

Vragen en antwoorden van Hoofdstuk 5

HS05-001 Informatie fenomenologie van de ontbrekende componenten

HS05-002 Keuze van het materiaal van de kleilaag

HS05-003 Erosie van de afdekking

HS05-004 Corrosie van de hijsogen van de monolieten

HS05-005 – Hydraulische geleidbaarheid van betoncomponenten

HS05-006 – Lange termijnevolutie van een aantal eigenschappen

HS05-007 Hydraulische geleidbaarheid van de afdekking

HS05-008 Sulfaatinhoud

HS05-009 Onderscheid tussen verschillende cementgebonden materialen

HS05-010 Impact van de carbonatatie op de sorptie

1. HS05-001 Informatie fenomenologie van de ontbrekende componenten

Hoofdstuk 5 bevat de beschrijving van de fenomenologie van de kunstmatige barrières in hun omgeving. FANC/Bel V vragen om deze beschrijvingen voor de eerste zitting van de Wetenschappelijke Raad aan te vullen met een aantal ontbrekende componenten, zoals de fenomenologie (vooral met betrekking tot veroudering) van de voegen, het drainagesysteem, geotextielen, het dak.

2. Antwoord NIRAS

2.1. De voegen

2.1.1. Rol, eigenschappen en verwacht gedrag

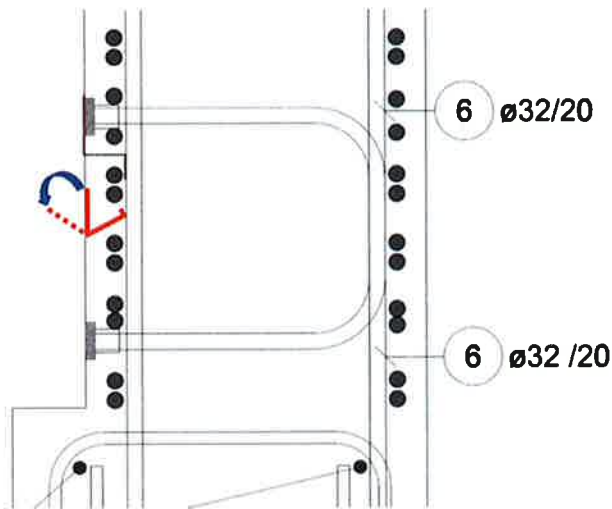
De voegen zijn de interfaces tussen de componenten “3.1 structurele topplaat”, “6.1 ondersteunende plaat” en “6.6 Funderingsplaat” enerzijds en “4.2 modulewand” anderzijds. Ze vervullen geen langetermijn veiligheidsfunctie.

De verbindingswapening tussen de platen en de wanden is zodanig berekend dat ook op deze locatie de maximale theoretische scheurwijdte aanvaardbaar is (0.3 mm). Er hoeven dus **geen specifieke materialen gebruikt te worden ter hoogte van de voegen**. Ter hoogte van de aansluiting met de platen worden de muren opgeruwd om een goed contact tussen de twee stortfasen te bevorderen.

Om de transmissiviteit te beperken en zo de goede werking van het drainagesysteem te ondersteunen wordt er in de interface tussen de modulewand (4.2) enerzijds en de ondersteunende plaat (6.1) en funderingsplaat (6.6) anderzijds een **metalen voeg geplaatst**. Bovenaan wordt de voeg tussen de structurele topplaat (3.1) en de modulewand (4.2) afgedicht door de bitumenlaag bovenop de structurele topplaat en de bovenzijde van de modulewanden (net voor de plaatsing van de ondoorlatende topplaat). Op deze plaats is **geen stalen voeg** voorzien.

Opmerking de volgende tekst zal toegevoegd worden in Hoofdstuk 8 van het veiligheidsrapport:

Figuur 1 toont het principeschema van de stalen voeg (zelfde principe voor de twee platen onderaan de module). Een dunne stalen strip (~1 à 2 mm, koolstofstaal) wordt deels in de wand ingestort. Deze wordt mee geplaatst tijdens het opbouwen van de wapening van de wanden. Na het ontkisten van de wanden wordt deze uitgelopen en correct gepositioneerd samen met de wapening van de desbetreffende vloerplaat zodat het uitgelopen deel in de vloerplaat ingestort wordt. In de uitgelopen configuratie heeft de strip een V-vorm waardoor er tijdens het storten geen luchtophoping is onder de strip.



Figuur 1 – Principeschema van de voeg tussen de modulewand en de ondersteunende plaat.

2.1.2. Degradatie en veroudering : oorzaken en processen, compatibiliteit en levensduur

De degradatiemechanismen van de metalen voeg zijn dezelfde als die van wapeningsstaal in beton. Carbonatatie (Zie HS05 §5.3.2.6.) is dus een potentieel degradatiemechanisme dat aanleiding kan geven tot corrosie van de stalen *strip*. Gezien de stalen *strip* zich in het midden van de plaat bevindt, blijft ze echter in een niet-gecarbonateerde omgeving. D.w.z. dat de potentiële corrosie van de stalen strip zal gebeuren na degradatie van de betonbarrières door carbonatatie van de wapening.

2.1.3. Resterende onzekerheden

Het referentiemateriaal dat kan gebruikt worden voor de stalen strip is koolstofstaal. Het exacte type van de stalen strip zal bepaald worden op basis van een voorstel van de aannemer via technische fiche en na goedkeuring door NIRAS.

2.1.4. Performantie-indicatoren

De performantie-indicator is de waterdichtheid.

De waterdichtheid wordt tijdens de constructie geverifieerd (bv. door een lekttest voor de ondersteunende plaat).

2.2. Drainagesysteem

2.2.1. Rol, eigenschappen en verwacht gedrag

De functie van het drainagesysteem is het collecteren van water: condenswater, regenwater (in geval van defecten aan het stalen dak) of water dat door de afdekking sijpelt. Er worden **geen langetermijnveiligheidsfuncties toegekend** aan het

drainagesysteem, behalve wanneer het in een latere fase (na sluiting) onderdeel uitmaakt van het ABS (zie § 2.4.5.1).

Het materiaal van het drainagesysteem is HDPE, uitgezonderd voor de recipiënten (Plexiglas) en de tanks in het WCB (GRE - *Glass reinforced epoxy* - met een RF coating) en de ingestorte delen in de ondersteunende plaat (roestvast staal - AISI 304). Voor een detailuitwerking van de doorvoer door de ondersteunende plaat wordt verwezen naar het antwoord op vraag HS08-007. Door de kraag in het midden van de ingestorte buis en door de aanhechting tussen beton en de buis, vormt de drainagebuis geen bypass van de modulebasis.

2.2.2. Degradatie en veroudering : oorzaken en processen, compatibiliteit en levensduur

Alle polymeren geproduceerd door radicale polymerisatie, waaronder HDPE, zijn goed bestand tegen een breed spectrum aan chemicaliën waaronder sterke basen en de inwerking van micro-organismen. Voor dit type synthetisch materiaal bedraagt de levensduur enkele honderden jaren (Zie ook punt 3 betreffende geotextielen op basis van HDPE). De gewenste levensduur is ~100 jaar; hierbij wordt opgemerkt dat al deze onderdelen makkelijk bereikbaar en vervangbaar zijn - met uitzondering van het korte stuk buis tussen enerzijds het achterblijvende deel van het drainagesysteem in de ondersteunende plaat en anderzijds de inspectiegalerij.

Het achterblijvende deel van het drainagesysteem in de ondersteunende plaat is vervaardigd uit roestvast staal AISI 304 en zal zeer traag degraderen zodat de levensduur van deze component en de aanhechting met het omliggende beton de reglementaire controlefase omvat.

Roestvast staal kan in dit geval gecombineerd worden met koolstofstalen wapening zonder verhoogd risico op corrosie door galvanische koppeling. De snelheid van de galvanische corrosie wordt immers bepaald door de kathodische reactie op het roestvast staal en dit materiaal is een slechte kathode. De kathodische stroom is kleiner voor roestvast staal dan voor gepassiveerd koolstofstaal, zelfs in het geval het roestvast staal wordt blootgesteld aan hoge concentraties chloriden (wat hier niet van toepassing is). Bijgevolg zal eventueel contact tussen het roestvast staal en de koolstofstalen wapening het corrosierisico van de wapening niet verhogen. Omdat de condities in de module niet agressief zijn, zal het gedeelte van het roestvast staal dat niet ingebed is in beton passief blijven en is het vermijden van elk mogelijk contact tussen de twee materialen geen vereiste (zie [1] tot en met [7]). Desalniettemin zal rechtstreeks contact tussen de drainagebuis en de wapening vermeden worden door gebruik van afstandshouders.

2.2.3. Resterende onzekerheden

Tijdens de operationele fase, wordt aangenomen dat degradatieprocessen de doeltreffendheid van het drainagesysteem niet zullen beïnvloeden. Inspectie en onderhoud van het drainagesysteem zullen worden uitgevoerd om een adequate

werking ervan te waarborgen. Potentiële schade aan het drainagesysteem tijdens deze fase zal worden hersteld. De delen van het drainagesysteem die zich in de inspectiegalerij en het WCB bevinden zijn makkelijk toegankelijk voor eventuele herstellingen. De korte stukken leiding (grootteorde 1 meter) die zich in de inspectieruimte bevinden (HDPE) zijn moeilijk toegankelijk, deze bevinden zich immers in het afgesloten deel van de inspectieruimte. De ingestorte delen in de ondersteunende plaat (AISI 304) zijn niet toegankelijk.

De resterende onzekerheden zijn niet van die aard dat ze de veiligheid in het gedrang brengen.

2.2.4. Performantie-indicatoren

De performantie-indicator is de lekdichtheid. De lekdichtheid wordt tijdens de constructie geverifieerd door een druktest op de leidingen en wordt opgevolgd tijdens de exploitatie door periodieke inspectie. Lekdichtheid van de aanhechting tussen de ondersteunende plaat en de drainagebuis wordt geverifieerd tijdens de constructie (b.v. door een lekttest voor de ondersteunende plaat).

2.3. Geosynthetische materialen

2.3.1. Rol, eigenschappen en verwacht gedrag

In de bergingsinstallatie worden verschillende geosynthetische materialen gebruikt. Deze worden in wat volgt overlopen.

2.3.1.1. In de eindafdekking

Van boven naar onder (zie HS08 Figuur 8-22):

- Geotextiel tussen laag 1c en 2a. Dit geotextiel moet vermijden dat materiaal van laag 1c (zand) indringt in de laag 2a (groffer materiaal). Dit is nodig tijdens de aanleg van de eindafdekking waarbij materialen verdicht worden en er op de lagen gereden wordt met machines. Ook nadien vermijdt het geotextiel transfer van deeltjes van laag 1c naar laag 2a. Referentiematerialen die kunnen gebruikt worden zijn (HD)PE of PP (voorstel van de aannemer via technische fiches en goedkeuring door NIRAS). Referentietype: 2.5.B volgens PTV829.
- Geotextiel tussen laag 2c en 3a. Dit geotextiel moet vermijden dat materiaal van laag 2c (zand) vermengd geraakt met laag 3a (klei). Dit is nodig tijdens de aanleg van de afdekking waarbij materialen verdicht worden en er op de lagen gereden wordt met machines. Ook nadien vermijdt het geotextiel transfer van deeltjes van laag 3a naar laag 2c. Referentiematerialen die kunnen gebruikt worden zijn (HD)PE of PP (voorstel van de aannemer via technische fiches en goedkeuring door NIRAS). Referentietype: 2.5.B volgens PTV829.
- *Geosynthetic Clay Liner* - GCL (tussen de kleilagen om waterinfiltratie te beperken). Zelfs indien het klei-gedeelte van de infiltratiebarrière niet naar behoren zou functioneren, zal de GCL het infiltratiedebiet beperken [8, §4.1 & §4.4]. De GCL bestaat uit een laag bentoniet (Na-type, natuurlijk of geactiveerd) tussen twee

geotextielen uit (HD)PE of PP. Het geotextiel aan de onderzijde is geweven, het bovenste is niet-geweven. Het GCL is *needle-punched* (ter vergroting van de afschuifweerstand van het GCL).

- Geotextiel tussen laag 3c en laag 4. Dit geotextiel moet vermijden dat materiaal van laag 3c (klei) indringt in de laag 4 (zand). Dit is nodig tijdens de aanleg van de eindafdekking waarbij materialen verdicht worden en er op de lagen gereden wordt met machines. Ook nadien vermijdt het geotextiel transfer van deeltjes van laag 3c naar laag 4. Referentietype: 4.2 volgens PTV829.
- HDPE geomembraan boven de ondoorlatende topplaat (*impervious top slab*) om waterinfiltratie te beperken, dikte ≥ 1.5 mm.

Hoewel het HDPE membraan en de GCL gedurende enkele honderden jaren zullen bijdragen tot het beperken van de waterinfiltratie in de bergingsinstallatie, wordt deze bijdrage niet meegenomen in de veiligheidsevaluaties. De rol van de overige geosynthetische materialen in de afdekking is belangrijk tijdens de aanleg van de afdekking; nadien zullen de geotextielen weliswaar gedurende enkele honderden jaren sterk bijdragen tot het gescheiden houden van de korrels van aangrenzende lagen. Samenvattend: de geosynthetische materialen in de afdekking vervullen geen langetermijnveiligheidsfunctie en hebben bijgevolg geen minimaal vereiste levensduur.

2.3.1.2. In de funderingen

Van boven naar onder (zie HS08 §8.5.1.7):

- Geotextiel tussen de zand-cement ophoging en de grindlaag. Het geotextiel moet een adequate scheiding tussen het grind en het zand-cement vormen. Het betreft een niet-geweven geotextiel. Referentiematerialen die kunnen gebruikt worden: (HD)PE of PP (voorstel van de onderaannemer via technische fiches en goedkeuring door NIRAS).
- Geogrid in de grindlaag. De hoofdfunctie van het geogrid is de herverdeling van lasten over een groter oppervlak (bv. verkeersbelasting, kraanbelasting,...) tijdens de periode dat er transport op de grindlaag verwacht wordt. Dit is in principe enkel tijdens de initiële bouwfase. Tijdens de aanleg van de afdekking is er al een zekere zandlaag aanwezig waardoor de belasting van de machines niet rechtstreeks op de grindlaag gebeurt. Om alsnog te anticiperen op een eventuele directe belasting bij de aanleg van de afdekking (of vroeger), wordt een levensduur van grootte-orde 50 jaar vereist. Referentiematerialen die kunnen gebruikt worden: (HD)PE of PP (voorstel van de onderaannemer via technische fiches en goedkeuring door NIRAS).
- Geotextiel tussen de grindlaag en het onderliggende zand (of BES¹ - zie fiche 10 'optimalisatie'). Het geotextiel moet een adequate scheiding tussen het grind en het zand vormen. Het betreft een niet-geweven geotextiel. Referentiematerialen die

¹ BES: *bentonite enriched soil*

kunnen gebruikt worden: (HD)PE of PP (voorstel van de onderaannemer via technische fiches en goedkeuring door NIRAS).

- ▣ Geomembraan ter beperking van de carbonatatie van de zand-cement ophoging. Waar het zand-cement niet tegen carbonatatie door atmosferisch CO₂ beschermd is, wordt het afgedekt door een geomembraan. Referentiemateriaal is (HD)PE (voorstel van de onderaannemer via technische fiches en goedkeuring door NIRAS).

Er wordt geen langetermijnveiligheidsfunctie toegekend aan deze materialen. De vereiste levensduur is van de grootte-orde 50 jaren (cf. moment van aanleggen van de afdekking).

2.3.2. Degradatie en veroudering: oorzaken en processen, compatibiliteit en levensduur

Alle polymeren geproduceerd door radicale polymerisatie, waaronder HDPE, zijn goed bestand tegen een breed spectrum aan chemicaliën waaronder sterke basen en de inwerking van micro-organismen.

De geschatte levensduur van de geosynthetische materialen loopt uiteen tussen verschillende honderden jaren [8] en enkele tientallen jaren [9]. Gezien de omstandigheden waarin de geosynthetische materialen zich zullen bevinden (afgedekt en bij ~10°C) is de verwachte levensduur van de grootte-orde van enkele honderden jaren en in elk geval groter dan de vereiste levensduur die strikt genomen enkele jaren bedraagt met uitzondering van het geogrid in de grindlaag waar de vereiste levensduur 50 jaar bedraagt.

De potentiële effecten van degradatie van deze materialen wordt hierna per component besproken en is aanvaardbaar.

2.3.2.1. In de afdekking (Zie HS08 Figuur 8-22)

Van boven naar onder:

- ▣ Geotextiel tussen laag 1c en 2a. In geval van degradatie van het geotextiel zou materiaal van laag 1c samen met insijpelend water in laag 2a kunnen dringen. Potentiële verzakkingen in laag 1c hierdoor zijn beperkt, aangezien het bovenste gedeelte van laag 2a bestaat uit grof zand [HS05-003]. De veiligheidsfuncties en rollen van de laag 2a worden niet verstoord door degradatie van het geotextiel. Bovendien wordt de afdekking gemonitord en indien nodig hersteld.
- ▣ Geotextiel tussen laag 2c en 3a. Het effect van degradatie van het geotextiel is in dit geval klein aangezien het een grof materiaal op een fijn materiaal betreft. De drainerende werking van laag 2c komt alleszins niet in het gedrang gezien de grote dikte van deze laag (en de bovenliggende lagen die eveneens drainerend zijn ten opzichte van de kleilagen). Ook de kleilaag 3a zal zijn veiligheidsfunctie (R2a) blijven vervullen.
- ▣ *Geosynthetic Clay Liner* - GCL. De geosynthetische materialen dienen in hoofdzaak om de GCL correct te kunnen manipuleren en positioneren en het vasthouden van het

inwendige bentoniet tijdens deze manipulaties. Op moment van degradatie hebben de geotextielen geen functie meer.

- Geotextiel tussen laag 3c en laag 4. Degradatie van dit geotextiel kan ervoor zorgen dat kleipartikels in de drainerende zandlaag komen. De omvang van dit fenomeen zal beperkt zijn aangezien er filtercriteria opgelegd worden (d.w.z. op elkaar afstemmen van de granulometrieën van de klei- en zandlagen). Bovendien is het verwacht dat er steeds enkele onverstopte flowpaths overblijven en dit is voldoende om de drainerende functie te vervullen.
- HDPE geomenbraan boven de ondoorlatende topplaat. Eventuele degradatieproducten van dit membraan hebben geen negatieve invloed op de omliggende componenten: gezien de eenvoudige structuur van PE, de afwezigheid van halogenen, hydroxyl- en carboxylgroepen wordt geen effect van degradatie van HDPE op de duurzaamheid van beton en / of de migratie van radionucliden verwacht.

2.3.2.2. In de funderingen (Zie HS08 §8.5.1.7)

Van boven naar onder:

- Geotextiel tussen de zand-cement ophoging en de grindlaag. Op moment van degradatie is het zand-cement uitgehard en is het effect bijgevolg beperkt.
- Geogrid in de grindlaag. Op moment van degradatie heeft het geogrid geen enkele functie meer.
- Geotextiel tussen de grindlaag en het onderliggende zand. In geval van degradatie van het geotextiel kan er op lange termijn vermenging optreden tussen de onderste zone van de grindlaag en het onderliggende zand (of BES - zie fiche 10 'optimalisatie'). De goede werking van de grindlaag komt hierdoor niet in het gedrang (voldoende marge op de dikte van de grindlaag).
- Eens de afdekking geïnstalleerd is heeft het geomembraan geen functie meer daar er geen contact meer is met atmosferisch CO₂. Op moment van degradatie heeft het geomembraan dus geen functie meer.

2.3.3. Resterende onzekerheden

De resterende onzekerheden zijn niet van die aard dat ze de veiligheid in het gedrang brengen (zie §2.3.2).

2.3.4. Performantie-indicatoren

De belangrijkste performantie-indicatoren (zie ook §4.2.2 van OD-166) zijn:

- De treksterkte, rek bij breuk en stijfheid die door de technische fiches en labo-testen worden geverifieerd;
- Het correct plaatsen van de geotextielen & geogrid (bv. overlap tussen de verschillende stroken, schade vermijden tijdens plaatsing), wat tijdens de bouw geverifieerd wordt;

- Het correct plaatsten van de geomembranen (bv. kwaliteit van de lasnaden), wat tijdens de bouw geverifieerd wordt.

2.4. Vast stalen dak

2.4.1. Rol, eigenschappen en verwacht gedrag

De stalen dakstructuur is aanwezig tijdens de operationele fase Ia. Zijn functie gelinkt aan de veiligheid is de volgende: het beschermen van de betonnen componenten (o.a. de monolieten) tijdens de operationele fase Ia tegen de weeromstandigheden (beperken van vorst/dooi cycli, droog/nat cycli) om hun duurzaamheid te verlengen.

Er worden geen langetermijnveiligheidsfuncties toegekend aan de stalen dakconstructie.

De stalen dakstructuur bestaat uit een reeks onafhankelijke structuren die worden verankerd aan de zijkant van de modules en ondersteund door lokale betonnen sokkels.

Het gekozen materiaal voor de draagstructuur is gegalvaniseerd staal. De functionele schil van de buitenbekleding bestaat uit gegalvaniseerd en gelakt staal. Een laag van 12 cm rotswol (of equivalent) zorgt voor de isolatie.

De stalen dakstructuur wordt ontworpen om waterinsijpeling te vermijden en zal een levensduur van 50 jaar hebben.

2.4.2. Degradatie en veroudering : oorzaken en processen, compatibiliteit en levensduur

De graduele en lokale degradatieprocessen van het vaste dak zijn: defect in de primaire coating van het dak door atmosferische corrosie of mechanische gebeurtenissen *beyond design* [Zie HS08 §8.3.3].

Bij ontwerp en constructie worden specifieke maatregelen voorzien om de degradatie en veroudering te beperken, zoals het passend gebruik van materialen en de maatregelen voorzien in [11] §6.3.2.2.

Er is jaarlijkse inspectie en onderhoud voorzien om mogelijke defecten te kunnen detecteren en de nodige onderhoudsmaatregelen en herstellingen te kunnen uitvoeren (Zie [11] §6.3.2).

De ontwerpbelastingen van het vaste dak zijn gedocumenteerd in hoofdstuk 8, sectie 8.5.4. In geval van ontwerpgebeurtenissen zal de stalen dakstructuur weerstaan en blijft de rolbrug liggen op zijn rolbaan. Binnen de grenzen van de ontwerpbelastingen is dus geen risico dat de rolbruggen op de modules vallen. Er is dus geen impact op lange termijnveiligheid. Er werd bevestigd dat de hoeveelheid wapening in de modules, bepaald voor de langetermijnconfiguratie (d.w.z. module met afdekking), voldoende is voor de belastingsgevallen van de operationele fase Ia, rekening houdend met de krachten overgedragen door de stalen dakstructuur op de module (Zie HS08 §8.5.4.6). Het ontwerp van de betonsokkels is dusdanig dat ze geen preferentiële weg voor degradatie vormen (Zie OD-166 §14.2.12).

Vermoeiing door vibraties van de rolbrug is geen ontwerpgebeurtenis, hiervoor is het aantal brugbewegingen te beperkt, zie §5 van [10].

Vermoeiing door windbelasting is evenmin een ontwerpgebeurtenis. Paragraaf §2 (5) van de norm EN 1991-1-4 vermeldt 'Vermoeiing door windbelasting behoort in acht te zijn genomen voor daarvoor gevoelige constructies.' De norm noch de Belgische nationale bijlage geven aan hoe bepaald kan worden of een constructie in dit opzicht gevoelig is of niet. In de Duitse Nationale bijlage (Annex C §2) is hierover echter wel informatie te vinden: structuren met een dynamische coëfficiënt (c_d) groter dan 1,10 zijn te beschouwen als zijnde gevoelig. De maximale c_d van de dakstructuur is kleiner dan 1,10 [11] dus vermoeiing door wind moet niet beschouwd worden.

2.4.3. Resterende onzekerheden

Tijdens de operationele fase, wordt aangenomen dat degradatieprocessen de doeltreffendheid van het dak niet zullen beïnvloeden. Inspectie en onderhoud van het dak zullen worden uitgevoerd om een adequate doeltreffendheid ervan te waarborgen. Potentiële schade aan het dak tijdens deze fase zal worden hersteld.

Daarom zijn de resterende onzekerheden niet van die aard dat ze de veiligheid in het gedrang brengen.

2.4.4. Performantie-indicatoren

De (afwezigheid van) waterdoorsijpeling wordt tijdens constructie geverifieerd en tijdens exploitatie opgevolgd via periodieke inspecties en onderhoud (zie [11], §6.3.2).

De beschouwde isolatie komt overeen met een R-waarde (warmteweerstand) van 3 m²K/W. Het gekozen materiaal is 12 cm rotswol met een thermische geleidbaarheid van 0,040 W/m.K ([11], §4.2.7) en wordt tijdens constructie geverifieerd (via de technische fiche).

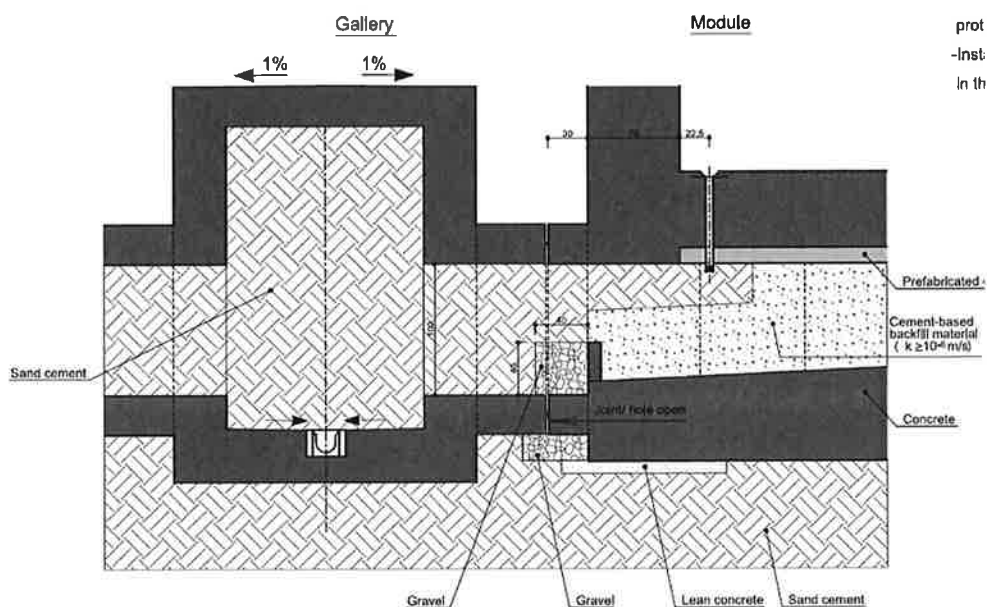
2.4.5. ABS

2.4.5.1. Rol, eigenschappen en verwacht gedrag

Het anti-badkuip-systeem (= ABS) moet het optreden van een badkuipeffect vermijden. Het ABS bestaat uit verschillende componenten (zie Figuur 2 – Overzicht van het ABS):

- De roestvast stalen drainagebuizen door de ondersteunende plaat die vanaf de sluitingsfase onderdeel uitmaken van het ABS en ervoor zorgen dat water zich niet kan ophopen in de module
- De opgevulde inspectieruimte: water dat via de drainagebuizen door de ondersteunende plaat (of door scheuren in deze plaat) in de inspectieruimte komt wordt afgevoerd doorheen opvulmateriaal dat een minimale hydraulische geleidbaarheid heeft van 10⁻⁶ m/s
- De opgevulde verbindingstunnels tussen de module en de inspectiegalerij en de opgevulde inspectiegalerij zelf: zolang de funderingsplaat niet gescheurd is, verplaatst

het water zich doorheen opvulmateriaal van de inspectieruimte in de richting van de inspectiegalerij. In de funderingsplaat zelf is geen ABS-opening voorzien, maar het water zal via de voeg in de verbindingstunnel afgevoerd worden. De aanwezige voegband wordt bij de sluiting verwijderd of doorboord.



Figuur 2 – Overzicht van het ABS

2.4.6. Degradatie en veroudering : oorzaken en processen, compatibiliteit en levensduur

Voor degradatie en veroudering van de roestvast stalen drainagebuizen door de ondersteunende plaat: zie §2.2.2. OPM: de roestvast stalen buizen zelf zijn niet nodig voor een goed afvoervermogen naar het ABS.

Voor degradatie en veroudering van de andere componenten: zie antwoord op vraag HS05-009.

2.4.7. Resterende onzekerheden

Voor de resterende onzekerheden omtrent de roestvast stalen drainagebuizen door de ondersteunende plaat: zie §2.2.3.

Voor de resterende onzekerheden omtrent de andere componenten: zie antwoord op vraag HS05-009.

2.4.8. Performantie-indicatoren

Eens de roestvast stalen drainagebuizen door de ondersteunende plaat hun rol als deel van het ABS opnemen, is de performantie-indicator hun vermogen om water af te voeren uit de module. Ze mogen met andere woorden niet opgevuld zijn met een materiaal dat deze functie zou verhinderen.

Voor de performantie-indicatoren van de andere componenten: zie antwoord op vraag HS05-009.

2.5. Bentonite enriched soil

2.5.1. Rol, eigenschappen en verwacht gedrag

De *bentonite enriched soil* (BES) is een SSC die aan het ontwerp werd toegevoegd ten gevolge van de optimalisatieoefening (zie fiche 10). Deze bestaat uit een grondverbetering die toegepast wordt door het infrezen van een kleine hoeveelheid bentoniet in de aanwezige zandlaag en dit tot een diepte van 40 cm (dus tussen 25,0 en 25,4 mTAW). Deze barrière bevindt zich dus net onder de drainagelaag. Deze SSC vervult een C-rol voor de R3 functie en kan dus bijdragen tot de sorptie van radionucliden.

Het in-situ infrezen van bentoniet is een bestaande techniek die voornamelijk gebruikt wordt om een grondlaag minder permeabel te maken. In de toepassing in de bergingsinstallatie is echter het toevoegen van een extra sorptiebarrière het doel. Wat meer is, een aanzienlijke daling van de hydraulische geleidbaarheid door het infrezen van bentoniet is hier niet wenselijk. Hoewel eventueel aanwezig water in dat geval nog steeds afgevoerd zou worden via de bovenliggende drainagelaag (grind) moet de daling van de hydraulische geleidbaarheid beperkt gehouden worden opdat het water door de sorptiebarrière zou stromen i.p.v. er bovenop af te stromen. Daarom wordt enerzijds een weinig-zwellend type bentoniet gebruikt (Calcium-bentoniet) en wordt anderzijds de toevoeging te beperkt tot 4 gew% (+/- 1 gew%). Labo-proeven hebben uitgewezen dat de hydraulische geleidbaarheid in dat geval daalt van grootte-orde 10^{-4} m/s tot grootte-orde 10^{-6} à 10^{-7} m/s [12], wat aanvaardbaar is. De labo-proeven werden uitgevoerd met het zand van de site en een commercieel beschikbaar calcium-bentoniet. In dezelfde proeven werd ook nagegaan en bevestigd dat dergelijke kleine toevoeging van bentoniet geen nadelig effect heeft op de mechanische eigenschappen: er is quasi geen invloed op de cohesie (c) en de wrijvingshoek (ϕ) en de samendrukkingsmodulus daalt 10 à 30 procent wat slechts 1 à 2 mm extra uniforme zetting vertegenwoordigt. Bij kleine toevoegingen is dit een logisch resultaat: de zandkorrels vormen immers het skelet.

Gezien de belangrijke hoeveelheid cement die zich in de bovenliggende SSCs bevindt, zal het water dat de BES bereikt hoog alkalisch zijn. Er bestaan geen (experimentele) gegevens over de sorptiewaarden (K_d) van radionucliden op bentoniet voor een systeem in contact met cementporiewater en slechts een beperkt aantal gegevens bij $\text{pH} > 10$. De resulterende sorptiewaarden zijn dus onzeker (zie paragraaf 2.5.3). Echter, POSIVA en NAGRA hebben data verzameld (tot $\text{pH} 12$) op basis waarvan met de nodige voorzichtigheid toch richtwaarden kunnen voorgesteld worden voor de BES onder de bergingsinstallatie [13].

2.5.2. Degradatie en veroudering : oorzaken en processen, compatibiliteit en levensduur

De evolutie van een bentoniet in een hoog alkalische omgeving is een samenspel van verschillende processen.

- Diffusief/advectief transport
- Snelle uitwisseling van kationen
- Snelle pronatie-depronatie reacties aan de randen van de kleipartikels
- Trage dissolutie van bentoniet-mineralen
- Precipitatie van secundaire fasen

Deze processen hebben een invloed op:

- Porositeit en hydraulische geleidbaarheid
- Zwellingscapaciteit
- Mineralogische samenstelling (en dus sorptie karakteristieken)

Deze processen zijn goed gekend maar doordat de processen onderling een effect hebben op elkaar ontstaat een complex systeem dat moeilijk accuraat te voorspellen is (zie paragraaf 2.5.3). Dit wordt in meer detail toegelicht in [13].

2.5.3. Resterende onzekerheden

De meeste data rond de evolutie van bentoniet materiaal is beschikbaar voor diffusieve systemen (aangezien dit type materialen doorgaans gebruikt wordt om laag-permeabele barrières te maken). In dit geval betreft het een eerder advectief systeem (hydraulische geleidbaarheid $\geq 10^{-7}$ m/s). Er kan verwacht worden dat daardoor de interactie tussen de vijf processen zal verschillen t.o.v. een diffusief systeem wat een gevolg zal hebben op de voorspelling van de evolutie van de BES die kan gedaan worden op basis van een dergelijk systeem. Een andere onzekerheid betreft de rol van onzuiverheden. Deze kunnen immers helpen om de alkalische pluim te bufferen en kunnen bijdragen tot sorptie.

Samengevat is er een onzekerheid over de exacte sorptiecapaciteit van de BES en over de evolutie van zowel deze sorptiecapaciteit (functie R3) als de hydraulische geleidbaarheid (gelinkt met functie R4). Desondanks wordt er geen dramatische daling verwacht van de sorptiecapaciteit door onder meer de precipitatie van secundaire fasen [13].

Aangezien de mechanische eigenschappen van de zandlaag weinig beïnvloed worden door kleine toevoegingen van bentoniet (zie [12]) wordt verwacht dat de mechanische eigenschappen weinig zullen veranderen in de tijd.

2.5.4. Performantie-indicatoren

Voor de aanleg van de eigenlijke BES zullen proefvakken aangelegd worden. Op het materiaal van deze proefvakken zullen dezelfde parameters bepaald worden als deze

die bepaald werden in de laboproeven uit [12]. De globale hydraulische geleidbaarheid moet voldoende hoog zijn ($\geq 10^{-7}$ m/s) en de draagkracht moet gegarandeerd zijn. Verder zal ook de heterogeniteit van de menging gecontroleerd worden (4 gew% +/- 1 gew%).

3. Aanpassingen aan het veiligheidsrapport

Bovenstaande beschrijving van de fenomenologie van de voegen, het drainagesysteem, geosynthetische materialen, het vast stalen dak en het ABS zal toegevoegd worden aan Hoofdstukken 5 & 8 van het veiligheidsrapport.

4. Referenties

- [1] C.M. Abreu, M.J. Cristobal, M.F. Montemor, X.R. Novoa, G. Pena, M.C. Perez, Galvanic coupling between carbon steel and austenitic stainless steel in alkaline media *Electrochimica Acta* 47 (2002) 2271_2279
- [2] S. Qian, D.Qu, Galvanic effect induced by coupling of stainless steel and carbon steel reinforcements, Institute for Research in Construction, NRCC-49226, 2006 (Canada)
- [3] Gro Markeset, Stainless steel reinforcement in concrete structures - State of the art, COIN Project Report 4 – 2008 (SINTEF)
- [4] F. Cui, A. Sagüés, Cathodic Behavior of Stainless Steel 316LN Reinforcing Bars In Simulated Concrete Pore Solutions, NACE Corrosion Conference, Paper 08323, 2008
- [5] G.N. Flint, R.N. Cox, The resistance of stainless steel partly embedded in concrete to corrosion by seawater, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 40, No.142, p.13, March 1988
- [6] Bimetallic Corrosion, Guide to good practices in corrosion control, National Physical Laboratory, UK
- [7] PD6484: 1979 Commentary on Corrosion at Bimetallic Contacts and Its Alleviation, British Standards Institution
- [8] *Assessment of the Performance of Engineered Waste Containment Barriers*, Committee to assess the Performance of Engineered Barriers, National Research Council, The National Academies Press, Washington D.C., 2007.
- [9] R.K. Rowe, H.P. Sangam, Durability of HDPE geomembranes, Review article, *Geotextiles and Geomembranes* 20 (2002) 77-95
- [10] Tractebel Engineering, MGW - Steel Structure : Verification of the runway beam of the bridge crane, ref. ONDRAF/4NT/0422595/000/01, Tractebel Engineering (Brussels), March 2016
- [11] NIRAS, Detail Design Steel structure, NIROND-TR 2011-61E Version 2, in preparation
- [12] Geotechniek, Verslag over de resultaten van laboratoriumproeven op bentonite enriched soils, ref. GEO-16/015, 2016.

[13] NIRAS, Bentonite behaviour in hyperalkaline solutions, ref. 2016-2970, 28/11/2016.

1. HS05-002 Keuze van het materiaal van de kleilaag

In hoofdstuk 5 p 5-40 wordt gesteld dat de materialen die geselecteerd zijn voor de aarden afdekking zullen moeten voldoen aan strenge specificaties op het vlak van pyrietinhoud, waarbij wordt verwezen naar hoofdstuk 8. In hoofdstuk 8 is hierover echter niets terug te vinden, noch in de conformiteitscriteria die aan dit hoofdstuk werden toegevoegd.

De voorgestelde kleilaag uit de hydraulische barrière van de afdekking zal echter zonder twijfel niet verwaarloosbare hoeveelheden pyriet of sulfaten bevatten indien een klei van sedimentaire oorsprong wordt geselecteerd, zoals voorgesteld in OD 158 sectie 7.5 p55-69 (Boomklei, Ieperklei...). De pyriet- en sulfaatinhoud van deze kleien wordt echter niet expliciet vermeld in de OD, noch vergeleken met een criterium.

FANC/Bel V vragen dat NIRAS voor de eerste zitting van de Wetenschappelijke Raad de doenbaarheid van de selectie van een pyriet/sulfaat-arme klei aantoon, ofwel, dat ze de externe sulfaataantasting (met inbegrip van TSA) weerhouden als potentieel degradatiemechanisme.

2. Antwoord NIRAS

2.1. Ondoorlatende topplaat en vlotplaten

De ondoorlatende topplaat en vlotplaten zijn de eerste componenten die in contact komen met water dat de reactieproducten van een eventuele pyrietoxidatie uit de klei bevat. Daarom wordt voor deze componenten, zonder de andere randvoorwaarden uit het oog te verliezen, de resistentie tot deze reactieproducten geoptimaliseerd.

Het oplegen van een hogere milieuklasse (zie onder) is hiervoor niet de geschikte oplossing. Immers, de oxidatie van pyriet leidt tot de vorming van zwavelzuur en in de literatuur [3], [4] en [5] kan men constateren dat de zuurresistentie van een betonsamenstelling voornamelijk in functie is van het cementtype. Een lage water tot cement verhouding en een hoge dosering aan cement geeft, contra intuïtief, geen garantie op een betere zuurresistentie. Dit maakt dat ook de vereisten voor de hogere milieuklassen uit EN 206-1:2001 geen garanties bieden tot (een betere) zuurresistentie.

Daarom zal bij de ontwikkeling van het beton van de ondoorlatende topplaat speciale aandacht uitgaan naar het cementtype omdat dat een belangrijke invloed heeft op de resistentie tot zwavelzuur.

De samenstelling van de ondoorlatende topplaat zal in de toekomst verder geoptimaliseerd worden.

2.2. Betonstructuren met uitzondering van de ondoorlatende topplaat

Enige waterstromen die via de ondoorlatende topplaat de onderliggende structuren bereiken zouden eventueel verrijkt kunnen zijn in sulfaat. Door de bufferende capaciteit van de bovenliggende ondoorlatende topplaat zullen deze echter niet zuur

zijn en kunnen we ons voor wat volgt beperken tot de klassieke externe sulfaataantastingen (ettringiet en thaumasiet).

2.2.1. Ettringietvorming

De conformiteitscriteria in Hoofdstuk 8, Bijlage 2 pagina 5 (conformiteitscriteria Cov100) vermelden de norm EN 206-1², waarin verschillende milieuklassen bepaald worden. In het specifieke geval van chemische aantasting betreft het de klassen XA1 (zwak agressief chemisch milieu) tot XA3 (sterk agressief chemisch milieu). Hierin worden de toelaatbare sulfaatgehalten bepaald voor grond, dus in ons geval de aarden afdekking. Deze zelfde norm vermeldt (in tabel F.1 en F.2), in functie van de milieuklasse, de aanbevolen grenswaarden voor de samenstelling en de eigenschappen van het beton in dergelijk milieu.

De huidige samenstelling van het beton dat gebruik zal worden voor de bouw van de modules, voldoet aan de aanbevolen grenswaarden voor een milieuklasse XA2: het beton bevat 360 kg sulfaatresistent portland cement en een water tot cement verhouding van 0,47; dit resulteert, in een druksterkteklasse beduidend hoger dan een C30/37. De maximale toelaatbare sulfaatconcentratie voor de klasse XA2 bedraagt voor een kleigrond met een hoge doorlaatbaarheid (boven 10^{-5} m/s) 12000 mg/kg, of 1,2 wt.%. Kleigronden met een permeabiliteit kleiner dan 10^{-5} m/s mogen conform deze norm in een lagere klasse worden geplaatst. In onze casus, met een laag permeabele klei, betekent dit dat **de maximale toelaatbare sulfaatconcentratie beperkt wordt tot 24000 mg/kg, of 2.4wt.%**.

2.2.2. Thaumasiet sulfaat aantasting

Voor de Thaumasiet Sulfaat *aantasting* (TSA) baseren we ons op de BRE Special Digest 1:2005 die de procedure beschrijft om de Design Sulfate klasse (DS Class) te determineren. Hierin wordt een classificatie gehanteerd betreffende ACEC-waardes (Aggressive Chemical Environment for Concrete) verbonden aan een DC-klasse (Design Chemical Class).

Hier gaan we de resistentie van het beton na tot de omgevingsklasse DS-3 uit tabel C1. **Deze omgevingsklasse kenmerkt zich in een “total potential sulfate³ content” van 1,2 wt.%**. We veronderstellen verder statische grondwatercondities, een pH van het water hoger dan 3,5, en dat men een beton dient te gebruiken dat minstens beantwoordt aan de vereisten voor een service life van minimaal 100 jaar. Dit betekent dat het beton minstens aan de kwaliteitsklasse DC-2 dient te beantwoorden. Onafhankelijk van de grootte van de gebruikte granulaten voldoet het voorgestelde

² EN 206-1:2001 “Beton – Deel 1: Specificaties, eigenschappen, vervaardiging en conformiteit” en NBN B 15-001:2004 “Aanvulling op NBN EN 206-1”

³ *This gives a conservative estimate of the total potential sulfate since any sulfur within organic matter and minerals such as barite, both of which are more inert than pyritic sulfur, are included.* (Special Digest 1:2005 Third Edition, Concrete in aggressive ground, BRE Construction Division)

beton met een poedergehalte (cement en kalksteenmeel, bindmiddelklasse B) van minstens 400 kg en een water dosering van minder dan 180 kg/m³ aan deze vereisten.

2.3. Limieten

In conclusie, de maximale toelaatbare sulfaatconcentratie in de klei (*total potential sulfate content*) is bijgevolg 1.2 wt.%.

2.4. Selectie van sulfaatarme kleien

De selectie van een sulfaatarme klei (d.w.z. die voldoet aan de voorgestelde limiet) is tevens doenbaar [1], [2]:

- Er bestaan verscheidene kleien in België die hieraan voldoen:
- ▶ continentale kleien bevatten geen (beneden de detectielimiet van de XRD) tot 0.01wt% aan pyriet. De alluviale kleien (Maas en Schelde) zijn lithologisch zeer variabel en hun dikte/verbreiding beperkt. De verweringsklei van de Hoge Ardennen bestaat voornamelijk uit kaoliniet en wordt ontgonnen voor het produceren van witte cement.
- ▶ de kleirijke Holocene kustafzettingen bevatten zeer weinig pyriet (0.1 wt%) en zwavel (in de orde van 0.1%), maar zijn lithologisch wel zeer variabel.
- ▶ de Plio-Pleistocene kleien (Fm. van Weelde), met tot 50 wt% aan kleimineralen, bestaan uit verschillende kleipakketten. Zwart gekleurde klei (organisch materiaal) kan tot 2 wt% pyriet bevatten, andere pakketten bevatten echter geen pyriet en kunnen dus gebruikt worden.
- ▶ de kleien van de Kortrijk Formatie (het Ieperiaan) bestaan uit het kleirijke Lid van Orchies, het heterogenere en grovere (silt) Lid van Roubaix en de zware Klei van Aalbeke. Deze kleien worden gekenmerkt door zeer weinig pyriet, met een maximum rond 1 wt%, gemiddeld 0,6 wt%. Het totale zwavelgehalte is kleiner dan 1%.
- ▶ de lagunaire Henis Klei (Fm. van Borgloon, basis Rupeliaan), met kleigehaltes van meer dan 60%, bevat geen pyriet, maar wel wat zwavel onder de vorm van gips en bariet (0,12%-0,5%).
- ▶ de Klei van Welkenraedt (Santoniaan) is opgebouwd uit een basislaag van verweringsklei (Paleozoïcum) met hierop de eigenlijke mariene Santoniaan klei. De lithologische variatie is groot, het pyrietgehalte kan oplopen tot 0,6 wt%.
- Een voorlopige ranking van de meest geschikte kleien is:
- ▶ De Plio-Pleistocene kleien of Klei van de Kempen;
- ▶ De Ieperiaan-kleien waarvan het onderste deel van het Lid van Orchies het meest geschikt lijkt, omdat in dit deel minder zwellende kleimineralen aanwezig zijn.
- ▶ De kaoliniethoudende verweringskleien van de Hoge Ardennen

2.5. Beschikbare hoeveelheden

De Vlaamse Gemeenschap (dienst LNE) voorziet in haar oppervlakedelfstoffenplan de kleibehoeftes voor de volgende 25 jaar. Deze behoefte-raming omvat hoofdzakelijk klei die nodig is voor de keramische industrie. Een oppervlakedelfstoffenplan wordt dan omgezet in een gewestelijk ruimtelijk uitvoeringsplan (GRUP) met aanduiding van locaties waar ontgonnen kan worden om die behoefte in te lossen. Een GRUP geeft rechtsgeldigheid aan het bijhorende oppervlakedelfstoffenplan.

Beleidsmatig kan gesteld worden dat via het Oppervlakedelfstoffendecreet rekening wordt gehouden met het feit dat er nog steeds grondstoffen moeten aanwezig zijn voor de generaties na die planhorizon van 25 jaar, o.a. door een zuinig en doelmatig aanwenden van primaire oppervlakedelfstoffen en ook door het bieden van ontwikkelingsperspectieven aan de sector.

Concreet is bij het maken van de behoefteberekeningen geen rekening gehouden met de periode na die 25 jaar omdat het onmogelijk is om dermate ver in de (economische) toekomst te kijken. Echter, decretaal is het wel verplicht om elke 5 jaar een Algemeen Oppervlakedelfstoffenplan op te maken waarin geëvalueerd wordt of die planhorizon van 25 jaar nog wordt gehaald en dus of nieuwe (plannings)initiatieven nodig zijn.

De vraag naar klei voor de afdekking bedraagt een fractie (minder dan 0.5%) van de hoeveelheid die voorzien is in het oppervlakedelfstoffenplan, zodat men kan stellen dat deze hoeveelheid steeds op de privémarkt beschikbaar zal zijn.

2.6. Ontwerpmaatregelen

In conclusie, de volgende bestaande ontwerpmaatregelen zorgen voor het beperken van een externe sulfaataantasting van het beton:

- De installatie van de ondoorlatende topplaat beschermt de onderliggende structuren tegen de eventuele schadelijke effecten van sulfaten afkomstig van de aarden afdekking.
- Een geschikte klei wordt gekozen voor de aarden afdekking, zodat sulfaataantasting van de module (zonder rekening te houden met de bescherming door de ondoorlatende topplaat) uitgesloten kan worden volgens zowel EN 206-1 als de BRE Special Digest. *De maximale toelaatbare sulfaatconcentratie in de klei (total potential sulfate content) is 1.2 wt.% (zie boven).*
- De ontwikkeling van de ondoorlatende topplaat en de “floating slabs” zal aandacht besteden aan het specifiek aantastingsmechanisme dat gepaard gaat met een eventuele pyriet oxidatie.
- In aanvulling, de drainage laag en het gebruiken van geosynthetische materialen (zoals HDPE geomembraan boven de ondoorlatende topplaat (Zie HS05-001) die zorgen voor een beperking van externe sulfaataantasting door afvoering van het water dat sulfaat zou kunnen bevatten. Tot op heden werd er in de berekeningen geen rekening gehouden met dit geomembraan.

3. Aanpassingen aan het veiligheidsrapport

Niet van toepassing

4. Referenties

- [1] Ottenburgs, R., Vandenberghe, N., Viaene, W. en Decler, J., 1983. Geologische, mineralogische, chemische en fysische karakterisering van de Belgische kleigrondstoffen, Deel 1, Professional Paper nr. 198, 1983/3, BGD, Ministerie van Economische Zaken.
- [2] Gullentops, F. & Wouters, L., 1996. Delfstoffen in Vlaanderen. Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap, departement EWBL.
- [3] T. Gutberlet, H. Hilbirg, R.E. Beddoe, Acid attack on hydrated cement - Effect of mineral acids on the degradation process, Cement and Concrete research 74
- [4] Wetenschappelijk en technisch centrum voor het bouwbedrijf (WTCB-CSTC), Prestatie gericht ontwerp van beton, blootgesteld aan chemische aantasting.
- [5] Wetenschappelijk en technisch centrum voor het bouwbedrijf (WTCB-CSTC), WTCB-dossier - Katern nr. 9 - 4° trimester 2004 - pagina 1

1. HS05-003 Erosie van de afdekking

De algemene erosiesnelheid afgeleid uit modeleringen is zeer laag (25-50 $\mu\text{m}/\text{jaar}$). NIRAS verwacht algemeen een erosiesnelheid lager dan 100 $\mu\text{m}/\text{j}$. Ze veronderstelt echter enkel het proces van uniforme water-erosie op een goed onderhouden en met grassen begroeid oppervlak. Deze aanpak negeert echter de mogelijke effecten van geulvorming, winderosie, kruip en verder in de tijd, wanneer zich geen onderhoud meer voordoet, ook het effect van bijvoorbeeld kratervorming door omwaaierende bomen, brand/accidentele verdwijning van begroeiing etc.

FANC/Bel V vragen om voor de eerste zitting van de Wetenschappelijke raad de relevante erosieprocessen mee te beschouwen in de fenomenologische analyse van de mogelijke evoluties van de afdekking. Ze vragen ook om hier de nodige conclusies uit te trekken rond de mogelijkheid van het fysisch geheel of gedeeltelijk verdwijnen van de afdekking op de lange termijn en dus de mogelijkheid van het bloot komen te liggen van de installatie.

2. Antwoord NIRAS

De hierna opgesomde processen kunnen de integriteit van de aarden afdekking aantasten: regen- en winderosie, fysische aantasting van de grond, turbatie door fauna en flora, bodemvorming en seismische perturbaties.

Vóór opheffing van de nucleaire reglementaire controle

Geen enkele van de hierboven opgesomde processen zal vóór de opheffing van de nucleaire reglementaire controle een blijvende degradatie van de aarden afdekking teweegbrengen. Tijdens deze periode zal immers actief onderhoud en remediëring worden verricht aan de afdekking. Eventuele geulen gevormd door regenerosie zullen opgevuld worden, de bestaande vegetatie zal onderhouden worden zoals het actief verwijderen van struiken en juveniele bomen, of het heraanplanten indien op bepaalde plaatsen de begroeiing zou verdwijnen.

In het geval van een aardbeving met een retourperiode van 1225 jaar tonen pseudo-statische berekeningen aan dat de veiligheidsfactor bepaald door de PLAXIS rekencode groter is dan het opgelegde criterium van 1,1. Dit betekent dat de afdekking stabiel is onder dergelijke seismische voorwaarden. Voor een aardbeving met een retourperiode van 8575 jaar tonen de pseudo-statische PLAXIS berekeningen aan dat de veiligheidsfactor kleiner is dan het opgelegde criterium. Het model toont aan dat enkel oppervlakkige verplaatsing optreedt in de zijflank ('side embankment') [1].

Als besluit kan men stellen dat de afdekking steeds zal worden gecontroleerd, en indien er afwijkingen geobserveerd worden, kunnen deze hersteld worden.

Na opheffing van de nucleaire reglementaire controle

Na opheffing van de nucleaire reglementaire controle zal niet langer actief onderhoud en remediëring worden verricht aan de afdekking.

2.1. Regen- en winderosie

Studies [2], [3] en [4] tonen aan dat de effecten van wind- en watererosie kunnen worden getemperd door een afdekking van voldoende dikte te voorzien. Men kan al zeker stellen dat watererosie als veel belangrijker kan beschouwd worden dan winderosie, zeker in ons huidig en toekomstig klimaat [4], §2.2.5.3. Richtlijnen om de stabiliteit van de afdekking te garanderen over een periode van ongeveer 1000 jaar [2], §1 werden toegepast [1] [19].

2.1.1. Biologische laag

Zelfs bij een perfect vlak aangelegde afdekking valt niet uit te sluiten dat vorming van 'rills' en later van 'gullies' (regengeul) zal optreden. Hierbij wordt de 'sheetflow', door kleine oneffenheden, veroorzaakt door plaatselijke inklinking, door omgewaaide planten of zelfs door differentiële begroeiing, geconcentreerd waardoor de erosiekracht van het afstromend water zal toenemen.

Het dynamische gedrag van de vorming van geulen is complex [4], §2.2.5.5. Hun ontwikkeling kan cyclisch of onregelmatig verlopen, of ook statisch zijn, en resulteren in continue of discontinue geultjes. Het voorspellen van de erosiecapaciteit van de geul is afhankelijk van vijf parameters, zijnde landgebruik, afstand tot de waterscheiding, afmeting van de geul, bodemtype en 'run-off momentum'. De mogelijkheid tot geulvorming op deklagen met en zonder vegetatie werd onderzocht op verschillende stortplaatsen in de USA. Er werden verschillende methodes ontwikkeld om een inschatting te kunnen maken van de verschillende aspecten die tot de ontwikkeling van geulen kunnen leiden: de 'tractive force method', de Horton/NRC methode en de 'permissible velocity' methode [4], §2.2.5.5. De Stephenson methode laat toe om de minimale korrelgrootte te bepalen die kan weerstaan aan een run-off piekwaarde. Deze methodes zijn allen gebaseerd op de richtlijnen van het NRC. Ze laten toe om de toelaatbare schuifspanning op een begroeid oppervlak te berekenen, of de kritieke afstand te berekenen waarop geulvorming optreedt op een helling, of ook nog hoe groot de toelaatbare 'run-off' snelheid mag zijn.

Een voorbeeld van het laatste wordt hieronder weergegeven. Op basis van de NRC-methode werd een berekening verricht om de maximale toelaatbare 'run-off' snelheid te bepalen op de steile helling van de afdekking [5]. Deze bedraagt 0,61 m/s met een Bermudagrass bedekking en een gemakkelijke erodeerbare bodem. Uit de berekeningen blijkt dat een 'run-off' snelheid van 0,61 m/s overeenkomt met een regenintensiteit van $5,16 \cdot 10^{-5}$ m/s (gedurende 10 minuten) die een retourperiode heeft van bijna 1500 jaar⁴.

Eenmaal dat er toch geulvorming is opgetreden, kan ook de maximaal toelaatbare stroomsnelheid van het water dat door de geul stroomt, worden berekend. Indicatieve waarden geven aan dat de toelaatbare stroomsnelheid voor begroeide geulen voor hellingsgraden onder de 5% gemiddeld 2 m/s bedraagt, voor hellingsgraden groter

Berekend met de IDF-curve voor Ukkel [20]

dan 10% is dit gemiddeld 1,5 m/s [4], tabel 2-3. Boven deze waarden zal de geul verder uitgeschuurd worden. Grassen zijn in ieder geval efficiënter in het stabiel houden van de geul dan bodembedekkers of struiken. Geulen worden inderdaad sneller begroeid omdat deze plaatsen meestal vochtiger blijven dan de delen ernaast. Onderstaande foto van de zettingsproef (Figuur 1) toont dit duidelijk aan (hellinggraad van 100%).



Figuur 1 - detailfoto van de zettingsproef kort na het inzaaien.

De afdekking is zodanig ontworpen dat geulvorming zal worden getemperd. Ten eerste is de hellinggraad van de afdekking op de modules slechts 5% waardoor op dit deel weinig tot geen sheetflow zal optreden dat zich kan kanaliseren en tot geulvorming leiden. Verder wordt de bodemlaag (toplaag) zodanig samengesteld om optimale condities te creëren voor plantengroei, en meer bepaald voor grassen. Op termijn zal deze echter wel evolueren naar een (semi)natuurlijke vegetatie vergelijkbaar met de omgeving (grasland en bos). Indien de plantengroei lokaal zou verdwijnen, kan tijdelijk bodemerosie optreden. Op de steilere delen van de afdekking kan dan geulvorming optreden (zie ook [18]). De plantengroei zou plaatselijk kunnen verdwijnen door aanhoudende droogte of door brand.

Na 350 jaar kan dus niet meer worden gegarandeerd dat de biologische laag zijn functie nog volledig kan en zal vervullen. Plaatselijk kan de laag geërodeerd zijn of zelfs bijna volledig verdwenen.

2.1.2. Bio-intrusie barrière

Indien geulvorming in de biologische laag als dusdanig zo intens zou worden, zal de bio-intrusie barrière bestaande uit grotere hoekige gesteentefragmenten een stabiliserende werking hebben op de erosiecapaciteit van het water. Water-

geïnduceerde erosie zal niet in staat zijn om deze laag te doen afkalven [2], [3], en [4]. De onderliggende lagen zullen hierdoor beschermd blijven en hun functie nog kunnen blijven vervullen.

NIRAS voorziet om de bio-intrusie barrière van de afdekking te realiseren rekening houdend met de guidelines uit bijlage D van [2], die de stabiliteit van de afdekking gedurende een periode van 1000 jaar verbeteren. Er werd in een rekennota nagegaan of de design van de voorgestelde bio-intrusiebarrière voldoet aan deze richtlijnen om ‘gully erosie’ te vermijden [19]. De berekening werd verricht op de situatie van de zijflanken (met een hellingsgraad van 33%) omdat deze meer penalisierend zal zijn dan de situatie op de top van de modules (hellingsgraad van 5%). Uit de berekening blijkt dat voor een terugkeerperiode van 350 jaar een mediaan diameter (D_{50}) van 28 mm voor het materiaal van de bio-intrusie barrière voldoet. NIRAS voorziet voor de ‘stony layer’ een D_{50} van 45 tot 55 mm (fractie 0/120), welke voldoet voor een terugkeerperiode van 1225 jaar rekening houdend met een klimaatsverandering [7], [19], waardoor deze laag als erosie-resistent kan worden beschouwd. Zo werd het oorspronkelijke ontwerp van de bio-intrusie barrière gewijzigd om aan de NUREG 1623 aanbevelingen te voldoen [19]. De laag bestaande uit hoekige gesteentefragmenten (‘riprap’) werd aangepast om geulvorming te vermijden. Dit behelst niet enkel de bepaling van de minimale mediaan diameter (D_{50}) van de gesteentefragmenten, maar ook de dikte ervan en de aanwezigheid van een filterlaag om te vermijden dat de stenen in de afdichtende laag worden geduwd. Omdat de voorziene zandlaag (laag 2b/2c) onder de hoekige gesteentefragmenten niet volledig beantwoordt aan de NUREG-criteria, werd een extra filterlaag aan het ontwerp toegevoegd. Deze 25 cm dikke laag bestaande uit gebroken stenen met afmetingen 6.3/63 wordt tussen de laag met hoekige gesteentefragmenten en het onderliggende zand geplaatst. Bijkomend dient ook de overgang tussen de helling van de afdekking en het natuurlijke terrein op een gepaste manier te worden opgevangen. Met andere woorden moet de voet van de helling worden versterkt. Op basis van ontwerpregels (§6, appendix D van [2]) werden de minimale D_{50} , dikte en lengte voor de voet van de helling bepaald, en het ontwerp werd hieraan aangepast [19]. De voet van de helling zal worden opgebouwd uit stenen met een $D_{50} \geq 100\text{mm}$ met een hoogte van minimaal 30cm (zie figuur 3 in [19]).

De bio-intrusie barrière zal wel standhouden tijdens de periode tussen 350 en 1000 jaar.

2.2. Fysische aantasting van de afdekking

Uit de hieronder beschreven fenomenen van fysische aantasting mag duidelijk zijn dat enkel de oppervlakkige lagen, in het geval van de afdekking dus de biologische laag, hieraan onderhevig kunnen zijn. De dieperliggende lagen van de afdekking zullen geen fysische aantasting ondervinden en worden bij deze bespreking niet verder beschouwd.

Waar het voorgaande deel ‘afspoeling’ behandelt, wordt in dit deel ‘massatransport’ besproken. Het eerste behelst een transporterend agens, meestal (regen)water, in dit

geval echter wordt een beweging geïnduceerd zonder transporterend agens. Het fenomeen wordt onder de noemer hellingprocessen gecatalogeerd. De verschillende types van massatransport worden onderscheiden op basis van snelheid en mechanisme van de beweging, materiaal, deformatiekenmerken, geometrie van de bewegende massa en watergehalte [8]. Op basis van het materiaal van de afdekking, zijn helling en geometrie worden van alle hellingprocessen enkel afschuiving (landslides) en kruip (creep) in beschouwing genomen. Fysische aantasting van de afdekking kan plaatsvinden indien er zich een afschuiving voordoet ten gevolge van gravitaire krachten. Dit kan ‘snel’ geschieden (enkele uren of dagen voor afschuiven) of op termijnen van ettelijke decennia (kruip).

Hellingprocessen zullen gemakkelijker plaatsvinden bij steilere dan bij zachtere hellingen. Wil een deeltje in beweging komen, dan moeten de wrijving ten opzichte van de ondergrond en de inwendige wrijving overwonnen worden. Deze wrijving is functie van het materiaal en neemt af naarmate meer water aanwezig is of de helling steiler.

Afglijden of afschuiven is het fenomeen als weinig verhard gesteentemassa op een helling als één geheel afschuift langs een glijvlak dat een concaaf profiel heeft en waarbij de samenhang van de bewegende massa min of meer bewaard blijft. Dikwijls is de bewegende massa in een aantal trapvormig gerangschikte schollen verdeeld.

Kruip (‘soil creep’) wordt gedefinieerd als de graduele helling-afwaartse beweging van (losse) sedimenten. Het lijkt een continu fenomeen maar is uiteindelijk de som van veelvuldige minieme bewegingen van hellingmateriaal veroorzaakt door de zwaartekracht. Volgens [8] bestaan er drie soorten kruip: kruip van afzonderlijke partikels over een dagzomende rotsmassa of over een bodemoppervlak, diepe kruip en bodemkruip (soil creep). De twee eerste soorten komen in verband met de afdekking niet in aanmerking, ook omdat diepe kruip transport van een rigide massa veronderstelt boven de deformatiezone. Bodemkruip ontstaat door afwisselend uitzetten en inkrimpen van het materiaal (toplaag) veroorzaakt door bevochtigen/uitdrogen of bevriezen/ontdooien. De beurtelingse volumevergroting in een richting loodrecht op de helling (verticaal vlak) veroorzaakt een langzame hellingafwaartse beweging van de bovenste paar decimeter. Op begroeide hellingen werden bewegingen van één tot drie mm/a gemeten, op onbegroeide hellingen kan dit 5 mm/a of meer zijn. [8] concludeert dat bodemkruip optreedt op hellingen, maar dat dit een zeer onregelmatig fenomeen is zowel wat richting als magnitude betreft, waardoor geen enkel model in staat is om het voorkomen ervan te voorspellen. Er bestaat ook geen eenduidige theorie om het fenomeen te verklaren [9].

Op de top van de tumulus, met een hellingsgraad van 5% zal geen van deze fenomenen optreden omdat de helling te zwak is. Het steiler deel van de afdekking met een hellingsgraad van 1 op 3 of ongeveer 18° zal meer effect ondervinden van gravitaire krachten. Het is echter onmogelijk om de snelheid en de grootte van het massatransport erop te berekenen. Op fenomenologie gebaseerde modellen zijn voornamelijk toegepast op bodems opgebouwd uit zachte klei [10]. Op grotere schaal worden helling-afhankelijke processen beschreven door landschap-evolutie modellen, maar deze beperken zich echter niet alleen tot (bodem)kruip.

Wat de afdekking betreft, lijkt het risico van substantiële kruip op de zijflanken beperkt, omdat:

- het huidige en toekomstige klimaat geen aanleiding zal geven tot doorgedreven vries en dooi cycli (4.1 & 4.2 in [11]);
- zandige materialen, zoals de voorziene bodemsamenstelling van de afdekking, minder onderhevig zijn aan kruip dan kleirijkere bodems [10];
- (bos)vegetatie een stabiliserende werking heeft op bodembewegingen zoals kruip. Zo vond [12] geen beweging in oude beboste gebieden van het Sudetisch gebergte, terwijl een kruip van 2 tot 9 mm/a geobserveerd werd voor weiden.

Het volledig dichtslibben (clogging) van de drainagelaag boven de ondoorlatende topplaat wordt onwaarschijnlijk geacht. Immers, de aanwezigheid van geotextielen en het opleggen van filtercriteria (d.w.z. de onderlinge afstemming van de granulometrieën van het zand en de klei) zullen massatransport naar de drainagelaag beperken. Filtercriteria kunnen worden gevonden in bijvoorbeeld [21]. Zelfs bij degradatie van de geotextielen verwachten we een afdoende drainage omdat meerdere niet-dichtgeslibde stromingspaden worden verwacht. Bijgevolg is er geen verhoogd risico op afglijden.

2.3. Turbatie door fauna en flora

Boomwortels komen het meest courant voor tot ongeveer 1 tot 1,5 m diepte [13]. Een vuistregel is dat volgroeide bomen met een echte kruin ongeveer 90% van hun wortels ontwikkelen in de bovenste 2,5m. De worteldiepte van bomen en planten is echter afhankelijk van diverse factoren zoals:

- de ondergrond, waarbij hoe ‘zwaarder’ deze is hoe minder diep de beworteling;
- de soort: sommige soorten zijn oppervlaktewortelaars (bv. Beuk), andere ontwikkelen een iets diepere penwortel (bv. Zomereik)
- de grondwatertafel: hoe hoger deze staat, hoe minder diep de boom moet wortelen om aan een watervoerende laag te geraken.

In een onnatuurlijke omgeving waarbij de vochtregulatie afwijkend is (geen watertafel binnen bereik) en er bovendien een onnatuurlijk bodemprofiel voorkomt door een opeenvolging van artificiële lagen, kan er op een zandige ondergrond vanuit gegaan worden dat enkel zeer droogteresistente soorten zich kunnen ontwikkelen of handhaven. Klimaatwijziging gaat dit effect enkel maar versterken. Monitoring van de bossen van Europa heeft de effecten van klimaatwijziging op vitaliteit kunnen waarnemen [14]. De boomsoorten die zich hier met grote waarschijnlijkheid kunnen vestigen door kieming vanuit zaad dat aangewaaid wordt, zijn pionierssoorten zoals berk en grove den. De verwachting is dat de bomen zich in die omstandigheden kunnen vestigen, maar dat de omstandigheden niet van die aard zijn dat ze zich naar vol vermogen zullen kunnen ontwikkelen omwille van de droogtestress. Er zal hier eerder sprake zijn van dwerggroei. Typische heesters zoals Struikheide of Gewone brem maken meer kans om in deze omstandigheden goed te kunnen gedijen.

In het geval er zich toch een spontane verbossing op de afdekking zou ontwikkelen, dan zijn dergelijke bosbestanden zodanig stabiel dat ze sowieso al minder gevoelig zijn voor windval. Indien dan toch windval zou optreden, kan de depressie veroorzaakt door de omgevallen bomen (of boomontworteling), geulvorming initiëren [15]. Zelfs indien er geen geulvorming optreedt, zal de kuil en hobbel microtopografie gedurende honderden jaren aanwezig blijven na de ontworteling. [16] merkt op dat op beboste hellingen, de magnitude van sedimenttransport veroorzaakt door windval van bomen vergelijkbaar is met die van bodemkruip (tussen 1.5 en 2 mm/a). In parallel komt [17] tot dezelfde conclusie voor metingen op hellingen van 25° (45%). [8] haalt aan dat bioturbatie door graafdiere ook kruip kan veroorzaken.

2.4. Bodemvorming

Afhankelijk van de samenstelling van de biologische laag (laag 1) kunnen er zich twee bodemvormende processen voordoen op langere termijn. Een eerste is uitloging en migratie van organo-metallische complexen (podzol-vorming), een tweede is uitloging en migratie van klei (luvisol-vorming). Bij een textuur waarbij het silt- en kleigehalte minder dan ongeveer 20 massa% bedraagt, en indien er zeer weinig verweerbare mineralen voorkomen, zal onder de uitlogingshorizont een organisch-rijke Bh-horizont gevormd worden (Podzol). In het andere geval zal er een kleiige Bt-aanrijkingshorizont gevormd worden (Luvisol). Bovendien kan er in beide gevallen sprake zijn van de vorming van een ijzerpan, indien voldoende ijzer aanwezig is in het moedermateriaal.

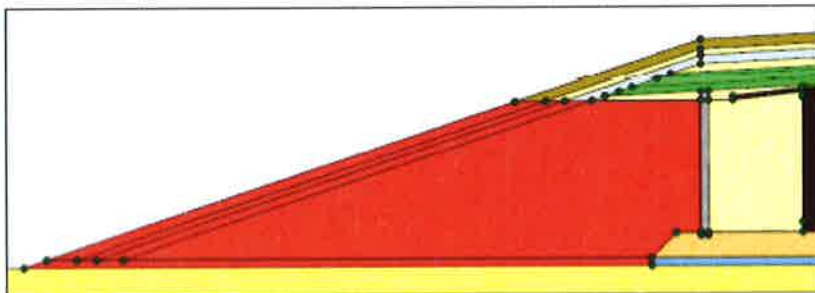
De aanrijkingshorizonten, meestal enkele dm diep en al dan niet met geassocieerde ijzerpan, zijn gekenmerkt door een vrij lage permeabiliteit en kunnen dus een hydraulische barrière vormen. Dit kan leiden tot een verminderde doorlaatbaarheid, wat uiteindelijk kan zorgen voor verzadigde condities tijdens hevige regenbuien in de bodemlagen boven deze aanrijkingshorizonten, en dus beschikbaar water voor run-off en erosie. De uitlogingshorizonten erboven verliezen meestal hun cohesie, zodat de erodeerbaarheid ervan verhoogt. Nochtans blijft het risico op erosie ten gevolge van bodemvorming gering zolang de vegetatie intact blijft. Hierbij moet opgemerkt worden dat de vorming van significante inspoelingslagen (Bh of Bt, afhankelijk van moedermateriaal) minstens enkele honderden jaren, en eerder een duizendtal jaar (of zelfs meer) in beslag neemt.

Momenteel voorziet men voor de biologische laag de volgende samenstelling: voor het referentieprofiel weerhoudt men een zand/silt/klei verhouding van 67/28/5, voor het alternatieve profiel 50/43/7. Telkens is er sprake van een maximale grindbijmenging van 10 vol%. De vegetatie zou bestaan uit heide (*Calluna* of *Erica*) met bosbesstruiken. In beide profielen, en zeker het alternatieve profiel, zal er dus eerder een Luvisol gevormd worden in plaats van de typische streekgebonden Podzol [6], [7].

2.5. Seismische perturbaties

De in de verwachte evolutie van de afdekking beschouwde aardbeving heeft een terugkeerperiode van 1225 jaar. Om het gedrag van de aardeafdekking onder

seismische belasting te begrijpen, werd de stabiliteit van de aardeafdekking geëvalueerd [1]. Het model is zo opgebouwd dat in termen van algehele stabiliteit falen zou kunnen optreden in de gehele aardeafdekking. In termen van intrinsieke stabiliteit, wordt het rode gedeelte in Figuur 2 beschouwd als lineair elastisch. Er kan zich bijgevolg alleen schade voordoen in de andere delen van de afdekking.



Figuur 2 – Bodemlagen (rood) die voor de analyse van de intrinsieke stabiliteit een lineair elastisch gedrag vertonen.

Bij de evaluatie werd rekening gehouden met enerzijds een intacte aardeafdekking en anderzijds een configuratie zonder biologische laag, wat omhullend is voor de mogelijke gevolgen van erosie. Veiligheidsfactoren werden aan de hand van een pseudo-statische methode bepaald, met behulp van PLAXIS-software, conform de benadering beschreven in §8.5.5 van HS08. Voor een aardbeving met een terugkeerperiode van 1225 jaar ($PGA = 0,09\text{ g}$), zijn de berekende veiligheidsfactoren groter dan 1.1, wat de stabiliteit bij dergelijke aardbevingen garandeert. Op basis hiervan verwachten we in de eerste duizend jaar geen degradatie van de aardeafdekking vanwege seismische belasting en dus ook geen invloed op erosieprocessen.

Niet verwacht, maar wel mogelijk, is de versnelde en verhoogde erosie door externe gebeurtenissen die krachtig genoeg zijn om de bio-intrusiebarrière aan te tasten, bijvoorbeeld door een aardbeving groter dan de aardbeving beschouwd in de verwachte evolutie (terugkeerperiode 1225 jaar). In het geval dat de biologische laag sterk geërodeerd is (na 350 jaar kan niet langer gegarandeerd worden dat deze zijn functie nog volledig kan vervullen, zie hoger) tonen stabiliteitsberekeningen voor een aardbeving met een terugkeerperiode van 8575 jaar falen van de bio-intrusiebarrière, ter hoogte van de overgang naar het steile gedeelte van de afdekking [1]. Voor een aardbeving met een terugkeerperiode van 20000 jaar, duiden stabiliteitsberekeningen op het falen van de stabiliteit resulterend in verplaatsingen [1]. Afglijding in het steile gedeelte van de afdekking kan aanleiding geven tot een vervroegde blootstelling van de modulewanden en ondoorlatende topplaat aan atmosferische carbonatatie en vries-dooicycli.

3. Aanpassing van het veiligheidsrapport

Sectie 5.2 van het hoofdstuk 5 van het veiligheidsdossier zal aangepast worden rekening houdend met deze verduidelijkingen.

4. Referenties

- [1] Tractebel Engineering, 2015. Stability of the cover and side embankments – status 2015; ref ONDRAF/4NT/0368957/000/03, 03/11/2015.
- [2] U.S. Nuclear Regulatory Commission, 2002. Design of erosion protection for long-term stabilization. Final report. NUREG-1623.
- [3] NUREG, 1986. Methodologies for evaluating long-term stabilization designs of Uranium mill tailings impoundments. NUREG/CR-4620.
- [4] U.S. Environmental Protection Agency, 2004. Technical guidance for RCRA/CERCLA final covers (draft). EPA 540-R-04-007.
- [5] SCK-CEN, Gully erosion risk assessment for the earth cover embankment, calculation note on the assessment of gully erosion risk using a (semi)-empirical method. Leterme, B. & Jacques, D., 2015. Reference: SCK/5397898
- [6] ONDRAF/NIRAS, Long-term evolution of the multi-layer cover, NIROND-TR 2010–03 E V1 (01/09/2010, OD-065).
- [7] ONDRAF/NIRAS, 2012. Final Cover and Test Cover: Principles, Design and Implementation, NIROND-TR 2011–79 E V1 (OD-158).
- [8] Selby, M.J. (1993), *Hillslope Materials and Processes*, 2nd edition, Oxford University Press, 451 p.
- [9] Le, T.M., Fatahi, B., and Khabbaz, H. (2012). Viscous behaviour of soft clay and inducing factors. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(5), 1069-1083.
- [10] Havel, F. (2004) *Creep in soft soils*, PhD thesis, Faculty of Engineering, Science and Technology, Norwegian University of Science and Technology, 192 pp.
- [11] ONDRAF/NIRAS, 2011. Long-term climate change and effects on disposal facility, geosphere, and biosphere, NIROND-TR 2009-07 (OD-077).
- [12] Jahn, A. (1981), Some regularities of soil movement on the slope as exemplified by the observations in Sudety Mts., *Transactions, Japanese Geomorphological Union*, 2: 321-328.
- [13] Agentschap voor Natuur en Bos. 2008. Technisch Vademecum Bomen - Harmonisch Park- en Groenbeheer. Brussel, Agentschap voor Natuur en Bos. 416 p.
- [14] Fischer, R & Lorenz, M. (eds.). Forest Condition in Europe - 2011 Technical Report of ICP Forests and FutMon. von Thünen Institute, Institute of World Forestry, Hamburg. 212 p.
- [15] Pawlik, Ł. (2013). The role of trees in the geomorphic system of forested hillslopes—a review. *Earth-Science Reviews*, 126, 250-265.
- [16] Swanson, F.J., Janda, R.J., Dunne, T., Swanson, D.N. (1982). *Sediment budgets and routing in forested drainage basins*. General technical report of Forest Service United States Department of Agriculture, PNW-141.

- [17] Pawlik, Ł., Migoń, P., Owczarek, P., & Kacprzak, A. (2013). Surface processes and interactions with forest vegetation on a steep mudstone slope, Stołowe Mountains, SW Poland. *Catena*, 109, 203-216.
- [18] Antwoord HS14-001
- [19] Tractebel Engineering. Toepassing van NUREG 1623 (Design of Erosion Protection for Long-Term Stabilization) op de bio-intrusie barrière en de biologische laag van de afdekking. Interne Nota MD-07-E-02.
- [20] Demarée, G. (1985). Intensity-Duration-Frequency Relationship of Point precipitation at Uccle. Reference period 1934-1983. KMI van België, Publications Reeks A, nr. 116.
- [21] R. Bonaparte, D.E. Daniel & R.M. Koerner, Assessment and recommendations for improving the performance of waste containment systems, EPA/600/R-02/099, Office of Research and Development, United States Environmental Protection Agency, December 2002

1. HS05-004 Corrosie van de hijsogen van de monolieten

De door NIRAS voorgestelde argumentatie in document [5] § 6.2, die de stelling ondersteunt dat de corrosie van de hijsankers van de monolieten de monolieten zelf mechanisch niet zal beschadigen is op dit moment onvoldoende:

- 42CrMo4 staal is slechts een laaggelegeerd staal ($Cr < 1 \text{ wt}\%$) en benadert helemaal niet een roestvast staal.
- In tegenstelling tot wat in document [5] aangaande referentie 228 wordt gesteld, beschermt het beton niet op een efficiënte wijze (geen corrosie) het in beton ingegoten deel van het staal. Deze referentie toont duidelijk corrosie van het ingegoten deel van het staal kort bij het betonoppervlak aan.
- Referentie 229 in [5] leidt naar een persoonlijke communicatie met IETcc en kan dus geen valabele referentie zijn.

FANC en Bel V vragen aan NIRAS om haar argumentatie te herzien, of het ontwerp van deze hijsankers of de monolieten aan te passen, zodat dit potentieel probleem kan worden uitgesloten.

2. Antwoord NIRAS

NIRAS wenst haar argumentatie als volgt te vervolledigen:

- *In tegenstelling tot wat in document [5] aangaande referentie 228 wordt gesteld, beschermt het beton niet op een efficiënte wijze (geen corrosie) het in beton ingegoten deel van het staal. Deze referentie toont duidelijk corrosie van het ingegoten deel van het staal kort bij het betonoppervlak aan.*

Verwijzend naar referentie 228 in OD-187 V1 [5], willen we hier verduidelijken dat het gepassiveerde staal in het beton de rol van kathode heeft en dat het aan de atmosfeer blootgestelde gedeelte de rol van anode heeft. Het is niet zo dat er geen corrosie aan de interface beton/lucht is. Er spelen zich hier wel degelijk corrosieprocessen af, zowel verder van de interface in de atmosfeer als aan de interface zelf, waar de chlorideconcentratie boven de depassiveringsdrempel ligt.

- *Referentie 229 in [5] leidt naar een persoonlijke communicatie met IETcc en kan dus geen valabele referentie zijn.*

De referentie van IETcc [2] vervangt de referentie 229 vermeld in de eerste versie (V1) van het rapport OD-187 [5] (“C. Andrade, IETcc, Personal communication”).

- *42CrMo4 staal is slechts een laaggelegeerd staal ($Cr < 1 \text{ wt}\%$) en benadert helemaal niet een roestvast staal.*

Staal 42CrMo4 is inderdaad een laaggelegeerd staal. Het gebruik van roestvast staal is in dit geval niet aangewezen. De keuze van het materiaal van de hijsankers wordt in antwoord HS07-008 toegelicht.

De corrosie van de hijsankers van de monolieten zal de monolieten zelf niet mechanisch beschadigen. De argumentatie is gebaseerd op de resultaten van corrosie-experimenten van IETcc (de zogenaamde “protubing tests”). Ze tonen aan dat:

- Ook al corrodeerde het stalen gedeelte dat aan de atmosfeer was blootgesteld, het gedeelte dat in het beton lag, was niet aan corrosie onderhevig en bleek goed beschermd (gepassiveerd). Het buitenste gedeelte heeft de functie van anode en wordt als het ware opgeofferd om zo het ingebedde staal tegen corrosie te beschermen.
- Tijdens de carbonatatie aan de interface lucht/beton, ontstaan corrosieproducten rond het oppervlak van het staal in deze gecarbonateerde zone. Een belangrijke conclusie van de IETcc-studie [2] is :
 - ▶ Als de verhouding van de dikte van de betondeklaag tot de diameter van het wapeningsijzer boven een drempelwaarde (> 1) ligt zullen er geen scheuren in het beton ontstaan ten gevolge van dit corrosieproces. In het geval van een monoliet bedraagt deze verhouding van de dikte van de afdeklaag tot de dikte van de ankers ongeveer 2 en ligt deze bijgevolg ver boven de drempelwaarde. Hierdoor zal de vorming van eventuele corrosieproducten in de gecarbonateerde zone geen mechanische schade aan de monoliet induceren.
 - ▶ Het bestaan van deze drempelwaarde is aangetoond voor een carbonatiediepte van enkele mm. Bij een operationale fase van 10 jaar waarin de monolieten aan beschutte atmosferische omstandigheden blootgesteld worden, zal de carbonatiediepte van de oudste monolieten ongeveer 5 mm bedragen (verwachte waarde⁵ van $K = 1.6 \text{ mm.a}^{-0.5}$) [5], § 5.3. Bijgevolg zullen er gedurende die periode geen scheuren optreden. Na deze periode worden de modules gesloten, wat betekent dat er geen atmosferische hernieuwing zal plaatsvinden waardoor de bijkomende carbonatiediepte tot een periode van 350 jaar beperkt zal blijven tot enkele μm [4]. Indien er toch vernieuwing zou zijn van de atmosfeer, zal de bijkomende carbonatiediepte na 350 jaar nog steeds minder dan 1 mm zijn (verwachte waarde¹ van $K \leq 0.05 \text{ mm.a}^{-0.5}$) [5], § 5.3, dit gezien de hoge relatieve vochtigheid die snel na de sluiting van de modules bereikt wordt ($\geq 90\%$), wat de carbonatatiesnelheid sterk vermindert. Ankercorrosie zal, voor het verwachte evolutiescenario, dus geen scheuren in het beton teweegbrengen, minstens tot het einde van de nucleaire controleperiode.

Deze corrosie-experimenten van IETcc zijn een conservatieve benadering voor de corrosie van de hijsankers omdat:

- De beproevingen weliswaar specifiek gericht waren op deels ingebedde wapening, maar de proeven onder de minst gunstige omstandigheden uitgevoerd werden. Zo werden de betonproefstukken eerst atmosferisch verweerd en daarna onderworpen aan nat-droogcycli waarna ze tevens ondergedompeld werden in een chloride-oplossing. De monolieten echter zullen niet aan dergelijke ongunstige omstandigheden worden blootgesteld. Immers, de modules (en dus ook de monolieten) zijn tijdens de operationele fase tegen regen beschermd en na sluiting is het geheel afgedekt door een

⁵ De K waarde van de verwachte evolutie wordt genomen en niet de enveloppe waarde

multilagen-afdekking. Dit maakt dat er aan de interface van beton/atmosfeer/hijssanker slechts een zeer kleine hoeveelheid of zelfs helemaal geen elektrolyt aanwezig is, wat enig corrosieproces sterk bemoeilijkt.

- Koolstofstaal, zoals gebruikt in de beproevingen, heeft een hogere corrosiesnelheid dan laaggelegeerd staal, zoals hetgeen gebruikt voor de hysankers. Hierdoor zal de laag van corrosieproducten dikker zijn in dit eerste geval en bijgevolg resulteren in meer scheuren.

3. Aanpassing van het veiligheidsrapport

Niet van toepassing

4. Referenties

- [1] G.N. Flint, R.N. Cox, The resistance of stainless steel partly embedded in concrete to corrosion by seawater, Magazine of Concrete Research, Vol. 40, No.142, p.13, March 1988
- [2] [IETcc] C. Andrade, Report for describe the mechanism and risk of corrosion of the lifting anchors of the monoliths, Report n° CISDEM - 44 III, 2014
- [3] ONDRAF/NIRAS, Evaluation des vitesses de corrosion atmosphérique d'un acier peu allié, NIROND-TR 2011-72 F V1 (09/02/2011), OD-225
- [4] ONDRAF/NIRAS, Risk assessment associated to possible concrete degradations, NIROND-TR 2011-45 E V1, September 2011, OD-209
- [5] ONDRAF/NIRAS, Aspects phénoménologiques relatifs aux processus de dégradation chimiques des barrières ouvragées à base de liant hydraulique – Evaluation de la phase d'initiation de la corrosion des armatures des structures en béton armé, NIROND-TR-2011-58 F, 31-08-2011, OD-187

1. HS05-005 – Hydraulische geleidbaarheid van betoncomponenten

De factor 10, door NIRAS voorgesteld om rekening te houden met het schaafeffect op de hydraulische geleidbaarheid van een volledige module is niet gerechtvaardigd. Deze factor dient rekening te houden met het geheel van heterogeniteit in de reële structuur, zoals scheuren, aanwezigheid van de wapening, joints, holtes, ...

De keuze voor een waarde van 10^{-13} m/s is arbitrair. Zoals NIRAS aangeeft in [4] kan de waarde van de hydraulische geleidbaarheid over verschillende grootteordes variëren. De onzekerheden op deze waarden dienen gekwantificeerd te worden door NIRAS, rekening houdend met schaafeffecten en heterogeniteiten.

FANC en Bel V vragen NIRAS om waarden voor de hydraulische geleidbaarheid voor de verschillende betonbarrières voor te stellen, rekening houdend met hun specificiteit, en voorzien van betrouwbaarheidsintervallen.

2. Antwoord NIRAS

Op basis van verder onderzoek [11] is de waarde van 10^{-13} m/s voor de modules herzien. Het verder onderzoek heeft aanleiding gegeven tot de hieronder gedocumenteerde argumentatie voor de modules en de andere betonbarrières. NIRAS zal deze argumentatie in hoofdstuk 5 van het veiligheidsrapport overnemen. Deze argumentatie vervangt ook de informatie van het ondersteunende document [1] (§4-5 pp.78-123 en Annex 2 pp.235-267).

Wat van belang is voor een identificatie en begrip van de waterstroming en de trajecten van radionucliden in de berging en modellering daarvan in de veiligheidsevaluatie, is niet zozeer de precieze waarde van de permeabiliteit als wel het verzekeren dat advectie verwaarloosbaar is (ondoorlatende topplaat, module, caisson, immobilisatiemortel van monoliet) of juist domineert in conductieve sorberende materialen (opvulmateriaal van de inspectieruimten).

2.1. Methode ter bepaling van de waterpermeabiliteit en labwaarden

De initiële hydrologische toestand van het beton stemt overeen met een watersaturatieniveau van 80% [4], §7.3.1. Na het plaatsen van de aarden afdeklaag zal de omgeving rond het beton gekenmerkt worden door een relatieve vochtigheid van 100% zodat de hydrologische toestand van het beton zal evolueren naar een bijna volledige watersaturatie (geen ondergedompelde structuren, aanwezigheid van een capillaire barrière).

Hoewel via modellen een theoretisch evenwicht van volledig gesatureerd beton berekend zal worden [HS14-053], [35], zal het beton in de praktijk nooit volledig verzadigd zijn. Het is immers zeer moeilijk om grote betonstructuren volledig te satureren, zelfs als ze ondergedompeld zijn [28], [21]. Zie ook casestudy's in OD-063, §3.3. Zelfs voor bijna gesatureerd beton is de capillariteit nog steeds het dominerend mechanisme voor watertransport (de capillaire zuiging blijft zeer hoog, zelfs dicht bij watersaturatie [10] en [14]). De gravitatie-effecten zijn verscheidene grootteordes

kleiner dan de capillaire effecten in normale betonporiën. Enkel bij degradatie (gebarsten beton, percolatienetwerk) kan het permeatieproces, aangedreven door het gravitatieveld, een belangrijke rol spelen in het watertransport [44], [28].

Voor de heersende hydrologische omstandigheden in de modules, te weten:

- watersaturatiegraad rond 80% evoluerend tot dichtbij 100% op lange termijn
- afwezigheid van een watertafel boven de componenten,

is de waarde voor de waterpermeabiliteit zoals bepaald via inverse modellering van drogings- en bevochtigingsproeven de meest representatieve voor een initieel intact beton [11], §4.

Bij een inverse modellering van drogingsproeven op 10 proefstukken van het beton van de caisson (proefstukken genomen tijdens de productie van prototype monolieten bij SOCEA in 2010) heeft het CEA een waarde van $2 \cdot 10^{-22} \text{ m}^2$ verkregen voor de waterpermeabiliteit bij watersaturatiegraad (S) van 100% [11], §4. Een waarde van $2 \cdot 10^{-22} \text{ m}^2$ voor de waterpermeabiliteit correspondeert met een hydraulische geleidbaarheid van $2 \cdot 10^{-15} \text{ m/s}$.

Afhankelijk van de gebruikte wiskundige functie voor de waterretentiecurve liggen de waarden voor de permeabiliteit bij $S=100\%$ tussen $2 \cdot 10^{-22}$ en $4 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ [11], §4, Figure 6. Bij S kleiner dan 90% verdwijnt deze spreiding.

Bij $S = 80\%$ bedraagt de waarde van de permeabiliteit $2 \cdot 10^{-23} \text{ m}^2$, §4, Figure 6.

2.2. Representativiteit van laboratorium-stalen voor gewapend beton op grote schaal

De waarde van de waterpermeabiliteit bepaald via inverse modellering van drogings- en bevochtigingsproeven op laboratoriumschaal is representatief voor de waterpermeabiliteit op grote schaal. Dit omwille van onderstaande argumenten:

- Er zullen geen doorgaande scheurnetwerken zijn in niet-gedegradeerde structuren. Zelfs als er zeer lokaal scheuren zouden gevormd worden, dan zouden ze beperkt blijven tot het oppervlak van het beton ('distributed cracks'). Dit type van scheuren heeft geen impact op de waterpermeabiliteit van beton [7], [42]. Dit werd ook aangetoond in tests uitgevoerd door ANDRA [32].
- Als de scheuren niet aaneengesloten zijn tot een percolerend netwerk, dan verandert de waterpermeabiliteit niet. Gepubliceerde gegevens geven aan dat voor onbelaste proefstukken, of proefstukken belast tot minder dan 30% van de piekbelasting, men de discrete scheuren bij de interfaces niet expliciet in de transportmodellen moet beschouwen omdat deze scheuren waarschijnlijk al aanwezig waren in de laboratoriumproefstukken gebruikt om de transporteigenschappen te bepalen [34], §6.1.1.
- Betonnen elementen onderworpen aan drukspanning lager dan een bepaalde drempel vertonen een lichte afname van de waterpermeabiliteit door het sluiten van porositeit en microscheuren ([11] en referenties daarin). Boven de drempelwaarde neemt de waterpermeabiliteit scherp toe door samenvoeging van microscheuren. De precieze waarde van de drempel ligt tussen 30% en 80% van de druksterkte ([11] en referenties daarin). Er dient hierbij opgemerkt dat de verschillende studies een brede waaier aan

verschillend beton, percolatievloeistoffen en methodes aanwenden, resulterend in een breed gamma aan drempelwaardes. De meer betrouwbare studies lijken echter aan te geven dat de drempelwaarde lager ligt dan 60% van de druksterkte. De drukspanning in modules en monolieten zal lager liggen dan 30% van de karakteristieke druksterkte en dus veel lager dan de drempelwaarde [5], annex 4, §5, [3], §8.3.

- De modules zijn zwaar gewapende structuren. Misconsolidaties buiten beschouwing gelaten kan men zich de vraag stellen in welke mate deze stalen wapening, die in hoge mate aanwezig is, de waterpermeabiliteit beïnvloedt. Echter, men mag besluiten dat de ‘Interfacial Transition Zone’ (ITZ) aan het oppervlak van de wapeningsstaaf geen belangrijke invloed zal hebben op de waterpermeabiliteit van de structuur wanneer de werkbelastingen zoals verwacht zijn (geen vorming van een percolerend netwerk). Immers:
 - er zijn belangrijkere factoren dan de kenmerken van een ITZ die de transporteigenschappen van een beton bepalen, zoals de grootte van de aggregaten, de interconnectiviteit van de poriën in de ITZ, het volume van de cementpasta (mengverhoudingen), de eigenschappen van vers beton [29], [27]. Een hogere porositeit in de ITZ betekent niet noodzakelijk dat de waterpermeabiliteit lokaal significant toeneemt. Bovendien blijft de ITZ rond de wapeningsstaven erg lokaal (geen percolerend netwerk) waardoor zijn effect op het bulkgedrag beperkt is.
 - ook uit metingen is gebleken dat de wapening bij normale gebruiksomstandigheden geen belangrijke invloed heeft op de gaspermeabiliteit (vergeleken met metingen op hetzelfde beton maar dan zonder bewapeningsstaven) [12], [31].

Er dient verder vermeld dat een onderscheid gemaakt moet worden tussen de eigenschappen van beton op grote schaal en de karakteristieken van de structuur zelf. Net zoals bij doorgaande scheurnetwerken is bij structurele defecten de notie van waterpermeabiliteit niet meer relevant en moeten de defecten/scheuren en intacte delen van het beton apart behandeld worden [40].

2.3. Upscaling factor om rekening te houden met heterogeniteit en bouwimperfecties in industriële omstandigheden voor modules en caissons

2.3.1. Modules

De factor 10 die wordt toegepast op de modules houdt rekening met het verschil tussen laboratorium en industriële omstandigheden. Er werd een upscaling-factor van 10 vastgelegd tussen waarden voor beton gemaakt onder laboratorium omstandigheden en onder industriële omstandigheden [11], §5.

We merken op dat de proeven uitgevoerd door CEA (zie §2.1) gebruik maakten van proefstukken genomen tijdens de productie van prototypemonolieten, en dus al rekening hielden met een zekere opschaling van laboratorium omstandigheden. Een factor 10 toepassen is bijgevolg een eerder voorzichtige benadering.

In wat volgt lijsten we kort de belangrijkste bronnen en argumenten op waarop [11], §5 zich baseerde.

- Tests hebben aangetoond dat de wateropslorping van niet-geconsolideerd beton (dat niet voldoende is getrild) zeven keer groter is dan dat van volledig getrild beton. Een verkeerde plaatsing heeft hierdoor een veel ingrijpender effect dan een belasting of thermische scheuren [20]. Het QC-programma dat wordt geïmplementeerd bij categorie A, zal een zulke imperfectie (gebrek aan consolidatie) vermijden. Een ontbrekende consolidatie dient bijgevolg niet in de upscaling-factor ingecalculiseerd te worden.
- Kleine imperfecties zoals lokale grindnesten te wijten aan de hoge densiteit aan wapening hebben geen invloed op de waterpermeabiliteit van de component in zijn geheel, omdat er voor kleine imperfecties geen volledig doorgaande hydraulische connectie is.
- Metingen die gedurende één jaar op een bouwterrein zijn uitgevoerd [9] vertoonden een beperkte variatiecoëfficiënt op de gaspermeabiliteit van ongeveer 22% door variërende omstandigheden op de bouwterrein.
- Een belangrijke potentiële bron van degradatie van reële structuren is gelinkt aan structurele effecten [42], [43]. Het beton van de bergingsinstallatie echter kan in normale gebruiksomstandigheden niet onder zijn belasting doorscheuren door de quasi afwezigheid van buigmomenten. Het beton zal enkel op jonge leeftijd enigszins vervormen door thermische spanningen evenals autogene droogkrimp op jonge leeftijd. De scheuren die daardoor mogelijk ontstaan zullen geen grote impact hebben op de waterpermeabiliteit van de betonstructuren, ze zijn immers dun en superficiael. Dit wordt gestaafd door metingen op een betonnen viaduct. Bij constructie van een betonnen viaduct werden metingen van luchtpermeabiliteit op het bouwwerk (mechanisch belast) vergeleken met metingen op (mechanisch onbelaste) proefstukken gemaakt in een laboratorium [33]. De op de werf gemeten luchtpermeabiliteit blijkt slechts beperkt groter dan de waterpermeabiliteit in het lab; de ratio tussen beide waarden schommelt ergens tussen 0,9 en 3,9 [33].
- Meer dan een factor 10 voor de upscaling-factor zou onrealistisch zijn omdat de waterpermeabiliteit door ontkalking van beton (uitloging van portlandiet) slechts een factor 100 verhoogt [22], [8], [36].

NIRAS heeft, rekening houdend met de metingen en met de upscaling, de volgende waarden geselecteerd voor de hydraulische geleidbaarheid van het beton van de modules:

- **Bij bijna-watersaturatie (waarden gebruikt als startpunt van waterretentiecurve): minimum $2 \cdot 10^{-14}$ m/s, maximum $4 \cdot 10^{-13}$ m/s, geen beste schatting**
- **Bij 80% watersaturatie: beste schatting $2 \cdot 10^{-15}$ m/s – we nemen een factor 10 om onzekerheden in rekening te brengen: minimum $2 \cdot 10^{-16}$, maximum $2 \cdot 10^{-14}$ m/s.**

De hydraulische geleidbaarheid wordt ook bij 80% watersaturatie gegeven omdat de initiële hydrologische toestand van het beton met een watersaturatiegraad van 80%

[4], §7.3.1 overeenstemt. Deze hydraulische geleidbaarheid bepaalt de initiële hydrologische transporteigenschappen van het beton.

2.3.2. Caisson

De caissons zullen gemaakt worden in een specifiek voor caissons bestemde industriële installatie. In deze installatie zullen de constructie- en omgevingsparameters strikt gecontroleerd worden.

Een upscaling-factor van 5 is van toepassing op de caissons [4], §7.3.3.

Deze factor is gebaseerd op een studie uitgevoerd door CEA en ANDRA. In deze studie werd de luchtpermeabiliteit van twee types proefstukken gemeten. De eerste set proefstukken is in het lab geproduceerd terwijl de tweede set is uitgeboord uit een afvalcontainer die in industriële omstandigheden (maar met hetzelfde beton) is geproduceerd. De studie toonde dat de waterpermeabiliteit in dit laatste geval een factor 3,4 hoger lag [37].

We merken op dat de proeven uitgevoerd door CEA (zie §2.1) gebruikmaakten van proefstukken genomen tijdens de productie van prototypemonolieten, en dus al rekening hielden met een zekere opschaling van laboratorium omstandigheden. Een factor 5 toepassen is bijgevolg een eerder voorzichtige benadering.

NIRAS heeft, rekening houdend met de metingen en met de upscaling, de volgende waarden geselecteerd voor de hydraulische geleidbaarheid van het beton van de caissons:

- **Bij bijna-watersaturatie (waarden gebruikt als startpunt van waterretentiecurve): minimum $1 \cdot 10^{-14}$ m/s, maximum $2 \cdot 10^{-13}$ m/s, geen beste schatting**
- **Bij 80% watersaturatie: beste schatting $1 \cdot 10^{-15}$ m/s, we nemen een factor 10 om onzekerheden in rekening te brengen: minimum $1 \cdot 10^{-16}$, maximum $1 \cdot 10^{-14}$ m/s.**

2.4. Vezelversterkt beton

Desmettre en collega's hebben metingen uitgevoerd op vezelversterkt beton onder mechanische belasting [15], [16], [17], [18], [19]. Deze studies melden dat voor dezelfde graad aan mechanische schade een vezelversterkt beton een lagere waterpermeabiliteit bezit dan een klassiek gewapend beton. Dit is in overeenstemming met de conclusies van vroegere studies [39], [30].

Zelfs in afwezigheid van mechanische belasting heeft vezelversterkt beton een enigszins lagere waterpermeabiliteit dan klassiek gewapend beton [25], [41].

NIRAS is in 2015 een project gestart dat als doelstelling heeft om voor de proefafdekking een referentiesamenstelling vast te leggen van het vezelversterkt beton in de ondoorlatende topplaat. In dit project wordt beschouwd dat de waterpermeabiliteit van het vezelversterkt beton een factor 2 lager is dan deze van het beton van de module.

NIRAS heeft volgende waarden geselecteerd voor de hydraulische geleidbaarheid van het beton van het vezelversterkt beton van de ondoorlatende topplaat:

- **Bij bijna-watersaturatie (waarden gebruikt als startpunt van waterretentiecurve): minimum $1 \cdot 10^{-14}$ m/s, maximum $2 \cdot 10^{-13}$ m/s, geen beste schatting**
- **Bij 80% watersaturatie: beste schatting $1 \cdot 10^{-15}$ m/s, we nemen een factor 10 om onzekerheden in rekening te brengen: minimum $1 \cdot 10^{-16}$, maximum $1 \cdot 10^{-14}$ m/s.**

2.5. Immobilisatiemortel van de monoliet

De referentiesamenstelling van de immobilisatiemortel is in ontwikkeling (zie antwoord op de vraag [HS07-007]).

Metingen van de waterpermeabiliteit van een voorlopige samenstelling van de immobilisatiemortel leverden een waarde die iets lager was dan voor varianten van het beton voor de caissons en modules [2], §4.4.2, Table 4.17, pp.78-79. Een lagere waarde voor waterpermeabiliteit is bovendien coherent met een hogere gemeten waarde van elektrische weerstand voor mortel dan voor beton [2], §4.3.3, Table 4.10, pp.52-53. De lagere waarde is ten slotte ook coherent met een lagere gemeten waarde van capillaire waterabsorptie [2], §5.1, Table 5.1, p. 89. De voorlopige samenstelling uit [2] (Table 3.2 page 4) heeft gelijkaardige bestanddelen en water tot cement verhouding als de momenteel gehanteerde referentiesamenstelling IPM1 uit [HS07-007].

De mortel zal net als de caisson, gemaakt worden in een specifiek daarvoor bestemde industriële installatie. In deze installatie zullen de constructie- en omgevingsparameters strikt gecontroleerd worden.

Om deze redenen is het een goede benadering om voor de immobilisatiemortel van de monoliet dezelfde waarden voor de hydraulische geleidbaarheid te hanteren dan voor het beton van de caissons.

NIRAS heeft de volgende waarden geselecteerd voor de hydraulische geleidbaarheid van de immobilisatiemortel van de monoliet:

- **Bij bijna-watersaturatie (waarden gebruikt als startpunt van waterretentiecurve): minimum $1 \cdot 10^{-14}$ m/s, maximum $2 \cdot 10^{-13}$ m/s, geen beste schatting**
- **Bij 80% watersaturatie: beste schatting $1 \cdot 10^{-15}$ m/s, we nemen een factor 10 om onzekerheden in rekening te brengen: minimum $1 \cdot 10^{-16}$, maximum $1 \cdot 10^{-14}$ m/s.**

2.6. Opvulmateriaal van de inspectieruimten

NIRAS heeft nog geen referentiesamenstelling vastgelegd voor het opvulmateriaal van de inspectieruimten. Als referentie wordt een vloeibare en permeabele mortel beschouwd.

Vereisten met betrekking tot doenbaarheid van opvulling omvatten een hoge vloeibaarheid en verpompbaarheid [6], §10.2.3, p.10-4. Dit impliceert dat deze mortel een hoge w/c zou hebben, en bijgevolg een hogere porositeit.

Voor het opvulmateriaal is een zekere sorptiecapaciteit vereist [6], §10.2.3, p.10-4. Om de sorptiecapaciteit van dit materiaal tijdens de migratie van de radionucliden effectief te benutten is een poreus en permeabel materiaal beter geschikt dan een materiaal met lage porositeit en waterpermeabiliteit. NIRAS zal daarom bij de ontwikkeling van het opvulmateriaal een hydraulische geleidbaarheid groter dan $1 \cdot 10^{-6}$ m/s vereisen.

Tot op heden werden voor gelijkaardige materialen gebruikt bij de berging van radioactief afval echter lagere hydraulische geleidbaarheden teruggevonden.

De Nirex Reference Vault Backfill [23] is een voorbeeld van een poreus opvulmateriaal op basis van cement. De hydraulische geleidbaarheid van dit materiaal bedraagt $1 \cdot 10^{-9}$ m/s [23].

Een literatuuroverzicht van de hydrologische eigenschappen van cementgebaseerde opvulmaterialen gebruikt bij de berging van radioactief afval, vermeldt een bovenwaarde van $1 \cdot 10^{-8}$ m/s voor gelijkaardige materialen [34].

Teneinde de doenbaarheid aan te tonen van het ontwikkelen van een mengsel met de gevraagde eigenschappen zal NIRAS enkele verkennende labo-proeven uitvoeren. Doel is om daarbij een hydraulische geleidbaarheid van grootte-orde 10^{-6} m/s te verkrijgen. Daarom wordt deze waarde voorlopig geselecteerd als beste schatting bij bijna-water saturatie.

3. Aanpassing aan het veiligheidsrapport

Hoofdstuk 5 zal aangepast worden rekening houdend met §2 van dit antwoord.

4. Referenties

- [1] [OD-108] ONDRAF/NIRAS, Selection of near field parameters for the Dessel near surface repository, NIROND-TR 2010-07 E V1 (02/12/2011)
- [2] [OD-124] ONDRAF/NIRAS, Characterisation of cementitious matrices for surface disposal of LLW, NIROND-TR 2009-17 E V1, 2009
- [3] [OD-131] ONDRAF/NIRAS, Detailed design monoliths, NIROND-TR 2011-63 E V2, 2012
- [4] [OD-187] ONDRAF/NIRAS, Aspects phénoménologiques relatifs aux processus de dégradation chimiques des barrières ouvragées à base de liant hydraulique –

Evaluation de la phase d'initiation de la corrosion des armatures des structures en béton armé, NIROND-TR 2011-58 F V2 (juillet 2014)

- [5] [OD-166] ONDRAF/NIRAS, Detailed Design Modules, NIROND-TR 2011-55 E V2, 2012
- [6] NIRAS, Sluiting van de berging – Hoofdstuk 10 uit het veiligheidsrapport voor de oppervlaktebergingsinrichting van categorie A-afval in Dessel, NIROND-TR 2011-10 N V2, 2012
- [7] Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages, Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction Etat de l'art et Guide pour la mise en œuvre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité Groupe de travail "Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – Indicateurs de durabilité", Association Française de Génie Civil (AFGC) : "Conception des bétons en vue d'une durée de vie donnée des ouvrages - Indicateurs de durabilité"., 2004
- [8] Agostini, Lafhaj, Skoczylas & Loodsveldt, Experimental study of accelerated leaching on hollow cylinders of mortar, *Cement and Concrete Research* 37(1) 71-78 (2007).
- [9] A. Aït-Mokhtar, R. Belarbi, F. Benboudjema, N. Burlion, B. Capra, M. Carcassès, J-B. Colliat, F. Cussigh, F. Deby, F. Jacquemot, T. de Larrard, J-f. Lataste, P. Le Bescop, M. Pierre, S. Poyet, P. Rougeau, T. Rougelot, A. Sellier, J. Séménadisse, J-M. Torrenti, A. Trabelsi, P. Turcry, H. Yanez-Godoy, Experimental investigation of the variability of concrete durability properties, *Cement and Concrete Research* 45(1) 21-36 (2013)
- [10] Baroghel-Bouny, V., Mainguy M., Lassabatere T. & Coussy O., Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials, *Cement and Concrete Research*, 29(8) (1999) 1225-1238
- [11] V. Baroghel-Bouny, S. Poyet, Permeability of cement-based materials, NIROND Technical report NIROND-TR 2015-05 E V1, May 2015
- [12] P.A. Claisse, Transport properties of concrete, Measurement and applications, Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering, 2014 (§6.6.1)
- [13] Conception et exécution des ouvrages étanches en béton, Note d'information technique 247, CSTC, Edition du Centre Scientifique et Technique de la Construction, 2012
- [14] O. Coussy, V. Baroghel-Bouny, P. Dangla, M. Mainguy, Evaluation de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 5(2-3), p. 269-284, 2001
- [15] C. Desmettre, Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques, Thèse de doctorat, Département des Génies Civil, Géologiques et des Mines, Ecole Polytechnique de Montréal, Université de Montréal, Décembre 2011

- [16] C. Desmettre, J-P. Charron, Novel water permeability device for reinforced concrete under load, *Materials and Structures* (2011) 44:1713-1723
- [17] C. Desmettre, J-P. Charron, Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading, *Cement and Concrete Research* 42 (2012) 945-952
- [18] C. Desmettre, J-P. Charron, Water permeability of reinforced concrete subjected to cyclic tensile loading, *ACI Materials Journal*, 110(1), p. 79-88
- [19] C. Desmettre, J-P. Charron, Water permeability of fiber reinforced concrete subjected to constant and cyclic loading, 8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: challenges and opportunities (BEFIB 2012) Proceedings pro088, Edited by Joaquim A.O. Barros ISBN: 978-2-35158-132-2 e-ISBN: 978-2-35158-133-9 Pages: 332 Publication date: 2012
- [20] S. Eghtesadi, The influence of defects in concrete (cracking and consolidation) on water absorption and electrical resistivity, Thesis, Concordia University, Montréal, Québec, Canada, 2014
- [21] G. Fagerlund, A service life model for internal frost damage in concrete, Lund University of Technology, Report TVBM-3119, 2004, §4.2
- [22] C. Gallé, H. Peycelon, P. Le Bescop, Effect of an accelerated chemical degradation on water permeability and pore structure of cement-based materials, *Advances in Cement Research*, 2004, 16, No. 3, July, 105-114
- [23] A.W. Harris, A.K. Nickerson, The physical properties of the Nirex Reference Vault Backfill, AEA Technology, Report NSS/R335, AEA-D&W-0450, 1997
- [24] A.T. Horne, I.G. Richardson, R.M.D. Brydson, Quantitative analysis of the microstructure of interfaces in steel reinforced concrete, *Cement and Concrete Research* 37 (2007) 1613-1623
- [25] Hoseini, Bindiganaville & Banthia, The effect of mechanical stress on permeability of concrete: a review, *Cement & Concrete Composites* 31(2) 213-220 (2009)
- [26] M. Hubert, Critères de conception en service des bétons renforcés de fibres basés sur la perméabilité à l'eau, PhD, Université de Montréal, 2014 (§ 2.3.2.2.3-Béton conventionnel)
- [27] A. Kenny, A. Katz, Characterization of the interfacial transition zone around steel rebar by means of the mean shift method, *Materials and Structures* (2012) 45: 639-652
- [28] C. Langton, J. Weiss, Transport through cracked concrete: literature review, SRNL-STI-2012-00267
- [29] A. Leemann, B. Münch, P. Gasser, L. Holzer, Influence of compaction on the interfacial transition zone and the permeability of concrete, *Cement and Concrete Research* 36 (2006) 1425-1433
- [30] C. Leung, R. Lai, A. Lee, Properties of wet-mixed fiber reinforced shotcrete and fiber reinforced concrete with similar composition, *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, pp. 788-795, 2005

- [31] R.H. Mills, Gas and water permeability of concrete for reactor building, University of Toronto, INFO-0188, 1986, A research report prepared for the Atomic Energy Control Board, Ottawa, Canada
- [32] M'Jahad S, Etude de l'impact de la micro-fissuration sur les propriétés de transfert des matériaux argilite et béton candidats au stockage des déchets nucléaires. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lille/Université de Lille 1, France, 2012
- [33] Neves & Vinagre Santos, Air permeability assessment in a reinforced concrete viaduct, in: Binda et al. (Eds.) proceedings of SACoMaTIS 2008 (RILEM Pro59), 299-307, Varenna, Italy (2008)
- [34] R.T. Pabalan, F.P. Glasser, D.A. Pickett, G.R. Walter, S. Biswas, M.R. Juckett, L.M. Sabido, J.L. Myers; Review of literature and assessment of factors relevant to performance of grouted systems for radioactive waste disposal. Center for Nuclear Waste Regulatory analyses, San Antonio, Texas, April 2009, Report CNWRA 2009-001 (Contract NRC NRC-02-07-006)
- [35] J. Perko, D. Jacques, J. Govaerts, Water saturation and water flow paths in the near-surface disposal at Dessel, Report SCK/4195432, Version 2.0, February 2015
- [36] Phung, Maes, Jacques, de Schutter & Ye, Decalcification of cement paste in NH₄NO₃ solution: microstructural alterations and its influence on the transport properties, Proceedings of the 10th fib International PhD symposium in Civil Engineering, 2014 July 21-23, Université Laval, Québec, Canada.
- [37] S. Poyet, X. Bourbon, Experimental investigation of concrete packages for radioactive waste management: permeability and influence of junctions, Transp Porous Med, DOI 10.1007/s11242-012-0032-y
- [38] S. Poyet, Determination of the intrinsic permeability to water of cementitious materials: Influence of the water retention curve, Cement and Concrete Composites 35(1) 127-135 (2013)
- [39] J. Rapoport, C-M. Aldea, S. Sha, B. Ankenman, A. Karr, Permeability of cracked steel fiber-reinforced concrete, Technical Report Number 115, January 2001, NISS (National Institute of Statistical Sciences)
- [40] G. Rastiello, Influence de la fissuration sur le transfert de fluides dans les structures en béton. Stratégies de modélisation probabiliste et étude expérimentale, (Ph. D. thesis) Université Paris-Est, IFSTAR, 2013
- [41] A.P. Singh, Strength and permeability characteristics of steel fibre reinforced concrete, International Journal of Civil, Structural, Construction And Architectural Engineering, Vol.7, No10, 2013
- [42] J-M. Torrenti, O. Didry, J-P. Ollivier, F. Plas, La dégradation des bétons, couplage fissuration – dégradation chimique dans les structures en béton, Editions Hermès (1999)
- [43] J.M. Torrenti, T. de Larrard, F. Benboudjema, Coupling between leaching and mechanical behaviour of concrete, Cement-Based Materials for Nuclear Waste

Storage, 2013, XVIII, p.69, Bart F., Cau-dit-Coumes C., Frizon F, Lorente S. (Eds), Springer

- [44] Z. Yang, J. Weiss, J. Olek, Water absorption in partially saturated fractured concrete, Proceedings of the International RILEM Workshop on Transport Mechanisms in Cracked Concrete, edited by K. Audenaert, L. Marsavina and G. De Schutter, 2007

1. HS05-006 – Lange termijnevolutie van een aantal eigenschappen

NIRAS verwijst in hoofdstuk 5 (§5.3.1.3) naar het document [4] voor de bepaling van de waarden van de permeabiliteit, porositeit, dispersiviteit en densiteit van het beton, alsook de beschrijving van de onzekerheden erop en de evolutie van deze eigenschappen op lange termijn.

Gegeven het belang van deze eigenschappen vragen FANC/Bel V om deze informatie samen te vatten in hoofdstuk 5.

2. Antwoord NIRAS

Hoofdstuk 5 zal aangepast worden rekening houdend met onderstaande informatie.

2.1. Inleiding tot carbonatatie: effect op de porositeit en hydraulische geleidbaarheid

Het belangrijkste proces voor de evolutie van het beton op lange termijn is carbonatatie (zie antwoord op de vraag HS14-001).

Bij carbonatatie vinden twee processen plaats met tegengestelde effecten op de hydraulische geleidbaarheid [1, 3].

- Enerzijds vullen de poriën zich met het calciet resulterend uit de carbonatatie. Dit heeft als effect een vermindering van de hydraulische geleidbaarheid;
- Anderzijds ontstaan microscheuren als gevolg van de carbonatatie van de C-S-H fasen in het beton. Dit heeft als effect een verhoging van de hydraulische geleidbaarheid.

Via deze twee processen heeft het carbonatatieproces een effect op zowel de permeabiliteit als de porositeit van het beton. Terwijl het netto-effect van deze processen op de porositeit steeds hetzelfde is voor ieder beton, namelijk een verlaging, is het netto-effect van een carbonatatieproces op de permeabiliteit afhankelijk van de betonsoort [1]:

- Bij een materiaal gebaseerd op een CEM III cement domineert het effect van de microscheuren op het effect van het opvullen van de poriën. Daarom wordt, in tegenstelling tot bij een CEM I, een (plaatselijke) toename van de hydraulische geleidbaarheid verwacht bij carbonatatie van een op CEM III gebaseerd materiaal.
- Bij een gecarbonateerd beton op basis van een CEM I, is het effect van het opvullen van de poriën dominerend op de creatie van microscheuren. Hierdoor zal voor een dergelijk beton de hydraulische geleidbaarheid in de gecarbonateerde zone dus afnemen

Dit kan ogenschijnlijk contradictorisch lijken, maar wordt verklaard door een verschuiving in de porie-grootte-distributie ten gevolge van het carbonatatieproces [1, 4]. Voor de betoncomponenten zal het diffusief transport niet aangetast worden door de verandering van permeabiliteit als gevolg van de carbonatatie.

2.2. Effectieve hydraulische geleidbaarheid

2.2.1. Intact klassiek gewapend beton

2.2.1.1. Initiële waarde

Zie antwoord op de vraag HS05-005.

2.2.1.2. Evolutie op lange termijn

De literatuurgegevens laten niet toe een numerieke schatting te maken van de verminderingfactor van de hydraulische geleidbaarheid door het carbonatieproces van de op CEM I gebaseerde betonsoorten (caisson en modules). Een vermindering van de hydraulische geleidbaarheid zou een verbetering van de performantie impliceren. NIRAS heeft daarom als voorzichtige aanpak de waarden van hydraulische geleidbaarheid voor intact beton behouden voor een deels gecarbonateerd beton.

Wanneer het carbonatatiefront de wapening bereikt, zal de corrosie van de bewapening niet langer beperkt blijven tot passieve corrosie door de hoge pH van het betonporiënwater en zal er na verloop van tijd snellere actieve corrosie van de wapening starten. Dit resulteert op termijn in scheurvorming in het beton door de reactieproducten van de corrosie.

Degradatie van gewapend beton zal in een eerste fase gekenmerkt worden door scheuren te wijten aan corrosie van de bewapening en/of seismische belasting. Hoewel effectieve hydraulische geleidbaarheid toepasbaar is op een diffuus net van scheuren, is dit niet het geval voor doorgaande scheuren of defecten (zie §7.3.2 van [5]). In aanwezigheid van doorgaande scheuren of een percolatienetwerk, kan de hydraulische geleidbaarheid van betonnen componenten niet langer betrouwbaar gekwantificeerd worden [6]. In dat geval dienen de betonmatrix en de scheuren apart behandeld te worden.

2.2.2. Vezelversterkt beton en mortel

2.2.2.1. Initiële waarde

Zie antwoord op de vraag HS05-005.

2.2.2.2. Evolutie op lange termijn

Het cement van het vezelversterkt beton is vandaag nog onbekend (de samenstelling is nog in ontwikkeling). De effecten van carbonatie op de hydraulische geleidbaarheid van de vezelversterkte topplaat zijn verwaarloosbaar. Immers, de gecarbonateerde zone heeft een verwaarloosbaar effect op de permeabiliteit van deze plaat zolang de totale dikte van de plaat niet gecarbonateerd is. Het verschil in carbonatiesnelheid tussen een CEM I, of een andere calcium-silicaat cement (bijvoorbeeld CEM III) is maximaal een factor 4 [7]. Aangezien een k-waarde van grootte orde $0.05 \text{ mm/a}^{0.5}$ wordt verwacht voor het beton op basis van een CEM I, kan men een k-waarde verwachten van ongeveer $0.2 \text{ mm/a}^{0.5}$ bij gebruik van een ander cement. Deze k-waarde geeft een carbonatie diepte van ongeveer 0,6 cm na

1000 jaar, wat te verwaarlozen is tegenover de totale dikte van de plaat van minimum 50 cm.

2.3. Porositeit

2.3.1. Intact beton

De porositeit van beton en mortel hangt vooral af van het cementgehalte en van de water/cement verhouding.

Voor beton werd de porositeit door middel van een MIP (Mercury Intrusion Porosimetry) techniek gemeten op verschillende kandidaat materialen [8], resulterend in waarden tussen 8,31% en 8,72% voor water/cement verhoudingen variërend tussen 0,47 en 0,54. In de gevoeligheidsstudie [9] werd door middel van een test van wateropslorping bij onderdompeling de porositeit bepaald van het beton van de caissons. De watertoegekankelijke porositeit voor de verschillende mengsels varieerde tussen 9,5% en 11% (zie Tabel 12 van [9]), met een gemiddelde van 9,7% voor de drie referentiemengsels. In de literatuur worden er voor beton met een water/cement verhouding tussen 0,4 en 0,5 waarden gevonden tussen 7% en 12% (zie Table 28 van [10]).

Op basis hiervan zijn de gekozen waarden [10], §7.5 & 7.7: Best-estimate (BE) 10% ; Expert Range (ER): 7% - 12%.

Deze waarden werden voor het beton van de modules bevestigd door metingen op labo proefstukken van de demonstratietest: gemiddeld: 11%, range: 9% - 12% [11].

2.3.2. Intacte mortel

Metingen qua porositeit van voorlopige samenstellingen van de mortel leverden waarden op die variëren tussen 7 en 12% [8, 12]. Nieuwe testen zijn bezig op de huidige referentiesamenstelling IPM1 (zie antwoord HS07-007 voor huidige referentiesamenstelling). Literatuurdata voor mortels met vergelijkbare W/C vertonen een gelijkaardige range van porositeitswaarden [13, 14 en referenties daarin, 15, 16, 17].

Gebaseerd op deze gegevens selecteren we volgende waarden: BE = 10% (ER = 7 – 12 %).

2.3.3. Vezelversterkt beton

Voor vezelversterkt beton zijn dezelfde waarden van de porositeit gekozen als voor klassiek gewapend beton omdat de W/C gelijkaardig of kleiner zal zijn als deze van het beton van de modules en de monolieten.

2.3.4. Evolutie op lange termijn

Het belangrijkste proces voor de evolutie van het beton op lange termijn is carbonatatie (zie antwoord op de vraag HS14-001). Bij carbonatatie vullen poriën zich met calciet, anderzijds worden er bij carbonatatie microscheuren gevormd, zie § 2.1.

Een modellering door het CEA van het beton van de modules en caissons resulteert in een vermindering van 2 à 3 % van de porositeit door carbonatatie [18]. Deze waarden liggen in de lijn van gepubliceerde experimentele gegevens voor gelijkaardig beton [19, 20, 21, 22]. Voor mortel wordt een grotere vermindering van de porositeit gerapporteerd: tussen 5 en 10% vermindering [1, 23, 24].

2.4. Droge bulkdichtheid

De droge bulkdichtheid is nauw verbonden met de porositeit.

De waarden voor intact beton en intacte mortel zijn [10] §8.2 en §8.5:

- Beton: BE = 2313 kg/m³ (ER = 2310 – 2330 kg/m³)
- Mortel: BE = 2220 kg/m³ (ER = 2210 – 2230 kg/m³).

De evolutie van de bulkdensiteit zal de evolutie van de porositeit volgen.

Voor vezelversterkt beton zijn dezelfde waarden van de droge bulkdichtheid gekozen als voor beton omdat de doseringen gelijkaardig zullen zijn aan de doseringen van het beton van de modules en van de monolieten. Voor vezelversterkt beton met W/C verhoudingen tussen 0,36 en 0,56 worden typische waarden tussen ongeveer 2300 en 2450 kg/m³ gevonden in de literatuur [2].

2.5. Dispersiviteit

Er werden geen studies gevonden betreffende dispersiviteit van beton of mortel.

3. Aanpassingen aan het veiligheidsrapport

Zie antwoord in §2.

4. Referenties

- [1] M. Auroy et al., “Impact of carbonation on unsaturated water transport properties of cement-based materials,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 74, pp. 44–58, Aug. 2015
- [2] T. Teruzzi, E. Cadoni, G. Frigeri, S. Cangiano, A. Plizzari, *Durability aspects of steel fibre reinforced Concrete*, Proceedings of the 6th RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concrete (FRC) – BEFIB 2004, 20-22 September 2004, Varenna, Italy (p. 625-634)
- [3] Drouet E., *Impact de la température sur la carbonatation des matériaux cimentaires : prise en compte des transferts hydriques*. Thèse de doctorat de l'École Normale Supérieure de Cachan, 2010
- [4] A. Morandea, M. Thiéry, and P. Dangla, “Investigation of the carbonation mechanism of CH and C-S-H in terms of kinetics, microstructure changes and moisture properties,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 56, pp. 153–170, Feb. 2014.
- [5] (OD-187V2) R. Gens, *Aspects phénoménologiques relatifs aux processus de dégradation chimiques des barrières ouvragées à base de liant hydraulique –*

Evaluation de la phase d'initiation de la corrosion des armatures des structures en béton armé, ONDRAF/NIRAS NIROND-TR 2011-58 F V2, 2014

- [6] G. Rastiello, Influence de la fissuration sur le transfert de fluides dans les structures en béton. stratégies de modélisation probabiliste et étude expérimentale, (Ph.D. thesis) Université Paris-Est, IFSTTAR, 2013
- [7] L.J. Parrott, Some effects of cement and curing upon carbonation and reinforcement corrosion in concrete, *Materials and Structures / Matériaux et Constructions*, vol 29, April 1996, pp 164-173
- [8] (OD-124) M. Castellote, C. Andrade, A. Castillo, Characterisation of cementitious matrices for surface disposal of LLW, ONDRAF/NIRAS NIROND-TR 2009-17 E V1, 2009
- [9] (OD-134) J. Pierard, Gevoeligheidsstudie van beton, ONDRAF/NIRAS NIROND-TR 2011-74 N, 2011
- [10] (OD-108) S. Seetharam, D. Mallants, L. Wang, D. Jacques, J. Perko, S. Schneider, Selection of near field parameters for the Dessel near surface repository, ONDRAF/NIRAS NIROND-TR 2010-07 E V1, 2011
- [11] E. Coppens; Eigenschappen van het beton van de demonstratieproef 2011-2013 in verharde toestand, NIRAS Nota 2013-1679, 2013
 - [12] CSTC/WTCB, Karakterisatie van mortel, Proefverslag 3 2° versie, DE65092004, 2010
- [13] M.A. Phifer, M.R. Millings, G.P. Flach, Hydraulic property data package for the E-Area and Z-Area soils, cementitious materials, and waste zones, WSRC-STI-2006-00198 (Table 6.2)
- [14] X. Chen, S. Wu, J. Zhou, Influence of porosity on compressive strength and tensile strength of cement mortar, *Construction and Building Materials* 40 (2013) 869-847
- [15] I. Papayianni, M. Stefanidou, Strength-porosity relationships in lime-pozzolan mortars, *Construction and Building Materials* 20 (2006) 700-705
- [16] Y-Y. Kim, K-M. Lee, J-W. Bang and S-J. Kwon, Effect of W/C ratio on durability and porosity in cement mortar with constant cement amount, *Advances in Materials Science and Engineering*, Vol. 2014, Article ID 273460
- [17] M. Goueygou, Z. Lafhaj, M. Kaczmarek, Relationship between porosity, permeability and ultrasonic Parameters in sound and damaged mortar, *Non-Destructive Testing in Civil Engineering, Proceedings of International Symposium NDT-CE 2003*
- [18] (OD-104) B. Bary, Estimation of concrete carbonation in the modules and monoliths, NIROND-TR 2011-19 E V2, June 2011
- [19] G. Villain, M. Thiery, Impact of carbonation on microstructure and transport properties of concrete, *International Conference on durability of building materials and components*, Lyon, France, 17-20 April 2005

- [20] I. Garcia-Lodeiro, J.G. Palomo, A. Palomo, A. Fernandez-Jimenez, A statistical approach to the study of concrete carbonation, *Materiales De Construccion*, Vol.64, Issue 313, January-March 2014
- [21] C.A. Rigo da Silva, R. J. Pedrosa Reis, F. Soares Lameiras, and W. Luiz Vasconcelos, Carbonation-related microstructural changes in long-term durability concrete, *Materials Research*, Vol.5, No3, 287-293, 2002
- [22] H. Ranaivormanana, Transferts dans les milieux poreux réactifs non saturés : application à la cicatrisation de fissure dans les matériaux cimentaires par carbonatation, Thèse, Université Toulouse III, Paul Sabatier, 2010
- [23] N. Hyvert, Application de l'approche probabiliste à la durabilité des produits préfabriqués en béton, Thèse, Université Toulouse III, Paul Sabatier, 2009
- [24] S. Tung Pham, Effects of carbonation on the microporosity and macro properties of Portland cement mortar CEM I, *Journal of Materials Science and Chemical Engineering*, 2014, 2, 40-52

1. HS05-007 Hydraulische geleidbaarheid van de afdekking

FANC en Bel V vragen NIRAS de referenties of argumentatie te geven voor de voorgestelde waarde van de hydraulische geleidbaarheid (10^{-9} m/s) van de kleilaag in de afdekking, rekening houdend met de schaal, de momenteel voorziene constructietechniek en de geassocieerde variabiliteit.

2. Antwoord NIRAS

De Europese richtlijnen betreffende de implementatie van stortplaatsen verplichten het aanbrengen van een kleibarière van minstens 1 m voor huishoudelijk afval en van minstens 5 m voor gevaarlijk afval met een permeabiliteitscoëfficiënt kleiner dan 10^{-9} m/s. Deze Europese richtlijnen werden overgenomen in VLAREM II (Art. 5.2.4.3.3 §4) [3].

Het is altijd mogelijk geweest om zulke afdichtende barrières aan te brengen die aan het doorlatendheids criterium voldeden, en dit zelfs op oppervlakken met een grote helling (40%). Om dit te bewerkstelligen dient het watergehalte aangepast te worden van het materiaal. Dit kan, indien nodig, bekomen worden door mengen of infrezen van de laag tot een watergehalte bekomen wordt dat het ‘proctor optimum’ benaderd, dus waarbij het materiaal voldoende plastisch wordt. Het verdichten wordt met een pletwals verricht die voorzien wordt van zogenaamde ‘schapenpoten’. Beschikbare veldgegevens tonen aan dat een maximale permeabiliteitscoëfficiënt van 10^{-9} m/s doorgaans bereikt wordt indien de condities van ‘proctor optimum’ gerespecteerd worden. Historische toepassingsvoorbeelden tonen aan dat waarden tussen 4×10^{-10} m/s en 2×10^{-12} m/s haalbaar zijn [1]. In de proefafdekking van ANDRA in de ‘Centre de l’Aube’ worden waarden gemeten tussen $3,5 \times 10^{-12}$ m/s en 4×10^{-11} m/s voor een kleilaag van respectievelijk 1.5m en 0.6m dikte [5].

Kleibarières zijn effectief op korte en middellange termijn tenzij ze gebrekkig zijn aangelegd of dat ze onbeschermd aan de oppervlakte zouden komen te liggen [2]. De voorziene opbouw van de proefafdekking en de institutionele controleperiode garanderen echter een beschermde kleibarière gedurende deze termijnen.

De *in-situ* controle van de permeabiliteitscoëfficiënt gebeurt *at random* (algemeen genomen één test per 1250 m²) en aan de top van de laag of over een groter dieptebereik gemeten. De soorten permeabiliteitsmetingen worden onder andere beschreven in de gids ‘*Recommandations pour la caractérisation de la perméabilité des barrières d’étanchéité des installations de stockage de déchets*’ [4].

De rechtstreekse opvolging van de korte-termijn performantie van een afdichtende barrière wordt getest door de permeabiliteitscoëfficiënt *in-situ* te meten. Dit kan worden verricht met een dubbele-ring infiltrometertest. Deze tests worden in het algemeen uitgevoerd op proefstroken, zelden op de afdekking zelf. De proefstroken moeten van dezelfde dikte zijn als de overeenkomende laag van de afdekking, en met dezelfde machines aangebracht en verdicht. Andere criteria die in aanmerking komen voor de ‘construction quality assurance’ (CQA), zijn criteria van grondcompactie

zoals watergehalte, droge dichtheid, en het aantal bewegingen van de wals (§3.3.1 in [1]).

Het meten van betrouwbare in-situ permeabiliteitscoëfficiënten omvat het toepassen van relatieve grootschalige tests, zoals het gebruik van de dubbele-ring infiltrometer (ASTM D 5093), boringen (ASTM D 6391) of door het gebruik van een lysimeter [2]

Verder worden in de afdekking nog een aantal synthetische barrières geplaatst. Zo wordt in de kleilaag een GCL (Geosynthetic clay liner) voorzien. Een falen van de kleilaag zal in eerste instantie nog altijd opgevangen worden door de GCL. Informatie over de prestatie en de duurzaamheid van GCL's wordt gegeven in §4.1 en §4.4 van [1].

De bepaling van de variabiliteit die zou kunnen worden veroorzaakt tijdens de bouw en het aanleggen van de kleibarrière kan het best geschieden op de aangelegde teststroken. Daar zal op voorhand kunnen worden bepaald welke variaties in parameters men kan verwachten, en of deze aanvaardbaar zijn. Indien de variabiliteit te groot is, kan naar de oorzaak worden gezocht zodat deze kan worden weggewerkt.

3. Aanpassingen aan het veiligheidsrapport

Het veiligheidsrapport zal conform aan de hierboven beschrijving aangepast worden.

4. Referenties

- [1] NAS, 2007 Assessment of the Performance of Engineered Waste Containment Barriers, Committee to assess the Performance of Engineered Barriers, National Research Council, The National Academies Press, Washington D.C., 2007.
- [2] NUREG/CR-7028 (volume 1), 2011. Engineering Covers for Waste Containment: Changes in Engineering Properties and Implications for Long-Term Performance Assessment. Office of Nuclear Regulatory Research.
- [3] VLAREM II, 2014. Besluit van de Vlaamse regering van 1 juni 1995 houdende algemene en sectorale bepalingen inzake milieuhygiëne (B.S. 31 juli 1995).
- [4] Cazaux D. (2005) Recommandations pour la détermination de la perméabilité des barrières d'étanchéité des installations de stockage de déchets, Rapport final. Rapport BRGM-RP-53721-FR, 57 pages.
- [5] NIROND-TR 2010-07, 2011. Selection of near field parameters for the Dessel near surface project.

1. HS05-008 Sulfaatinhoud

In sectie 5.3.2.2 van hoofdstuk 5 wordt met betrekking tot sulfaataantasting gesteld dat “wordt aangenomen dat de vrijgavesnelheid in de primaire colli geconditioneerd afval voldoende laag is om de kunstmatige barrières niet aan te tasten”. FANC en Bel V vragen NIRAS om de voorwaarden te definiëren op niveau van de primaire colli om te vermijden dat een vrijkomen van sulfaat zou kunnen leiden tot aantasten van de betonbarrières.

2. Antwoord NIRAS

Het aftoetsen van onderstaande voorwaarden zal gebeuren via de conformiteitsdossiers (Zie HS06-006).

Het sulfaatgehalte in het geconditioneerd afval, afkomstig van het niet-geconditioneerd afval, is beperkt tot 12 g/kg geconditioneerd afval voor alle vormen van sulfaten exclusief bariumsulfaat.

Volgende categorieën worden onderscheiden ter beargumentering van bovenstaande:

1 Afval dat geen sulfaat bevat, in gelijk welke afvalvorm:

In dit geval is er geen risico van sulfaataantasting omdat er geen sulfaten zijn. Het betreft de meerderheid van de afvalfamilies. Voor dit geval worden er geen bijkomende voorwaarden gedefinieerd op niveau van de primaire colli.

2 Afval dat sulfaten in oplosbare vorm kan bevatten, homogeen of heterogeen gecementeerd:

Deze categorie, kan opgesplitst worden in concentraten enerzijds en heterogeen gecementeerd afval van verschillende oorsprong anderzijds. Voor beiden wordt de totale inventaris aan sulfaten uit het niet-geconditioneerd afval in acht genomen voor de berekening van bovenstaande limiet.

Voor een beargumentering van de limiet en benadering, zie lager.

3 Afval dat sulfaten in niet-oplosbare vorm kan bevatten:

In dit geval is er geen risico van sulfaataantasting omdat er quasi geen sulfaten kunnen vrijgesteld worden. Het betreft de afvalfamilies/variëteiten die zijn (voor)behandeld met voldoende barium om al het sulfaat neer te slaan in bariet. Voor een dergelijk geval worden er geen bijkomende voorwaarden gedefinieerd op niveau van de primaire colli.

Voor eventuele afvalcolli waar slechts een gedeelte van het sulfaat neergeslagen is in bariet wordt het neergeslagen sulfaat in mindering gebracht voor de bepaling van het vrije sulfaatgehalte en geldt bovenvermelde limiet op het resterende sulfaatgehalte.

4 Afval dat sulfaten in gebonden vorm kan bevatten:

Deze categorie betreft geconditioneerde harsen. We nemen volgende potentiële vrijstelling van sulfaten in acht:

- De hypothetische, volledige belading met SO_4^{2-} voor anionische harsen

- De potentieel degraderende sulfongroepen voor kationische harsen

Voor een beargumentering van de limiet en benadering, zie lager.

2.1. Beargumentering limiet

2.1.1. Homogeen gecementeerde concentraten

Het is belangrijk te evalueren of het vrijkomen van sulfaat zou kunnen leiden tot een aantasting van de betonbarrières. Het betreft hier homogeen gecementeerd afval dat oplosbare sulfaten kan bevatten.

De volgende conservatieve aanname wordt gemaakt: *Het homogeen geïmmobiliseerd concentraat heeft na uitharding dezelfde transporteigenschappen als grond.* Deze aanname laat ons toe te verwijzen naar NBN EN 206-1:2001 en zijn Belgische Bijlage ter bepaling van de milieuklasse overeenkomstig een dergelijk gecementeerd concentraat. Tevens is het evident dat deze hypothetische grond te allen tijde in basische conditie zal zijn ($\text{pH} \gg 7$). Dit maakt dat het gebruik van opmerking b uit Tabel 2 van NBN EN 206-1 niet enkel gejustificeerd is, maar ook aangewezen. Een klassieke extractie met zoutzuur ter bepaling van het sulfaatgehalte zal immers tot een extreme overschatting leiden van het sulfaatgehalte dat potentieel beschikbaar is voor aantasting van de betonbarrières. We merken op dat dit in tegenstelling is tot een omgeving van werkelijke grond, waar grondwaters vaak een pH significant lager dan 7 hebben.

Omwille van de chemische resistentie van de mortel en het beton (zie §6) is sulfaataantasting van deze materialen, zelfs bij rechtstreeks contact met het geïmmobiliseerd afval en in gesatureerde condities, uitgesloten zolang minder dan 12 g/kg sulfaten afkomstig uit concentraten in het HOC (= homogeen gecementeerd) afval vervat zijn. Immers, de sulfaten bijgedragen door het cement worden geacht immobiel te zijn en te blijven zolang de kunstmatige barrières zelf (mortel en caisson) door uitloging niet aangetast zijn maar wel eventueel gesatureerd. Deze sulfaten zijn immers voornamelijk vervat in ettringiet, zelfs in aanwezigheid van *competing species*, hetwelk stabiel is op $\text{pH} > \text{ca } 10.5$ [2].

Dit maakt dat sulfaataantasting van het beton uitgesloten kan worden voor verwerkte concentraten met een sulfaatgehalte lager dan 50 g/l ($12 \text{ g/kg} * 800 \text{ kg} / 185 \text{ l}$)⁶.

Daar rechtstreeks contact tussen de primaire verpakking en het beton inherent is aan de huidige referentieoplossing (vaten rechtstreeks op bodem van caissons) wordt de meest restrictieve limiet van de twee materialen aangenomen. Indien NIRAS de mogelijkheid kan ontwikkelen om de vaten volledig rondom rond met mortel te omhullen kan deze limiet mogelijk opgetrokken worden tot deze van de mortel.

⁶ 185 liter stemt overeen met het typische volume aan onverwerkte concentraten in een 400-liter vat. 800 kg is de massa van de inhoud van een 400-liter vat rekening houdend met een dichtheid van 2000 kg/m³.

2.1.2. Heterogeen geconditioneerd afval

Het is belangrijk te evalueren of het vrijkomen van sulfaat zou kunnen leiden tot een aantasting van de betonbarrières. Het betreft hier heterogeen gecementeerd afval dat oplosbare sulfaten kan bevatten.

De volgende conservatieve aanname wordt gemaakt: *Het heterogeen gecementeerd afval heeft na conditionering dezelfde transporteigenschappen als grond.* Deze aanname laat ons toe te verwijzen naar bovenstaande paragraaf voor de beargumentering van dezelfde limiet.

2.1.3. Ionenuitwisselingsharsen

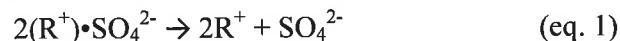
In dit geval is er geen risico zolang de drager het sulfaat vervat. De afvalstromen die hier onder vallen zijn gecementeerde ionenwisselaars (harsen).

2.1.3.1. Anionharsen:

Deze producten kunnen tijdens het cementatieproces of na uitharding hun lading (eventueel gebonden sulfaten) wisselen tegen andere ionen aanwezig in het (jonge) cementwater (bijvoorbeeld hydroxyl-ionen). Echter, zelfs indien men conservatief aanneemt dat een campagne enkel bestaat uit anionische harsen en deze, opnieuw conservatief, volledig verzadigd zijn met sulfaten en dat deze allen zullen uitgewisseld worden tegen hydroxyl-ionen is er geen gevaar voor sulfaataantasting:

De volgende conservatieve aanname wordt gemaakt: *Het homogeen geïmmobiliseerd hars heeft na uitharding dezelfde transporteigenschappen als grond.* Deze aanname laat ons toe te verwijzen naar NBN EN 206-1:2001 en zijn Belgische Bijlage ter bepaling van de milieuklasse overeenkomstig een dergelijk gecementeerd concentraat. Tevens is het evident dat deze hypothetische grond te allen tijde in basische conditie zal zijn ($\text{pH} \gg 7$). Dit maakt dat het gebruik van opmerking b uit Tabel 2 van NBN EN 206-1 niet enkel gejustificeerd is, maar ook aangewezen. Een klassieke extractie met zoutzuur ter bepaling van het sulfaatgehalte zal immers tot een extreme overschatting leiden van het sulfaatgehalte dat potentieel beschikbaar is voor aantasting van de betonbarrières. We merken op dat dit in tegenstelling is tot een omgeving van werkelijke grond, waar grondwaters vaak een pH significant lager dan 7 hebben.

De incorporatiegraad van een dergelijk afval per 400L vat bedraagt maximaal ongeveer 25 vol% Deductie van de gegevens uit [8]. De gebruikte anionische harsen hebben een typische capaciteit van ongeveer 1 eq/l (te controleren in het kader van conformiteitsdossiers), wat het totaal equivalenten per 400 L-vat op 100 brengt. Dit betekent dat slechts 50 mol SO_4^{2-} (5kg) vrij kan komen in dit systeem (zie schematische vergelijking, niet fenomenologisch, eq. 1).



5 kg sulfaten / 400 L vat resulteert in ongeveer $5000000\text{mg}/660 \text{ kg} = 7576 \text{ mg/kg}$ cementmatrix, wat minder dan 12000 mg/kg is, waar zowel de mortel als het beton resistent aan zijn (zie §6). Hier worden de volgende hypothesen gemaakt:

- Densiteit van de mortel: 2 200 kg/m³;
- Volume van de mortel: 75 vol% van het 400 L vat;
- Gewicht van de harsen wordt niet in rekening gebracht.

Deze hypothesen resulteren in een massa van 660 kg per 400 L vat (0,75 x 0,400 x 2200).

2.1.3.2. Kationharsen:

Kationharsen vervatten (meestal) een sulfongroep als actieve uitwisselingsite. De incorporatiegraad van een dergelijk afval per 400L vat bedraagt maximaal ongeveer 25 vol% [Deductie van de gegevens uit 8]. De densiteit van de harsen wordt geschat op 1 kg/l. Dit betekent dat ongeveer 100 000 g harsen vervat zitten in één vat.

Onder invloed van ioniserende straling en in aanwezigheid van water kunnen sulfongroepen gedissocieerd worden van de drager en vrijkomen in de cementmatrix. De enige gevonden en bruikbare verslaggeving van metingen op bestraalde harsen tot 10⁷ Gy hebben aangetoond dat tot 1 à 2 10⁻³ mol/2 g hars aan sulfaat kan vrij komen ten gevolge van deze geadsorbeerde dosis [figuur 3.13 uit 9]. Deductie van de gegevens uit de databank van NIRAS (IRA3-2013) tonen aan dat na duizend jaar een geïntegreerde dosis van maximaal 2 10⁶ Gy ontvangen kan worden in de harsen [13] waardoor minder dan 0,5 10⁻³ mol/ g hars aan sulfaat vrijkomt [figuur 3.13 uit 9]. Dit betekent dat slechts 50 mol SO₄²⁻ (5 kg) vrij kan komen in dit systeem (zie schematische vergelijking, niet fenomenologisch, eq. 2).



4,8 kg sulfaten / 400 L vat resulteert in ongeveer 4800000 mg / 660 kg = 7273 mg/kg cementmatrix, wat minder dan 12g/kg is waar zowel mortel als beton resistent aan zijn (zie §6). Hier worden de volgende hypothesen gemaakt:

- Densiteit van de mortel: 2 200 kg/m³;
- Volume van de mortel: 75 vol% van het 400 L vat;
- Gewicht van de harsen wordt niet in rekening gebracht.

Deze hypothesen resulteren in een massa van 660 kg per 400 L vat (0,75 x 0,400 x 2200).

2.2. Chemische resistentie van het beton en mortel

De verwachte evolutie van het de bergingsinstallatie is zo dat de omgeving waaraan de mortel en het beton van de monoliet blootgesteld wordt bijzonder is, in de zin dat uitloging quasi niet zal plaatsvinden. Dit komt door de afwezigheid van infiltrerend water dankzij de goede werking van de aarden afdekking en de ondoorlatende topplaat. Zolang er geen water kan infiltreren in de installatie is er te weinig water beschikbaar om de reactie (sulfaataantasting van de barrières) te laten doorgaan en van zodra water kan binnendringen in de installatie ontstaat er (geleidelijk aan) een scheurnetwerk.

De onwaarschijnlijkheid van een sulfaataantasting van zowel mortel als beton door uitloging uit de afvalvorm, zolang de bovenvermelde limieten worden gerespecteerd, wordt in onderstaande verder geargumenteed aan de hand van drie benaderingen:

- Vanuit normen wordt geargumenteed dat het beton en mortel voldoende resistent zijn tot sulfaataantasting om compatibel te zijn met een afvalvorm die aan bovenstaande limiet voldoet;
- Vanuit laboresultaten verkregen door beproeven van de referentiemortel en –beton wordt deze normatieve inschaling verder ondersteund;
- Uit de reactiemechanismen van expansieve ettringietvorming zoals beschreven in literatuur kan men concluderen dat de monoliet niet aan de condities blootgesteld wordt die een dergelijke aantasting favoriseren:

Voor een uitgebreide terugkoppeling tussen het verwacht evolutiegedrag en de argumenten die pleiten voor de afwezigheid van enige aantasting zie § 6.3 van dit antwoord en NIRAS-nota 2017-1893.

2.2.1. Normatieve inschaling

Het **caissonbeton** werd niet ontwikkeld volgens de vereisten van een duurzaamheidsklasse. De gebruikte samenstelling houdt het midden tussen uitvoerbaarheid en duurzaamheid, zoals aangetoond is in verschillende studies [6, 7]. Desondanks dat ze niet ontwikkeld is met een XA2-klasse (uit EN 206-1) voor ogen, voldoet de samenstelling van het beton aan de minimale vereisten van XA2. Omwille van deze reden schalen we het beton dan ook in deze klasse in.

Baseren we ons op de BRE Special Digest 1:2005, dan kunnen we de resistentie van het **beton tot thaumasietaantasting** inschatten. Deze norm beschrijft de procedure om de Design Sulfate klasse (DS Class) te determineren. Hierin wordt een classificatie gehanteerd betreffende ACEC-waardes (Agressive Chemical Environment for Concrete) verbonden aan een DC-klasse (Design Chemical Class). Hier gaan we de resistentie van het beton na tot de omgevingsklasse DS-3 uit tabel C1. Deze omgevingsklasse kenmerkt zich in een sulfaatconcentratie van maximaal 3000 mg/l in het grondwater (wat de bovenlimiet is van XA2 volgens EN 206-1) of een *total potential sulphate content* van 12 g/kg in een klei-omgeving. We veronderstellen verder statische grondwatercondities, een pH van het water hoger dan 3,5, en dat men een beton dient te gebruiken dat minstens beantwoordt aan de vereisten voor een service life van minimaal 100 jaar. Dit betekent dat het beton minstens aan de kwaliteitsklasse DC-2 dient te beantwoorden. Onafhankelijk van de grootte van de gebruikte granulaten voldoet het voorgestelde beton met een poedergehalte (cement en kalksteenmeel, bindmiddelklasse B⁷) van minstens 400 kg en een water dosering van minder dan 180 kg/m³ aan deze vereisten.

⁷ Gebaseerd op ervaring van het FILLTECH project te WTCB wordt niet verwacht dat een dosering van maximaal 15m% kalksteenmeel tot een verlaging van de

Referentie maken naar de *Total Potential Sulphate Content* om de bovenlimiet van sulfaatconcentratie in een geïmmobiliseerd afval te bepalen is conservatief. Immers, de oxidatie van pyriet zal in werkelijkheid leiden tot een verzuring van de omgeving terwijl in deze casus de pH steeds alkalisch zal zijn.

De **opvulmortel** voldoet met zijn hoog gehalte aan CEM III/C en zijn uiterst lage W/C veruit aan de vereisten van een T(0,45)-beton, het welke volgens NBN EN 206-1 in een **XA3 klasse** wordt aangeraden. De BRE Special Digest 1:2005 laat niet toe de mortel in te schalen omwille van de granulaatgrootte, die slechts maximaal 2 mm bedraagt.

2.2.2. Beproevingen

Proeven toegewijd aan **klassieke sulfaataantasting** op dit **beton** met tot 15 g/l en zelfs 30 g/l niet-geïmmobiliseerd sulfaat hebben geen aantasting aan het licht gebracht [6]. Ter vergelijking: het toegelaten sulfaatgehalte voor de klassen XA2 en XA3 is respectievelijk 3 g/l en 6 g/l vrij sulfaat in water. Dit toont aan dat de uitgevoerde testen (15 g/l en 30 g/l vrij sulfaat in water) conservatief zijn.

Ook laat dit beton uitmuntende **prestaties** opmeten voor een **beton** dat volgens de norm 'slechts' conform de XA2-vereisten is (o.a. permeabiliteit alsook klassieke sulfaataantasting), wat te verklaren is door de toevoeging van kalksteenmeel en strookt met de literatuur (onder meer [10], [11] en [12]).

Proeven, toegewijd aan **thausiasietvorming** uitgevoerd **op het beton** [p28-p71 van 14], illustreren de resistentie van het beton tot dit aantastingsmechanisme. De opgelegde chemische condities waren zeer erg agressief: tot 18 000 ppm sulfaat en 4 500 ppm magnesium. De blootstelling van de proefstukken aan deze condities werd uitgevoerd bij kamertemperatuur en bij 5°C om thausiasietvorming te favoriseren. Eén jaar later werden de proefstukken ondergedompeld in een waterglas-oplossing gedurende 12 maanden. Het resultaat van de proeven toont aan dat het beton zeer resistent is tot thausiasietvorming. Er was immers in geen enkel geval sprake van enige algemene degradatie van het proefstuk. De vorming van thausiasiet is enkel vastgesteld bij de proefstukken bewaard op lage temperatuur en beperkte zich tot zeer lokale puntobservaties. Bij proefstukken bewaard op kamertemperatuur kon enkel de vorming van vaste mengsels thausiasiet-ettringiet worden gedetecteerd, wat duidt op een indirecte vorming van thausiasiet door uitwisseling van ionen.

Momenteel wordt het gedrag van de **opvulmortel** in combinatie met (geconditioneerde) concentraten verder onderzocht door IETcc [7].

2.2.3. Literatuur

Ook in de literatuur wordt bewijs aangeleverd dat het voorstelde **beton en mortel ongevoelig zal zijn voor sulfaataantasting in zijn verwachte omgeving, in nauw contact met conforme afvalvormen.**

De verwachte evolutie van het systeem is zo dat de omgeving waaraan de mortel en het beton van de caisson blootgesteld wordt bijzonder is, in de zin dat uitloging quasi niet zal plaatsvinden. Dit komt door de afwezigheid van infiltrerend water dankzij de goede werking van de aarden afdekking en de ondoorlatende topplaat. Dit is in tegenstelling tot de meeste civiele betonstructuren die in contact zijn met vrij waterop een neutrale of zure pH. Het caissonbeton daarentegen staat in contact met het gecementeerde afval en met de mortel, beiden op hoge pH en in afwezigheid van vrij water. Ook wordt de monoliet niet onderworpen aan nat-droog cycli, waaraan de meeste betonstructuren wel onderhevig zijn. Dit alles maakt dat het poriewater van het caissonbeton en de mortel op relatief hoge pH blijven en dat hoge concentraties aan sulfaten vereist zijn om gesatureerd te zijn in gips [17].

Door deze afwezigheid van vrij water is een uitloging die van een dergelijke aard is dat ze deze hoge concentraties kan bewerkstellen zeer onwaarschijnlijk. Ook bemoeilijkt de aanwezigheid van interfases (caisson/mortel, afval/caisson, afval/mortel) en dense cementeuze materialen (de mortel) een dergelijk transport (zie o.a. [18]). Door de afwezigheid van nat-droog cycli in de monoliet is de (plaatselijke) opconcentratie van sulfaten onmogelijk. De expansieve kristalvorm van ettringiet (ettringiet dat zich vormt in de kleine poriën in het C-S-H), vereist een hoge supersaturatie van het poriewater, om te kunnen vormen en groeien. **Een dergelijk hoge concentratie aan sulfaat en calcium is hoogst onwaarschijnlijk in afwezigheid van gips [19, 20, 21, 22] en wordt dus zeer onrealistisch geacht voor zowel de mortel als het beton. Schade ten gevolge van ettringiet-aantasting is daardoor onwaarschijnlijk.** Hierdoor zal een verdere penetratie van sulfaten doorheen de mortel en beton stevig afgeremd worden en wordt ook eventuele thaumasietvorming bemoeilijkt.

Thaumasietvorming kan op de verwachte temperatuur van ca 10°C zich enkel manifesteren via de indirecte route, over ettringiet. Thaumasiet aantasting van een op cement gebaseerd materiaal blijkt daardoor een finaal aantastingsstadium [15,16]. Doch, in deze casus is het belangrijk op te merken dat thaumasiet enkel stabiel is indien de molaire verhouding SO_3 tot Al_2O_3 meer dan drie bedraagt [24]. Deze situatie kan zich alleen maar voordoen indien al het geconditioneerde sulfaat (12g/kg) uit de afvalvorm migreert zonder enige verdunning/verspreiding naar het beton. Om een thaumasiet-aantasting te geven in de mortel is zelfs een op-concentratie nodig. **Dergelijke situaties zijn hoogst onwaarschijnlijk tot onmogelijk.**

In de verwachte evolutie van het systeem, met een correcte werking van de aarden afdekking en de ondoorlatende topplaat, is er geen infiltrerend water in de bergingsmodules. Daardoor is het zeer onwaarschijnlijk dat ettringiet, thaumasiet of gipsvorming zich zal voordoen in de monolieten ten gevolge van een interactie met conforme afvalvormen.

Voor een uitgebreidere en gedetailleerde argumentatie wordt verwezen naar NIRAS-nota 2017-1893 [23].

2.3. Illustratie van het conservatisme

Zelfs in aanwezigheid van agressieve ionen, zoals chloriden of sulfaten tot respectievelijk 5 gewichtsprocent en 2,3 gewichtsprocent t.o.v cement (waarden representatief voor concentraten Doel) is de corrosiesnelheid van klassiek staal in een afgesloten omgeving (zoals in een vat) op lange termijn beperkt tot slechts 1µm/a [3], zolang er geen wateraanvoer en/of zuurstofaanvoer is. De corrosiesnelheid van de primaire verpakking aan de binnenzijde is bijgevolg zeer beperkt.

Daarnaast bezit de immobilisatiemortel een zeer hoge specifieke elektrische weerstand (1 kOhm.m in 100% relatieve vochtigheid) [7]. Steunend op [4], zal zolang de immobilisatiemortel niet verzadigt, en de specifieke elektrische weerstand bijgevolg groter is dan 1 kOhm.m, zelfs in het geval van actieve corrosie de corrosiesnelheid beperkt blijven tot gelijkaardige waarden als voor passieve corrosie. Immers, de specifieke elektrische weerstand verdubbelt ongeveer bij 80% saturatie in vergelijking tot 100% saturatie [5]. Daarnaast zal in gesatureerde condities de corrosiestroom niet sterk stijgen, het corrosieproces is dan immers zuurstofdiffusie-gelimiteerd.

Dit maakt dat de corrosiestroom van de buitenzijde van de primaire verpakking altijd (tot degradatie van de kunstmatige barrières) beperkt zal zijn tot ongeveer de grenswaarde van passieve corrosie. Zelfs indien het vat reeds gedeeltelijk gecorrodeerd is, zal de corrosiesnelheid sterk teruggedrongen worden.

Daar aangetoond is dat zowel de interne als externe corrosiesnelheid van de primaire verpakking steeds vergelijkbaar blijft met deze van een gepassiveerd systeem wordt de vrijgave van sulfaten (en andere deeltjes) naar de mortel en beton uitgesteld in het geval van intacte vaten, en beperkt in het geval van beschadigde vaten.

Bovendien wordt de beweegbaarheid van deze ionen, eens vrijgegeven, op zijn beurt vertraagd door de beperkte ionenpermeabiliteit, een tweede rechtstreeks gevolg van een dermate hoge specifieke elektrische weerstand.

Volgende argumenten illustreren bijgevolg het conservatisme van hierboven afgeleide limieten:

- Enig sulfaat zal zeer traag migreren doorheen de immobilisatiemortel
- De corrosiesnelheid van de primaire verpakking zal zeer gelimiteerd zijn en de vrijstelling van sulfaten (en andere deeltjes) zal sterk uitgesteld worden in de tijd.
- Duurzaamheidstests uitgevoerd in penaliserende omstandigheden indiceren dat het beton resistent is tot vele hogere sulfaatconcentraties dan de opgelegde limietwaarde

3. Aanpassing aan het veiligheidsrapport

Het veiligheidsrapport zal conform aan de hierboven beschrijving aangepast worden.

4. Referenties

- [1] ANDRA, Tome Phenomenological evolution of a geological repository, Dossier 2005 Argile
- [2] *Evaluation of ettringite and hydrocalumite formation for heavy metal immobilization: Literature review and experimental study*, Maria Chrysochoou, Dimitris Dermatas, Journal of Hazardous Materials, V136 I1 (2006) p22-33.
- [3] *Corrosion of steel drums containing cemented ion-exchange resins as intermediate level nuclear waste*, G.S. Duffó, S.B.Farina, F.M.Schulz, Journal of Nuclear Materials 438 (2013)116–125
- [4] Hornbostel, K., Larsen, C.K., Geiker, M.R., Relationship between concrete resistivity and corrosion rate – a literature review, Cement & Concrete Composites (2013)
- [5] GjØrv, O.E., Vennesland, Ø , and El-Busaidy, A.H. S., “Electrical Resistivity of Concrete in the Oceans,” Proceedings – 9 th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, pages 581 to 588, May 2-5, 1977.
 - [6] IETcc, M. Castellote, C. Andrade, A Castillo, Report 19.171.
 - [7] IETcc, to be published
- [8] Goedkeuringsdossier WB02/A: “Conditionering van de diverse afvalstromen van de Kerncentrale van Doel – harsen / variante A”
- [9] K.J. Swyler, C.J. Dodge, R. Dayal, Assesment of irradiation in radwaste containing oranic ion-exchange media, Brookhaven National Laboratory, Topical Report NUREG/CR-3812, 1984
- [10] Liu, S., Yan, P., Effect of limestone powder on microstructure of concrete, Journal of Wuhan University of technology, Material Science. vol 25 n° 2 (2010)
- [11] Z. Sawicz and S. S. Heng, *Durability of concrete with addition of limestone powder*, Magazine of Concrete Research, 48, No. 175, June, 13 1-137, (1996)
- [12] G. De Schutter, Effect of limestone filler as mineral addition in self-compacting concrete, 36th Conference on Our World in Concrete & Structures Singapore, August 14-16, (2011)
- [13] T. Vandoorne, Berekening van de maximaal geaccumuleerde geabsorbeerde dosis in harsen van categorie A. NIRAS nota 2016-2872, 2016
- [14] IETcc, Marta Castellote Armero, Report 19-4
- [15] E.F. Irassar, Sulfate attack on cementitious materials containing limestone filler – A Review, Cement and Concrete Research, 39 (2009) 241-254
- [16] A.M. Hossack, M.D.A. Thomas, Evaluation of the effect of tricalcium aluminate content on the severity of sulfate attack in Portland cement and Portland cement limestone cement, Cement and Concrete Composites, 56 (2015) 115-120
- [17] F. Bellmann, B. Moser, J. Stark, Influence of sulfate solution concentration on the formation of gypsum in sulfate resistance test specimen, Cement and Concrete Research 36 (2006) 358-363

- [18] M. Castellote, C. Andrade, P. Zuloaga, M. Ordonez, Chloride transport within the bulk of hardened cementitious materials, Proceedings of RILEM Workshop on Long-Term Performance of Cementitious Barriers and Reinforced Concrete in Nuclear Power Plants and Waste Management - NUCPERF 2009 – March 30 – April 2, 2009, Cadarache, France
- [19] Cheng Yu, Wei Sun, Karen Scrivener, Mechanism of expansion of mortars immersed in sodium sulfate solutions, *Cement and Concrete Research* 43 (2013) 105–111
- [20] Wolfram Müllauer, Robin E. Beddoe, Detlef Heinz, Sulfate attack expansion mechanisms, *Cement and Concrete Research* 52 (2013) 208–215
- [21] Wolfgang Kunther, Barbara Lothenbach, Karen L. Scrivener, On the relevance of volume increase for the length changes of mortar bars in sulfate solutions, *Cement and Concrete Research* 46 (2013) 23–29
- [22] Wolfgang Kunther a, Barbara Lothenbach b, Jørgen Skibsted, Influence of the Ca/Si ratio of the C–S–H phase on the interaction with sulfate ions and its impact on the ettringite crystallization pressure, *Cement and Concrete Research* 69 (2015) 37–49
- [23] Robert Gens, Erik Coppens, *Thaumasite formation and ettringite formation, new insight*. (2007) Niras note 2017-1893.
- [24] Thomas Schmidt, Barbara Lothenbach, Michael Romer, Jürg Neuenschwander, Karen Scrivener, Physical and microstructural aspects of sulfate attack on ordinary and limestone blended Portland cements, *Cement and Concrete Research* 39 (2009) 1111–1121

1. HS05-009 Onderscheid tussen verschillende cementgebonden materialen

Aan NIRAS wordt gevraagd om in hoofdstuk 5 een duidelijk onderscheid te maken tussen cementgebonden materialen waarvoor de eigenschappen/fenomenologie significant verschillend zal zijn. Specifiek gaat het bijvoorbeeld om de ophoging, het opvulmateriaal van het drainagesysteem en de inspectieruimte, alsook in voorkomend geval (zie vraag HS08-002) vezelversterkt beton. FANC en Bel V vragen om de eigenschappen en fenomenologie van deze materialen afzonderlijk te beschrijven in het hoofdstuk.

2. Antwoord NIRAS (zie ook het antwoord op vraag HS05-001)

2.1. Zand-cement ophoging

2.1.1. Rol, eigenschappen en verwacht gedrag

Voor een beschrijving van de keuze van het materiaal zie ook antwoord HS08-017.

De rol van de zand-cement ophoging is enerzijds zorgen voor een voldoende stabiele ondergrond voor de bovenliggende SSCs (voldoende draagkracht) en anderzijds zorgen voor sorptiecapaciteit. Door zijn dikte zorgt de zand-cement ophoging er ook voor dat de bergingsinstallatie buiten het bereik van eventuele overstromingen ligt.

De lasten van de bergingsinstallatie tijdens de bouw van de modules zijn van die aard dat een versterkte onderfundering aanbevolen wordt. Door een zand-cement mengsel op de laatste 2 m van de ophoging te gebruiken, ontstaat een stabiele basis voor de bouw van de modules. Een gewichtspercentage van ongeveer 5% cement (CEM III C, zie HS014-001) wordt aan het zand toegevoegd. Dit percentage werd gekozen na het beschouwen van verschillende aspecten:

- Een zand-cement onderfundering met ongeveer 5% cement voldoet aan de geotechnische vereisten, met ~5% cement wordt m.a.w. voldoende draagvermogen bereikt (zie §4.4.2 van [1]). Er wordt opgemerkt dat het vereiste draagvermogen het grootst is tijdens de constructiefase, meer bepaald wanneer de modulewanden gebouwd zijn maar de funderingsplaat nog niet. Nadien wordt de belasting meer gespreid (door de aanwezigheid van de funderingsplaat) en is de aanwezigheid van het cement vanuit geotechnisch standpunt strikt genomen niet meer vereist (zie §4.4.2 van [1]).
- Dankzij de toevoeging van cement stijgt de sorptiecapaciteit van de ophoging (zie Annex 1 van [1]). Voor de sorptiewaarden van cement zie HS05, Tabel 5-2, blz. 5-31/32. Om de sorptiecapaciteit van dit materiaal tijdens de migratie van de radionucliden effectief te benutten is een conductief materiaal nodig.
- Door de toevoeging van cement aan het zand vermindert de permeabiliteit. De gemeten waarde voor de zanden van Bierbeek van $2 \cdot 10^{-5}$ m/s verlaagt tot ongeveer $6 \cdot 10^{-6}$ m/s bij toevoeging van 5% en 10% cement (zie Annex 1 van [1]), en is dus bij toevoeging van 5 à 10% cement nog steeds voldoende hoog om (regen)water naar de ondergrond af te voeren.

- Een toevoeging van meer cement resulteert in een brossere ophoging, waardoor het risico op breukvorming na (differentiële) belasting verhoogt met hogere percentages cement.
- Een hoger cementpercentage zal leiden tot een hogere economische kost.
Zand-cementmengsels worden vaak gebruikt als bouw materiaal voor ophogingen bij werkzaamheden aan (spoor)wegen en andere infrastructuur.
Het zand dient te voldoen aan volgende vereisten (zie ook antwoord op vraag HS08-017):
- Volgens [1] §4.3.5:
 - ▶ Gebroken materiaal afkomstig van harde rots (hardheid wordt opgelegd d.m.v. Los Angeles en micro Deval indices)
 - ▶ Het zand moet vrij zijn van stof, grondafval en organisch afval en van eender welke vreemde stof
 - ▶ Een gespreide korrelverdeling wordt opgelegd (0/4)
 - Alkali- en zuurbestendig (geen kalksteen/dolomiet)
 - Niet-reactieve aggregaten (in het kader van ASR problematiek – Normen ASTM C 1260 (Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method)) of equivalent en ASTM C 1293 (Standard Test Method for Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction) of equivalent
 - De plasticiteitsindex van de fijne deeltjes mag niet meetbaar zijn
De veiligheidsfuncties van deze component zijn beschreven in HS02-023.

2.1.2. Degradatie en veroudering : oorzaken en processen, compatibiliteit en levensduur

Het verwachte degradatieproces is carbonatatie. Carbonatatie zal leiden tot een vermindering van de sorptie, een hogere druksterkte en een lagere ductiliteit. De draagkracht wordt niet beïnvloed.

We verwachten een beperkte degradatiesnelheid: omdat deze laag afgedekt is door meerdere meters grond, wordt een hoge relatieve vochtigheid (dichtbij 100%) en een lage partiële CO₂-druk verwacht en dus een lage carbonatatiesnelheid;

2.1.3. Resterende onzekerheden

De herkomst van het materiaal ligt nog niet vast, zie HS08-017.

De snelheid van degradatie:

- de carbonatatiesnelheid is afhankelijk van de relatieve vochtigheid en de partiële druk van CO₂.

2.1.4. Performantie-indicatoren

De performantie-indicatoren zijn de hydraulische conductiviteit, het cementgehalte en de draagkracht. Deze worden tijdens de constructie geverifieerd (Zie HS8 §8.7).

2.2. Opvulmateriaal van de inspectiegalerij

De in- en uitgang van de inspectiegalerij wordt afgesloten met beton, de rest van de inspectiegalerij wordt opgevuld met zand en met zand-cement (gedeelte boven de footprint van de zand-cement ophoging). Voor een beschrijving van de rol, eigenschappen, verwacht gedrag, degradatie en veroudering, resterende onzekerheden en performantie-indicatoren: zie §2.1.

2.3. Opvulmateriaal van de inspectieruimten

2.3.1. Rol, eigenschappen en verwacht gedrag

Het opvulmateriaal van de inspectieruimte vervult verschillende rollen:

- 1 Verhinderen van menselijke intrusie
- 2 Bijdragen tot de sorptiecapaciteit van de berging; Om de sorptiecapaciteit van dit materiaal tijdens de migratie van de radionucliden effectief te benutten is een conductief materiaal nodig
- 3 Evacuatie van water infiltratie zodat bathtubbing vermeden wordt, zie HS08-012.
- 4 Opvulling van vrije ruimte, zodat instorting van de ondersteunende plaat vermeden wordt wanneer de structurele integriteit hiervan af zou nemen op lange termijn.

De referentie-oplossing voor het opvullen⁸ van de inspectieruimten is het gebruik van grout (vloei-bare mortel). NIRAS heeft nog geen referentiesamenstelling vastgelegd voor het opvulmateriaal van de inspectieruimten.

Voor de hydraulische conductiviteit, zie antwoord op de vraag HS05-005.

Een zekere sorptiecapaciteit van het materiaal is vereist [3], §10.2.3, p.10-4.

De veiligheidsfuncties van deze component zijn beschreven in HS02-023.

2.3.2. Degradatie en veroudering : oorzaken en processen, compatibiliteit en levensduur

De degradatieprocessen hangen af van de uiteindelijke samenstelling van het gekozen opvulmateriaal. Voor het referentiemateriaal (een grout), is het degradatieproces carbonatatie.

Per definitie is standaard grout chemisch compatibel met beton. Het effect van de thermische compatibiliteit werd geverifieerd (Zie HS08-009).

⁸ Het opvullen zal gebeuren ~ 95 jaren na de exploitatie. Een alternatieve oplossing (gebruik van zeolieten) is onderzocht om de kennis rond de fenomenologie van deze kunstmatige barrières te kunnen onderbouwen.

2.3.3. Resterende onzekerheden

Een door DBE uitgevoerde evaluatie en de technische gebruikservaringen (cf. werkbezoek SMET) in het kader van de referentieoplossing bevestigen de technische uitvoerbaarheid van deze opvulling van de inspectieruimten (zie fiche 9). De keuze van de matrix (samenstelling) is nog niet vastgelegd (zie ook HS08-008). Om deze referentiesamenstelling op punt te stellen wordt een stapsgewijze aanpak vooropgesteld in [3] §10.2.4. Er zal een materiaal op basis van een hydraulisch bindmiddel gebruikt worden. Zodra de samenstelling van de matrix bepaald is, wordt dit aan een karakteriseringsprogramma onderworpen (eigenschappen, duurzaamheid).

2.3.4. Performantie-indicatoren

Voor het opvulmateriaal van de inspectieruimte zijn de performantie-indicatoren de sorptiecapaciteit, de behaalde opvulgraad, alsook de hydraulische conductiviteit en porositeit.

2.4. Opvulmateriaal van het drainagesysteem (pro memorie)

Tijdens de sluitingsfase wordt het grootste gedeelte van het drainagesysteem verwijderd. Enkel de roestvast stalen buis doorheen de ondersteunende plaat blijft achter.

2.5. Ondoorlatende topplaat

2.5.1. Rol, eigenschappen en verwacht gedrag

De voornaamste rol van de ondoorlatende topplaat is het beperken van waterinfiltratie in de modules en het dienst doen als fysieke barrière tegen onvrijwillige menselijke intrusie. Het referentiemateriaal voor de ondoorlatende topplaat is vezelversterkt beton (staalvezels).

Er werd nog geen referentieformule bepaald. De vereisten vooropgesteld voor de labo-ontwikkeling zijn de volgende:

- **Duurzaamheidseisen**
 - Sulfaatresistent
 - Zo resistent mogelijk aan zwavelzuuraantasting ten gevolge van pyrietoxidatie, doch met in achtname van technische randvoorwaarden.
 - Afwezigheid van silicagranulaten
 - Temperatuur tijdens uitharding < 70°C
 - Lage permeabiliteit (Zie HS05-005)
 - Voorafgaande goedkeuring hulpstoffen noodzakelijk
- **Mechanische eisen**
 - Matrix C40/50 (op 90 dagen)
 - Energie de fissuration > 3Nmm/mm²

- Geen doorgaande scheuren

De veiligheidsfuncties van deze component zijn beschreven in HS02-023..

Voor de hydraulische conductiviteit, zie antwoord op de vraag HS05-005.

2.5.2. Degradatie en veroudering : oorzaken en processen, compatibiliteit en levensduur

Er bestaan verschillende soorten vezels voor vezelversterkt beton. In het vervolg zullen we enkel aandacht schenken aan beton op basis van metaalvezels, waarvoor we over de meest relevante en talrijke gegevens beschikken. De uitgevoerde studies tonen aan dat vezelversterkt beton minder gevoelig is en beter gedrag vertoont tot corrosie dan gewapend beton [HS14-001, i,ii,iii,iv,v,vi,vii].

De evolutie van de ondoorlatende topplaat zal in afgedekte omstandigheden bepaald worden door carbonatatie. Voor afgedekte omstandigheden is de verwachte carbonatatediepte enkele mm na 1000 jaar (HS05-006). De totale dikte van de ondoorlatende topplaat bedraagt minstens 70 cm.

Door zijn aard is de ondoorlatende topplaat verenigbaar met het beton van de modules. Bij de keuze van de basismaterialen zal eveneens rekening worden gehouden met de milieuomstandigheden, waaronder de kenmerken van de andere componenten van de afdekking.

2.5.3. Resterende onzekerheden

Uit contacten met de industrie (zoals Bekaert, ArcelorMittal en Twintec) werd de doenbaarheid voor de uitvoering van een vezelversterkte topplaat bevestigd voor diktes van 0.2 m tot 1.2 m en vezelinhouden tot 120 kg/m³. Ook zijn platen van 36 m x 36 m zonder voegen mogelijk.

De matrix (samenstelling) werd nog niet gekozen. Een materiaal op basis van hydraulisch bindmiddel zal worden gebruikt. Zodra de formule van het vezelversterkt beton is bepaald, zal het geselecteerde materiaal het voorwerp zijn van een karakteriseringsprogramma (eigenschappen). Er zal ook een R&D-programma over duurzaamheid worden gerealiseerd (in het bijzonder de corrosie van de vezels ten gevolge van carbonatatie en de gevolgen ervan voor de evolutie van het beton).

2.5.4. Performantie-indicatoren

De performantie-indicatoren zijn de druksterkte en dikte, de doorlatendheid, de helling van de bovenzijde waarop water lateraal draineert.

2.6. Mortel voor het opvullen van de monolieten

2.6.1. Rol, eigenschappen en verwacht gedrag

Er werd een referentieformule bepaald (zie antwoord op de vraag HS07-007), ook al is de superplastificeerder nog niet definitief gekozen (deze laatste heeft geen invloed op de duurzaamheid van de matrix). De vereisten voor de mortel zijn weergegeven in § 7.3.5 van HS 7 (zie ook [2], § 1.3).

De veiligheidsfuncties van deze component zijn beschreven in HS02-023.

2.6.2. Degradatie en veroudering : oorzaken en processen, compatibiliteit en levensduur

Er is gestart met een programma om het gedrag en de duurzaamheid van deze matrix te evalueren, zoals dat gedaan werd voor het beton. We kunnen echter nu al melden dat deze mortel, gezien zijn samenstelling, zeer performant zal zijn in termen van duurzaamheid en gekenmerkt zal worden door een hoog sorptievermogen (immers het gehalte aan cement bedraagt ongeveer 637 kg/m³. Het gebruik van CEM III/C in combinatie met een lage W/C van 0.36 en de toevoeging van *silicafume* en kalksteenmeel resulteren in een duurzaam materiaal.

2.6.3. Resterende onzekerheden

De resterende onzekerheden situeren zich op het vlak van (zie antwoord op de vraag HS07-007):

- de eventueel gedeeltelijke vervanging van het kalksteenzand door siliciumzand (reologische eigenschappen);
- de endogene krimp: evaluatie van de gevolgen van deze krimp op het niveau van de interfaces/wanden van de caissons-mortel (ontstaan van een 'gap') en de colli-mortel (barstvorming). De toevoeging van additieven om de krimp te beperken, wordt onderzocht.

2.6.4. Performantie-indicatoren

De performantie-indicatoren zijn de sorptiecapaciteit en de behaalde opvulgraad.

3. Aanpassing aan het veiligheidsrapport

Hoofdstuk 5 zal aangepast worden rekening houdend met dit antwoord.

4. Referenties

- [1] ONDRAF/NIRAS, Detailed design modules, NIROND-TR-2011-055 E V2, OD-166, 28 november 2012
- [2] ONDRAF/NIRAS, Aspects phénoménologiques relatifs aux processus de dégradation chimiques des barrières ouvragées à base de liant hydraulique – Evaluation de la phase d’initiation de la corrosion des armatures des structures en béton armé, NIROND-TR-2011-58, OD-187, augustus 2012
- [3] ONDRAF/NIRAS, Hoofdstuk 10 – Sluiting van de berging, NIROND-TR-2011-10, september 2012
- [4] ONDRAF/NIRAS, Hoofdstuk 8 – Ontwerp en constructie, NIROND-TR-2011-08, september 2012

1. HS05-010 Impact van de carbonatatie op de sorptie

FANC en Bel V vragen NIRAS om de impact van de carbonatatie op de sorptie-eigenschappen van het beton te beschrijven en dit toe te voegen aan hoofdstuk 5.

2. Antwoord NIRAS

NIRAS zal de volgende tekst in Hoofdstuk 5 toevoegen.

Het carbonatatieproces leidt tot de productie van o.a. calcië (Zie HS-5 §5.3.2.6). De sorptie eigenschappen voor een volledig gecarbonateerd front van het beton zijn de sorptiewaarden van state IV (Zie HS-5 Tabel 5-2).

SERCO heeft voor NDA de factoren geëvalueerd die de RN-sorptie op cementmaterialen beïnvloeden [8]. Daaruit blijkt dat in de literatuur bijna geen enkele studie bestaat over het effect van carbonatatie op de sorptie van radionucliden. De weinige gegevens die daarover gepubliceerd zijn, tonen, zoals verwacht, aan dat de sorptie van neptunium en plutonium kleiner is op gecarbonateerd cement dan op vers cement [9]. De gerapporteerde waarden voor neptunium en plutonium op gecarbonateerd cement zijn van dezelfde grootteorde als de waarden vermeld voor calcië [10]. Hierbij moet worden onderstreept dat de opname van actiniden op calcië met een hoge pH zeer sterk is (Tits *et al.* geciteerd in [4]). Senoo *et al.* [9] namen ook een sterke toename van de sorptie van neptunium en plutonium op gecarbonateerd cement met hoge pH waar [9].

De carbonatatie van cementmaterialen op basis van CEM I resulteert in een lagere porositeit, doorlatendheid en specifiek oppervlak (CEM I wordt gebruikt voor de modules en monolieten) [1], [2]. Calciumcarbonaat heeft ook de neiging een dichte laag van vaste stoffen te vormen, die het cement doeltreffend isoleren van de waterige fase. In gecarbonateerd beton wordt calciumcarbonaat daarom beschouwd als de dominante sorptiefase ([3] en geciteerde referenties). De coprecipitatie van bepaalde radionucliden (aanwezig in sporen) met calciumcarbonaat kan in hoge mate bijdragen tot de retentie van RN.

Er wordt ook gemeld dat elementen zoals Cs, Sr en zware metalen steviger gebonden zijn op gecarbonateerd beton, door incorporatie als een 'solid solution' of door sorptie op een oppervlak van amorfe silica ten gevolge van de carbonatatie van C-S-H [6] en geciteerde referenties, [7], [11].

De verhoogde sorptie van zware metalen wordt toegeschreven aan de hoge CEC van amorfe, sterk gepolymeriseerde silicagel gevormd door carbonatatie van C-S-H [11]. De carbonatatie van C-S-H vormt een Ca-gemodificeerde silicagel die aan het gecarbonateerde betonoppervlak een elektrisch negatieve lading verleent [5].

3. Referenties

- [1] M. Auroy, Impact de la carbonatation sur les propriétés de transport d'eau des matériaux cimentaires, PhD thesis, Université PARIS-EST, 2014

- [2] M. Auroy, S. Poyet, P. Le Bescop, J-M. Torrenti, Impact of carbonation on water transport properties of cement-based materials, NUWCEM2014, 2nd International Symposium on Cement-Based Materials for Nuclear waste, Avignon, France, June 3-5, 2014
- [3] A literature review on the behaviour of buried contaminated concrete over time and relevance to plutonium, americium and uranium contamination at the Rocky Flats Environmental Technology site, BNFL Inc., SW-A-004569, 2002 (page 41)
- [4] M. Bradbury, L. Van Loon, Cementitious near-field sorption databases for performance assessment of a L/ILW repository in a Palfris Marl Host Rock, NAGRA, CEM-94: Update I, June 1996 Nagra Technical Report 96-06, 1997 (page 56)
- [5] M. Castellote, L. Fernandez, C. Andrade and C. Alonso, Chemical changes and phase analysis of OPC pastes carbonated at different CO₂ concentrations, Mater. Struct., Vol. 42 Issue 4 (2009) 515–525.
- [6] M. Constable, A. Craven and S. Dickinson, Review of wasteform ageing up to repository resaturation, Part One, WMT(06)P118 Issue 1, September 2010 (page 17)
- [7] F. Pellegrini, S.D. Hills, P.J. Carey, K.H. Gardner and A. Maries, Sorption and desorption of Cd, Co, Cu, Ni and Zn from carbonated Portland cement, Advances in Applied Ceramics, Vol. 105, No 4, 2006 (p. 185-190)
- [8] Cement materials for use as backfill, sealing and structural materials in geological disposal concepts, SERCO Report prepared for NDA RWMD, Serco/005124/001 Issue 3, 31 May 2012 (page 166)
- [9] M. Senoo, K. Shirahashi, Y. Sakamoto, N. Moriyama and M. Konishi, Research on safety evaluation for TRU waste disposal, in F. Feizollahi, R. Kohout and A. Suzuki, Low and intermediate level radioactive waste management. New York, NY (USA). American Society of Mechanical Engineers 658(1) 483-490, 1989.
- [10] M. Sutton, Review of distribution coefficients for radionuclides in carbonate minerals, LLNL-SR-415700, 2009
- [11] Kwang-Suk You, Seong-Ho Lee, Sun-Ho Hwang, Ji-Whan Ahn, Effect of CO₂ carbonation on the chemical properties of waste cement: CEC and the heavy metal adsorption ability, Materials Transactions, Vol.52 No. 8, 2011 (p. 1679-1684)
-
- [i] J.K. Shroff, The effect of a corrosive environment on the properties of steel fiber reinforced Portland cement mortar. M.S. Thesis, Clarkson College of Technology, Postdam, NY
- [ii] Ballouch S.U. (1999) Corrosion des bétons renforcés de fibres métalliques. Thèse de l'INSA de Toulouse.
- [iii] Balouch S.U., Forth J.P. & Granju J.L. (2010) Surface corrosion of steel fibre reinforced concrete. Cem.Concr. Res., 40, 410-414.
- [iv] Granju J.L. & Balouch S.U. (2005) Corrosion of steel fibre reinforced concrete from the cracks. Cem.Concr. Res., 35, 572-577.

- [v] Schupack, M., (1985), "Durability of SFRC Exposed to Severe Environments," Steel ber Concrete, US-Sweden Joint Seminar (NSF-STU), Stockholm, Sweden.
- [vi] S. Miyazato, Y. Hiraishi, Durability against steel corrosion of HPFRCC with bending cracks, Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 11, 135-143, April 2013
- [vii] S. Schaerlaekens, J. Vyncke, *Le béton renforcé de fibres d'acier*, 2^e Partie, Recherches & Etudes, CSTC Magazine, Hiver 2000