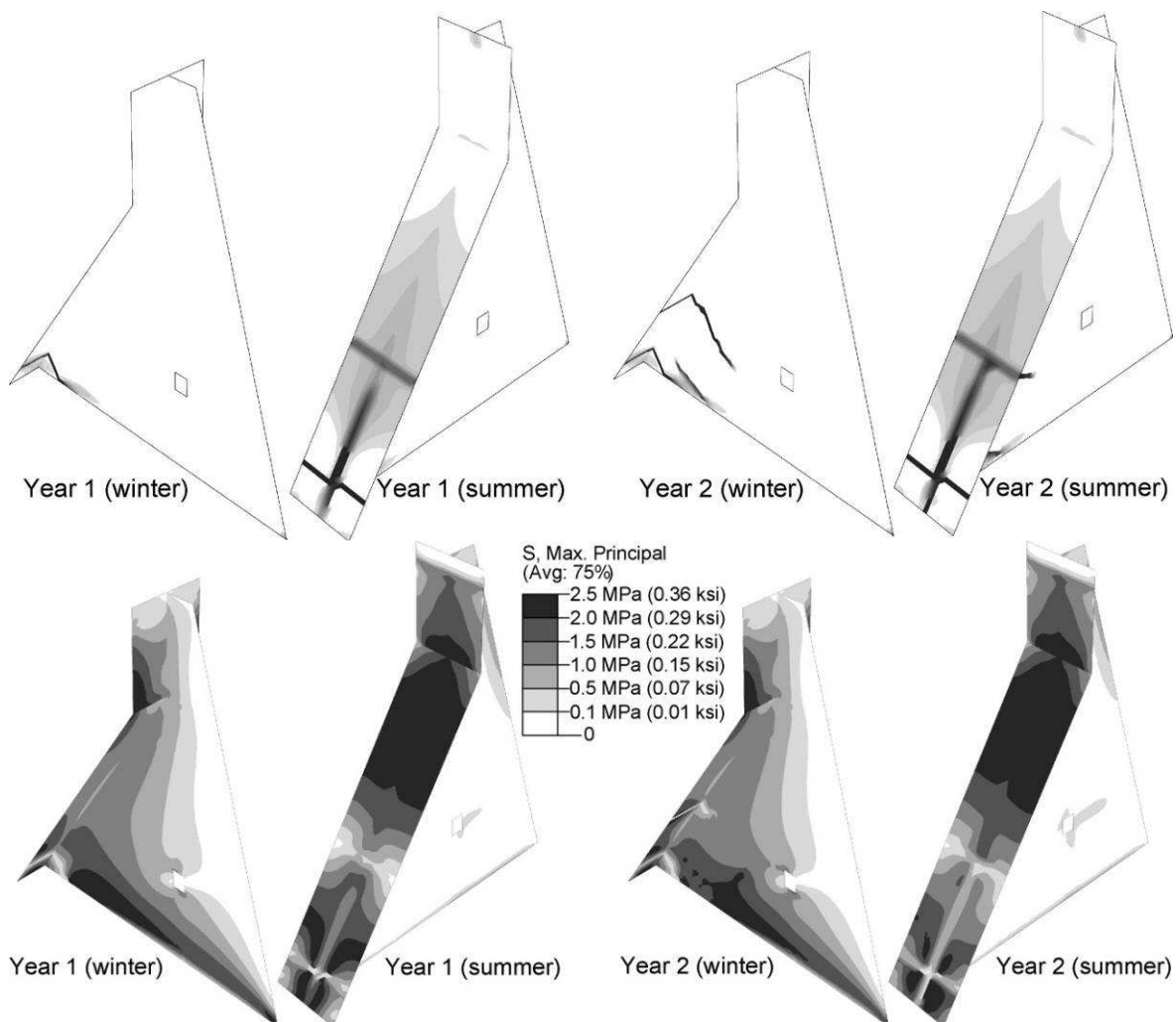


Figure 9: Fissurations induites et contraintes dans les contreforts dans le cas 'sans mur isolant'

Suite au dernier état « été » présenté à la figure 9, aucune nouvelle fissuration n'apparaît si on itère de nouveaux cycles de calcul. Par conséquent, on considère que le contrefort a atteint un état stabilisé. Pour la suite de l'étude, une distribution de température révisée suite à l'installation de la paroi isolante sera utilisée. Les résultats de la première "année", c'est à dire après l'application du cycle hiver été, avec isolation sont présentés dans la figure 10. Comme on le voit sur le schéma, la paroi isolante provoque de fortes contraintes dans la paroi du contrefort. A titre d'illustration, pendant l'application des conditions hivernales, le modèle numérique révèle des contraintes de traction élevées dans la région où des fissures verticales provenant de la base, représentées (4) sur la figure 5a), ont été observées. Toutefois, à ce stade, les contraintes atteignent 2,0 à 2,5 MPa, et ne sont donc pas suffisamment élevées pour provoquer l'apparition de fissures dans cette région. Au cours de l'état de « été » avec la paroi isolante, une fissure se propage en diagonale à partir de la passerelle de contrôle vers la plaque avant, correspondant à une fissure de type (3), également observée in situ.

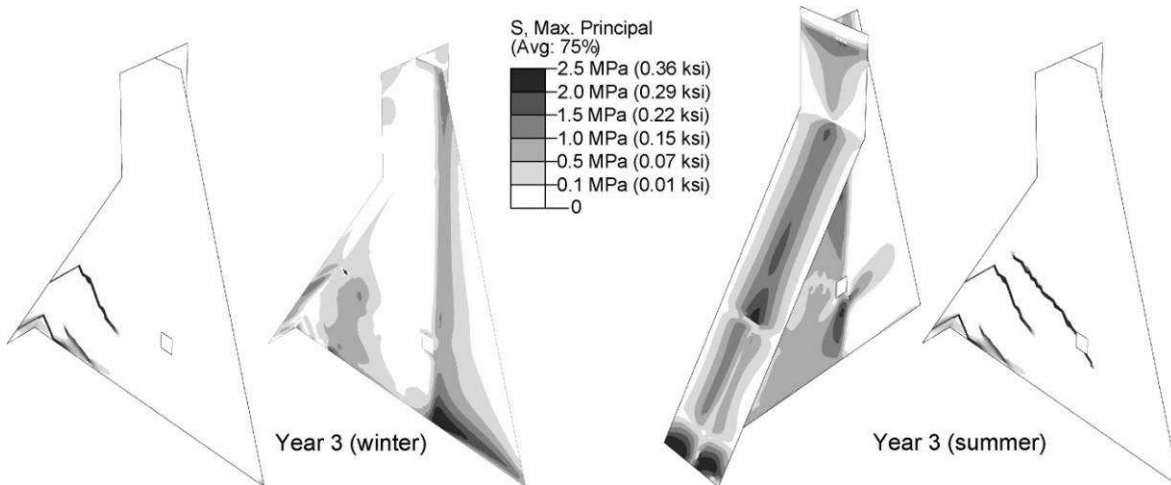


Figure 10: Fissurations induites et contraintes dans les contreforts dans le cas 'avec mur isolant'

Les cycles suivants avec des conditions (paramétrage été/hiver) sont présentés figure 11. Comme on peut l'observer, la propagation de fissuration principale se produit à partir de la passerelle d'inspection. On peut aussi voir que la fissure diagonale, (3), s'est également propagée depuis le bas de la passerelle d'inspection vers la fondation, une fissure de type (3) rejoint une fissure de type (4). On observe à partir de la dernière année que le motif de la fissuration obtenu à partir de l'analyse numérique est proche de la réalité observée sur les contreforts à ce jour.

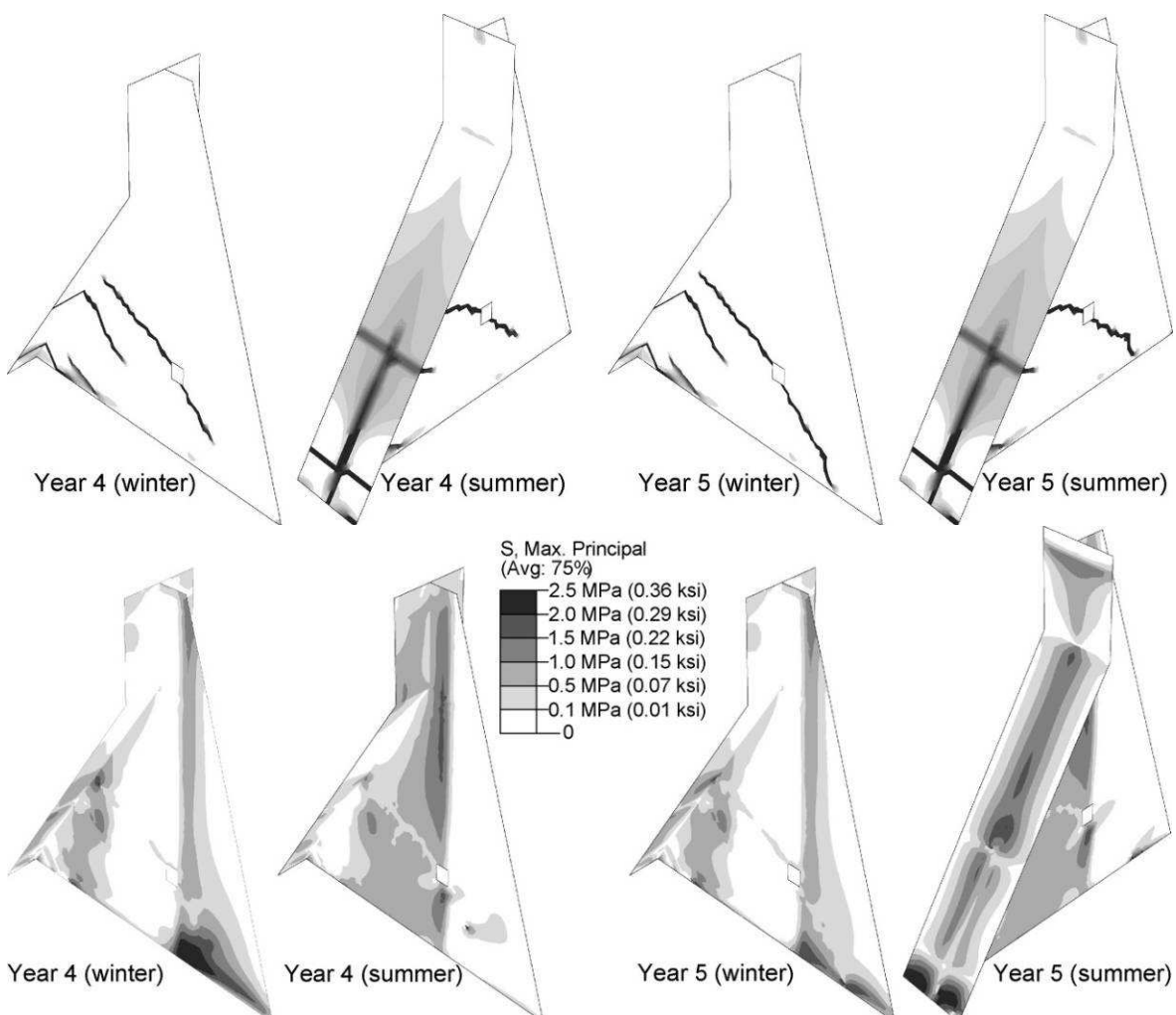


Figure 11: Fissurations induites et contraintes dans les contreforts dans le cas 'avec mur isolant'.

3.5 Influence de la variation de la résistance des matériaux de construction

L'influence de la variation de la résistance du béton a été étudiée dans les analyses effectuées par Malm et al.[8]. La variation de la résistance du béton peut par exemple provenir de la mauvaise qualité d'un lot de béton ou de la dégradation d'un des composants. Ces analyses ont montré que même dans le cas d'un béton de faible résistance il est possible qu'une fissuration diagonale de type (3) apparaisse sans installation de la paroi isolante !. Si la résistance du béton est faible, les analyses montrent qu'il existe un risque important de dépassement des limites de traction dans le contrefort et qu'une fissure diagonale est susceptible d'apparaître dans le contrefort avant même l'installation d'une paroi isolante. Si certains contreforts ont effectivement été réalisés avec du béton de faible résistance, il est donc fort probable que certains des contreforts aient pu être fissurés avant même l'installation d'une paroi isolante. En tout état de cause, toutes les analyses ont montré une augmentation significative des contraintes de traction, et donc un risque accru de fissure, dans la paroi des contreforts si la paroi isolante était installée à son emplacement actuel.

3.6 Alternative de positionnement du mur isolant

Les résultats ont montré que les contraintes de traction ont augmenté de manière significative dans les contreforts en raison de l'installation de la paroi isolante dans sa position actuelle ; des emplacements alternatifs ont donc été étudiés. La figure 12 illustre la différence de contraintes dans le contrefort selon l'emplacement du mur isolant: soit dans sa position originale (à gauche) soit installé en aval du contrefort. « On observe sur la figure 12 que la paroi du contrefort est soumise à des contraintes bien moindres lorsque la paroi isolante est installée sur son côté aval »

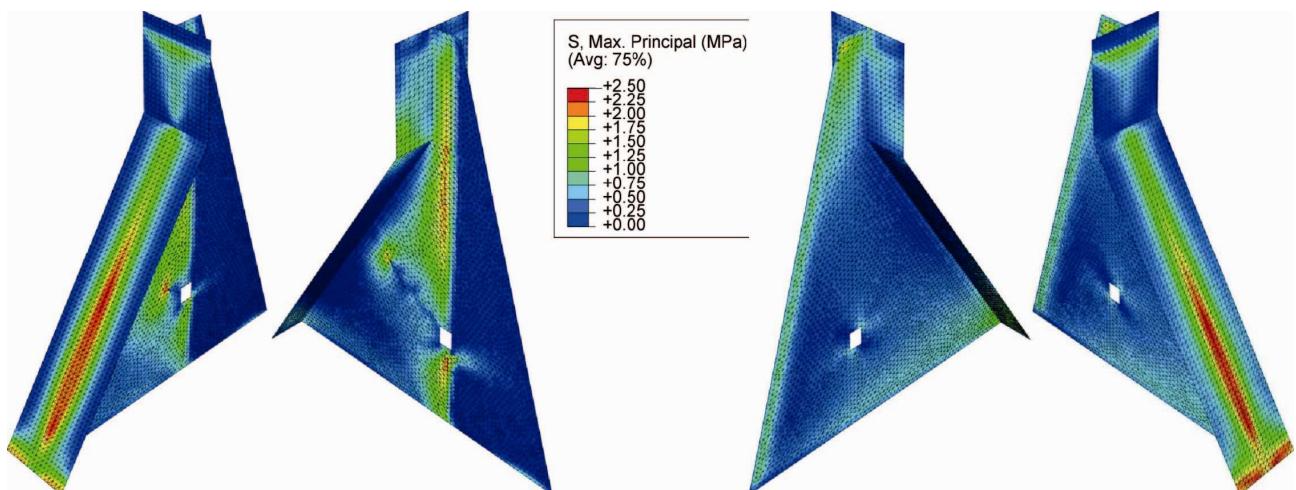


Figure 12: Induced cracking and stresses in the monolith after installing an insulating wall.

4. PROGRAMME DE SUIVI ET D'AUSCULTATION DE LA STRUCTURE

Un programme de suivi des deux plus grands contreforts de Storfinnforsen a commencé en 2006 pour évaluer leur comportement. L'instrumentation comprend des jauges de température, des fissuromètres LVDT (Linear Variable Differential Transformer) et des pendules automatisés. Sur le plus grand contrefort, 14 capteurs de température sont installés dont 4 mesurent la température ambiante de l'air à la fois dans la zone de contrôle de température derrière la paroi d'isolation et à l'extérieur. Les autres capteurs de température sont montés à l'intérieur du béton, à une profondeur de 500 mm sous la surface. Les capteurs LVDT sont montés perpendiculairement aux fissures apparues sur la paroi de contrefort afin de mesurer la variation de la largeur des fissures. 8 LVDT au total sont montés pour mesurer la variation de la largeur des fissures sur ce contrefort. En plus, 2 LVDT ont été montés comme des capteurs factices sur le béton non fissuré pour mesurer la variation élastique dans le contrefort. Les mesures de pendules sont effectuées pour mesurer la variation de déplacement de la crête du contrefort. La localisation des jauges de température et des capteurs LVDT installés est illustrée Figure 13. Les mesures de variations de température ont été utilisées comme valeurs d'entrée pour les analyses numériques présentées dans la section 3. Plus de détails concernant l'instrumentation des contreforts de Storfinnforsen se trouvent dans l'article en référence [1].

Les mesures de température de l'air extérieur sont malheureusement incomplètes à cause de dysfonctionnement des jauges thermiques sur certaines périodes de temps. Par conséquent, pour obtenir des signaux complets, les températures mesurées ont été complétées avec des relevés de températures mesurées à Östersund, station située à environ 100 km du barrage. Ces températures ont été obtenues à partir d'une base de données en ligne, <www.temperatur.nu>. La température de l'air extérieur est indiquée sur le graphique du haut figure 14.

Pour évaluer le modèle numérique, une simulation en analyse transitoire avec une année de mesure de température a été réalisée. La variation de température mesurée a été utilisée pour simuler la variation de la largeur des fissures et le déplacement de la crête du contrefort, voir [9]. L'analyse numérique a été effectuée sur la base de températures hebdomadaires relevées. Les mesures réalisées sur site de déplacement de la crête et de variation de la largeur d'une fissure diagonale de type (3), ainsi que les résultats obtenus à partir du modèle numérique sont présentés dans les graphiques central et bas figure 14. Le niveau 0 du déplacement est fixé lors du début de la campagne de mesure. On ne connaît pas exactement la position de la crête du barrage à cette époque, par conséquent, on a ajouté au déplacement mesuré une valeur constante de sorte qu'elle ait la même valeur moyenne que celle obtenue à partir du modèle par éléments finis. Cet artifice permet de raccorder le niveau zéro à celui des plans de conception. Le déplacement total mesuré pendant un an est de 9,6 mm, tandis que la valeur maximale du modèle par éléments finis est de 10,4 mm. Le déplacement est positif dans la direction de l'aval,

La variation de la largeur des fissures est présentée dans le graphique du bas figure 14. La valeur initiale de l'ensemble des courbes est ajustée de telle sorte que leur valeur moyenne soit égale à zéro. Seule la variation de la largeur de la fissure est mesurée et, par conséquent (seule la variation est) comparée. La variation mesurée, en particulier dans le contrefort 42, de la largeur de la fissure est très proche de la variation calculée. La variation de la largeur des fissures mesurée sur le contrefort 42 est de 0,34 mm alors qu'elle est de 0,26 mm dans la simulation. Des résultats similaires ont été observés sur le contrefort 43, mais la mesure du signal ayant été incomplète en hiver ; et la variation minimum de la largeur des fissures n'a pas été mesurée. Compte tenu de la valeur minimale mesurée au cours de l'hiver précédent, une variation crête-à-crête de 0,24 mm pour le contrefort 43 a été retenue.

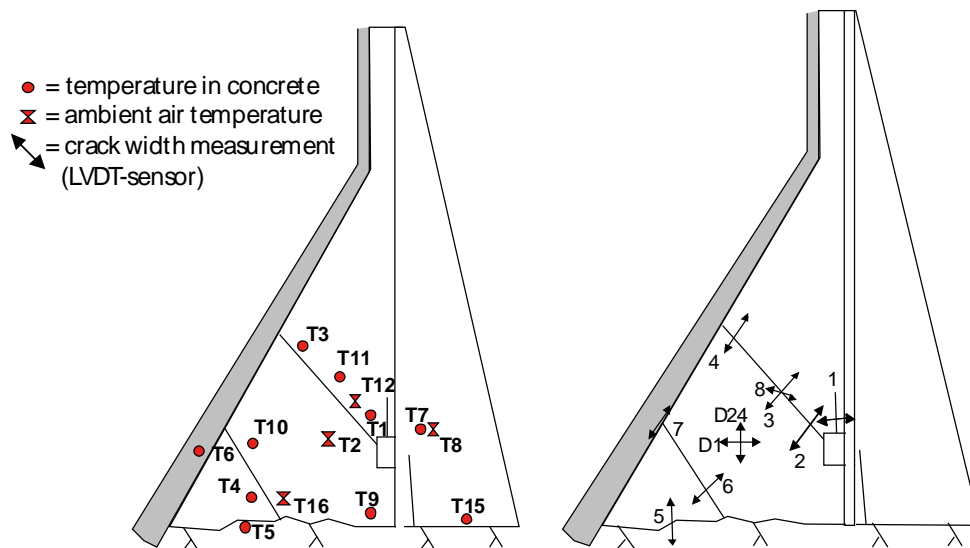


Figure 13: Capturs de température et fissuromètres (LVDT)

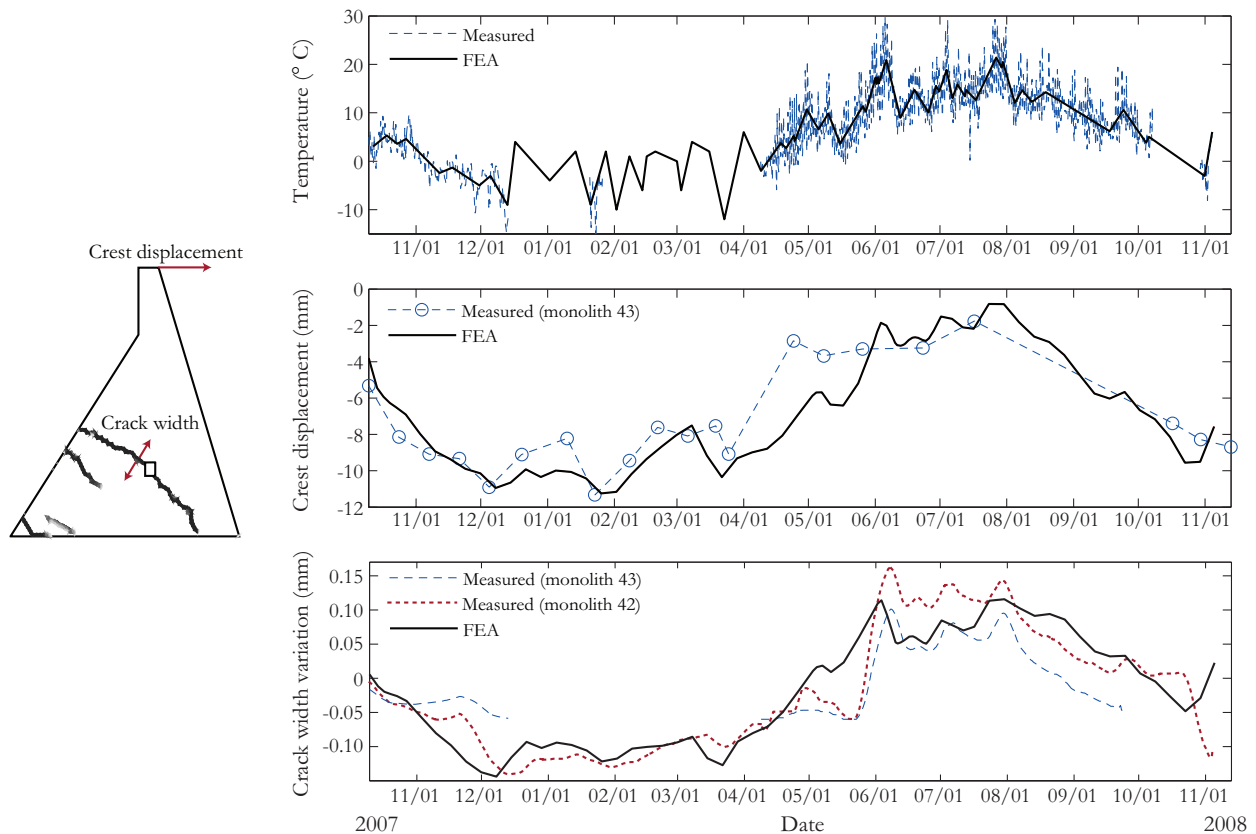


Figure 14: Comparaison des variations mesurées et calculées des déplacement de crête et de largeur de fissure.

5. PROGRAMME DE REHABILITATION STRUCTURELLE

À la suite de plusieurs études, un programme de réhabilitation et d'extension de durée de vie globale est actuellement en cours afin de maintenir et d'améliorer la sécurité des barrages de Storfinnforsen et de Ramsele. Les analyses présentées dans la section 3 ont montré que le modèle de fissure observé sur site est principalement lié aux variations saisonnières de la température. Des analyses complémentaires en rapport avec la sécurité des barrages et avec les méthodes de réhabilitation structurelle des contreforts ont été réalisées. Pour augmenter encore la sécurité des barrages contre un risque de renversement potentiel, une solution de principe avec des tirants d'ancrage a été développée. Un croquis de principe de la mise en place des tirants est présenté figure 15.

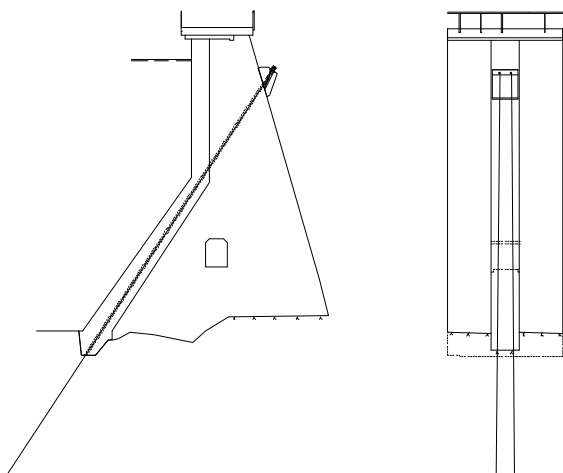


Figure 15: Tirants installés pour améliorer la stabilité du barrage.

Dans tous les contreforts deux tirants au moins ont été installés dans des forages réalisés à partir de la crête au travers de la paroi du contrefort et dans la roche de fondation, comme illustré figure 16a). Sur les plus

grands contreforts, quatre tirants ont été forés à travers la paroi du contrefort. Pour assurer que le talon du barrage interagisse avec le reste de la structure du contrefort, trois tirants horizontaux ont également été forés à proximité du talon du barrage comme on le voit sur la figure 16b). Par ailleurs, pour permettre la circulation d'engins lourds qui devaient circuler sur la route en crête du barrage pendant les travaux de renforcement, la route a dû être élargie.



a)



b)

Figure 16: Tirants installés pour améliorer la stabilité du barrage. Photo: Richard Malm.

Les analyses présentées dans la section 3 ont démontré que la mise en place initiale de la paroi isolante a entraîné des contraintes de traction élevées dans les parois des contreforts et que des fissures diagonales s'étaient propagées à partir des réservations de la passerelle d'inspection. Les résultats numériques ont également montré que l'installation de la paroi isolante sur la surface aval des contreforts permettait de réduire les contraintes dans l'ensemble du contrefort. Par conséquent, le programme de réhabilitation structurelle a également inclus le retrait de la paroi isolante actuelle et l'installation d'une nouvelle paroi isolante sur le côté aval de la paroi des contreforts. A ce jour, cette opération a été réalisée sur trois des petits contreforts, comme le montre la Figure 17.



Figure 17: Nouvelle installation des parois isolantes. Photo: Richard Malm

6. CONCLUSIONS

Les analyses numériques présentées dans cet article montrent que les dommages observés après 60 ans d'opération du barrage béton à contreforts de Storfinnforsen sont partiellement liés aux variations saisonnières de température. Ces dégradations avaient déjà été observées lors des années qui avaient suivi la mise en service, et avaient été associées aux cycles gel dégel sur la face amont du réservoir. Les dalles amont avaient alors été renforcées et une paroi isolante verticale destinée à réduire le gradient thermique avait été installée à la verticale de la crête de l'ouvrage. Quelques années plus tard, de nouvelles fissures avaient été observées dans les contreforts.

Un modèle numérique a été développé pour prédire la fissuration observée sur site. Avec le modèle numérique par éléments finis, il a été possible de démontrer l'origine et la propagation de différents types de fissures qui ont été observées sur le barrage, et d'établir un lien de cause à effet avec les variations de température saisonnières. Une analyse détaillée de la réponse structurelle à la variation de la température quotidienne au cours d'une année a également été effectuée. Les résultats permettent de corréler les résultats du modèle numérique et ceux des mesures concernant à la fois la variation en déplacement de crête et la largeur des fissures.

Ces analyses numériques montrent entre autres que l'emplacement de la paroi isolante a entraîné une augmentation des contraintes de traction dans la paroi du contrefort. La paroi isolante est donc probablement une cause des nouvelles fissurations observées dans les contreforts. Un repositionnement de la paroi isolante en aval des contreforts a été définie et de manière à réduire considérablement les contraintes dans les contreforts.

À la suite de ces études, un programme de réhabilitation complet et d'extension de la durée de vie du barrage est actuellement mis en œuvre afin de maintenir et d'améliorer le niveau de sécurité déjà élevé des barrages de Storfinnforsen et de Ramsele. Le programme consiste en un repositionnement des parois isolantes, une amélioration de la stabilité des contreforts au moyen de tirants d'ancrage, un renforcement du parement amont ainsi qu'un élargissement de la route sur la crête du barrage afin de permettre la circulation de véhicules lourds.

7. ACKNOWLEDGEMENT

The numerical analyses presented in this paper was financially supported by ELFORSK AB, which is the Swedish Power Companies R&D association.

8. REFERENCES

- Ansell, A.; Björnström, J.; Ekström, T.; Hassanzadeh, M., and Unosson, M., (2008) Cracked concrete buttress dams – Part 1, Report 08:21, Elforsk AB, Stockholm, Sweden (in Swedish).
- Ansell, A., and Malm, R., (2008) "Modelling of thermally induced cracking of a concrete buttress dam," Nordic Concrete Research, No. 38 (2008/2), pp. 69-88.
- Björnström, J.; Ekström T., and Hassanzadeh M., (2006) Cracked concrete dams – overview and calculation methods, Report 06:29, Elforsk AB, Stockholm, Sweden, 2006 (in Swedish).
- Ansell A.; Ekström, T.; Hassanzadeh, M.; Malm, R., (2009) Verification of the Cause of the Cracks in a Buttress Dam. Q90.1. In: 23rd ICOLD Congress. Brasilia.
- Eriksson, H., (1994) Investigation and Rehabilitation of the Storfinnforsen Dam, ICOLD 18th International congress on Large Dams, V. 1, Q68, R19.
- Fahlén, A., and Näslund, L., (1991) Cracks at Storfinnforsen concrete dam – mapping and analysis, Division of Structural Engineering, LTU, Luleå, Sweden, (in Swedish).
- Malm R., Ansell, A. (2011) Cracking of a Concrete Buttress Dam Due to Seasonal Temperature Variation. ACI Structural Journal 108 (1), pp 13-22.

- Malm, R., Gasch, T., Eriksson, D., Hassanzadeh, M. (2013) Probabilistic analyses of crack propagation in concrete dams. Report xx:xx, Elforsk AB, Stockholm, Sweden, (in press)
- Malm, R., (2009) Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method, PhD Thesis, Bulletin 97. Department of Civil and Architectural Engineering, KTH, Stockholm, Sweden.
- Melander, R., (1997) Concrete dams condition and durability, Division of Hydraulic Engineering, KTH, Stockholm, Sweden.