

Opdrachtgever

US-TSC

Jacob Obrechtlaan 3
 NL - 4611 AP Bergen op Zoom
 Tel. +31 (0)164 212 800

**TECHNISCHE DETAILSTUDIE HEDWIGE-
 PROSPERPOLDER - LEIDINGENDAM**

DEEL 1: BESCHRIJVING EFFECTEN

Projectnummer:

26 - 30810 - 200

documentnummer: rev.:

RN00-1 - G

directory : K:\PROJECTS\12\12106 - Adviesverlening gasdam Sieperda\10-Rap\RN001 Effecten (Technum)\RN001 rev F Gasdam effecten.doc

index	datum	wijzigingen	opgesteld		goedgekeurd	
			naam	paraaf.	naam	paraaf.
-	15/11/07	eerste versie	CBO/PRA/JDV	JDR		
A	7/01/08	Aanpassingen leidingen	CBO/PRA/JDV	JDR		
B	28/03/08	Aanpassen opmerkingen	CBO/PRA/JDV	JDR		
C	8/04/08	Aanpassen doorsnede leidingendam	CBO/PRA/JDV	JDR		
D	19/11/09	Actualisatie	CBO/PRA	CBO		
E	2/08/10	Aanvullende gegevens	CBO/PRA	CBO		
F	21/10/13	Actualisatie bij verlegging AC-leidingen	CBO/PRA	RRO		
G	27/11/13	Algemene opmerkingen BRO/DLG	PRA	RRO		

TECHNUM

SMART & SUSTAINABLE INFRASTRUCTURE

HAVENBOUW & KUNSTWERKEN

8400 Oostende
 Gistelsesteenweg 1D
 Tel. +32 59 34 03 60
 Fax +32 59 34 03 99

2600 Antwerpen
 Coveliersstraat 15
 Tel. +32 3 270 92 92
 Fax +32 3 270 92 99

9051 Sint-Denijs-Westrem
 (Gent)
 Kortrijksesteenweg 1144-a
 Tel. +32 9 240 09 11
 Fax +32 9 240 09 00

1200 Brussel
 Avenue Ariane 7
 Tel. +32 2 773 91 11
 Fax +32 2 773 91 00

3500 Hasselt
 Ilgatlau 23
 Tel. +32 11 28 86 00
 Fax +32 11 28 86 20

International Marine & Dredging Consultants N.V.

Coveliersstraat 15 – 2600 – Antwerpen – België
 Tel: +32.3.270.92.95 Fax: +32.3.235.67.11
 E-mail: info@imdc.be Website: www.imdc.be



INHOUDSTAFEL

1	INLEIDING	5
1.1	DE OPDRACHT	5
1.2	DOEL VAN DE STUDIE	5
1.3	LEESWIJZER	7
2	HUIDIGE TOESTAND	8
2.1	LEIDINGEN	8
2.2	OPBOUW LEIDINGENDAM	11
2.2.1	<i>Typeprofielen</i>	11
2.2.2	<i>Bermssloot</i>	11
3	FAALMECHANISMEN DOOR EXTERNE BELASTING	13
4	WATERSTANDEN	14
5	EXTERNE BELASTINGSGEVALLEN	15
5.1	TOEGANG TOT EN TRANSPORT OVER DE LEIDINGENDAM – ZETTINGEN	15
5.2	STABILITEIT TEGEN OPDRIJVEN	15
5.3	EROSIE VAN HET DIJKLICHAAM	17
5.3.1	<i>Belastingsgevallen loodrecht op de dijk</i>	17
5.3.2	<i>De probabilistische aanpak</i>	23
5.3.3	<i>Synthetische stormen ter hoogte van de dijk</i>	24
5.3.4	<i>Ontwerpen vs. toetsen</i>	29
5.3.5	<i>Resultaten</i>	29
5.4	EROSIE AAN ZUIDZIJDE VAN DE LEIDINGENDAM DOOR GEULVORMING	33
5.5	BRES OF VOLLEDIGE DOORBRAAK VAN DE LEIDINGENDAM	38
5.6	EROSIE VAN DE VAARGEUL VAN DE WESTERSCHELDE IN WESTELIJKE RICHTING	40
5.7	STABILITEIT LEIDINGENDAM	40
5.7.1	<i>Grondkarakteristieken</i>	40
5.7.2	<i>Belastingsgevallen</i>	42
5.7.3	<i>Resultaten huidige toestand</i>	42
5.7.4	<i>Resultaten toekomstige situatie</i>	44
5.7.5	<i>Verplaatsen van de geul</i>	44
5.7.6	<i>Haalbaarheidsstudie ophogen van de berm met geschikte grond</i>	45
6	CONCLUSIES	46
6.1	EFFECTEN OP LEIDINGEN	46
6.2	EFFECTEN OP STABILITEIT	48
6.3	RANDVOORWAARDEN WAARAAN MAATREGELEN MOETEN VOLDOEN	49
7	REFERENTIES	50

BIJLAGEN

BIJLAGE 1 NUMMERING DIJKPROFIELEN LEIDINGENDAM

BIJLAGE 2 DIJKPROFIELEN LEIDINGENDAM

BIJLAGE 3 SONDERING S178

BIJLAGE 4 BEREKENINGSRESULTATEN GEOSTUDIO DP120

BIJLAGE 5 BEREKENINGSRESULTATEN GEOSTUDIO DP210

BIJLAGE 6 BEREKENINGSRESULTATEN GEOSTUDIO DP210 INCL. COHESIEVE LAAG

BIJLAGE 7 BEREKENINGSRESULTATEN GEOSTUDIO DP210 INCL. COHESIEVE LAAG + FI = 30°

BIJLAGE 8 BEREKENINGSRESULTATEN PLAXIS DP120 UITBREIDINGDAM

FIGURENLIJST

Figuur 1-1: Meest Milieuvriendelijke Alternatief (MMA)	6
Figuur 2-1: Voorbeeld van een doorsnede van de Leidingendam	10
Figuur 2-2: Waterleidingen verdeelstation.....	11
Figuur 2-3: Schets type profiel Leidingendam	12
Figuur 5-1: Belastinggevallen loodrecht op de dijk.....	18
Figuur 5-2: Berekening van de belastingsduur.....	19
Figuur 5-3: Erosie in functie van de belastingsduur voor verschillende golfhoogtes (donkere lijnen = gefitte curven; punten = waarden uit VTV).....	20
Figuur 5-4: Potentiële erosiediepte i.f.v. de locatie op het talud voor een bepaald synthetische storm.	21
Figuur 5-5: Doortrekking talud.....	22
Figuur 5-6: Locatie meetpunten langs de dam.....	24
Figuur 5-7: Ligging AC-leidingen	26
Figuur 5-8: Bathymetrie voor de huidige toestand.....	27
Figuur 5-9: Bathymetrie voor het MMA.....	27
Figuur 5-10: Resultaat van het golfbrekingscriterium voor een synthetische storm met een maximale golfhoogte van 1 m.....	28
Figuur 5-11: Erosiediepte in NGD29, ontwerp.....	29
Figuur 5-12: Erosiediepte in NGD69, ontwerp.....	30
Figuur 5-13: Erosiediepte in ZGD8, ontwerp	30
Figuur 5-14: Stormpeilen	31
Figuur 5-15: Erosiepercentage kruin thv ZGD8, HT.....	32
Figuur 5-16: Erosiepercentage kruin thv ZGD8, 38, 56, 65, 29: HT.....	32
Figuur 5-17: Erosiepercentage kruin thv ZGD8, MMA.	32
Figuur 5-18: Maximale stroomsnelheden – Storm 1992, huidige toestand.....	34
Figuur 5-19: Maximale stroomsnelheden - Storm 1992, MMA.....	35
Figuur 5-20: Monitoring locaties voor de vergelijking van de stroomsnelheden.....	36
Figuur 5-21: Stroomsnelheden, Storm 1992, locatie 1	36
Figuur 5-22: Stroomsnelheden, Storm 1992, locatie 2.....	37
Figuur 5-23: Stroomsnelheden, Storm 1992, locatie 3.....	37
Figuur 5-24: Stroomsnelheden, Storm 1992, locatie 4.....	38
Figuur 5-25: Glijvlak leidingendam bij Laagwater.....	44
Figuur 5-26: Globale stabiliteit leidingendam – verplaatsen geul.....	45
Figuur 7-1: Horizontale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +4.7 m NAP.....	22
Figuur 7-2: Verticale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +4.7 m NAP.....	22
Figuur 7-3: Horizontale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +4.7 m NAP, incl. verkeersbelasting 15 kN/m ²	22

Figuur 7-4: Verticale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +4.7 m NAP, incl. verkeersbelasting 15 kN/m ²	23
Figuur 7-5: Horizontale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +5.7 m NAP.....	23
Figuur 7-6: Verticale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +5.7 m NAP.....	23
Figuur 7-7: Horizontale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +5.7 m NAP, incl. verkeersbelasting 15 kN/m ²	24
Figuur 7-8: Verticale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +5.7 m NAP, incl. verkeersbelasting 15 kN/m ²	24

TABELLENLIJST

Tabel 4-1: Hoog- en laagwater nabij Prosperpolder.....	14
Tabel 5-1: Berekening droog en onderwater gewicht van de Hoge Druk Gasleidingen.....	16
Tabel 5-2: Terugkeerperiodes voor golfbelasting bij ontwerp en bij toetsing.....	30
Tabel 5-3: Terugkeerperiodes voor golfoverloop bij ontwerp en bij toetsing.....	33
Tabel 5-4: Maximum toelaatbare vrije overspanningen.....	39
Tabel 5-5: Grondkarakteristieken per grondlaagpakket.....	41
Tabel 5-6: Peilen bovenkant laag (m TAW – m NAP) sondering S178.....	41
Tabel 5-7: Berekeningsresultaten.....	43
Tabel 5-8: Berekeningsresultaten parameterstudie.....	43
Tabel 5-9: Overzicht horizontale en verticale verplaatsingen bij bermuitbreiding tot NAP+4,7 m en NAP+5,7 m.....	45
Tabel 6-1: Samenvatting risico's voor leidingen in Leidingendam.....	46

1 INLEIDING

1.1 De opdracht

Deze opdracht behelst het controleren van de algemene stabiliteit van de Leidingendam in zijn huidige en in zijn definitieve toestand. Enerzijds zullen de mogelijke faalmechanismen opgesomd en onderzocht worden, en anderzijds zal een aanzet gegeven worden van mogelijk te nemen maatregelen teneinde de stabiliteit te garanderen.

De globale opdracht hiertoe werd uitgeschreven door ProSes2010 in de offerteaanvraag met kenmerk ProSes2010/OA 23878, met aanpassingen meegedeeld via mail dd. 11/09/2007.

Deze opdracht is een uitbreiding aan de Technische detailstudie Hedwige- Prosperpolder, scope dijken (gunning van ProSes2010 dd. 12/4/07 met kenmerk 23085). Hierna Technische detailstudie HPP genoemd.

Deze nota beschrijft de effecten die veroorzaakt worden op de bestaande leidingen in de Leidingendam en de stabiliteit en de erosiegevoeligheid van de dam zelf door het afgraven van de Sieperdadijk en het herinrichten van de Hedwige- en Prosperpolder.

1.2 Doel van de studie

De Leidingendam of Gasdam (beide namen worden gebruikt) is gelegen tussen Het Verdrongen Land van Saefthinghe en het te creëren intergetijdengebied Hedwige- en Prosperpolder. Deze Leidingendam kan op grond van zijn functie als belangrijkste slagader van Zeeuws-Vlaanderen (en ook vanwege de hoge verplaatsingskosten) niet verwijderd worden en blijft derhalve ter plaatse ook in de toekomst een gedeeltelijke waterscheiding vormen.

De aanval van wind, golven en stroming op de noordzijde van deze Leidingendam blijft ongewijzigd na de aanleg van het nieuwe intergetijdengebied. De aanval vanuit het zuiden zal wel veranderen in verband met het verleggen van de zeewering.

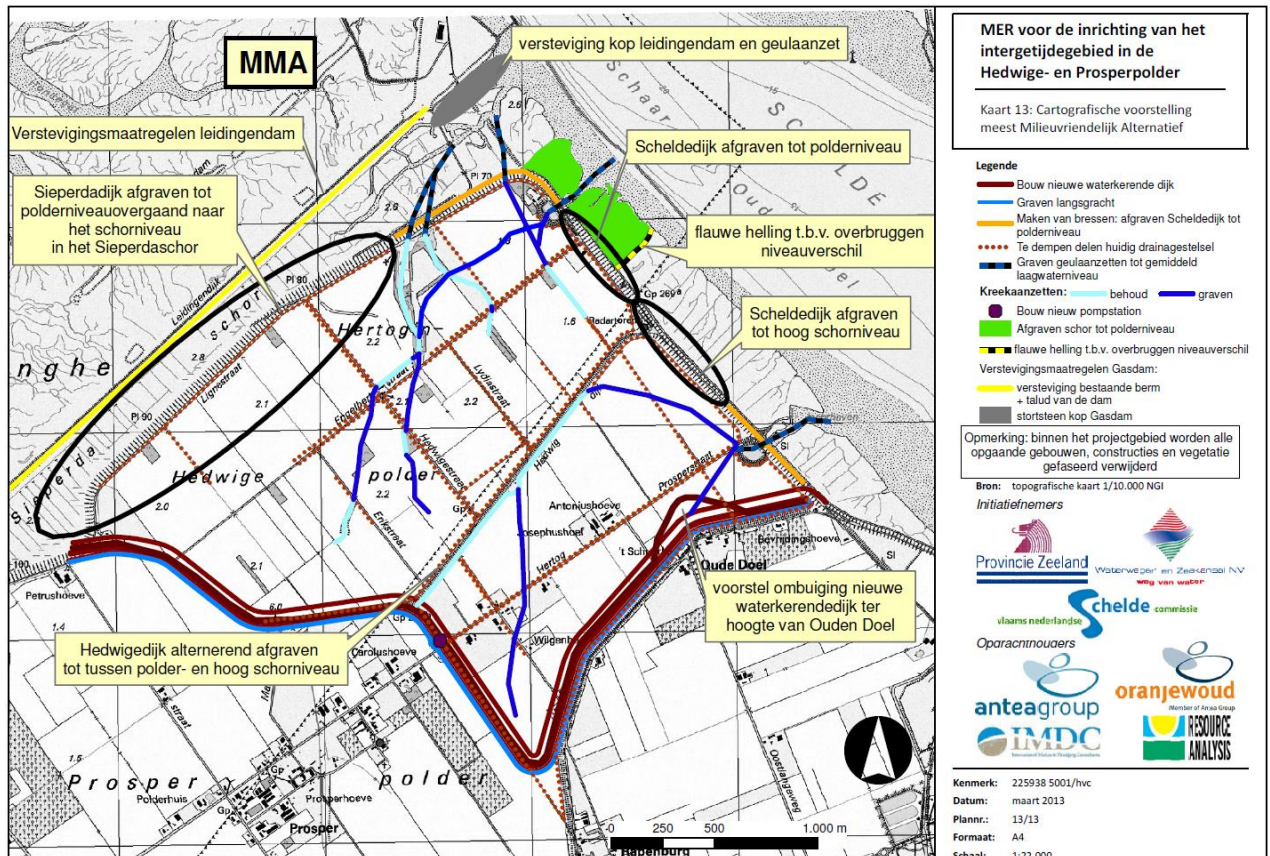
De belangrijkste aanpassingen in het kader van het MMA (Meest Milieuvriendelijke Alternatief) zijn (zie Figuur 1-1):

- Afgraven van Scheldedijk onder helling tot polder-/schorniveau
- Afgraven van de Sieperdadijk onder helling tot polder-/schorniveau
- Graven van een 130 m brede geulaanzet bij de Scheldeschor–doorsteek tot op GLW-niveau, welke tot in de Hedwigepolder doordringt
- Graven van geul- en kreekaanzetten in de Hedwigepolder.

Volgens de NEN 3650 moet er een veiligheidsevaluatie plaatsvinden, voorafgaand aan zich wijzigende omstandigheden wanneer de omgeving van een leiding aanzienlijk wordt gewijzigd of zou kunnen gaan wijzigen ten gevolge van planologische ontwikkelingen. Onder andere wordt gewezen op secundaire gevolgschade zoals inundatie, ontgronding en instabiliteit van leidingen. Overigens is het wel de vraag wat in dit verband onder veiligheid moet worden verstaan. Er is geen bebouwing in de directe omgeving en de Leidingendam is geen waterkerende constructie. Schade aan de dam zelf zal derhalve geen directe gevolgen voor de omgeving hebben, echter mogelijk wel voor de daarin liggende leidingen. Door instabiliteit van de dam kan o.a. lekkage ontstaan van een leiding welke een enorme milieuschade tot gevolg kan hebben. De vraag is daarom gewettigd welke ontwerpperiode dient te worden gehanteerd. Het is namelijk niet alleen de levensduur van de

leidingendam die bepalend is voor de veiligheid, maar ook de levensduur van de leidingen zelf. Zo kan belangrijke schade aan de dam de levensduur van bepaalde leidingen aanzienlijk inkorten. De vraag blijft dus of de veiligheid moet worden getoetst aan de ontwerp-levensduur van de zeedijken, dan wel aan de ontwerp-levensduur van de daarin liggende leidingen en eventueel geplande toekomstige leidingen, welke mogelijks veel korter is. Voor de verschillende belastinggevallen op de dam werd een probabilistische methode toegepast met stormen tot T4000 (zie hoofdstuk 5) zodat de ontwerperperiode in elk geval de levensduur van de leidingen overtreft.

In deze nota worden derhalve de mogelijke gevolgen besproken die het afgraven van de Sieperdadijk, en de andere inrichtingsmaatregelen, kunnen hebben voor de bestaande leidingen in de Leidingendam en de stabiliteit en de erosiegevoeligheid van de dam zelf.



Figuur 1-1: Meest Milieuvriendelijke Alternatief (MMA)

De belangrijkste aanpassingen in het kader van het MMA (Meest Milieuvriendelijke Alternatief) zijn:

- Afgraven van de Scheldedijk tot polderniveau (enkel van toepassing op Nederlands grondgebied);
- Afgraven van de Sieperdadijk tot polderniveau;
- Graven van een 130 m brede geulaanzet bij de Scheldeschor-doorsteek tot op GLW-niveau, welke tot in de Hedwigepolder doordringt;
- Graven van geul- en kreekaanzetten in de Hedwigepolder en de Sieperdaschor.

1.3 Leeswijzer

In par. 2 wordt de huidige toestand beschreven.

Par. 3 geeft een overzicht van de mogelijke faalmechanismen die kunnen optreden onder externe belasting.

De waterstanden welke gehanteerd worden in de berekeningen worden beschreven in par. 4.

Uiteindelijk worden in par. 5 de effecten beschreven welke optreden onder de huidige en nieuwe situatie (cfr. MMA beschreven in het MER).

De conclusies worden samengevat in par. 6.

2 HUIDIGE TOESTAND

2.1 Leidingen

Figuur 2-1 toont de Leidingendam en details van de daarin en daarlangs gelegen leidingen en kabels. De informatie in deze tekening is ontleend aan het Rapport: "Ontwerphypothesen", doc. nr. ON001, Rev. 4 en bijkomende informatie van de leidingeigenaren. Hoogte van het maaiveld, kruinhoogte en kruinbreedte van de Leidingendam variëren enigszins langs de ongeveer 3,5 km lange dijk. Bovendien is deze doorsnede niet representatief voor de gehele Leidingendam. Over de laatste 500 m naar de kruising met de Westerschelde splitsen de verschillende leidingen zich in twee richtingen: één deel gaat in een meer noordoostelijke richting naar een noordelijk gelegen zinker, het andere deel loopt zonder van richting te veranderen door naar een andere, zuidelijke, zinker. De 6 inch Shell leiding kruist de oever van de Westerschelde tussen de beide zinkers in. Het driehoek-vormig stuk land, dat omsloten wordt door de leidingen die naar de noordelijke en de zuidelijke zinkers lopen, ligt in zijn geheel op een peil van NAP + 6,5 m.

De leidingen die momenteel in het rechte deel van de Leidingendam liggen, d.w.z. ten zuidwesten van de genoemde splitsing, zijn van noord naar zuid gaande:

1. Gasleiding (Nederlandse Gasunie): 24 inch (610 mm) OD x 12,86 mm WT (ook genoemd leiding Beekse Bergen – Sluiskil II). De staalkwaliteit is API 5LX60 of StE 415,7. De ontwerpdruk is 66,2 bar. Deze gasleiding ligt buiten de eigenlijke Leidingendam aan de kant van het Land van Saeftinghe. Hij loopt via de zuidelijke zinker in de Westerschelde, waar de leiding is bekleed met beton. Ter plaatse van de splitsing, kruist deze leiding onder de leidingen, die naar de noordelijke zinker lopen. De kruin van deze leiding ligt over het algemeen 2 m of meer onder het maaiveld oplopend tot ongeveer 5 m onder het verhoogde land tussen de splitsing en de Westerschelde.
2. Gasleiding (Nederlandse Gasunie): 24 inch (610 mm) OD x 7,46 mm WT in de Leidingendam tot aan de splitsing, waarna de wanddikte overgaat in een dikte van 12,86 mm (ook genoemd leiding Beekse Bergen – Sluiskil). De staalkwaliteit is API 5LX60 of StE 415,7. De ontwerpdruk is 66,2 bar. Deze gasleiding ligt in de Leidingendam en heeft over het algemeen een dekking van 1 m. Zij loopt via de noordelijke zinker in de Westerschelde, waar de leiding is bekleed met beton.
3. Ethyleen pijpleiding (Shell): 6 inch nom. (168 mm) OD x 5,6 mm WT. De staalkwaliteit is API 5LX 42 (StE 290,7). De ontwerpdruk is 100 bar. De pijpleiding ligt met ongeveer 1 m dekking in de Leidingendam. Hij volgt ten dele de leidingen naar de noordelijke zinker, maar buigt eerder af naar de Westerschelde. Hij loopt op ongeveer 125 m ten zuiden van de Noordelijke zinker in de Westerschelde, waar de leiding tevens overgaat in een dubbel uitgevoerde 168 mm OD x 7,1 mm WT leiding met betonverzwaring.
4. Gasleiding (Zebra): 711,3 mm OD x 10,3 mm WT. De staalkwaliteit is API 5LX60 of StE 415,7. De ontwerpdruk is 80 bar. Deze leiding loopt via de zuidelijke zinker naar de Westerschelde.
5. Waterleiding (Evides): 711,3 mm OD x 7,1 mm WT, stalen leiding.
6. Signaalkabel (Delta BV).
7. Waterleiding (Evides): 600 mm OD x 50 mm WT: AsbestCement(AC)-leiding. Verbindingen van de 6 m lange delen worden gevormd door middel van moffen. Rubberringen tussen de moffen en de leidingen vormen een waterdichte afsluiting, welke echter kwetsbaar is bij ongelijke zetting van de grond. Deze leiding zal verplaatst worden naar een locatie boven in het centrale deel van de dam.
8. Waterleiding (Evides): 600 mm OD x 50 mm WT: AsbestCement(AC)-leiding. Verbindingen van de 6 m lange delen worden gevormd door middel van moffen. Rubberringen tussen de moffen en de leidingen vormen een waterdichte afsluiting, welke echter kwetsbaar is bij ongelijke



zetting van de grond. Deze leiding zal verplaatst worden naar een locatie boven in het centrale deel van de dam.

9. Tussen de twee laatstgenoemde waterleidingen ligt er een zwakstroomkabel. De oorsprong van deze kabel is niet geheel duidelijk. Er wordt verder nagegaan wie eigenaar is van deze kabel en wat zijn precieze functie is. Uiteindelijk wordt deze kabel ook verwijderd uit de berm.
10. Gasleiding (Nederlandse Gasunie): 48 inch (1220 mm) OD x 15,7 mm WT. De staalkwaliteit is API 5LX 70 of StE 480,7. De ontwerpdruk is 100 bar. De kruising met de Westerschelde wordt hoogstwaarschijnlijk uitgevoerd door middel van een gestuurde boring, waarbij de in het boorgat te trekken leidingstreng wordt geprefabriceerd (lassen, inspectie, field-joint coating) en uitgelegd op of naast de Leidingendam. Het betreft hier de recent aangelegde leiding die gelegen is tussen de 2 oudere 24-inch gasleidingen.

De ligging van de drie waterleidingen van Evides zoals hierboven vermeld, is deze die voorkomt in het gedeelte van de Leidingendam dat parallel loopt met de Sieperdadijk. Ter plaatse van de splitsing tussen de leidingen die naar de noordelijke en de zuidelijke zinker lopen ligt een verdeelstation van Evides met verschillende afsluiters. De coördinaten (in RDM) van dit verdeelstation zijn ongeveer:

$$X = 73\ 450$$

$$Y = 374\ 500$$

Vanaf dit verdeelstation lopen drie 762 mm OD stalen leidingen naar de noordelijke duiker en twee 600 mm OD AC-leidingen naar de zuidelijke duiker, waar ook deze leidingen overgaan in twee stalen leidingen vooraleer de Westerschelde in te lopen (zie Figuur 2-2).

De beide overgangen van AC naar staal liggen op ruim 3 m naast elkaar en hebben de volgende coördinaten:

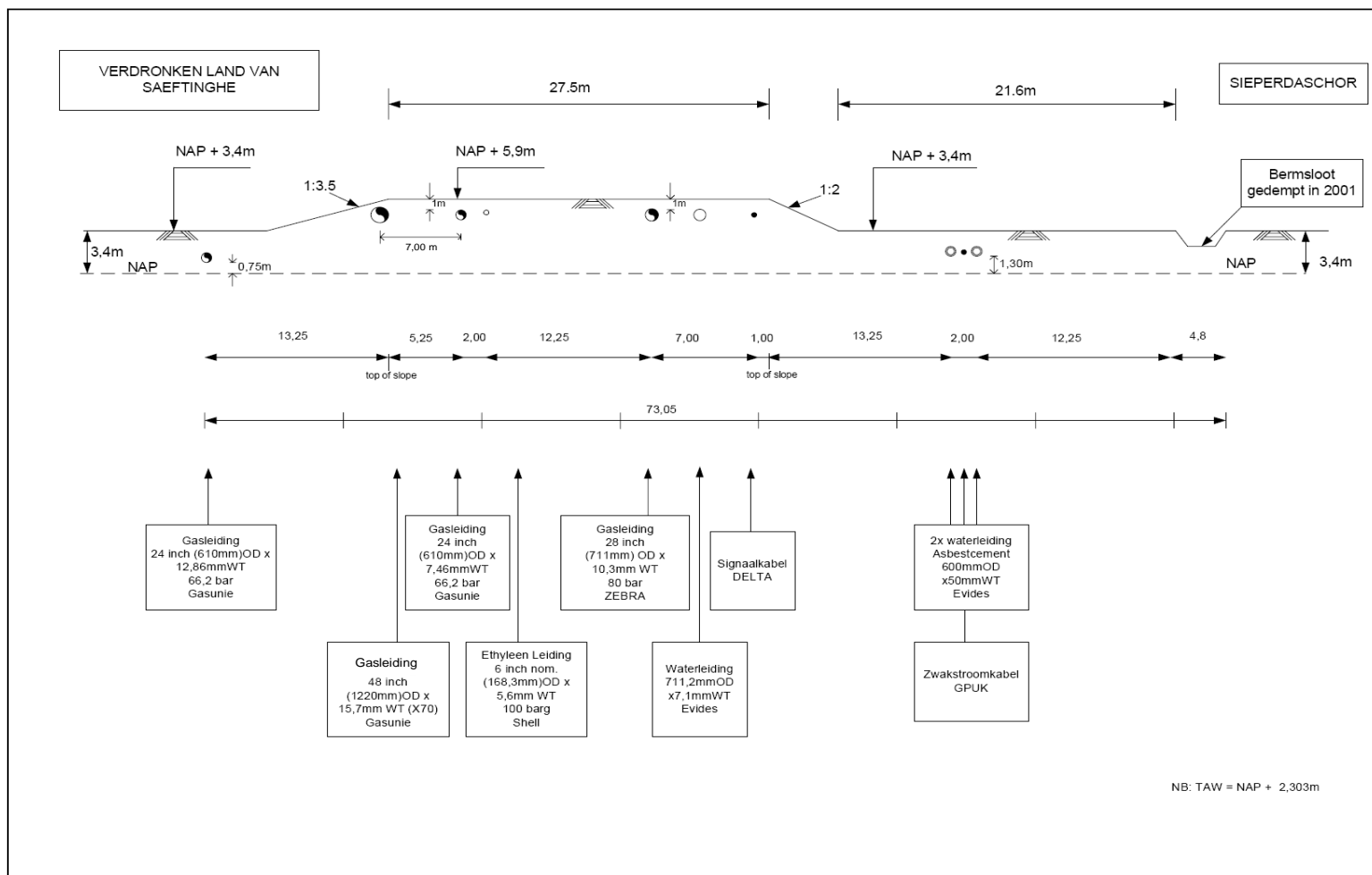
$$X = 73\ 753$$

$$Y = 374\ 763$$

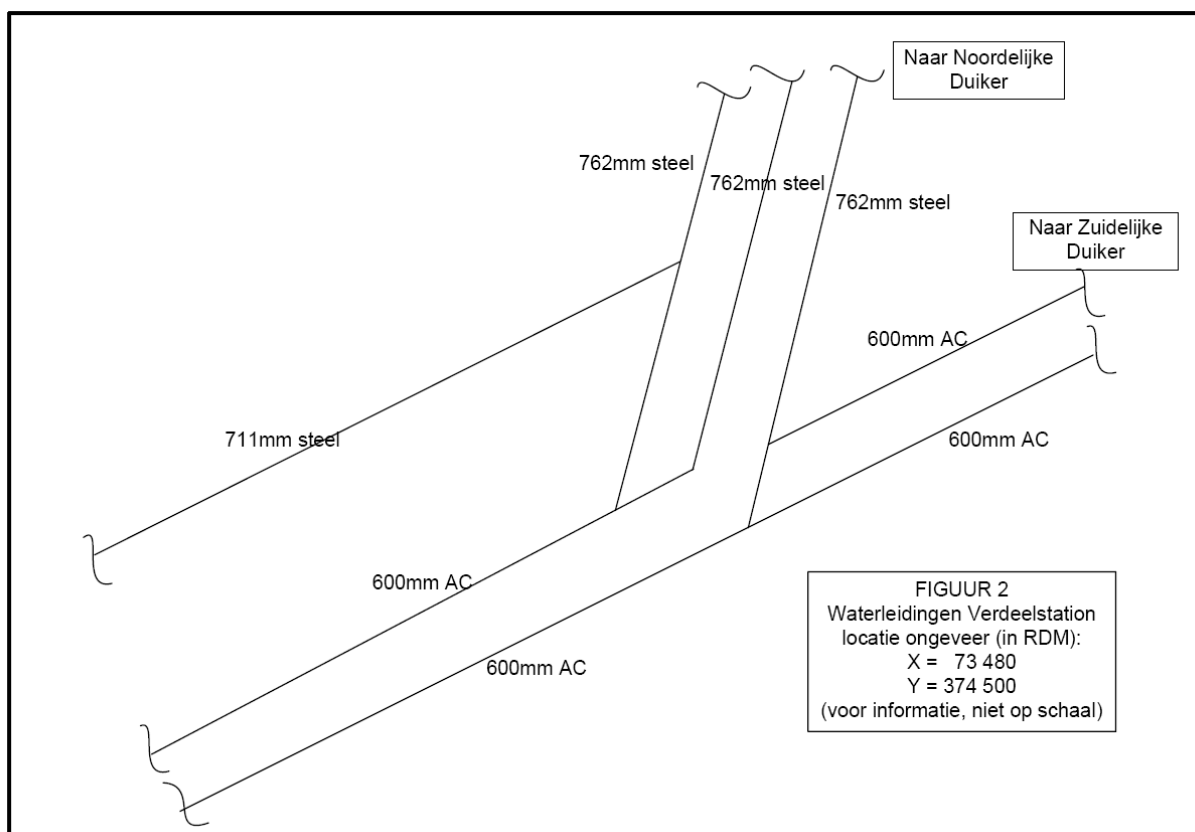
$$X = 73\ 755$$

$$Y = 374\ 760$$

Hierbij moet opgemerkt worden dat deze overgang dicht bij de Schelde ligt dan waar de toegangsweg komend vanaf de Sieperdadijk en het brugje op de Leidingendam aankomt. Het verkeer dat zich toegang verschaft tot de Leidingendam vanaf de Sieperdadijk moet dus in de huidige toestand over de twee AC-waterleidingen rijden.



Figuur 2-1: Voorbeeld van een doorsnede van de Leidingendam



Figuur 2-2: Waterleidingen verdeelstation

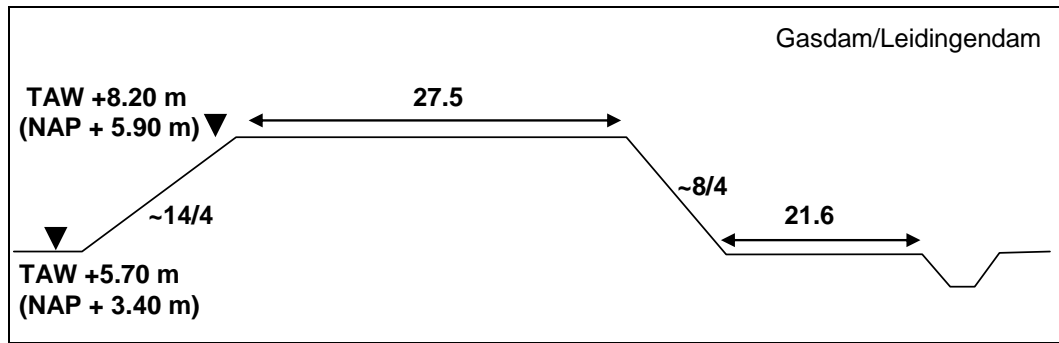
2.2 Opbouw leidingendam

2.2.1 Typeprofielen

Het theoretische profiel van de leidingendam is gegeven in Figuur 2-3. Begin 2007 werden er om de 200m profielen opgemeten van de leidingendam. Voor de berekening van de stabiliteit werden twee dwarsprofielen gekozen uit de profielen die ter beschikking werden gesteld (zie BIJLAGE 1 en BIJLAGE 2). Dwarsprofiel 210 wordt beschouwd als representatief profiel voor de volledige leidingendam. Dwarsprofiel 120 wordt beschouwd aangezien de taludhellingen hier lokaal iets steiler zijn dan gemiddeld.

2.2.2 Bermsloot

Oorspronkelijk was ten zuiden van de leidingendam over de volledige lengte van de dam een bermsloot voorzien, zoals gegeven in Figuur 2-3. Door de toenemende erosie in de bermsloot werd in 1995 een bekleding met harde materialen (slakken) tegen het noordelijke sloottalud aangebracht over een lengte van 170 m en werd in 2001 de bermsloot over een groot deel gedempt (vanaf de slootbekleding tot raai 6800). Om te voorkomen dat de voortgaande ontgraving de twee AC-leidingen zou bereiken, zijn er plaatselijk dwarsdammen naast de Leidingendam aangelegd en is een nieuwe geul gegraven op ongeveer 30 tot 50 m afstand van de bestaande gracht, die vervolgens is gedempt.



Figuur 2-3: Schets type profiel Leidingendam

3 FAALMECHANISMEN DOOR EXTERNE BELASTING

Faalmechanismen welke een gevolg zouden kunnen zijn van externe factoren, die in verband staan met de geplande wijzigingen rond de Leidingendam, worden hierna beschreven. Risico's, die in verband staan met het gewone, dagelijkse gebruik van de leidingen (overdrukken, schokgolven, in- en uitwendige corrosie) maken geen deel uit van deze studieopdracht.

De leidingen in de Leidingendam bevatten verschillende producten en opereren met verschillende werkdrukken. Faalmechanismen zullen derhalve ook verschillen per leiding. Hierna wordt er van uitgegaan dat de bestaande AC-waterleidingen vervangen worden door stalen leidingen in het centrale deel van de leidingendam. Volgende faalmechanismen zijn mogelijk:

1. door het afgraven van de Sieperdadijk valt de toegangsweg naar de Leidingendam aan de kant van de Westerschelde weg. Hierdoor zal alle aan- en afvoer van materieel, dat nodig is voor inspecties, reparaties en nieuw aan te leggen leidingen, moeten geschieden via de toegang aan de landzijde (Emmaweg). Vanwege de beperkte ruimte tussen de verschillende leidingen is de manoeuvreerbaarheid van het materieel op de dam beperkt, waardoor de kans op een toenemende bovenbelasting op de bestaande leidingen toeneemt. Dit zal zeker het geval zijn bij de aanleg van nieuwe leidingen wanneer er veel materieel op de Leidingendam aanwezig zal zijn, zowel min of meer stationair als mobiel. Behalve de opslag van buizen en reeds gelaste leidingdelen, zal er apparatuur staan om de leidingen te lassen, te inspecteren en de verbindinglassen van een corrosiewerende laag te voorzien. In het geval van een gestuurde boring zal uiteraard een boormachine ter plaatse moeten gebracht worden. Door dit alles is de ruimte voor het bewegende materieel zoals side-booms, graafmachines en in- en uitrijdende zware transportmiddelen zeer beperkt.
2. door een hoge waterstand, kan het freatisch niveau in de Leidingendam stijgen tot boven het niveau van de leidingen. Aangezien een dergelijke stijging van de waterstand zich ook nu kan voordoen via het Land van Saeftinghe, brengt dit geen extra risico met zich mee na de herinrichting ten opzichte van de huidige situatie.
3. wanneer de waterdruk onder de afsluitende kleilaag dusdanig hoog oploopt dat de korrelspanning verdwijnt, kan de ondergrond fluidiseren. In zulke grond kunnen leidingen, die lichter zijn dan het grond - water mengsel opdrijven (gasleidingen), terwijl zware leidingen kunnen gaan zakken (waterleidingen en kabels).
4. door golfaanval kan een deel van de Leidingendam wegspoelen waardoor een leiding vrij kan komen te liggen en mogelijkerwijze zijn horizontale stabiliteit verliezen.
5. na afgraven van de Sieperdadijk kunnen de geulen zich middels uitschuring van de bodem in de richting van de Leidingendam uitbreiden, en kunnen leidingen die zich in de berm bevinden, vrij komen te liggen.
6. door bresvorming in de dijk en het wegspoelen van de grond kan een pijpleiding over een grote breedte vrij komen te hangen. De combinatie van ringspanning ten gevolge van de werkdruk, langsspanning en buigspanning bepaalt de maximaal toelaatbare doorbuiging en lengte van de overspanning (statisch belastinggeval). Te grote overspanningen in de stalen leidingen kunnen leiden tot plastische vervorming en breuk.

Wanneer de eigenfrequentie van de leiding, die onder meer een functie is van de lengte van de vrije overspanning, samenvalt met de frequentie van de loslatende neren veroorzaakt door het langstromende water kan de leiding gaan resoneren en in een steeds heviger trilling terecht komen, die tot breuk kan leiden (dynamisch belastinggeval).

7. erosie van de westelijke oever van de Westerschelde ter plaatse van de zinkers.
8. ongelijke zettingen van de ondergrond.

4 WATERSTANDEN

Binnen de probabilistische methode die zal gehanteerd worden, worden verschillende waterstanden, elk met hun kans van voorkomen, beschouwd. Gezien de kruin van de Leidingendam op ongeveer + 6,00 m NAP ligt, ergens tussen laag water en de voorkomende stormpeilen, kunnen situaties voorkomen waarbij de dam geheel onder water zal liggen, alsook situaties waarbij hij bij een lager waterpeil wordt aangevallen door golven.

Tabel 4-1 geeft de waterhoogtes voor Prosperpolder voor 2007.

Tabel 4-1: Hoog- en laagwater nabij Prosperpolder

Fase	Laagwater, m t.o.v.NAP	Hoogwater, m t.o.v.NAP
Dood tij	- 1,16	+ 1,45
Springtij (zonder opwaaing)	- 2,88	+ 3,61

Indien de stijging van het waterpeil in 2066 inderdaad 0,41 m hoger ligt, zal dat ook het geval zijn met de tijhoogtes uit Tabel 4-1.

Het gemiddelde maaiveldpeil van het Sieperdaschor ligt overwegend tussen NAP+2,40 m en NAP+2,50 m. Het gemiddelde maaiveldpeil van de berm aan de zuidzijde van de Leidingendam ligt tussen NAP+2,55 m en NAP+3,40 m.. De schor zal dus tijdens vloed vollopen gedurende ongeveer de helft van de tijd en weer droogvallen bij afgaand getij. Gedurende de periode rond dood tij zal de polder meer dan een week droog blijven liggen, waarbij alleen water door de geulen stroomt. De berm zelf zal slechts sporadisch en op bepaalde plaatsen overstromen. Ook na realisatie van het krekken- en geulenstelsel in het ontpolderde gebied zullen deze bewegingen zich handhaven.

De statistieken van de stormpeilen, rekening houdend met de zeespiegelstijging zijn opgenomen in §5.3.5.2.

De Leidingendam kan derhalve onderhevig zijn aan de volgende hydraulische verschijnselen:

- Inundatie bij hoge waterstand en uitstroming van water aan de teen van de dijk bij een weer dalende waterstand. Gezien de lage frequentie en relatief beperkte duur van extreem hoog water zal het freatisch oppervlak in de dijk nooit veel hoger komen dan 2 á 2,5 m NAP, hetgeen niet hoger is dan het omliggende maaiveld. Wegspoelen van de teen van de dijk door uitstromend water lijkt dan ook hoogst onwaarschijnlijk;
- Stroming wanneer bij hoge waterstand het water door wind en/of getij van noord naar zuid of van zuid naar noord wordt opgestuwd. Onder bepaalde condities zou dit tot schietend water kunnen leiden en een verhoogd risico van erosie aan de top van de dijk;
- Golfaanval en golfoploop bij een waterstand onder of gelijk aan het kruinpeil van de Leidingendam: dit kan leiden tot erosie aan voor- en achterzijde van de Leidingendam;
- Erosie langs de Leidingendam wanneer het normale in- en uitgaande getij geulen vormt die zich geleidelijk uitbreiden of verplaatsen in de richting van de Leidingendam. Deze mogelijkheid bestaat vooral aan de zuidkant van de Leidingendam, waar een nieuwe situatie wordt gecreëerd;
- Wegslaan van de Leidingendam bij extreme omstandigheden.

5 EXTERNE BELASTINGSGEVALLEN

5.1 Toegang tot en transport over de Leidingendam – zettingen

In zijn huidige vorm is de Leidingendam langs twee zijden bereikbaar: langs landzijde via de Emmaweg en langs zeezijde via een brug, welke een beperkte doorgang heeft voor verkeer tot maximaal 20 ton.

Door het wegvallen van de toegang via deze brug (of zoals bij eerder werk, de mogelijkheid om een baileybrug te voorzien) aan de zeezijde via de Sieperdadijk, welke als onderdeel van de herinrichting van dit gebied wordt afgegraven, moet alle materieel de Leidingendam oprijden en weer verlaten via de toegang aan de landzijde (Emmaweg) en gebeurt alle verkeer over rijplaten die op het centrale deel van de dam worden gelegd. Dit kan dus leiden tot een toename van bewegingen over de Leidingendam, waar de rij- en werkbreedte niet veel meer dan 10 m is, van het in- en uitgaande werkverkeer met name tijdens een aanlegperiode van nieuwe leidingen, wanneer er naast het werkverkeer ook veel min of meer stationair materiaal en materieel op de dam aanwezig is. Wanneer het werkverkeer over een bestaande leiding rijdt, kan dit door de toegenomen bovenbelasting leiden tot een toenemende ovalisering van die leiding met als gevolg een toenemende ringspanning. Als de leiding niet op deze verkeersbelasting is berekend, kan dit tot breuk leiden.

Het risico van ernstige beschadigingen aan de leidingen dient voorkomen te worden door duidelijke specificaties en procedures voor werken met zware werktuigen op de Leidingendam. Ook zal de aannemer, die op de Leidingendam werkt, over duidelijke en bijgewerkte informatie moeten kunnen beschikken.

Het verdient overweging om zeker tijdens een aanlegperiode een tijdelijke toegang te creëren aan de kant van de Westerschelde en daarmee het in- en uitgaande verkeer te scheiden.

Zwaar werkverkeer kan ongelijke zettingen in de Leidingendam veroorzaken. Naar verwachting zullen deze geen gevolgen hebben voor de stalen pijpleidingen.

In de huidige situatie gebeurt de toegang tot de leidingendam over de Sieperdadijk en het brugje door de schor, en verder over de AC-leidingen naar de kop van de leidingendam. In de toekomst zullen de AC-leidingen vervangen worden door stalen leidingen in het centrale deel van de dam, zodat het risico op ongelijke zettingen, hoekverdraaiingen in de moffen en mogelijke lekkage volledig wegvalt.

5.2 Stabiliteit tegen opdrijven

Hoge druk gasleidingen

Er zijn vier hoge druk gasleidingen in gebruik en een hoge druk ethyleen leiding. geeft de gewichten, de opwaartse krachten ('buoyancy'), indien zo een leiding onder water ligt, en de netto onderwater gewichten van de leidingen, waarbij een negatieve waarde een opdrijvende kracht aangeeft.

Tabel 5-1: Berekening droog en onderwater gewicht van de Hoge Druk Gasleidingen

Hoge druk leiding	Eigenaar	Product	Gewicht ¹ (N/m)	Opwaartse kracht ² (N/m)	Onderwater gewicht of oprijvende kracht (N/m)
609 mm x12.86 mm	Gasunie	Gas	2094	2939	845 (-)
1220 mm x15.70 mm	Gasunie	Gas	5656	11619	5962(-)
609 mm x7.46 mm	Gasunie	Gas	1329	2939	1610 (-)
168 mm x5.60 mm	Shell	Ethyleen	265	239	26(+)
711 mm x10.30 mm	Zebra	Gas	2089	3983	1894 (-)

In het geval van een hoge waterstand die tot boven de Leidingendam uitkomt, zijn de leidingen, met uitzondering van de 168 mm ethyleen leiding, onderhevig aan een opwaartse kracht, die groter is dan het drooggewicht van die leidingen. Dit betekent echter niet dat deze leidingen zullen gaan opdrijven, gezien de op de leidingen rustende grond dat belemmert. Wanneer gerekend wordt met het meest ongunstige geval dat de inwendige wrijvingshoek $\varnothing = 0$, is dit alleen het gewicht van het grondlichaam dat recht boven de leiding ligt. Als deze grond een dichtheid heeft (droog) van 1600 kg/m³ (60 % vaste stof en 40 % poriën), wat overeenkomt met een onderwater gewicht in verzadigde grond van 1000 kg/m³, dan nog is er voldoende bovenbelasting om de leidingen op hun plaats te houden. Bij een gronddekking van 1 meter is dit:

- voor de 609 mm gasleidingen een grondbelasting van $0,609 \times 1 \times 1000 \times 9,81$ of 5974 N/m;
- voor de 711 mm gasleiding een grondbelasting van $0,711 \times 1 \times 1000 \times 9,81$ of 6975 N/m;
- voor de geplande 48 inch leiding een grondbelasting van $1,22 \times 1 \times 1000 \times 9,81$ of 11970 N/m.

Ondanks de oprijvende kracht, zie Tabel 5-1, zullen de leidingen niet omhoog komen tijdens een periode van hoge waterstand.

Bij een veel hogere waarde voor de inwendige wrijving dan $\varnothing = 0$ (meer zanderig materiaal), wat meer dan waarschijnlijk is, wordt meer grond gemobiliseerd door vorming van een afglijdingswig en zal het meewerkende gewicht van het bovenliggende grondlichaam bijgevolg alleen maar groter. Daarnaast zijn de leidingen veelal verankerd en/of ondergronds aan de bovenzijde afgedekt met betonplaten.

Overige Leidingen

Opdrijven van de overige leidingen door een stijging van de waterstand is niet waarschijnlijk omdat deze leidingen gevuld zijn met water (711 mm staal en te vervangen 600 mm AC, Evides), waardoor deze leidingen hoe dan ook zwaarder zijn dan de oprijvende kracht van het omringende water voor zover ze gevuld zijn.

Fluidisatie

Bij een plotselinge toename van de waterdruk, waarbij tegelijkertijd de korrelspanningen in de Leidingendam afnemen, kan een tijdelijke periode van fluidisatie van de grond optreden. Hierbij gedraagt het grondwater mengsel zich als een vloeistof. Leidingen die lichter zijn dan het grondwater mengsel kunnen gaan opdrijven, terwijl zwaardere leidingen kunnen verzakken.

¹ de waarde is inclusief het gas onder druk. Hiervoor is aangenomen dat het gewicht van het gas ongeveer gelijk is aan 50 à 80 kg/m³

² berekend voor water van 1000 kg/m³

Fluïdisatie kan optreden wanneer de bovenbelasting plotseling toeneemt of wanneer door een lek in één van de waterleidingen een grote toevoer van water optreedt in het dijklichaam.

De kans op fluïdisatie wordt echter niet groot geacht omdat de grond een voldoende groot doorlatend vermogen heeft (grotendeels opgebouwd uit zand) en de waterspanning niet dusdanig hoog zal oplopen, dat de korrelspanning geheel verdwijnt. Bovendien zal bij een plotselinge breuk van een waterleiding hoogstwaarschijnlijk tevens een krater worden gevormd boven de betreffende breuk waarlangs een groot deel van het water een uitweg zal zoeken.

De kans op opdrijven van de leidingen is overigens toch al niet waarschijnlijk omdat de betreffende leidingen zijn verankerd en/of afgedekt met betonplaten.

5.3 Erosie van het dijklichaam

De leidingendam is opgebouwd uit zand bedekt met een dunne kleilaag en een grasbekleding. De erosiebestendigheid van gras en klei is afhankelijk van het waterpeil en de golfbelasting, maar bovendien ook van de duur van de belasting. Er zijn dus drie variabelen van belang die onderling een zekere afhankelijkheid hebben. Een meer probabilistische toetsing- en ontwerpaanpak is dus aangewezen. De methodiek, die hieronder verder wordt uitgewerkt, is deels gebaseerd op ontwerpcriteria afkomstig van het projectbureau Zeeweringen (die o.a. werd toegepast bij het ontwerp van de kleidijk van het dijktraject Hertogin Hedwigepolder), deels op methodes verwerkt in het programma PC-Ring [17] en deels op de probabilistische methode die door IMDC werd uitgewerkt in het kader van de tienjaarlijkse herziening van de veiligheid van de nucleaire site te Doel.

5.3.1 Belastingsgevallen loodrecht op de dijk

Bij het bepalen van de sterkte van de leidingendam dienen verschillende belastingsgevallen te worden beschouwd. Een eerste onderscheid dient te worden gemaakt of de kruin al dan niet wordt overtopt, d.w.z. of de stilwaterlijn (SWL) al dan niet hoger ligt dan het kruinpeil.

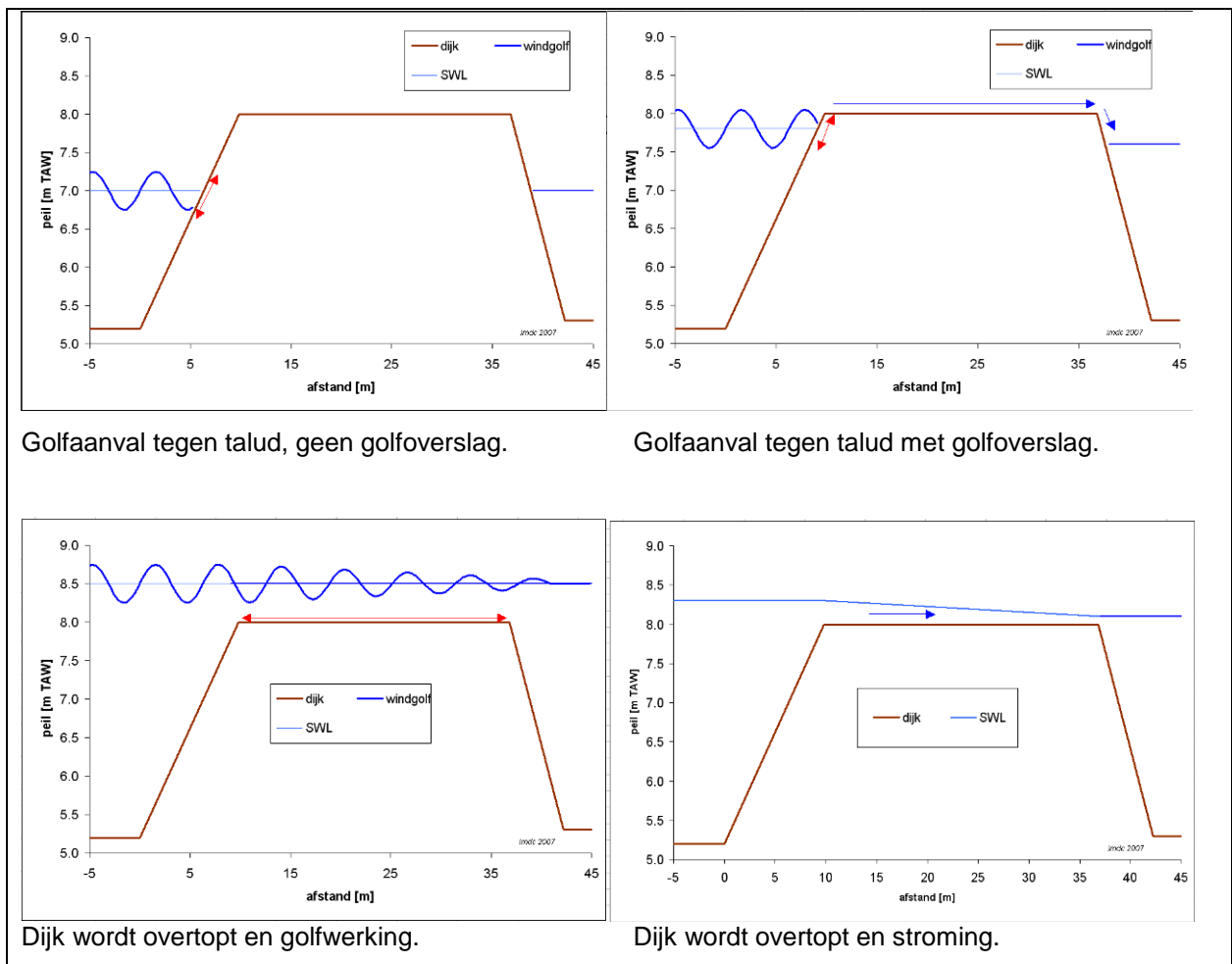
Wordt de kruin niet overtopt, dan kunnen volgende twee gevallen worden onderscheiden:

- golfbelasting tegen het talud, zonder golfoverslag;
- golfbelasting met golfoverslag.

Wanneer de kruin wel wordt overtopt, kunnen opnieuw twee belastingsgevallen worden onderscheiden:

- stroomsnelheden van het overlopende water t.g.v. waterpeilverschillen ten noorden en zuiden van de leidingendam;
- golfbelasting op de kruin.

Deze vier belastingsgevallen worden schematisch voorgesteld in Figuur 5-1:



Figuur 5-1: Belastinggevallen loodrecht op de dijk

De twee laatste belastinggevallen kunnen in principe gelijktijdig optreden.

In de volgende paragrafen worden de erosiemodellen voor deze verschillende gevallen verder besproken.

5.3.1.1 Golfbelasting tegen het talud zonder golfoverslag

In dit geval wordt enkel het talud van de dijk belast door golfaanval. De golfaanval bestaat uit de kracht uitgeoefend door het breken van de golf en door de op- en afloop van water.

Bij de leidingendam is het de grasbekleding die de grootste weerstand tegen erosie zal leveren. De maximale golfbelastingduur voor het bezwijken van gras bedraagt [12]:

$$t_{\text{gras}} = \frac{1}{H_s^2} \cdot \left(\frac{d_g}{\gamma_g \cdot c_E} \right) \tag{1}$$

Hierin zijn

t_{gras} de weerstandduur van gras (s)

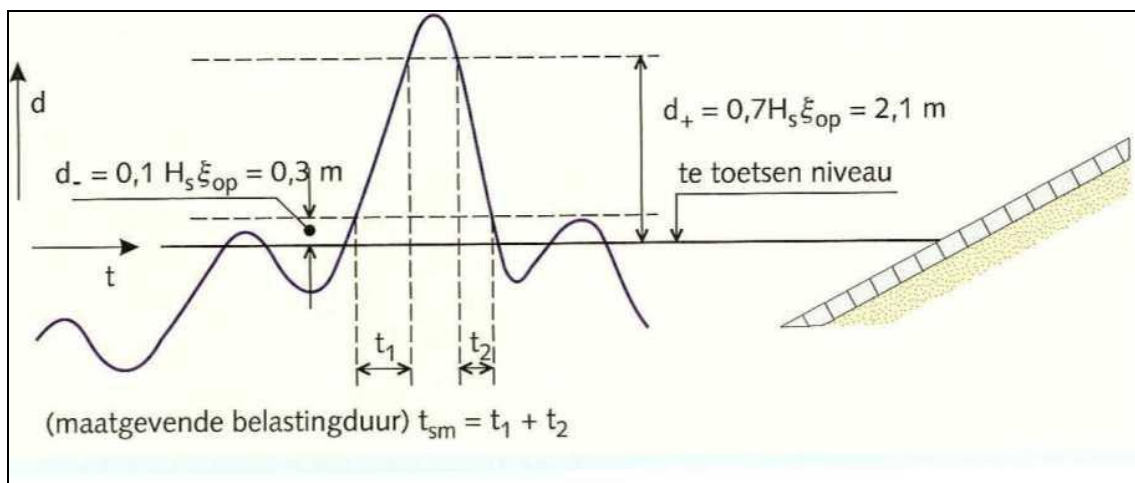
H_s de significante golfhoogte (m)

- d_g de zodedikte (m)
- c_E maat voor de erosiebestendigheid van gras ($m^{-1}s^{-1}$)
- γ_g veiligheidscoëfficiënt (-)

Voor de waarde van de veiligheidscoëfficiënt γ_g worden in de literatuur geen waarden opgegeven.

Uit terreinonderzoek bleek het gras weinig erosiebestendig. Het gras wordt intensief begrazen en vertoont schade door konijnenpijpen e.d. De zodedikte werd daarom gelijk gesteld aan 0,10 m en voor de erosiebestendigheid werd de meest nadelige waarde gekozen in de range voor weinig erosiebestendig gras, namelijk $c_E = 3,5 \times 10^{-6} m^{-1}s^{-1}$.

De duur van de belasting wordt bepaald op basis van Figuur 5-2 (overgenomen uit het VTV). Het bepaalde ontwerpniveau is aan golfbelasting onderhevig gedurende de tijdszone dat het waterpeil fluctueert tussen $0.1 \cdot H_s \cdot \xi_0$ en $0.7 \cdot H_s \cdot \xi_0$ boven het te toetsen niveau. Deze belastingsduur wordt voor onderhavige studie berekend voor 100 punten langsheen het talud. De belastingsduur is niet steeds alleen de som van de twee duren (t_1 en t_2) zoals uit de figuur zou blijken. De synthetische stormen worden gekenmerkt door een totale duur van 100 uren en gedurende één storm kan een bepaald deel van de dijk dus meerdere malen worden belast.



Figuur 5-2: Berekening van de belastingsduur

Als de belastingsduur groter is dan de maximale duur berekend met de formule (1), is het gras weggeërodeerd en moet de reststerkte geleverd worden door de dijk kern. In het programma PC-Ring dat in Nederland gebruikt wordt voor het toetsen van dijken wordt gesteld dat de reststerkte van zand nul is. De reststerkte dient dus te komen van de eventuele aanwezige kleilaag.

De benodigde dikte van de kleilaag wordt bepaald aan de hand van de erosiesnelheid van de klei die bepaald wordt door de optredende golfaanval en de gekozen taludhelling. Het VTV ([6]) geeft erosiesnelheden van klei (voor verschillende categorieën van klei en zowel onder als boven GHW + 1,0 m). Ze zijn er vermeld in tabel 8-2.1.

Op basis van de waarden in deze tabel werd een best fit gemaakt. Deze ziet er als volgt uit:

$$E_{klei} = 0.6 + (0.025 + 0.1092 \cdot H_{m0}) \cdot t$$

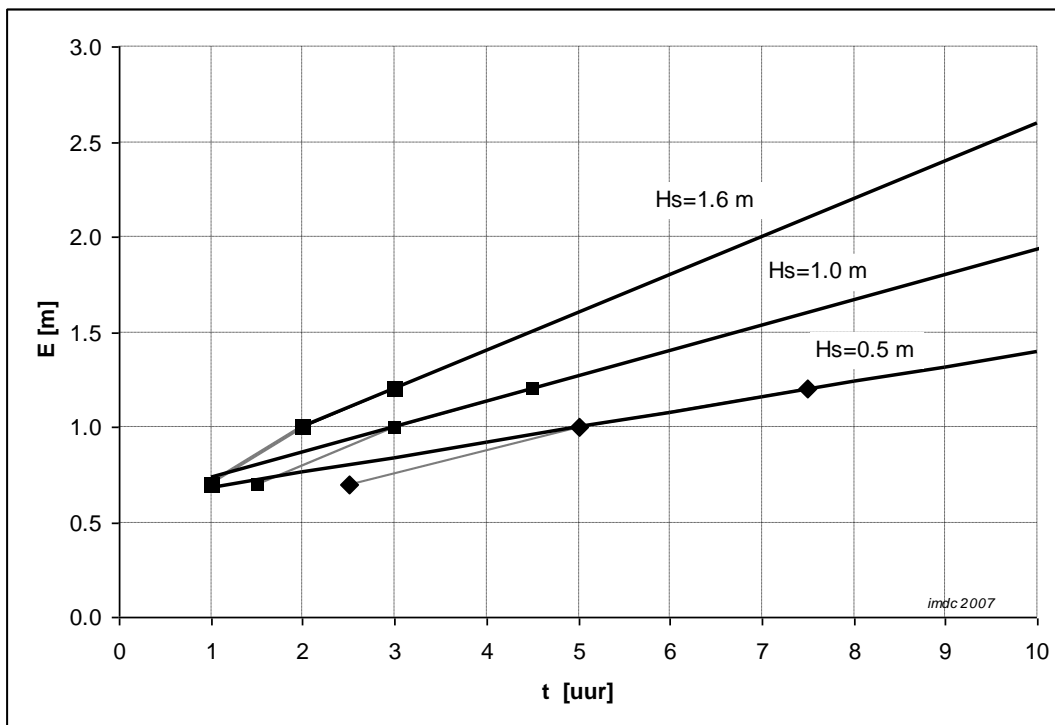
Hierin zijn:

E_{klei} geërodeerde klei [m]

H_{m0} golfhoogte [m]

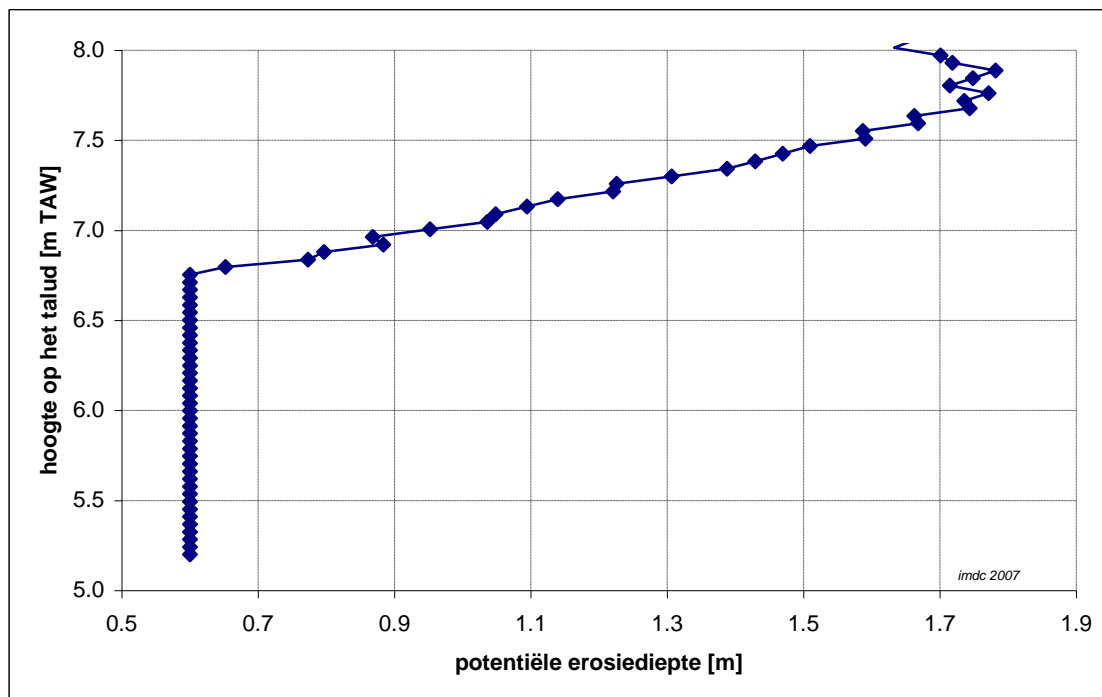
t de belastingsduur [uur]

Uit de formule blijkt dat voor lage belastingsduren er toch steeds 60 cm klei erodeert. In werkelijkheid zal de erosie kleiner zijn. Als de waarden uit het VTV worden uitgezet in functie van de tijd (zie Figuur 5-3) dan blijkt dat alle lijnen een knikpunt hebben bij het voorlaatste punt. Deze knik is onder andere te verklaren uit het feit dat de klei bij een dikker pakket vanaf een bepaald punt niet meer gestructureerd is en daardoor vanaf dit punt een lagere erosiesnelheid heeft. De formules zijn dus voor kleinere belastingsduren ongunstiger dan de werkelijkheid. In ieder geval wordt in onderhavige studie verondersteld dat de dijk een bres vertoont van zodra de erosiediepte van de klei meer bedraagt dan 60 cm.



Figuur 5-3: Erosie in functie van de belastingsduur voor verschillende golfhoogtes (donkere lijnen = gefitte curven; punten = waarden uit VTV).

De erosiediepte op het buitentalud varieert al naar gelang de hoogte. De hogere delen van het talud worden belast door grotere golven, maar over een kortere periode. De lagere delen van het talud worden belast door kleinere golven, maar wel veel frequenter. De maximale erosie zal zich ergens tussen beide situaties bevinden. Figuur 5-4 toont bij wijze van voorbeeld de erosiediepte voor een bepaalde synthetische storm in functie van de hoogte op het talud. Over het algemeen wordt de zone net onder de kruinhoogte van + 8,0 m TAW het zwaarst belast. Er dient opgemerkt dat in de figuur potentiële erosie wordt getoond. Het berekende kleipakket is in werkelijkheid niet aanwezig en de dijk uit onderstaande figuur zal dus bressen.



Figuur 5-4: Potentiële erosiediepte i.f.v. de locatie op het talud voor een bepaald synthetische storm.

5.3.1.2 Golfbelasting tegen het talud met golfoverslag

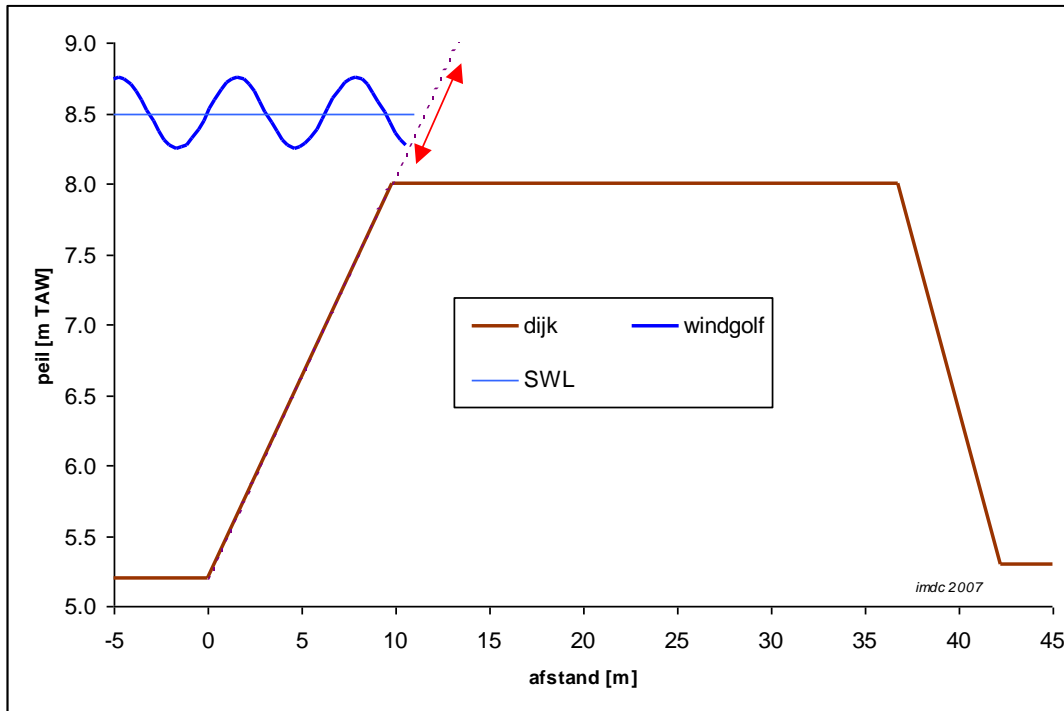
Naast de golfaanval op het talud, wordt nu ook de kruin en een deel van het achterliggende talud belast door de stroomsnelheden ontwikkeld door de overslaande golven. Voor de berekening van deze stroomsnelheden worden in de literatuur formules gegeven ([9] en [10]). Deze formules geven een waarde voor de stroomsnelheid, maar niet voor de duur ervan en het is net deze duur die voor de erosie van gras van groot belang is. Daarom wordt in onderhavige studie de volgende benadering toegepast.

De belasting van de golf op de kruin en het achterliggende talud is zeker kleiner dan deze op het rechtstreeks belaste talud. Aangezien beide taluds en de kruin uit hetzelfde materiaal bestaan (weinig erosiebestendig gras) zal bijgevolg het rechtstreeks belaste talud eerder bezwijken dan de kruin of het achterliggende talud. We kunnen dus in dit geval dezelfde formules toepassen als in bovenstaande paragraaf.

5.3.1.3 Golfbelasting op de kruin

De stilwaterlijn bevindt zich boven de dijkkruin. In dit geval wordt de kruin van de dijk het zwaarst belast. Door de golf boven de kruin zal het gras op de kruin belast worden door heen en weergaande snelheden. Bijkomend zal de golf, door de relatief geringe waterdiepte boven de kruin, breken, wat een extra belasting op de dijkkruin veroorzaakt. Opnieuw zijn voor deze situatie geen formules voorhanden. Wat wel duidelijk is, is dat de stroomsnelheden, veroorzaakt door de golven, kleiner zijn dan de op- en afloopsnelheden van een golf tegen een talud. Ook is de belasting veroorzaakt door het breken kleiner, doordat ze over een grotere afstand verspreid wordt.

Daarom worden voor dit belastingsgeval opnieuw dezelfde formules gebruikt als voor golfbelasting op een talud. Het talud wordt als het ware fictief doorgetrokken (zie Figuur 5-5).



Figuur 5-5: Doortrekking talud

5.3.1.4 Stroombelasting op de kruin

Om de impact van stromend water over de kruin te bepalen worden de formules voor een overlaat met brede drempel gebruikt. Al naar gelang de verhouding van de op- en afwaartse waterdiepte is de overlaat vrij of verdrongen. Bij een vrije overlaat wordt de maximale stroomsnelheid bereikt in de sectie met kritische waterhoogte ter hoogte van de afwaartse taludrand. Bij een verdrongen overlaat wordt de maximale stroomsnelheid bereikt afwaarts, waar zich een watersprong zal voordoen.

$$\text{als } \frac{h_{si} - h_k}{h_{sa} - h_k} < m \quad \text{dan} \quad q = 1.7 \cdot (h_{sa} - h_k)^{1.5}$$

$$h_{crit} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$v = q/h_{crit}$$

$$\text{als } \frac{h_{si} - h_k}{h_{sa} - h_k} \geq m \quad \text{dan} \quad q = 1.7 \cdot (h_{sa} - h_k) \cdot \sqrt{\frac{h_{sa} - h_{si}}{1 - m}}$$

$$v = q/(h_{si} - h_k)$$

Hierin zijn:

q het overloopdebiet per eenheidsbreedte [$\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$]

h_{sa} waterpeil kant Saeftinge [m TAW]

h_{si} waterpeil kant Sieperda [m TAW]

h_k peil dijk kruin [m TAW]

h_{crit} de kritische waterhoogte [m]

m de modulaire limiet (bv. 0.9)

v de maximale stroomsnelheid op de kruin [m/s]

De weerstand van gras tegen stromend water wordt door volgende formule weergegeven [17]:

$$v = f_g \cdot \frac{3.8}{1 + 0.8 \cdot \log(t)}$$

Hierin zijn:

v de stroomsnelheid [m/s]

t de belastingsduur

f_g een factor met betrekking tot de kwaliteit van de grasmat (0,7 voor een 'slechte' grasmat)

5.3.2 De probabilistische aanpak

In wezen komt de aanpak neer op een beschrijving van het volledige relevante hydrodynamische klimaat ter hoogte van het studiegebied (de leidingendam). Er wordt dus geen unieke ontwerpstorm (bv. T4000) gekozen.

De probabilistische methode bestaat erin dat de meerdimensionale kansruimte van de verschillende hydrometeorvariabelen te Vlissingen wordt vertaald naar het studiegebied met een hydrodynamische simulatie. Dit gebeurt aan de hand van 3 reeksen van 544 synthetische stormen (verwachte waarde en tweezijdig 95%-betrouwbaarheidsinterval). De in acht genomen variabelen in Vlissingen zijn: stormopzet, astronomisch getij, windsnelheid, windrichting, stormprofiel en stormduur. Van deze variabelen worden alle combinaties beschouwd, waarbij elke individuele combinatie toelaat een synthetische storm te genereren. Elke individuele synthetische storm in Vlissingen vertegenwoordigt een hyperkubusje binnen de meerdimensionale kansruimte, met een bijhorende kans, die berekend wordt door integratie over de hyperkubus op basis van de 'multivariate' kansverdeling van de genoemde variabelen. In de probabilistiek heet dit de Latin Hyper Cube methode.

Vervolgens werden de maatgevende stormen van Vlissingen doorgerekend tot de Schelde nabij het studiegebied met een (1D) hydrodynamisch model. Dit resulteert in de synthetische stormen op de Schelde ter hoogte van de leidingendam met telkens een waterstandsverloop en een windsnelheid en -richting. De individuele kans op voorkomen van de stormen blijft daarbij behouden.

Deze synthetische stormen op de Schelde dienen vervolgens nog vertaald te worden naar synthetische stormen ter hoogte van de teen van de leidingendam. Omdat de belasting kan verschillen per dijksegment werden 8 significante punten gedefinieerd langsheen de dijk (3 ten noorden van de leidingendam en 5 ten zuiden ervan), waar deze synthetische stormen werden bepaald (zie Figuur 5-6). Opnieuw blijft de individuele kans op voorkomen behouden.



Figuur 5-6: Locatie meetpunten langs de dam

Elk van de 544 synthetische stormen wordt voor elk van de 8 locaties gevoed aan erosiemodellen voor gras, zoals beschreven in par. 5.3.1. Zo wordt telkens de erosiediepte bepaald. De combinatie van deze erosiediepte met de kansen van de synthetische stormen laat dan toe om verdelingen te bepalen voor de overschrijdingsfrequenties van de klei- en graserosie.

Deze procedure werd 3 keer doorlopen, een keer voor de gemiddelde synthetische stormen en vervolgens voor de 95%-ondergrens en 95%-bovengrens van de stormen. Dit laat toe om rond de statistische verdeling van de erosiediepte ook het betrouwbaarheidsinterval te bepalen.

In wat volgt wordt beschreven hoe de synthetische stormen op de Schelde ter hoogte van het studiegebied werden vertaald naar synthetische stormen aan de teen van de leidingendam (par. 5.3.3) en wat de resultaten van de methode zijn (par. 5.3.5).

5.3.3 Synthetische stormen ter hoogte van de dijk

De waterstanden op de Schelde moeten vertaald worden naar waterstanden ter hoogte van de teen van de dijk en de windsnelheid en richting moeten vertaald worden naar een golfbelasting ter hoogte van de teen. Dit dient 8 maal te gebeuren voor de 8 locaties langsheen de dijk.

5.3.3.1 Waterpeil

Uit de RMA-berekeningen volgt dat de waterpeilen langsheen beide zijden van de leidingendam het Scheldepeil relatief goed volgen. Er is een tijdsverschuiving van enkele minuten en het gemiddelde waterpeilverschil bedraagt slechts enkele centimeters.

Daarom wordt voor de locatie van de berekening van de golfbelasting op het talud verondersteld dat het waterpeilverloop van elke synthetische storm aan de dijk hetzelfde is als dat op de Schelde met dien verstande dat de peilen niet onder het maaiveld van de polder (variërend tussen NAP+2,87 m en NAP+3,47 m) kunnen dalen. Het verloop van het waterpeil is hierbij identiek voor elk van de 8 locaties.

Voor het belastingsgeval waarbij de dijk overstroomt, d.w.z. waar de stilwaterlijn uitstijgt boven het kruinpeil, is het waterpeilverschil langs weerszijden van de leidingendam echter wel van belang. Het waterpeilverschil is immers de aandrijvende kracht voor de stroomsnelheden over de dijkkruin.

In de RMA-berekeningen werden twee stormen doorgerekend (november 1992 en november 1993). Het betreft de grootste stormen (qua peil en stijgsnelheid) uit de laatste 30 jaar. De maximale peilen op de Schelde bedroegen respectievelijk + 6,94 mTAW (NAP+4,61 m) en + 7,27 mTAW (NAP+4,94 m). Geen van beide stormen zou de leidingendam overspoelen.

Uit de resultaten van de RMA-berekeningen blijkt dat de hoogste peilen aan de zuidkant van de leidingendam (kant Sieperdaschor) groter zijn dan aan de noordkant (kant Saeftinge). De reden hiervoor is dat de geul van het Sieperdaschor een grotere doorvoercapaciteit naar de leidingendam heeft dan het verdronken land van Saeftinge. Nochtans zijn er duidelijke verschillen op te merken over de lengte van de dam. In de huidige toestand bedraagt het peilverschil ten hoogste 14 cm aan de Scheldekant, tot 32 cm in het midden van de dam. Volledig landinwaarts bereikt het hoogwater kant Saeftinge de dam wel eerder en zijn de verschillen omgekeerd. Hier kan het waterpeilverschil oplopen tot -38 cm. In de situatie van het MMA blijft het peilverschil aan de Scheldekant opnieuw beperkt tot ten hoogste 15 cm en neemt dan toe tot ten hoogste 48 cm in het midden van de dam. Volledig landinwaarts schommelen de peilverschillen nu al naargelang het tij opkomt of afgaat tussen +30 cm en -30 cm. De reden hiervoor moet gezocht worden in het feit dat de Sieperdagemaal in het MMA nog groter is en dus grotere volumes water toelaat.

Voor de berekeningen in deze nota werd aangenomen dat het maximale peilverschil bij hogere peilen (waarbij de leidingendam wel overstroomt) niet groter is dan het peilverschil in de twee stormen. De doorstroomsectie is immers bij dergelijk hoge peilen zeer groot (zowel kant Sieperda als kant Saeftinghe) en bovendien wordt er over de leidingendam water uitgewisseld tussen beide gebieden.

5.3.3.2 Stroomsnelheden

Op- en afgaand getij heeft een onmiddellijke impact op de erosie van geulen en vormt derhalve een mogelijke aanval op de teen van de leidingendam. Het is hier van belang enerzijds de maximale stroomsnelheden te beperken en anderzijds ervoor te zorgen dat geulvorming "gecontroleerd" gebeurt weg van de leidingendam.

Figuur 5-7 geeft de ligging van de AC-leidingen in de dam:

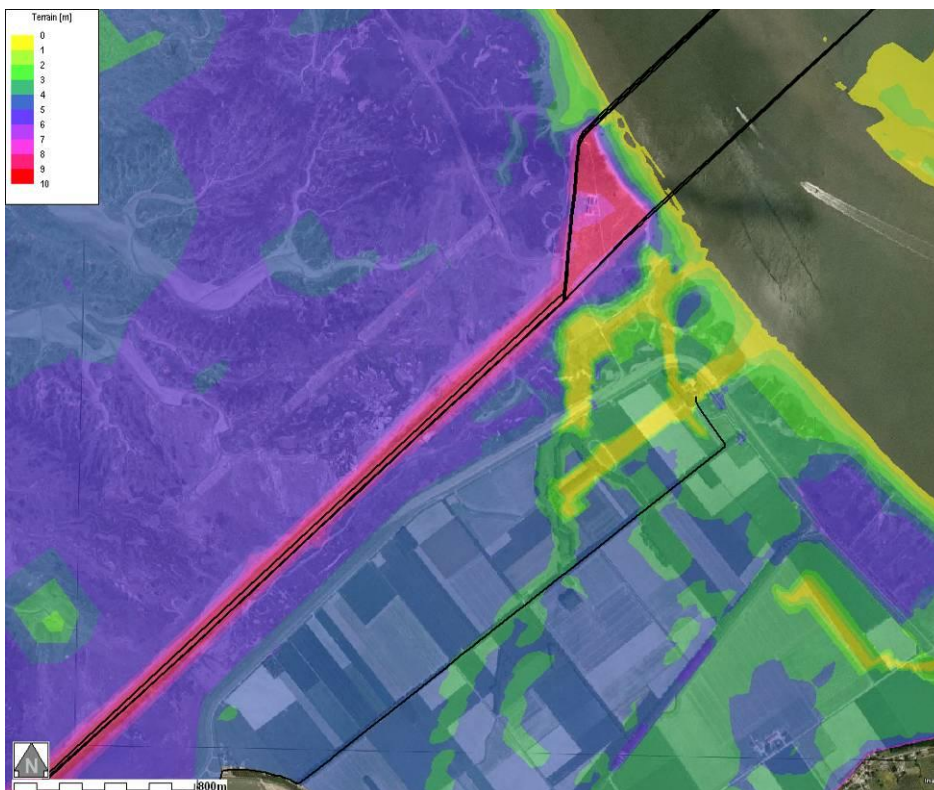


Figuur 5-7: Ligging AC-leidingen

Het modelgrid werd verfijnd ter hoogte van de bestaande geul en de doorgang onder het brugje dat toegang geeft tot de leidingendam. Twee bathymetrieën werden gemodelleerd: de huidige toestand (Figuur 5-8) en het MMA (Figuur 5-9). De randvoorwaarden (waterpeilen afwaarts en opwaarts debiet) zijn het resultaat van een MIKE11-modellering voor het Sigma-project (IMDC, 2003a).



Figuur 5-8: Bathymetrie voor de huidige toestand



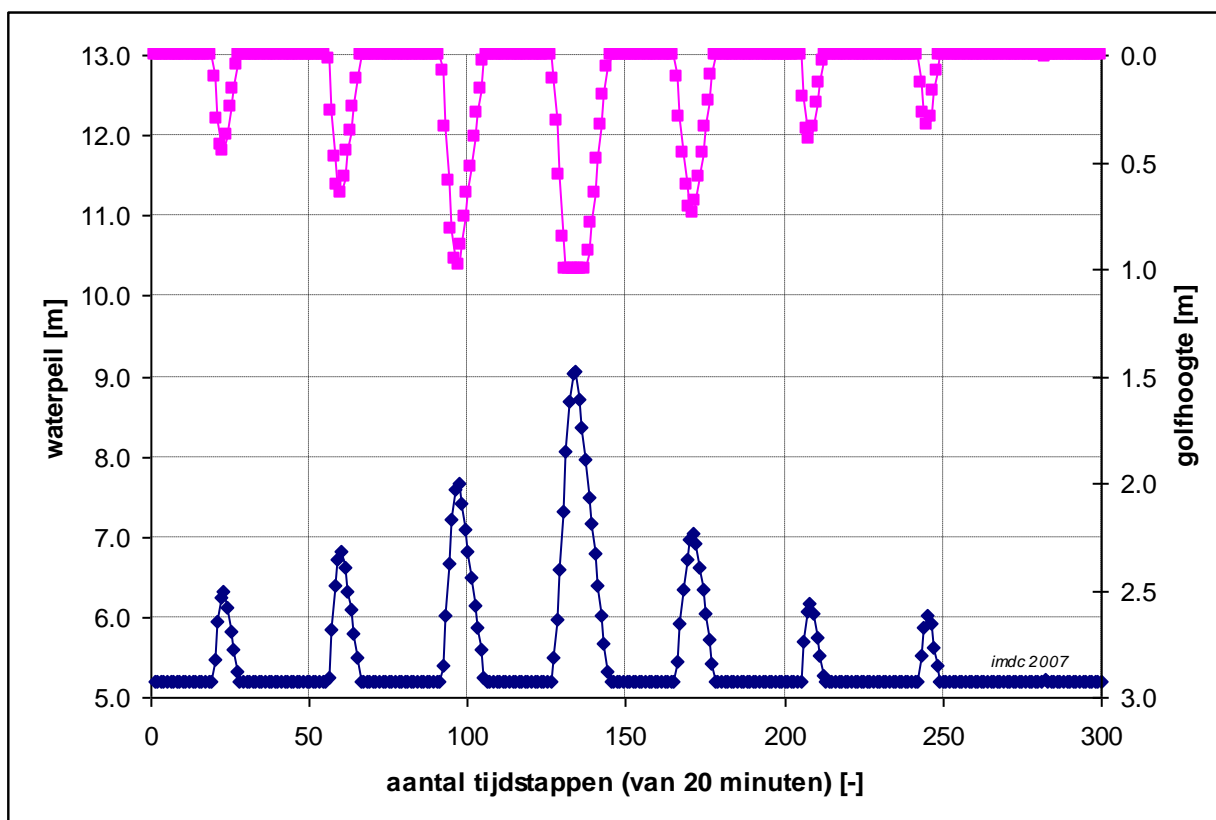
Figuur 5-9: Bathymetrie voor het MMA

5.3.3.3 Golfhoogte

Via een SWAN modellering werden de windkarakteristieken doorgerekend naar een golfbelasting ter hoogte van de teen van de dijk. Deze golfbelasting is verschillend voor elk van de 8 locaties. De gebruikte bathymetrie in het SWAN model is gebaseerd op de huidige digitale hoogtemodellen met aanpassing van het dijkenpatroon volgens het inrichtingsplan van de ontpoldering Prosperpolder en Hedwigepolder. Er werd geen rekening meer gehouden met eventueel nog aanwezige niet meer kerende dijken (behalve dan de leidingendam).

Het SWAN model is complex en vraagt relatief lange rekestijden. Vermits het om een groot aantal stormen gaat ($544 \times 3 = 1632$) werd de volgende methode toegepast:

- De oorspronkelijke set van 1632 stormen wordt enigszins gereduceerd tot 'slechts' 951 SWAN berekeningen, vermits bepaalde windrichtingen nauwelijks enige stormbelasting kunnen veroorzaken op de beschouwde locaties (zuidoostelijke richtingen: lage windsnelheid, geen stormopzet in de Schelde, nauwelijks golfbelasting).
- De SWAN-berekeningen zijn stationaire berekeningen. Op basis van de responsmatrix werd dus aan elke synthetische storm een golfbelasting toegekend overeenstemmend met het piekpeil van de storm. Net als het waterpeil heeft echter ook de golfbelasting een verloop in de tijd. Hiertoe werd een golfbrekingcriterium gedefinieerd. Er werd aangenomen dat de golfbelasting gelijk is aan de maximale golfbelasting horende bij de storm en de welbepaalde locatie zolang het waterpeil aan de teen van de dijk groter is dan de golfhoogte gedeeld door 0,4. Is het waterpeil lager, dan zal de golf breken op het voorland en is ze maximaal gelijk aan 0,4 keer de waterdiepte. Deze aanname is geldig als de maximale windsnelheid gedurende de ganse duur van de synthetische storm geldt. Ook dit is een conservatieve aanname. Figuur 5-10 toont het resultaat van de toepassing van het golfbrekingcriterium op één van 1632 stormen voor 1 van de 8 locaties.



Figuur 5-10: Resultaat van het golfbrekingcriterium voor een synthetische storm met een maximale golfhoogte van 1 m.

5.3.4 Ontwerpen vs. toetsen

Bij het ontwerp van een nieuwe dijk wordt bovenop de keuze van de terugkeerperiode gerekend met een aantal veiligheidscoëfficiënten of veiligheidscriteria, zowel op de belasting als op de weerstand of sterkte.

Bij toetsing of controle van een bestaande dijk daarentegen wordt noodzakelijkerwijze gerekend met verwachte waarden van weerstand en sterkte.

In het voorliggende geval wordt de **sterkte** (weerstand tegen golfbelasting) van de Leidingendam bepaald door de erosiebestendigheid van de bovenlaag, i.c. gras. Bij het ontwerp wordt hier een veiligheidscoëfficiënt 2 op toegepast en zorgt men er dus voor dat de dijk ten minste aan een dubbel zo zware belasting zal weerstaan. Voor de toetsing wordt deze veiligheid niet meegerekend en gaat men na of de bestaande dijk of dijkbekleding alsdusdanig weerstand kan bieden tegen dezelfde verwachte belasting. De veiligheidscoëfficiënt bedraagt in dit geval feitelijk 1.

De **belasting** wordt bepaald door het waterpeil en de golfbelasting. Voor het ontwerp wordt de belasting gekozen overeenkomstig de 95 % bovengrens, dit wil zeggen dat het veiligheidsniveau dat bereikt wordt een effectieve kans van voorkomen van 95 % heeft. Bij een toetsing wordt de effectieve belasting gebruikt. Het bereikte veiligheidsniveau zal groter zijn, maar de effectieve kans van voorkomen is dan ook (slechts) 50 %.

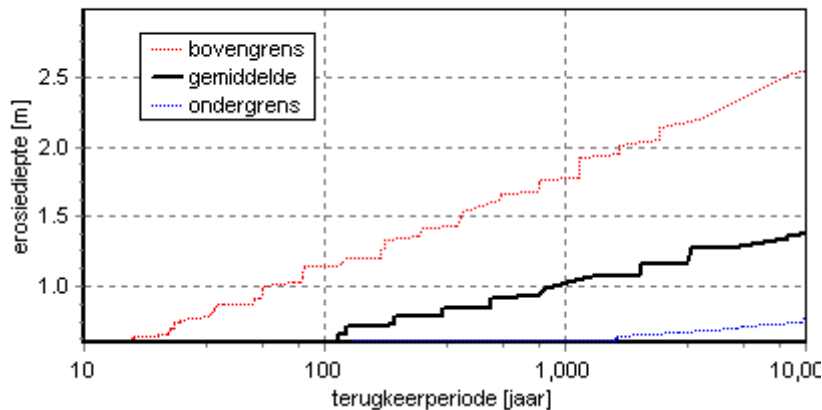
Voor de belasting is ook de zeespiegelstijging van belang. Bij het ontwerp wordt rekening gehouden met de zeespiegelstijging van over 50 jaar. Bij toetsing dient rekening gehouden te worden met het werkelijk verloop van de zeespiegelstijging over de komende 50 jaar.

Voor de bestaande toestand wordt zowel een ontwerpberekening uitgevoerd als een toetsingsberekening. Voor de toetsingsberekening wordt niet de geleidelijke zeespiegelstijging beschouwd maar wordt (conservatief) de totale stijging in rekening gebracht.

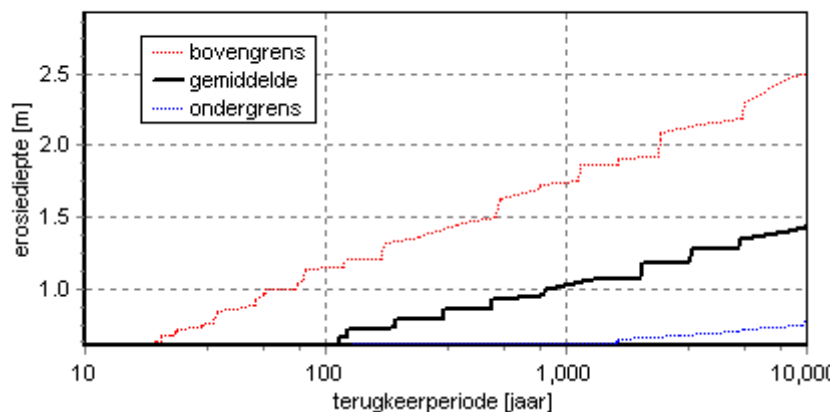
5.3.5 Resultaten

5.3.5.1 Golfbelasting

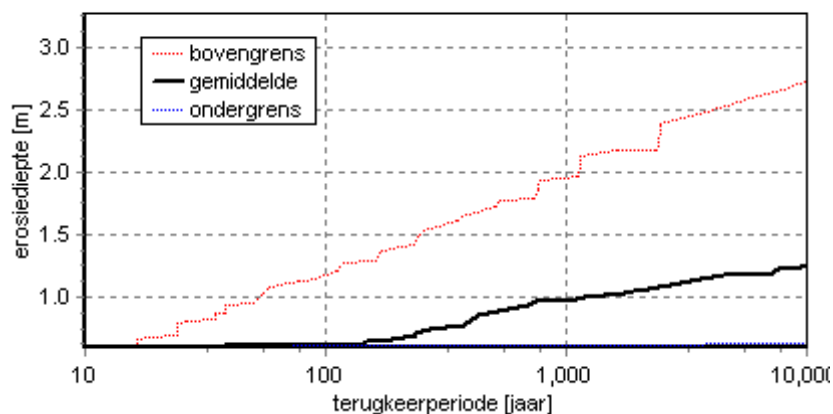
De volgende figuren tonen de erosiediepte van klei voor het MMA op verschillende locaties. De dijk brest als de erosiediepte groter wordt dan 0,6 m (zie hoger).



Figuur 5-11: Erosiediepte in NGD29, ontwerp.



Figuur 5-12: Erosiediepte in NGD69, ontwerp



Figuur 5-13: Erosiediepte in ZGD8, ontwerp

Figuur 5-11, Figuur 5-12 en Figuur 5-13 gelden voor ontwerptoestand (veiligheidscoëfficiënt op gras = 2). Voor toetsing kunnen gelijkaardige figuren worden opgesteld. Tabel 5-2: Terugkeerperiodes voor golfbelasting bij ontwerp en bij toetsing vat één en ander samen.

Tabel 5-2: Terugkeerperiodes voor golfbelasting bij ontwerp en bij toetsing

	TR ontwerp [jaar]	TR toetsing [jaar]
NGD29	+ - 15	+ - 3000
NGD44	+ - 15	+ - 3000
NGD69	+ - 15	+ - 3000
ZGD8	+ - 15	> 4000
ZGD38	+ - 15	> 4000
ZGD56	+ - 15	> 4000
ZGD65	+ - 15	> 4000
ZGD69	+ - 15	+ - 3000

Het valt op dat de toetsingsterugkeerperiode vele malen groter is dan de ontwerpsterugkeerperiode. De waarden zouden als volgt kunnen geïnterpreteerd worden: als men de leidingendam zou moeten ontwerpen tot een terugkeerperiode van 15 jaar, dan zou men tot een ontwerp kunnen komen zoals de dam er in de huidige toestand uitziet. Het is echter waarschijnlijk dat de leidingendam meer dan 3000 jaar zal blijven staan.' Het grote verschil tussen beide kan worden verklaard door de grote onzekerheid die er bestaat op de belasting en op de sterkte van het gras.

Algemeen zou kunnen gesteld worden dat voor stormen met een terugkeerperiode tussen 15 en 3000 jaar niet de klassieke veiligheids garanties kunnen gegeven worden die in een normaal ontwerp voorzien zijn. Nochtans is de kans, zowel voor de noord- als voor de zuidkant van de leidingendam, op bezwijken door golfinslag 1/3000 per jaar.

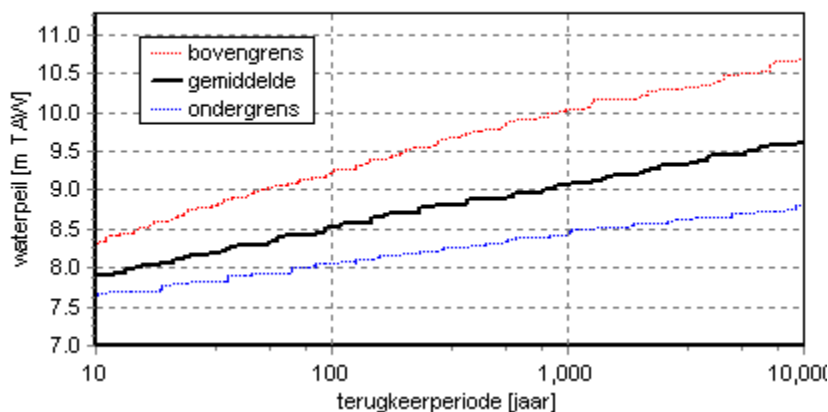
Dat de ontwerpsterugkeerperiode voor alle punten langsheen de leidingendam op ongeveer 15 jaar ligt, is eerder toevallig. De golfbelasting op de zuidelijke kant (kant Sieperda) is veel kleiner dan op de noordelijke kant (kant Saeftinghe). Anderzijds is het zuidelijk talud steiler dan het noordelijk (8:4 tegenover 14:4). Beide fenomenen heffen elkaar in dit geval bijna volledig op, zodat de uiteindelijke "sterkte" van de dijk langs beide kanten gelijk is.

De waarden in de tabel zijn voor de toestand MMA. In de huidige toestand is de golfbelasting kant Sieperda veel kleiner, zodat de (ontwerp)terugkeerperiode veel groter zou zijn.

Gezien in de huidige toestand geen golfbelasting bestaat langs de zuidkant van de leidingendam door de aanwezigheid van de Sieperdadijk, werden hiervoor geen SWAN-berekeningen uitgevoerd.

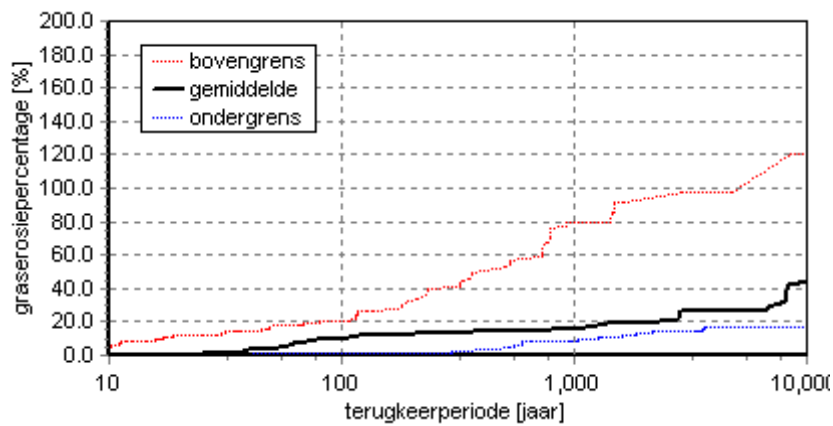
5.3.5.2 Overloop

Figuur 5-14 geeft de verwachte waterpeilen in de Schelde ter hoogte van de kop van de leidingendam, rekening houdend met de zeespiegelstijging van 0,41 m. Op te merken valt dat de kruin van de leidingendam, die op + 5,90 m NAP (of + 8,20 m TAW) ligt, overspoeld zal worden door een storm met een terugkeerperiode van ongeveer 20 jaar:

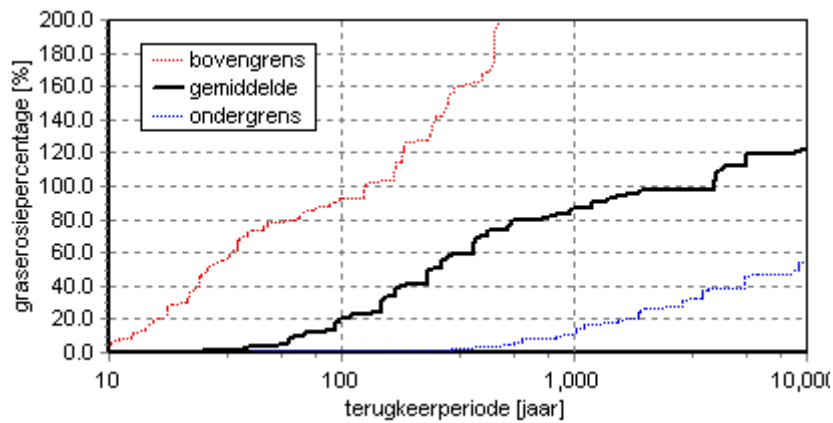


Figuur 5-14: Stormpeilen

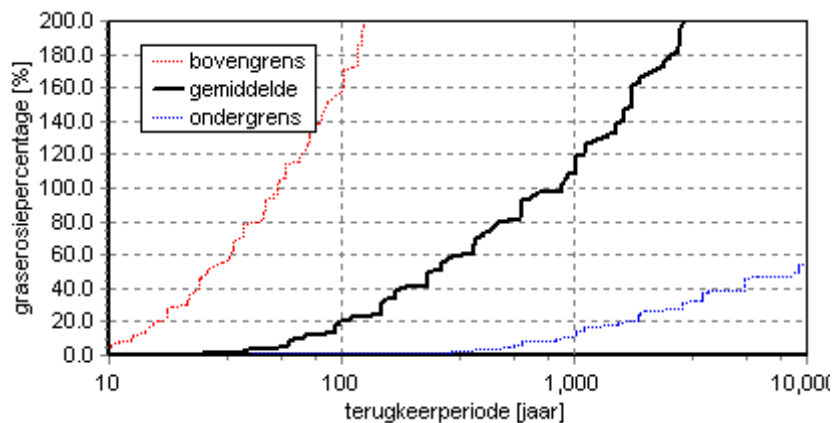
De volgende figuren geven het erosiepercentage van gras in de huidige toestand en de toestand MMA. Bij 100% zal de grasbekleding op de dijk falen en de dijk bezwijken.



Figuur 5-15: Erosiepercentage kruin thv ZGD8, HT.



Figuur 5-16: Erosiepercentage kruin thv ZGD8, 38, 56, 65, 29: HT.



Figuur 5-17: Erosiepercentage kruin thv ZGD8, MMA.

Tabel 5-3: Terugkeerperiodes voor golfoverloop bij ontwerp en bij toetsing

knoop	TR ontwerp [jaar]	TR toetsing [jaar]
Huidige toestand		
ZGD8	+3000	> 4000
ZGD69	+25	+ 2000
MMA		
ZGD8	+25	+1000
ZGD69	+25	+ 2000

Het blijkt dat:

- De terugkeerperiode voor het belastingsgeval 'erosie kruin door overloop' groter is dan die voor het belastingsgeval 'erosie talud of kruin door golfaanval'. De leidingendam zal dus eerder bezwijken door golfaanval dan door overstroming;
- De terugkeerperiode van het meest landinwaarts gelegen punt (ZGD8) gevoelig afneemt in het MMA. Dit komt door de grotere peilverschillen aan weerszijden van de dam;
- Door de tijdsvertraging tussen de vloedgolven langs de noord- en zuidkant van de dijk kan overstroming in beide richtingen voorkomen. De grootste peilverschillen worden nochtans gevonden bij hoger waterpeil kant Saefthinghe, zodat enkel bezwijken langs de zuidkant werd beschouwd;
- De uiteindelijke kans per jaar op bezwijken ligt hier rond de 1/1000, onafgezien van het feit dat de initiële veiligheids groter zijn dan in het geval van golfbelasting.

5.3.5.3 Golfoverslag

Zoals aangegeven kan de Leidingendam onderhevig zijn aan golfoploop en golfoverslag, wanneer de waterstand dicht onder de kruin staat. Dit kan tot schade leiden aan de randen van de Leidingendam. Dit heeft geen directe gevolgen voor de leidingen die zich onder het maaiveld aan weerszijden van de Leidingendam bevinden, noch voor de leidingen welke meer centraal in de Leidingendam gelegen zijn.

Wel zou één en ander consequenties kunnen hebben voor:

- de toekomstige 48 inch leiding van Gasunie;
- de signaalkabel van Delta NV.

Wanneer de 48 inch gasleiding bloot komt te liggen en het waterpeil hoger ligt dan deze leiding, dan drijft deze op tenzij hij verankerd is. De signaalkabel heeft voldoende gewicht om te blijven liggen. Wel is deze kabel in zo'n geval blootgesteld aan hydrodynamische krachten, waardoor hij beschadigd zou kunnen worden.

5.4 Erosie aan zuidzijde van de Leidingendam door geulvorming

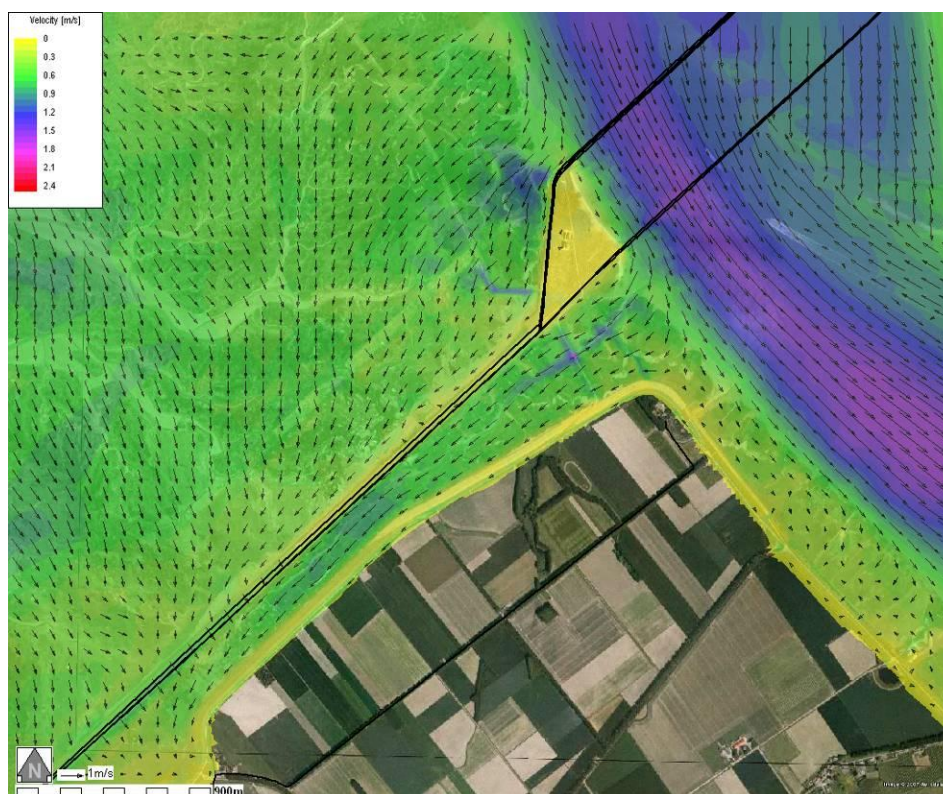
In het MMA wordt ervan uitgegaan, dat de Sieperdadijk tot polderniveau wordt afgegraven en dat geulvorming wordt bevorderd. De ervaring aan de zuidzijde van de Leidingendam is dat een op ongeveer 12,5 m afstand van de AC-waterleidingen gelegen gracht langzaam de tussenliggende bodem erodeerde in de richting van de Leidingendam. Om te voorkomen dat de voortgaande ontgroning de twee AC leidingen zou bereiken, zijn er plaatselijk dwarsdammen naast de

Leidingendam aangelegd en is een nieuwe geul gegraven op zo'n 30 tot 50 m afstand van de bestaande gracht, die vervolgens is gedempt.

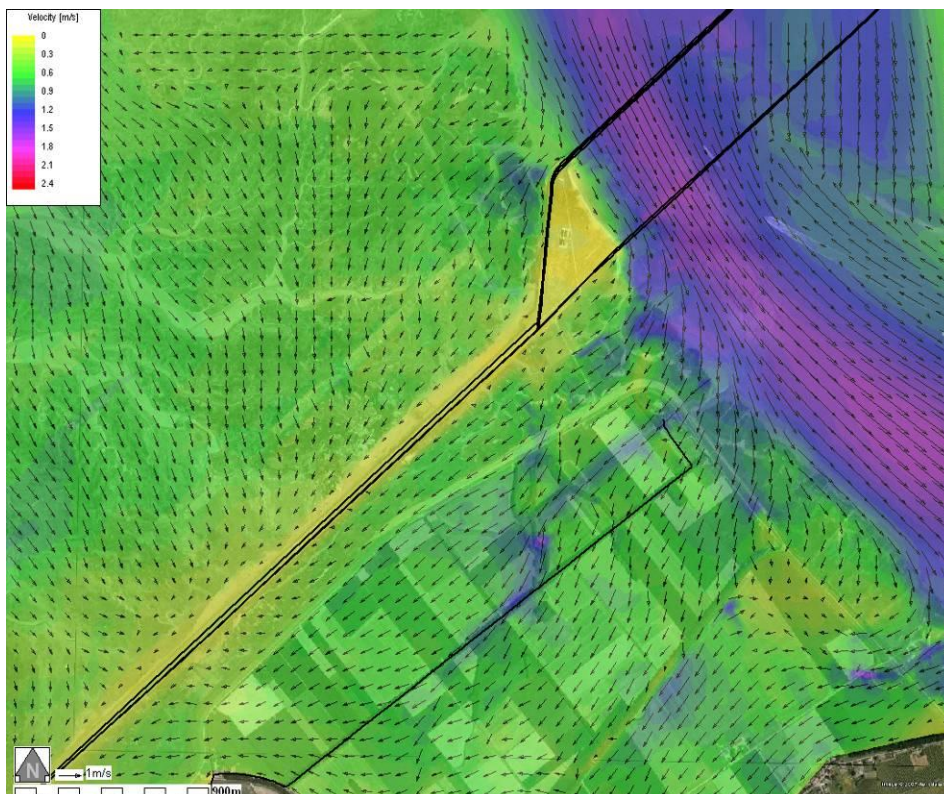
Een dergelijke verplaatsing van een geul kan in de toekomst weer optreden, namelijk tussen het verdeelstation en de zuidelijke duiker langs de Westerschelde, als er een nieuwe geul wordt gegraven of gevormd nabij de Leidingendam, maar zal geen schade meer kunnen veroorzaken door de versteviging van de zuidelijke berm.

Waterpeilen langs beide zijden van de leidingendam werden berekend voor beide bathymetrieën (in huidige toestand en voor het MMA), waarbij opgemerkt wordt dat de verschillende beschouwde locaties droog blijven, gedurende het grootste deel van een normale getijdencyclus. Het maaiveld ten noorden van de leidingendam (Saeftinghe) ligt iets hoger dan in het Sieperdaschor. In de huidige toestand stijgt het water in het Sieperdaschor over het algemeen iets hoger dan in Saeftinghe, waarbij de verschillen kunnen oplopen tot ongeveer 20 cm ter hoogte van de vernauwing van het schor. Achterin het schor, waar de stroomsnelheden zeer traag zijn, dalen de verschillen tot ongeveer 10 cm. Er is in dit geval geen significante tijdsvertraging in maximale waterhoogtes langs beide kanten van de dam. In het MMA wordt het water niet meer 'gereguleerd' ter hoogte van de brug en kan een groter watervolume gemakkelijker het schor binnenstromen. In dit scenario worden de verschillen in waterhoogte langs weerszijden van de dam groter, tot ongeveer 40 cm. De tijdsverschillen bij start en einde van een getijdencyclus worden hier duidelijker.

Figuur 5-18 en Figuur 5-19 geven voor de stormopzet van 1992 de maximale stroomsnelheden.



Figuur 5-18: Maximale stroomsnelheden – Storm 1992, huidige toestand



Figuur 5-19: Maximale stroomsnelheden - Storm 1992, MMA

Volgende figuren geven het verloop van de (verticaal uitgemiddelde) stroomsnelheden over dezelfde storm als hierboven. Hieruit moeten we afleiden dat de stroomsnelheden ter hoogte van de instroom uit de Schelde aanzienlijk toenemen in het MMA: van ongeveer 0,6 m/s naar 1,4 m/s.

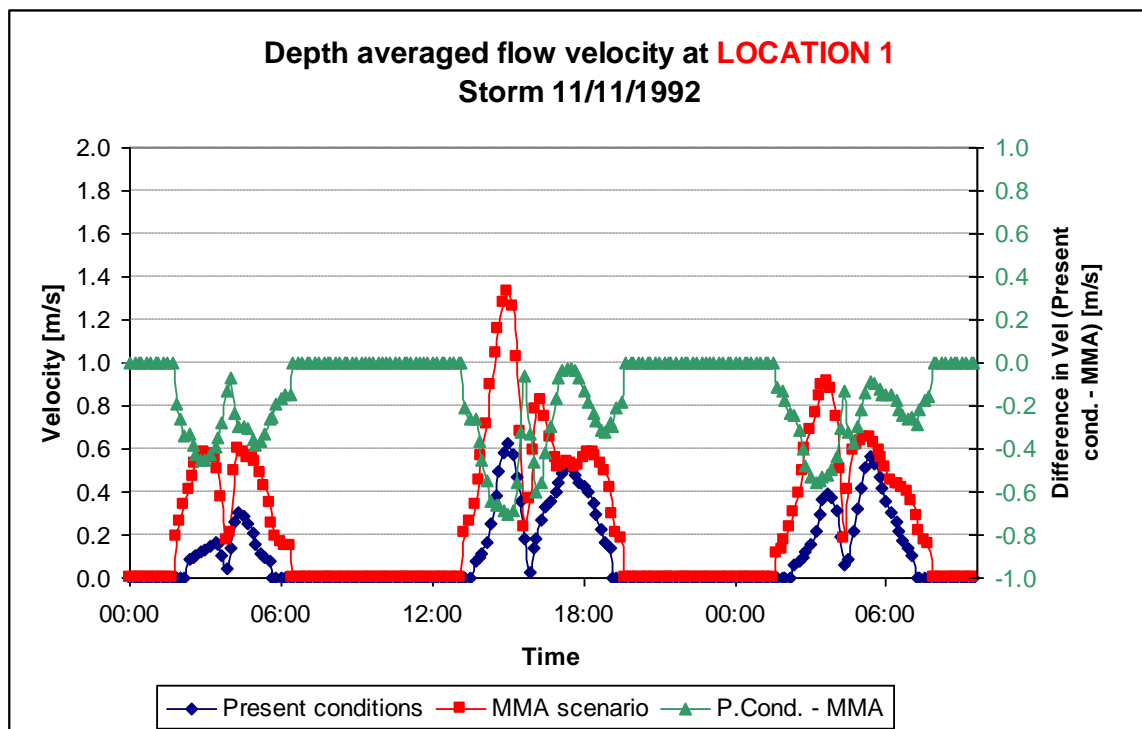
Ter hoogte van het bestaande brugje (locatie 2) daalt de stroomsnelheid van bijna 2,0 m/s naar net onder de 0,8 m/s, maximale stroomsnelheid die aanvankelijk vooropgesteld was in het rapport 'Bescherming AC 600 Buizen' van het Raadgevend Ingenieursbureau Lieveense B.V.

Verder opwaarts in het schor dalen de stroomsnelheden relatief evenveel. De impact is hier uiteraard minder groot vermits de stroomsnelheden ook in huidige toestand ten hoogste 0,8 m/s bedragen.

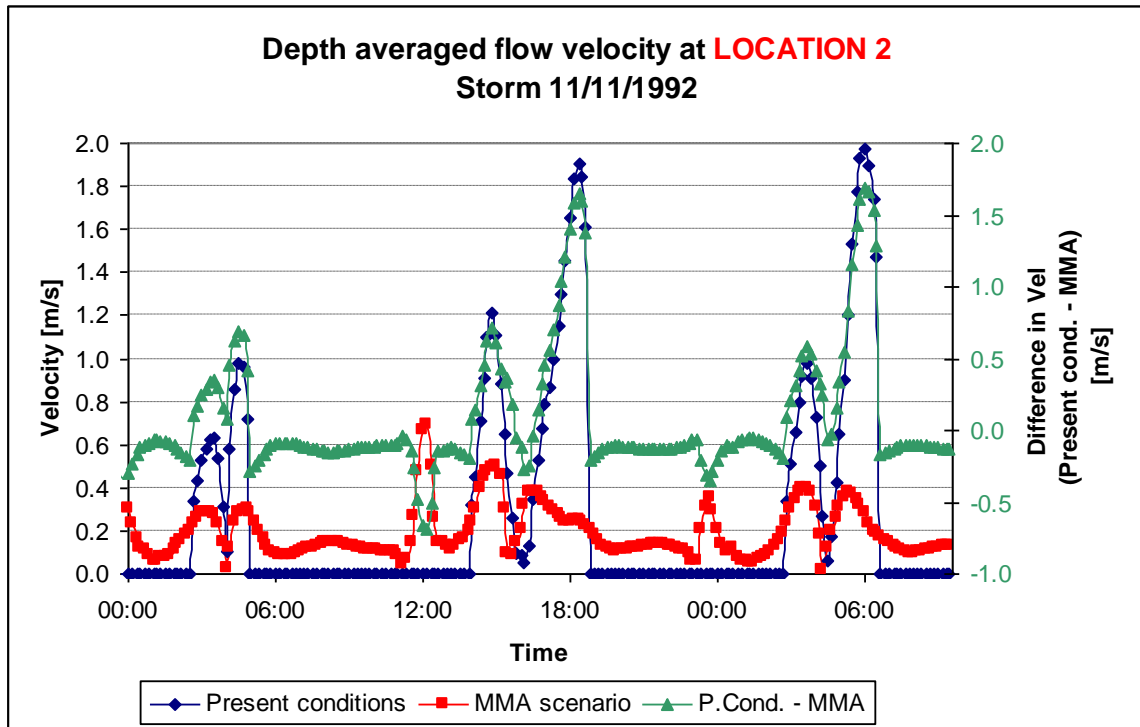
De modellering geeft echter duidelijk aan dat de plaatselijke vernauwing ter hoogte van het bestaande brugje de bepalende factor is om de stroomsnelheden op te drijven tot een niveau waarop erosie zal optreden. Het wegnemen van dergelijke hindernis heeft dusdanige gevolgen op de stroomsnelheden dat het mogelijk wordt het erosiefenomeen te gaan controleren en zelfs vermijden.



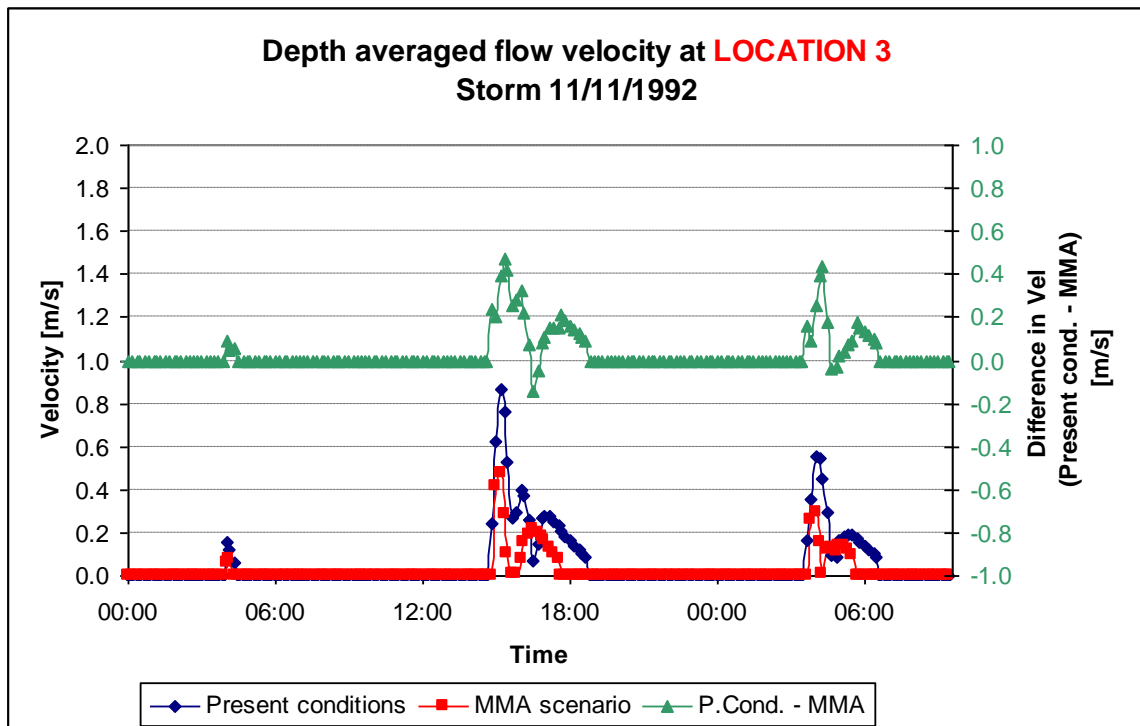
Figuur 5-20: Monitoring locaties voor de vergelijking van de stroomsnelheden



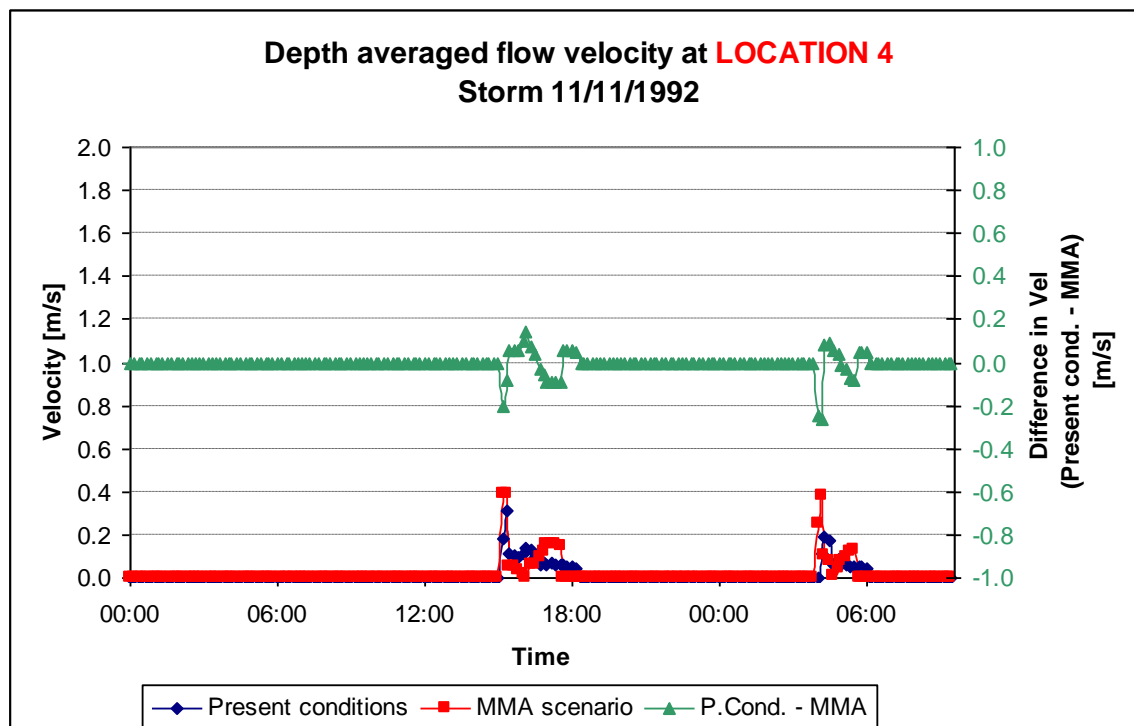
Figuur 5-21: Stroomsnelheden, Storm 1992, locatie 1



Figuur 5-22: Stroomsnelheden, Storm 1992, locatie 2



Figuur 5-23: Stroomsnelheden, Storm 1992, locatie 3



Figuur 5-24: Stroomsnelheden, Storm 1992, locatie 4

5.5 Bres of volledige doorbraak van de Leidingendam

Vermits door afgraving van de Sieperdadijk de golfbelasting langs de zuidzijde van de leidingendam hoe dan ook zal toenemen, kan een combinatie van een hoge waterstand en hevige golfaanval indirect aanleiding geven tot een doorbraak van de Leidingendam. Schade veroorzaakt aan de kruin of het talud kan, indien niet snel genoeg opgemerkt of hersteld, aanleiding geven tot versnelde afkalving en uiteindelijk uitspoeling en doorbraak van de dam.

Wanneer de combinatie van een hoge waterstand en hevige golfaanval een doorbraak van de Leidingendam veroorzaken, zullen in ieder geval de leidingen boven het maaiveld vrij komen te hangen. Wanneer er bovendien door schietend water benedenstrooms een diep gat wordt gevormd zouden ook de leidingen buiten de Leidingendam vrij kunnen komen te hangen.

Ofschoon de kans op deze situatie klein is, zeker gemeten naar de levensduur van de leidingen, is het toch interessant te zien wat de gevolgen kunnen zijn voor de verschillende leidingen in de Leidingendam.

Zoals eerder uiteengezet worden toelaatbare overspanningen niet alleen bepaald door statische krachten (werkdruk, buigspanning), maar is er ook een dynamisch effect waar rekening mee dient te worden gehouden (trillingen door wervels ten gevolge van het langsstromende water).

Hieronder zullen eerst de statisch toelaatbare lengtes van de beide 24 inch gasleidingen van Gasunie, de 48 inch gasleiding van Gasunie, de 6 inch ethyleenleiding van Shell, de 28 inch gasleiding van Zebra en de 28 inch waterleiding van Evides worden berekend. Hierbij is de conservatieve aanname gemaakt, dat de leidingen op ontwerpdruk opereren.

De statische berekening is uitgevoerd voor de situatie dat de leidingen vrij hangen in de lucht en boven water. Dit geeft in het algemeen voor het statische belastinggeval een conservatiever resultaat dan wanneer de leiding onder water hangt.

De resultaten zijn verzameld in Tabel 5-4.

Dezelfde tabel geeft ook een resultaat van de berekening van het dynamische geval, wanneer de leidingen onder water hangen en blootgesteld zijn aan de waterstroming. In deze situatie dient te worden voorkomen, dat de eigenfrequentie van de onder water vrij hangende leiding dezelfde is als deze waarmee wervelingen beurtelings aan boven- en aan onderzijde losbreken van de leiding (eng.: Vortex Induced Vibrations, afgekort VIV). Dit kan namelijk het trillen van de leiding veroorzaken, die tot vloeien van het staal, of erger, tot breuk van de leiding kan leiden.

De berekeningsresultaten in Tabel 5-4 zijn gebaseerd op een watersnelheid van 2 m/s.

Tabel 5-4: Maximum toelaatbare vrije overspanningen

Leiding						Droog gewicht incl. product	Onderwater gewicht incl. product	Toelaatbare overspanning (statisch)	Toelaatbare overspanning (dynamisch)
Owner	OD, mm	WT, mm	Staal kwaliteit	Vloei grens N/mm ²	Design ³ Pressure, N/mm ²	N/m	N/m	m	m
24 inch Gasunie	609,6	12,86	X60	415	6,5	2094	- 845	73	25
48 inch Gasunie	1219,2	15,7	X70	482	9,8	5656	- 5962	74	43
24 inch Gasunie	609,6	7,46	X60	415	6,5	1329	- 1610	62	21
6 inch Shell	168,3	5,6	X42	290	9,8	265	+ 26	29	8
28 inch Zebra	711,2	10,3	X60	415	7,8	2.089	- 1.894	67	27
28 inch Evides	711,2	7,1	X42	290	1,0	5.073	+ 1.090	36	25

De volgende conclusies kunnen uit Tabel 5-4 worden afgeleid:

- Statisch kunnen de overspanningen redelijk lang zijn, waarbij de situatie na droogvallen het meest kritiek is. In de veronderstelling dat alle leidingen over een zelfde lengte bloot komen te liggen, is de kortste overspanning limietbepalend. Dit is de 29 m lange toelaatbare vrije overspanning van Shell's 6 inch leiding;
- Dynamisch is de situatie slechter, omdat namelijk de 6 inch productleiding, wanneer deze zich onder water in een snelstromende omgeving bevindt, gaat mee vibreren met de loslatende wervelingen. De maximale lengte is in dit geval niet meer dan 8 m;
- Wanneer de dijkdoorbraak zich verder uitbreidt, zullen achtereenvolgens de 28 inch en 24 inch leidingen het begeven (toelaatbare vrije overspanning \approx 25 m) en tenslotte de (nog niet aangelegde) 48 inch leiding.

Bovenvermelde risico's zijn niet van toepassing op de twee AC-waterleidingen vermits deze vervangen worden door stalen leidingen in het centrale deel van de leidingendam.

³ 1 bar = 0,0981 N/mm²

5.6 Erosie van de vaargeul van de Westerschelde in westelijke richting

Uitschuring door de Westerschelde in de richting van de twee zinkers is niet onwaarschijnlijk. Dit kan leiden tot ontgronding rond de verschillende leidingen ter plaatse. Bij verdere uitschuring kan dit leiden tot ontoelaatbare vrije overspanningen. Zoals hierboven is berekend, is met name de 6 inch leiding kwetsbaar in dit opzicht.

Dat extra verdediging van deze zijde van de Westerschelde niet overbodig is, blijkt wel uit het feit, dat Rijkswaterstaat de oeververdediging onlangs nog verder heeft versterkt.

Wanneer er ter plaatse regelmatig metingen worden verricht, kunnen de morfologische veranderingen ten gevolge van de stroming in de Westerschelde worden gevolgd en de tendens ervan geanalyseerd en kunnen, indien nodig, tijdig passende maatregelen worden genomen.

Belangrijk is op te merken dat de strekdam in de Schelde de stroming door een geul stuurt die bijna rakelings langs het strand van Doel passeert. Hierdoor ontstaan grotere stroomsnelheden in de vaargeul dan deze die het model kan genereren, en dit omwille van de neervorming. Door de verticale uitmiddeling van de stroomsnelheden verdwijnt deze factor uit de resultaten. De werkelijke stroomsnelheden in de geul net buiten het Sieperdaschor, ter hoogte van het strand van Doel voor de leidingendam zullen derhalve groter zijn dan deze die uit het model naar voren komen.

Deze erosie is zowel in de bestaande situatie als in de toekomst aanwezig vermits dit te maken heeft met effecten (verhoogde stroomsnelheden en neervorming in bocht) veroorzaakt door de vaargeul in de Schelde die ter hoogte van HPP langs de linkeroever gelegen is. Tegen deze erosie worden nu al maatregelen genomen en zullen blijvend maatregelen genomen moeten worden. Zij zijn dus geen rechtstreeks gevolg van dit project maar veeleer een belangrijke randvoorwaarde.

5.7 Stabiliteit leidingendam

5.7.1 Grondkarakteristieken

5.7.1.1 Leidingendam

In een overleg dd. 23/8/07 met de heer L.M.A. Segers van de firma Lievense werd ons de dijkopbouw meegedeeld. Voor de opbouw van de dijk werd grond van de schor opzijgezet (over een ongekende diepte) en werd een dam opgetrokken bestaande uit 95 tot 99% zeezand. De hoeveelheid teelaarde van de dam is minimaal.

Over de grondkarakteristieken van deze samenstelling heerst er meer onduidelijkheid, wegens gebrek aan basisgegevens uit vroegere ontwerpnota's of eventueel grondonderzoek in situ. Daarom worden een aantal aannames gedaan met betrekking tot het volumetrisch gewicht en de schuifweerstand op basis van standaardwaarden uit Eurocode 7. Voor het volumetrisch gewicht worden volgende waarden verondersteld.

- $\gamma_n = 18 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$

Een aanname voor de schuifweerstandsparementen ligt iets moeilijker aangezien deze waarden een grote invloed hebben op het glijdingsevenwicht. Aangezien de leidingendam is opgebouwd uit zand wordt er geen cohesie in rekening gebracht. Alhoewel deze in de bovenste laag waarschijnlijk wel aanwezig is door de begroeiing. Een veronderstelling voor hoek van inwendige wrijving werd genomen door een model van de bestaande situatie te kalibreren, zodat er voor de bestaande belastingsgevallen een minimale veiligheid aanwezig is. In eerste instantie werd een hoek φ van 30°

verondersteld. Voor deze waarde werd slechts een veiligheid van 1.206 gevonden bij laag water, terwijl de minimale veiligheid de volgens de norm gelijk moet zijn aan 1.3. Daarom werd de hoek φ opgetrokken naar 32.5°. In dit geval werd er voor alle bestaande belastingsgevallen een aanvaardbare minimale veiligheid gevonden.

5.7.1.2 Onderliggende grond

De grondkarakteristieken zijn gebaseerd op de sonderingen uitgevoerd langs de Sieperdadijk. Typische sondering voor dit lengteprofiel is sondering S178.

Door de Afdeling Geotechniek van het Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap werden gedurende verschillende meetcampagnes meerdere sonderingen uitgevoerd ter plaatse van de bestaande dijken.

De resultaten uit de sondeercampagnes werden onderzocht in samenspraak met Afd. Geotechniek van Min. van VI. Gemeenschap. Alle beschikbare gegevens (boringen en sonderingen) werden naast elkaar gelegd. Tijdens de analyse werd voor het vastleggen van de grondkarakteristieken verwezen naar andere naburige projecten (vb. Deurganckdok, Containerkaai Noord, ...) waar dezelfde lagen voorkwamen en de tabel uit NAD bij ENV 1997-1 (1995).

De grondkarakteristieken voor de aanwezige grondlagen zijn gegeven in Tabel 5-5. De peilen van de bovenkant van de lagen voor sondering S178 zijn gegeven in Tabel 5-6. Nabijgelegen sonderingen zijn op te vragen via de website <https://dov.vlaanderen.be>.

Tabel 5-5: Grondkarakteristieken per grondlaagpakket

	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]	k [m/d]	E [kN/m ²]
Zandige klei	17	18	22.5	4	8.64 E-4	2500
Holoceen zand matig	17	19	27.5	0	8.64	5000
Organische klei	12	12	15	5	0.0086	1200
Kleilig zand / silt	17	19	22	2	0.0173	2000
Pleistoceen zand	18	20	30	0	8.64	10000
Zand	18	20	35	0	8.64	10000
Kruisschans zandig	17	19	30	0	8.64	40000
Kruisschans kleilig	17	19	27	5	0.0086	25000
Oorderen zand	17	19	35	0	8.64	50000

Tabel 5-6: Peilen bovenkant laag (m TAW – m NAP) sondering S178

Omschrijving	Peil bovenkant laag S178	
	[m TAW]	[m NAP]
Zandige klei	MV	MV
Holoceen zand matig	2.5	0.2
Organische klei	-0.8	-3.1
Holoceen zand matig	-1.4	-3.7
Kleilig zand / silt	-3.3	-5.6
Pleistoceen zand	-3.6	-5.9

Zand	-8.3	-10.6
Kruisschans zandig	-16.3	-18.6
Kruisschans kleilig	-21.8	-24.1
Oorderen zand	-24.5	-26.8

5.7.2 Belastingsgevallen

Gezien de ligging van de leidingendam zal deze onderhevig zijn aan verschillende waterstanden, die elk voor een verschillende belasting zullen zorgen. Aangezien het hier de evaluatie van een bestaande constructie betreft, wordt uitgegaan van de statische belastingsgevallen waarbij enkel het waterpeil varieert. Er worden ten behoeve van de globale en lokale stabiliteit geen golfkrachten aangebracht.

Voor de stabiliteitsberekeningen worden het hoogst mogelijke en laagst mogelijke waterpeil in beschouwing genomen. Hierbij wordt gebaseerd op de 4000-jarige storm met een maximaal waterpeil van +9.4 m TAW). Dit peil is bepaald in het kader van de stabiliteitsstudie van de dijken in het intergetijdengebied. Bij laagwater bevindt zich geen water voor de dijken, en wordt bijgevolg de waterstand gelijk genomen met het maaiveldpeil. Een derde belastingsgeval betreft een waterpeil ter hoogte van de kruin van de leidingendam waarop een waterstandsverschil wordt toegepast.

Uit de hydraulische studie blijkt dat voor de huidige toestand waterstandsverschillen tot 20 cm kunnen optreden ongeveer halverwege de leidingendam. Voor de toekomstige situatie (afgraven Sieperdadijk) wordt een maximaal waterstandsverschil van ca. 50 cm verwacht.

De verschillende belastingsgevallen betreffen:

- *Hoogwater (HW)*, waterpeil = NAP+7,1 m (+9,4 m TAW)
- *Laagwater (LW)*, waterpeil = NAP+1,1 m (+3,4 m TAW) + verkeersbelasting (15 kN/m², rijstrookbreedte 2,5 m)
- *Waterpeilvariatie* van ongeveer 50 cm, waterpeil aan NW zijde = NAP+6,1 m (+8,4 m TAW), waterpeil aan ZO-zijde = NAP+5,5 m (+7,8 m TAW)

De verkeersbelasting bestaat uit een gelijkmatig verdeelde ontwerpbelasting van 15 kN/m² op één rijstrook met een breedte van 2,5 m ([13], [14] en [15]). Dit is een richtwaarde die wordt aangehouden voor het ontwerp van primaire waterkeringen.

5.7.3 Resultaten huidige toestand

5.7.3.1 Slope berekeningen

Zowel het noordwestelijk talud (NW) als het zuidoostelijk talud (ZO) worden beschouwd bij de evaluatie van de afschuifstabiliteit. Wegens de steilere helling en de praktisch gelijke waterstand aan beide kanten van het ZO talud kan reeds op voorhand gesteld worden dat de ZO zijde de meest kritieke zal zijn.

Een overzicht van de berekende veiligheden is weergegeven in Tabel 5-7. De berekeningen gebeurden met cirkelvormige glijvlakken op basis van de methode van Bishop (zie BIJLAGE 4).

Tabel 5-7: Berekeningsresultaten

	HW		LW		Verschillend peil	
	NW	ZO	NW	ZO	NW	ZO
DP120	1.757	1.329	1.760	1.331	1.756	1.262
DP210	1.859	1.435	1.861	1.439	1.956	1.418

5.7.3.2 Parameteronderzoek

Aangezien de studie werd uitgevoerd met karakteristieke waarden van de schuifweerstandsparementers moet de veiligheid tegen afglijden volgens de norm minstens 1.3 zijn. In het merendeel van de situaties is deze veiligheid gewaarborgd. In één geval is dit echter niet zo; wanneer DP120 onderworpen wordt aan een variërend waterpeil is er slechts een veiligheid van 1.262. Er worden echter geen problemen verwacht, aangezien het glijdvlak in dit geval slechts een dunne laag is die afglijdt. Indien dit afglijden zou optreden is dit ten eerste slechts zeer lokaal en wordt er ten tweede geen progressief afglijden verwacht aangezien het afglijden voor een flauwere taludhelling zal zorgen. Verder wordt ook vermoed dat de bovenste laag van de leidingendam enige cohesie bezit omwille van de aanwezige begroeiing. Afschuiving van een fijne wig zal hierdoor bemoeilijkt worden. In Tabel 5-8 worden de resultaten weergegeven voor dwarsprofiel DP210 waarbij

- geen rekening is gehouden met de begroeiing (zie resultaten Tabel 5-7) – eerste rij
- een laag langs het maaiveld is ingevoerd met een dikte van 10 à 20 cm met beperkte cohesie (2 kPa). De glijvlakken zijn weergegeven in BIJLAGE 6 – tweede rij.
- een laag langs het maaiveld is ingevoerd met een dikte van 10 à 20 cm met beperkte cohesie (2 kPa) en de inwendige wrijving van het dijklichaam werd gereduceerd tot 30°. De glijvlakken zijn weergegeven in BIJLAGE 7 – derde rij.

In de overzichten van de glijcirkels is duidelijk te zien dat de glijcirkels zich niet meer over de buitenste pel van de dijk situeren, maar dieper gelegen zijn. De veiligheden voldoen, na het invoeren van een cohesieve dunne laag en een lagere inwendige wrijving voor het dijkmetaal, nog steeds.

Tabel 5-8: Berekeningsresultaten parameterstudie

	HW		LW		Verschillend peil	
	NW	ZO	NW	ZO	NW	ZO
DP210	1.859	1.435	1.861	1.439	1.956	1.418
DP210+graslaag		1.741		1.688		1.572
DP210+graslaag+fi=30°		1.589		1.536		1.434

5.7.3.3 Plaxis berekeningen

De berekeningen als uitgevoerd onder par. 5.7.3.1 werden geverifieerd in het eindige elementenprogramma Plaxis. Voor het dwarsprofiel DP120 worden volgende veiligheden bekomen:

- Bij LW: 1.4 (glijdvlak ontwikkelt ten ZO van dam)
- Bij HW: 1.34 (glijdvlak ontwikkelt ten ZO van dam)

Het glijvlak ontwikkelt zich steeds aan ZO van de dam (zie Figuur 5-25: Glijvlak leidingendam bij Laagwater). Voor de laagwater toestand is deze veiligheid hoger dan bekomen uit de Slope berekeningen. Voor de laagwater toestand is deze veiligheid nagenoeg identiek aan de eerder bekomen resultaten.



Figuur 5-25: Glijvlak leidingendam bij Laagwater

5.7.4 Resultaten toekomstige situatie

Tot op heden werden geen wijzigingen doorgevoerd aan de geometrie van de leidingendam. Eveneens zullen de waterstanden bij HW en LW niet wijzigen.

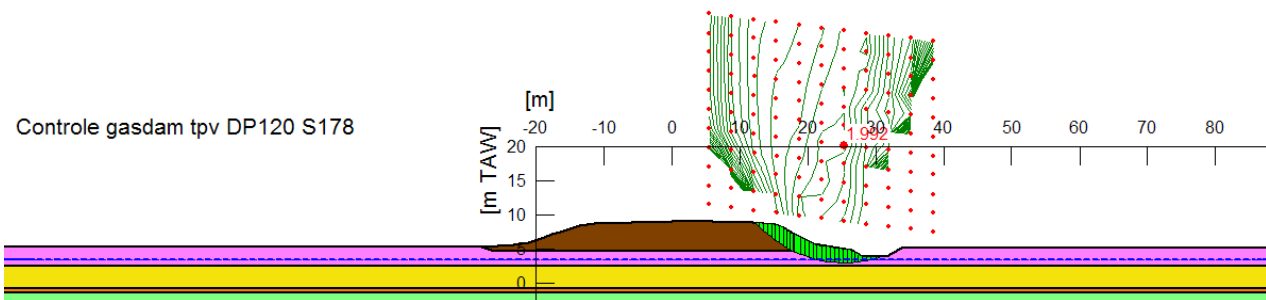
Uit een hydraulische studie naar de waterpeilen aan beide zijden van de dam voor een situatie waar de Sieperdadijk wordt afgegraven tussen schor- en polderpeil en waar de Scheludedijk in Nederland wordt afgegraven tot polderpeil (incl. voorliggende schor) is gebleken dat er zich een maximaal waterstandsverschil voordoet van ca. 50 cm. Deze situatie is minder kritiek dan in de huidige toestand.

Betreffende de stabiliteit van de leidingendam onder de statische hydraulische belastingen hebben de wijzigingen t.g.v. de herinrichting van het intergetijdengebied enkel een gunstige invloed. Bijgevolg zullen de veiligheden m.b.t. de stabiliteit van de leidingendam niet reduceren met het creëren van een intergetijdengebied.

5.7.5 Verplaatsen van de geul

Door erosie en sedimentatie is het mogelijk dat de geul zich door de jaren heen verplaatst. In geval de geul zich naar de dam toe verplaatst kunnen er instabiliteitsverschijnselen optreden, aangezien een deel van het stabiliserend gewicht van de afschuivende grondwig verdwijnt. Door de aanwezige leidingen in de grond voor de teen van de leidingendam, mag de geul niet volledig tot tegen deze teen van de dam komen. Wanneer dit toch dreigt te gebeuren, zal er ingegrepen moeten worden. Door regelmatige controle in de praktijk wordt deze situatie echter vermeden. Hierdoor kan de meest extreme ligging van de geul dus tot vlak tegen de leidingen verondersteld worden, maar niet verder. Dit leidt immers tot falen van de leidingen.

Wanneer deze situatie geëvalueerd wordt, blijkt dat er geen algemene afglijding gevreesd moet worden. De meest kritieke glijvlakken blijven namelijk gelijk aan deze die in par. 5.7.3.1 en par. 5.7.3.2 berekend werden. De ligging van de geul heeft echter geen rechtstreekse invloed op deze glijvlakken. Voor het meest kritieke glijvlak waarbij de ligging van de geul wel een rol speelt, kan men rekenen op een veiligheid van 1.932 zoals te zien is in Figuur 5-26: Globale stabiliteit leidingendam – verplaatsen geul. Vooraleer dit glijvlak zich kan ontwikkelen, hebben er zich reeds andere glijvlakken ontwikkeld langs het talud, waardoor de kans bestaat dat een deel van de geul wordt gedempt.



Figuur 5-26: Globale stabiliteit leidingendam – verplaatsen geul

5.7.6 Haalbaarheidsstudie ophogen van de berm met geschikte grond

De mogelijkheid om de dam uit te breiden in zuidelijke richting werd verder onderzocht. Twee geometrieën werden nader bekeken: uitbreiden met een berm tot +4.7m NAP of uitbreiden met een berm tot +5.7 m NAP. Voor beide geometrieën werden de verplaatsingen ter plaatse van de bestaande AC-leidingen bepaald, en dit voor een scenario met en zonder verkeersbelasting. De verkeersbelasting bestaat uit een gelijkmatig verdeelde ontwerpbelasting van 15 kN/m² op één rijstrook met een breedte van 2.5 m ([13], [14] en [15]). Dit is een richtwaarde die wordt aangehouden voor het ontwerp van primaire waterkeringen. De AC-leidingen zullen weggenomen worden uit de berm en vervangen worden door stalen leidingen in het centrale deel van de leidingendam. De zettingsberekeningen blijven evenwel geldig en geven de te verwachten zettingen in het grondlichaam van de berm weer.

Bij een bermuitbreiding tot +4.7 m NAP, bekomen we verplaatsingen van de grootteorde 5 mm horizontaal en 7 mm verticaal (zie Figuur 7-1 en Figuur 7-2). Met een verkeersbelasting van 15 kN/m² daarbovenop bekomen we verplaatsingen van 9 mm, zowel verticaal als horizontaal (zie Figuur 7-3 en Figuur 7-4).

Bij een verdere bermuitbreiding tot +5.7 m NAP, bekomen we verplaatsingen van de grootteorde 9 mm horizontaal en 10 mm verticaal (zie Figuur 7-5 en Figuur 7-6). Met een verkeersbelasting van 15 kN/m² daarbovenop bekomen we verplaatsingen van 9 mm, zowel verticaal als horizontaal (zie Figuur 7-7 en Figuur 7-8).

Tabel 5-9 geeft een overzicht van de maximale verplaatsingen en de verplaatsingen t.h.v. de te verplaatsen AC- leidingen.

Tabel 5-9: Overzicht horizontale en verticale verplaatsingen bij bermuitbreiding tot NAP+4,7 m en NAP+5,7 m

	Hor. verplaatsing		Vert. verplaatsing	
	max	AC	max	AC
Berm +4.7 m NAP	6 mm	5 mm	28 mm	7 mm
Berm +4.7 m NAP - verkeerslasten	13 mm	9 mm	48 mm	9 mm
Berm +5.7 m NAP	11 mm	9 mm	47 mm	10 mm
Berm +5.7 m NAP - verkeerslasten	18 mm	13 mm	64 mm	11 mm

6 CONCLUSIES

6.1 Effecten op leidingen

Tabel 6-1 geeft opnieuw een samenvatting van de mogelijke risico's, zoals die in het voorgaande behandeld zijn en eventuele mitigerende maatregelen.

Tabel 6-1: Samenvatting risico's voor leidingen in Leidingendam

Risico	Hoge Druk Leidingen	Waterleidingen	Kabels	Mitigerende maatregelen
Alle zwaar verkeer over Leidingendam ten gevolge van het wegvallen van de toegang via de Sieperdadijk	Risico op hoge ringspanningen in de leidingwand ten gevolge van de toenemende verkeersbelasting	Geen risico	Geen risico	Nieuwe definitieve toegang op een uitbreiding van de zuidelijke berm; Tijdens grote werkzaamheden een tijdelijke toegang voorzien via de noordoostzijde van de Leidingendam, waar nu nog de toegang via de Sieperdadijk ligt; Rijplaten; Kranen en side-booms uitrusten met brede rupsbanden; Goede procedures; Duidelijke informatie over ligging van bestaande leidingen (Klic); Alarmapparatuur op gasleiding, zodat bij incident werkdruk direct verminderd kan worden.
Raken van leidingen tijdens graafwerkzaamheden	1. Tijdens normale operatie: geen risico 2. Verhoogd risico op schade door derden tijdens onderhoud, reparatie of aanleg	Geen risico	Geen risico	Tijdens grote werkzaamheden een tijdelijke toegang voorzien aan de noordoostzijde van de Leidingendam, waar nu nog de toegang via de Sieperdadijk ligt; Goede procedures; Duidelijke informatie van bestaande leidingen (Klic); Alarmapparatuur op gasleiding, zodat druk direct verminderd kan worden.
Inundatie van buitenaf door hoge waterstand	Geen risico van opdrijven omdat leidingen verankerd of verzaard zijn en voldoende dekking hebben	n.v.t.	n.v.t.	Geen toename risico tussen situatie voor en na herinrichting
Inundatie van binnenuit door lek in de waterleiding	Geen risico dat fluidisatie optreedt en derhalve geen risico dat een gasleiding opdrijft. Bovendien zijn de gasleidingen verankerd of verzaard	Bij fluidisatie van de omliggende grond risico op verzakking en verder lekken. Stalen waterleidingen hebben in principe voldoende stijfheid om ongelijke zettingen te overbruggen.	Bij fluidisatie kans op verzakking zonder gevolgen	De AC-leidingen worden vervangen door nieuwe stalen leidingen in de kruin van de dam. Hierdoor verkleint het risico op lekken, en dus op fluidisatie drastisch. Het fenomeen blijft evenwel hetzelfde.

Zettingen door externe invloed	Geen risico doordat stalen leidingen voldoende stijfheid hebben om ongelijke zettingen te overbruggen	Stalen waterleidingen hebben in principe voldoende stijfheid om ongelijke zettingen te overbruggen.	n.v.t.	Geen toename risico tussen situatie voor en na herinrichting vermits de AC-leidingen vervangen worden door stalen leidingen in het centrale deel van de leidingendam.
Afslag van grond ter hoogte van de kruin van de Leidingendam door golfslag	Risico van opdrijven van de geplande 48 inch gasleiding als dekking te veel afneemt	Geen direct risico voor leidingen die zich in de berm bevinden. Geen risico voor stalen waterleidingen die voldoende zwaar zijn	Geen risico	Talud- en kruinverstevinging; Het vóórkomen van deze gebeurtenis vereist een extreme combinatie van golfaanval en hoge waterstand. Controle van de dekking van de 48 inch pijpleiding na extreem stormtij.
Wegspoelen van een deel van de dam of bresvorming	Risico op ontoelaatbare vrije overspanning en breuk, vooral in onderwater positie bij hoge waterstand en grote watersnelheid	Risico op ontoelaatbare vrije overspanning en breuk	Risico van breuk	Talud- en kruinverstevinging; Bermverstevinging; Het voorkomen van deze gebeurtenis vereist een extreme combinatie van golfaanval en hoge waterstand.
Erosie in de richting van de Leidingendam door geulvorming in de Sieperdaschor	geen	n.v.t.		Monitoring van de stroomgeulen in de Sieperdaschor, en, indien nodig om verdere uitschuring te voorkomen, de Leidingendam versterken of bijkomend stroomgeleiders langs de geulen aanbrengen. Vervangen van de AC-waterleidingen door stalen leidingen in de kruin van de dam waardoor de uitvoering van beschermende maatregelen sterk vereenvoudigt.
Erosie bij zinkers in Westerschelde	Risico door erosie van bestaande dekking gevolgd door vorming vrije overspanning	Risico door erosie van bestaande dekking gevolgd door vorming vrije overspanning	Risico door erosie van bestaande dekking gevolgd door vorming vrije overspanning	Regelmatig de veranderingen van de stroomgeul in de Westerschelde meten en, indien nodig om verdere uitschuring te voorkomen, de oevers bijkomend versterken.

Enkele slotopmerkingen:

Over het algemeen zijn de risico's voor de leidingen in de Leidingendam na het afgraven van de zeedijken en de Sieperdadijk niet anders dan voorheen op enkele uitzonderingen na:

1. Door het wegvallen van de toegang via de Sieperdadijk en de verbindingsbrug met de Leidingendam zal het werkverkeer over de Leidingendam toenemen. Dit zal namelijk het geval zijn bij de aanleg van nieuwe leidingen wanneer er behalve een groot werkterrein met opslagcapaciteit voor de nieuwe leiding ook veel werkverkeer zal zijn. Hierbij is het risico op beschadiging van één van de bestaande leidingen groter dan wanneer het in- en uitgaande verkeer gescheiden worden.

Het verdient daarom aanbeveling om de mogelijkheid van een tweede toegang, al of niet tijdelijk, open te houden.

2. Door het afgraven van de Sieperdadijk verdwijnt een barrière tegen stroming en golfaanval aan de zuidzijde van de Leidingendam die de oorzaak kunnen zijn van aantasting van het dijklichaam. Bovendien kan bestaande en nieuwe geulvorming, welke zich mogelijk in de richting van de Leidingendam verplaatst, plaatselijk aanleiding geven tot extra uitschuring aan deze zijde van de Leidingendam. Met het oog op mogelijke nieuwe leidingen in de berm moet

voorkomen worden dat hierdoor na verloop van tijd deze zuidelijke berm zou worden aangetast. De geulvorming moet regelmatig worden geïnspecteerd en er moeten, indien nodig, passende maatregelen worden genomen om verdere uitschuring in de richting van de Leidingendam te voorkomen. Dit kan door ofwel de Leidingendam waar nodig te versterken ofwel de geulvorming op een veilige afstand van de Leidingendam te houden.

3. Omwille van het belang van de AC-leidingen voor de watervoorziening van Zeeuws-Vlaanderen, worden deze vervangen door een stalen leiding waardoor de risicogevoeligheid aanzienlijk vermindert.
4. Door toenemende watersnelheden en verplaatsing van de stroomgeul in de Westerschelde in westelijke richting moet bijkomend beschermd worden tegen uitschuring. Deze kan optreden rondom de zinkers en leiden tot de vorming van vrije overspanningen van de daarin liggende leidingen. De vrij in het water hangende leidingen zijn onderhevig aan trillingen welke uiteindelijk kunnen leiden tot vermoeiing van het materiaal en breuk. Het verdient aanbeveling om ook hier regelmatig metingen te doen teneinde een tendens te kunnen bepalen en, indien nodig, passende maatregelen te treffen.

6.2 Effecten op stabiliteit

Reeds in de huidige toestand zorgt de grasbekleding (en dunne kleilaag) van de leidingendam maar voor een bescherming tegen falen door golfwerking en/of overloop van ongeveer 15 à 25 jaar. Men kan zich afvragen of dit voldoende is voor een dam die dergelijke belangrijke leidingen beschermt. Gezien echter de onzekerheid van de effectieve staat van de dijkbekleding (kleidikte, grassdikte, aantasting door begrazing, uitholling door konijnen, ...) en de schijnbare stabiliteit in de tijd, wordt momenteel aanvaard dat de huidige staat van de dam een aanvaardbaar veiligheidsniveau heeft en als standaard kan beschouwd worden.

Door het afgraven van de Sieperdadijk daalt bovendien de terugkeerperiode van de storm waartegen de dam bestand is:

- vooral aan de zuidkant van de leidingendam door de verhoogde golfwerking;
- langs de leidingendam in de richting van de huidige primaire dijk (richting zuidwest) door het verhoogde peilverschil aan weerszijden van de dijk.

Wil men de (reeds lage) terugkeerperiode van de huidige toestand behouden dan dient dus extra bescherming te worden aangebracht.

Waar de praktijk aantoont dat de globale stabiliteit van de leidingendam voldoet, kan er gesteld worden dat na het herinrichten van de Hedwige- en Prosperpolder de globale stabiliteit van de dam alsdusdanig niet zal reduceren.

Ten aanzien van de golfwerking behoudt hij zijn oorspronkelijk veiligheidsniveau nochtans niet, doordat het afgraven van de Sieperdadijk enerzijds een golfaanval vanuit de zuiden toelaat die voorheen niet bestond, en anderzijds de geulvorming zal beïnvloeden. Het is vanzelfsprekend dat dezelfde effecten zich zullen voordoen in alle alternatieven die in enige mate de Sieperdadijk geheel of gedeeltelijk verlagen.

Wanneer de geul zich heeft verplaatst (of kan verplaatsen) tot tegen de verstevigde berm, zal dit de globale stabiliteit van de leidingendam niet teniet doen. De berm zelf, of eigenlijk de ruimte in de berm, blijft door de versteviging dan ook beschikbaar voor eventuele nieuwe leidingen in de toekomst.

6.3 Randvoorwaarden waaraan maatregelen moeten voldoen


- Compensatie huidige aanvoerroute langs de Sieperdadijk
- Verhogen van de terugkeerperiode golfwerking en/of overloop naar de levensduur van de leidingen (40-50 jaar)
- Verstevigen kop van de leidingendam tegen voortschrijdende erosie/noordzijde geul
- maatregelen ter hoogte van de koppen van de dam moeten rekening houden met stroomsnelheden die groter zijn dan de gemiddelde snelheden die met het stromingsmodel berekend worden omwille de neervorming in de geul die ter hoogte van de leidingendam in bocht ligt. Hierdoor ontstaan namelijk in elke dwarssectie neren die voor een bijkomende snelheidsfactor zorgen en waartegen een bestorting of een andere beschermingsmaatregel moet gewapend zijn

7 REFERENTIES

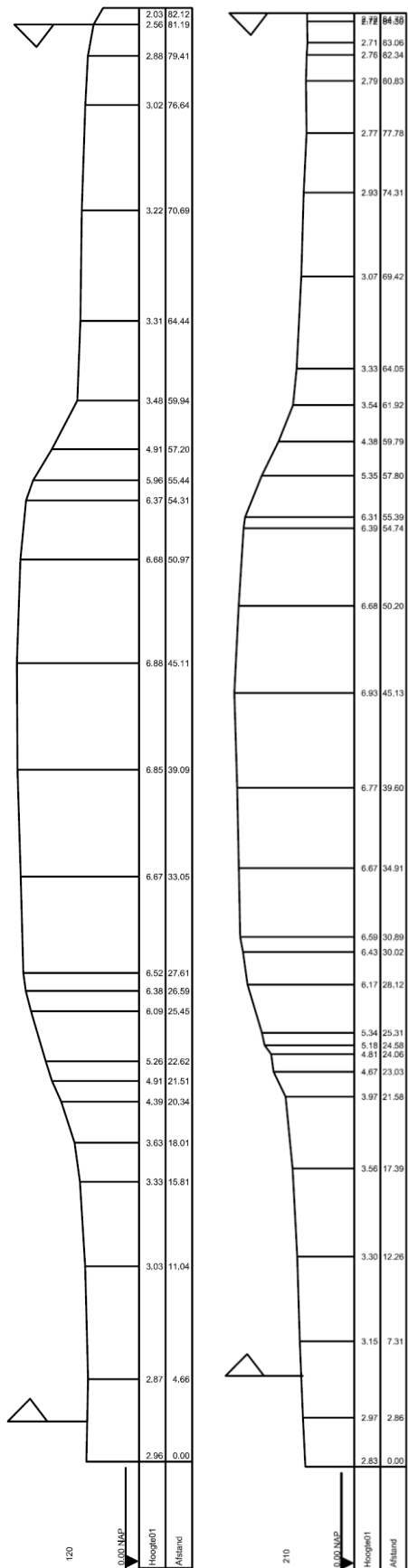
- [1] Nederlands Normalisatie Instituut: NEN 3650: Eisen voor Stalen Transportleidingen
- [2] Rapport Bescherming AC 600 buizen, Sieperdaschor, Noodgedeelte Najaar 2001, Doc. Nr. 011687, Bureau Lieveense
- [3] Det Norske Veritas 1981: 'Rules for Submarine Pipeline Systems'
- [4] CUR; 2007. Comcoast WP3. Wave overtopping stability test at a sea dyke (draft report).
- [5] FloodSite, 2007. Failure mechanisms for flood defence structures.
- [6] Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2004. De veiligheid van de primaire waterkeringen in Nederland. Voorschriften toeten op veiligheid voor de tweede toetsronde 2001-2006 (VTV).
- [7] Pilarczyk, K.W, 1998. Dikes and revetments. Design, maintenance and safety assessment.
- [8] Schiereck G.J., 2001. Introduction to bed, bank and shore protection.
- [9] Schüttrumpf H., Oumeraci H. (2001). Wellenauflauf und Wellenüberlauf. In: Ausschuss für Küstenschutzwerke der DGGT und HTG, Arbeitsgruppe Wellenauflauf und Wellenüberlauf, Braunschweig, 21 p.
- [10] Schüttrumpf H. (2003). Wave overtopping Flow on Seadikes – Experimental and Theoretical Investigations. PIANC bulletin n°114.
- [11] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1996). Technisch rapport. Klei voor dijken.
- [12] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1998). Technisch rapport. Erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding.
- [13] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1985). Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. (Deel1-bovenrivierengebied/Deel2-benedenrivierengebied)
- [14] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1994). Handreiking Constructief Ontwerpen.
- [15] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1999). Leidraad Zee- en meerdijken – Basisrapport
- [16] Technum, 2007. Technische detailstudie Hedwige-Prosperpolder - dijken. Ontwerphypothesen (ON001-D). Studie uitgevoerd in opdracht van ProSes 2010.
- [17] TNO, 2003. Theoriehandleiding PC-Ring. Deel A: Modelbeschrijvingen.

BIJLAGE 1
NUMMERING DIJKPROFIELEN LEIDINGENDAM



DELTA N.V. - MIDDELBURG Profielen Gasdom Ontpoldering Hedwige en Prosperpolder		
Project:	503.351	1:1
Datum:	28/11/13	1:1
Schaal:	1:1	1:1
Software:	AT CAD	1:1

BIJLAGE 2
DIJKPROFIELEN LEIDINGENDAM



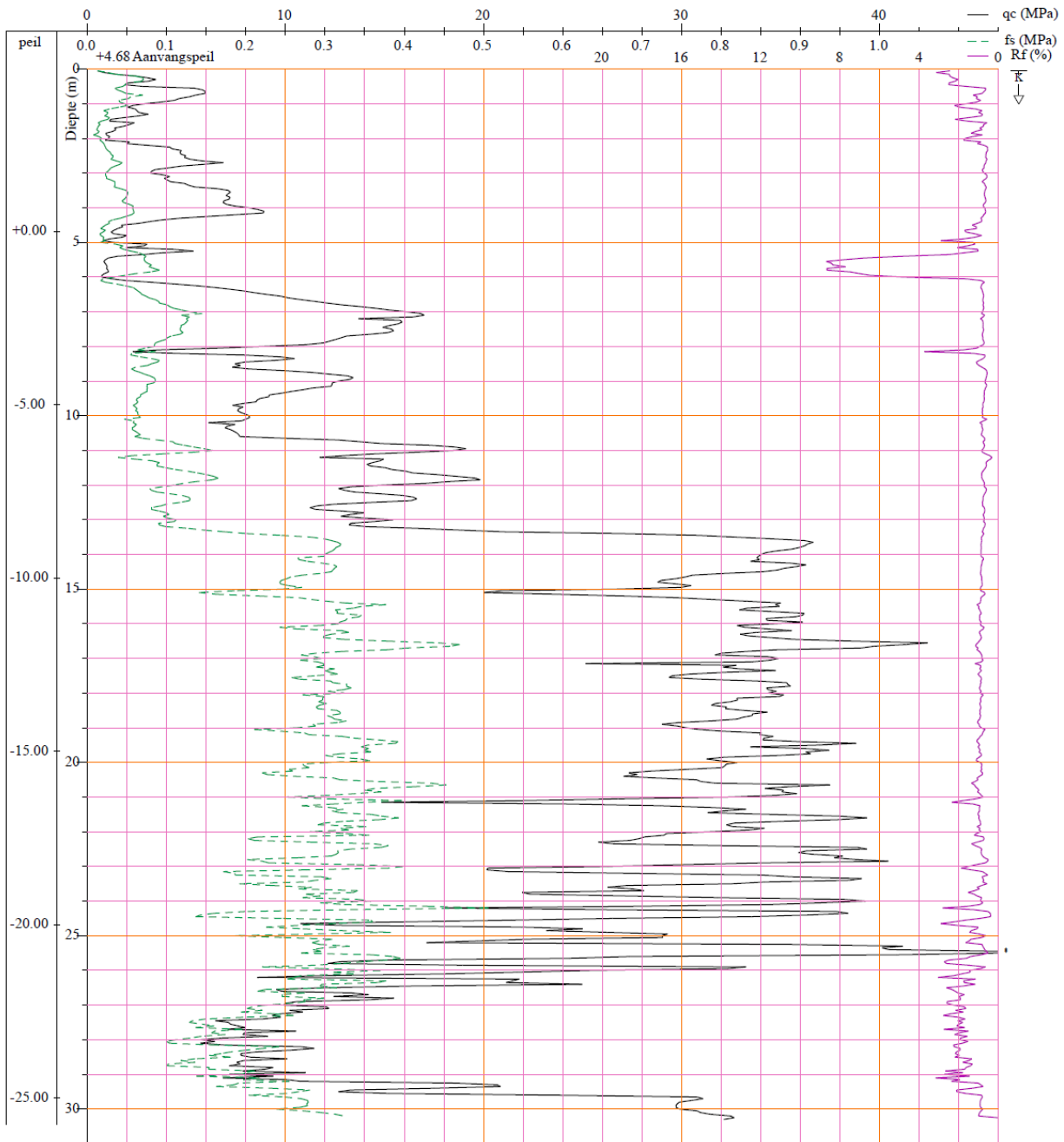
BIJLAGE 3
SONDERING S178



Sondering GEO-05/168-S178

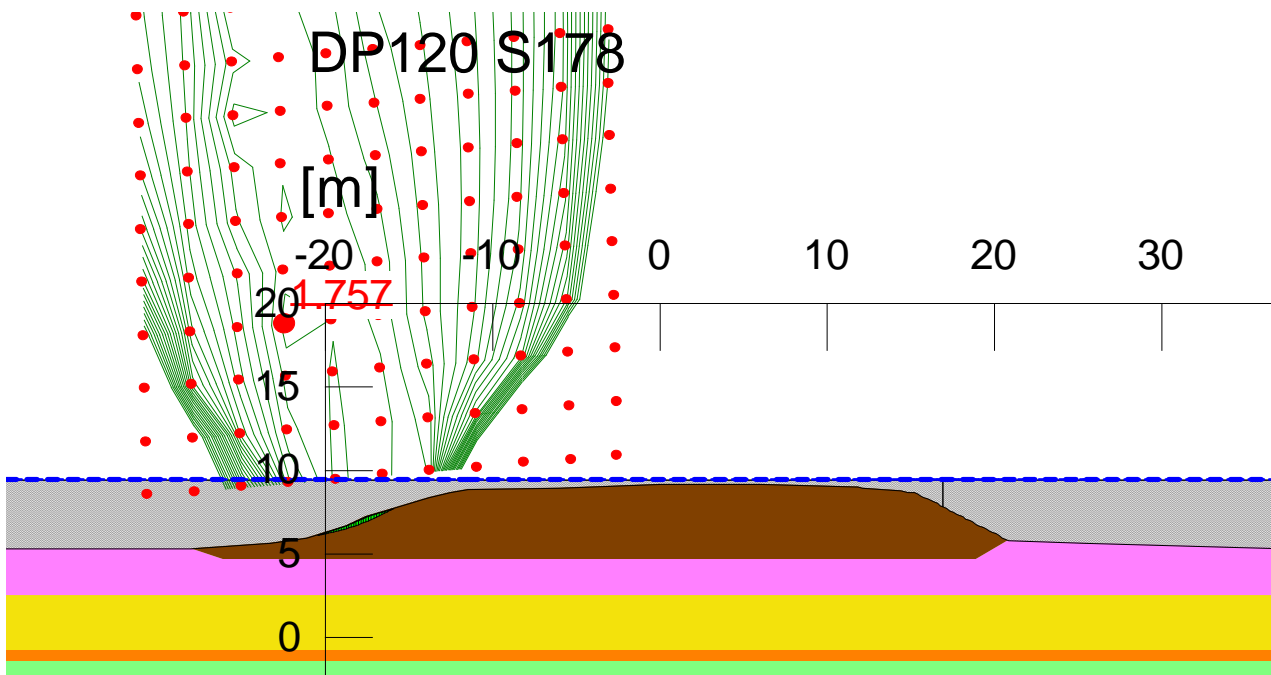
Sondering

Proefnummer:	GEO-05/168-S178	Aanvangsdatum:	30/11/2006
X (mLambert):	139418.3 (topografisch of GPS)	Uitvoeringsmethode:	continu elektrisch
Y (mLambert):	226569.5 (topografisch of GPS)	Sondeerapparaat:	200KN
Z (mTAW):	4.68 (topografisch of GPS)	Conus:	E (1000 mm ²)
Gemeente:	BUITEN VLAANDEREN	Diepte (m):	0.05 tot 30.30
Uitvoerder:	VO - Afdeling Geotechniek	Sondeergat dicht(m):	1.43 (3.25 mTAW)

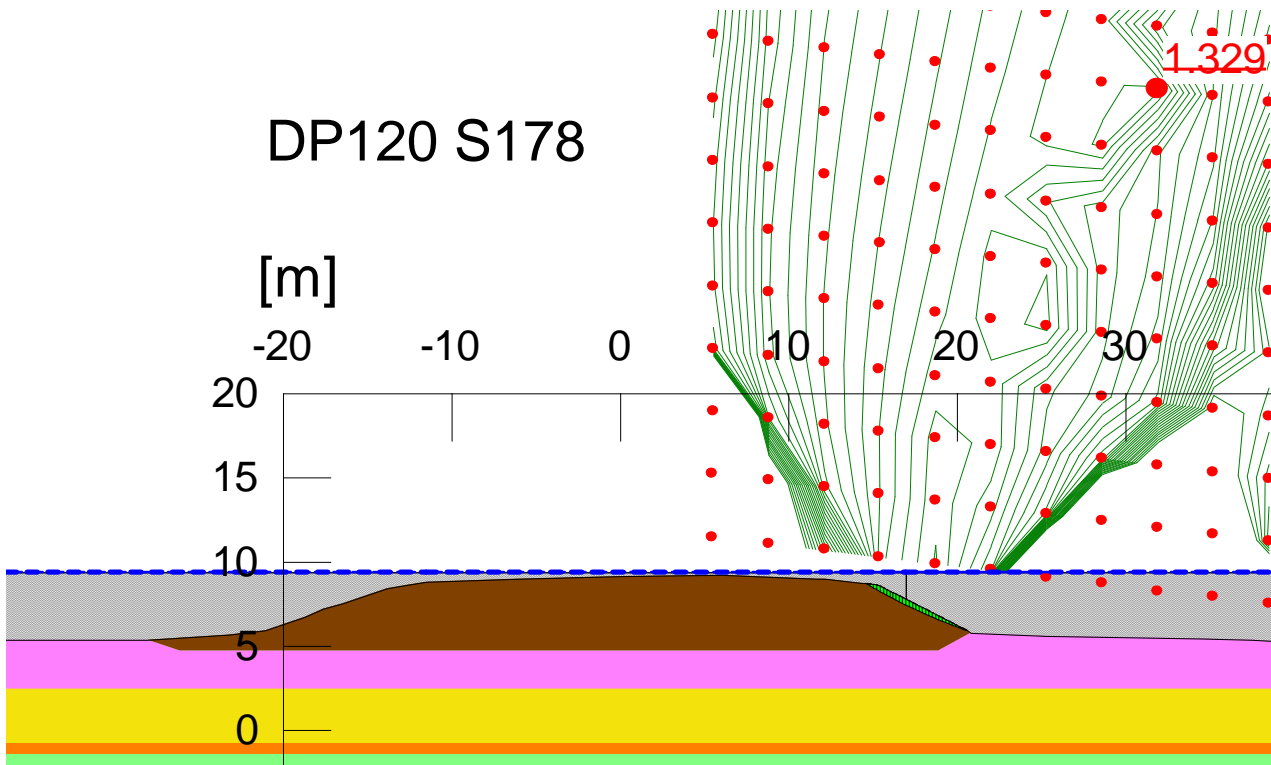


BIJLAGE 4
BEREKENINGSRESULTATEN GEOSTUDIO DP120

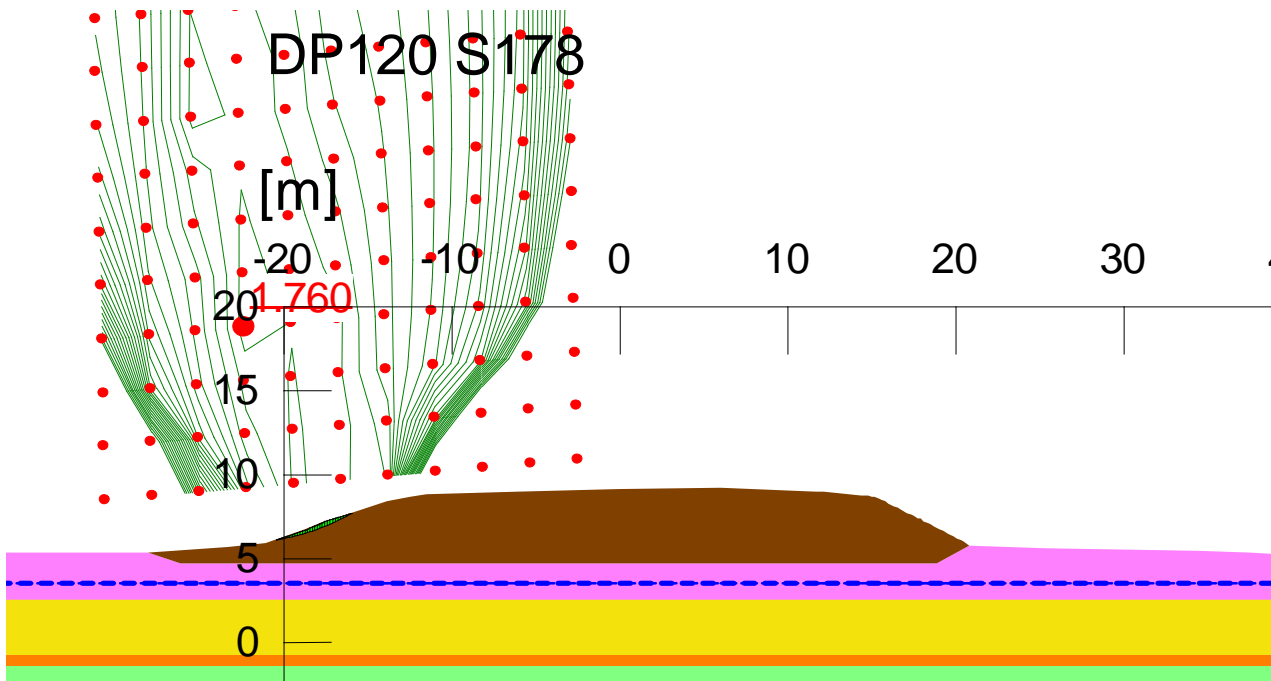
A. HW – NW talud



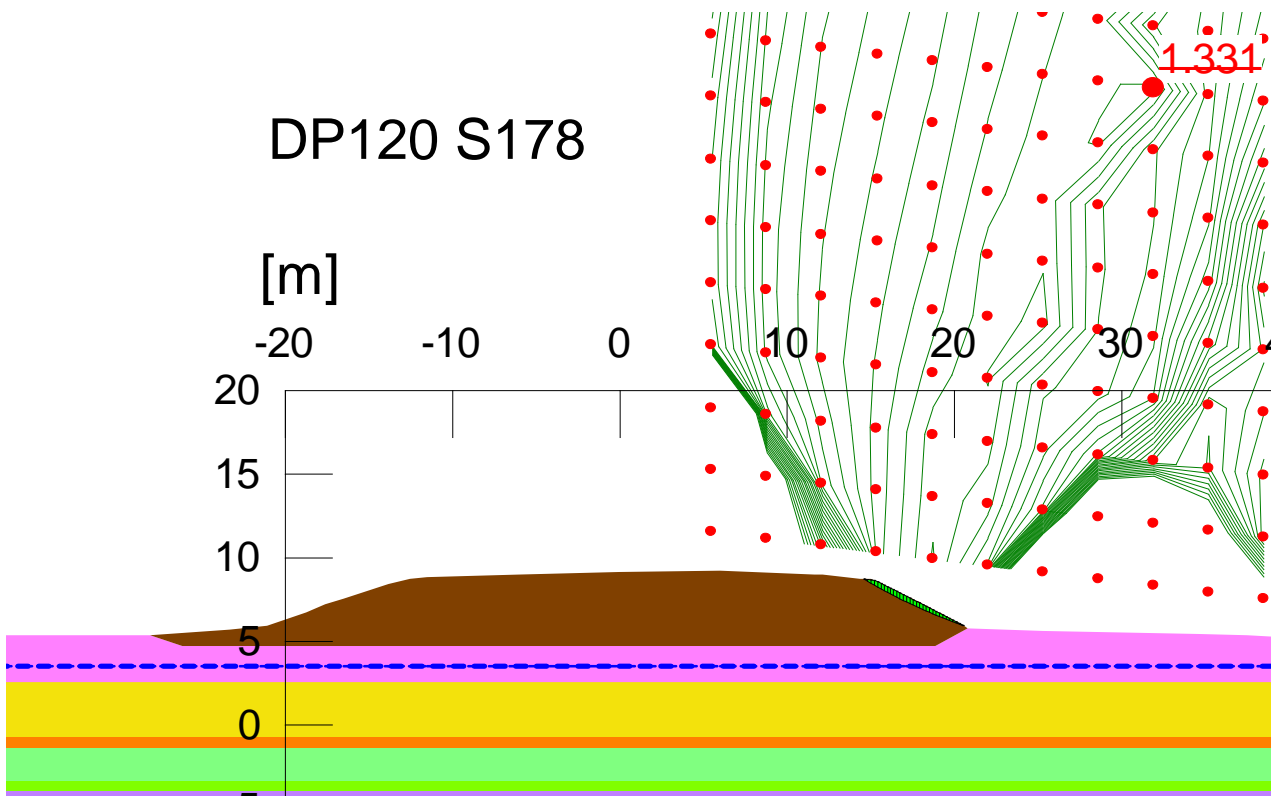
B. HW – ZO talud



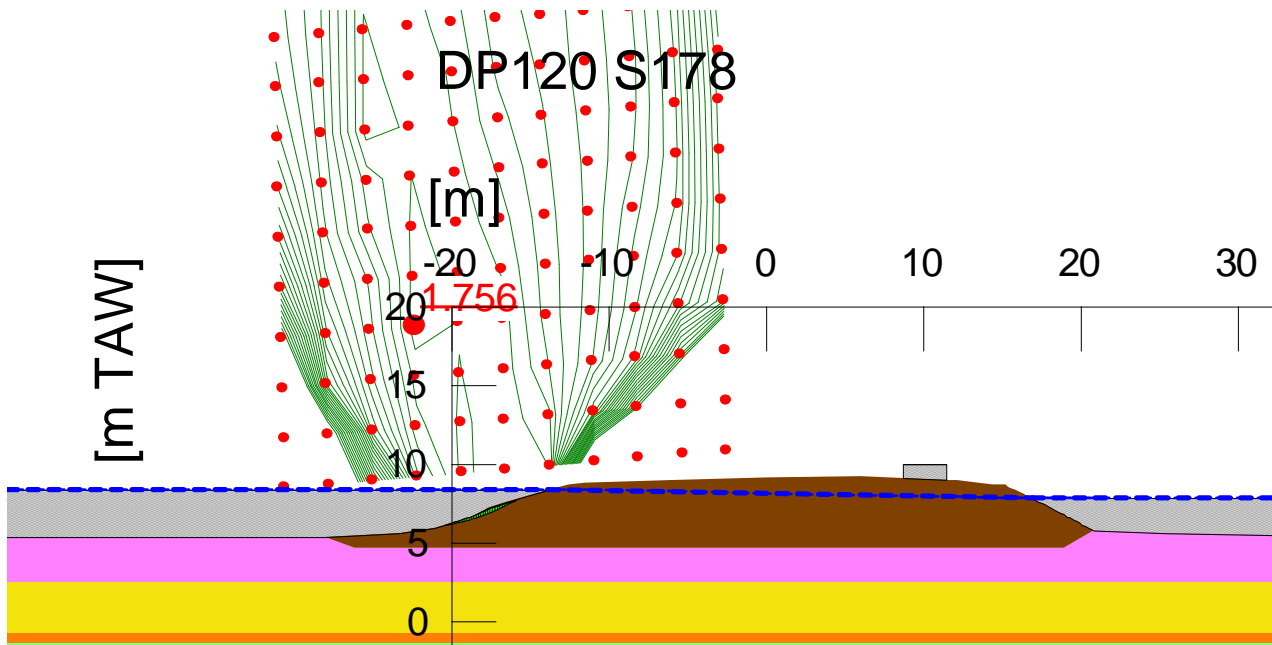
C. LW – NW talud



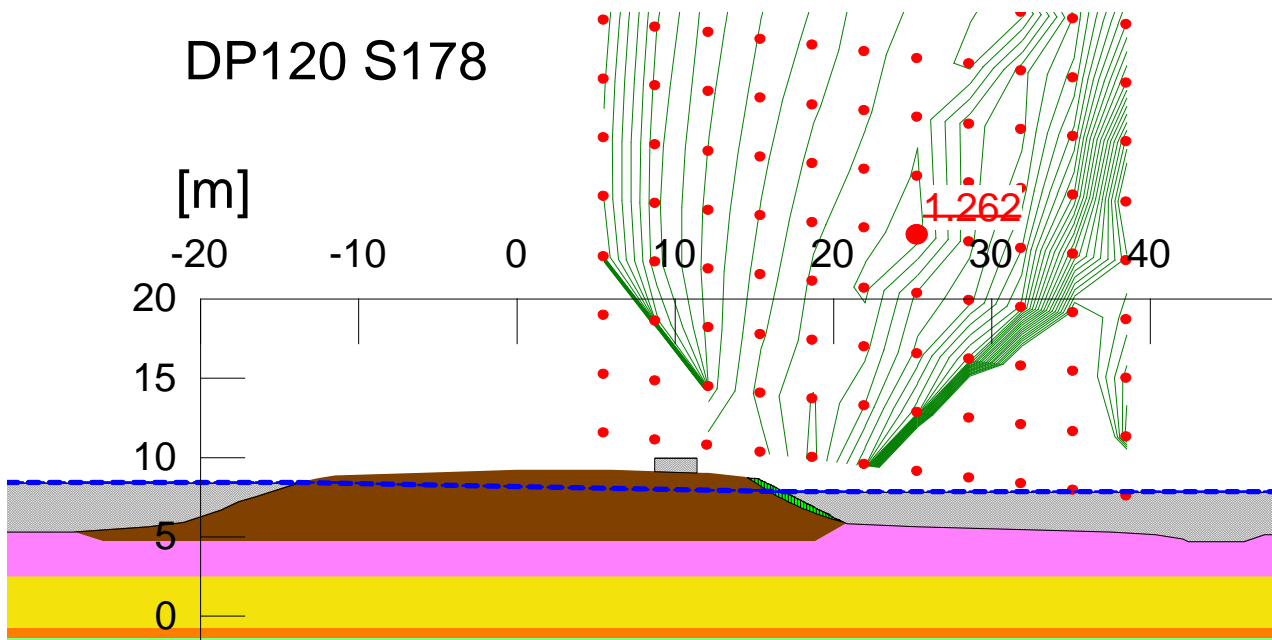
D. LW – ZO talud



E. Verschillend waterpeil – NW talud

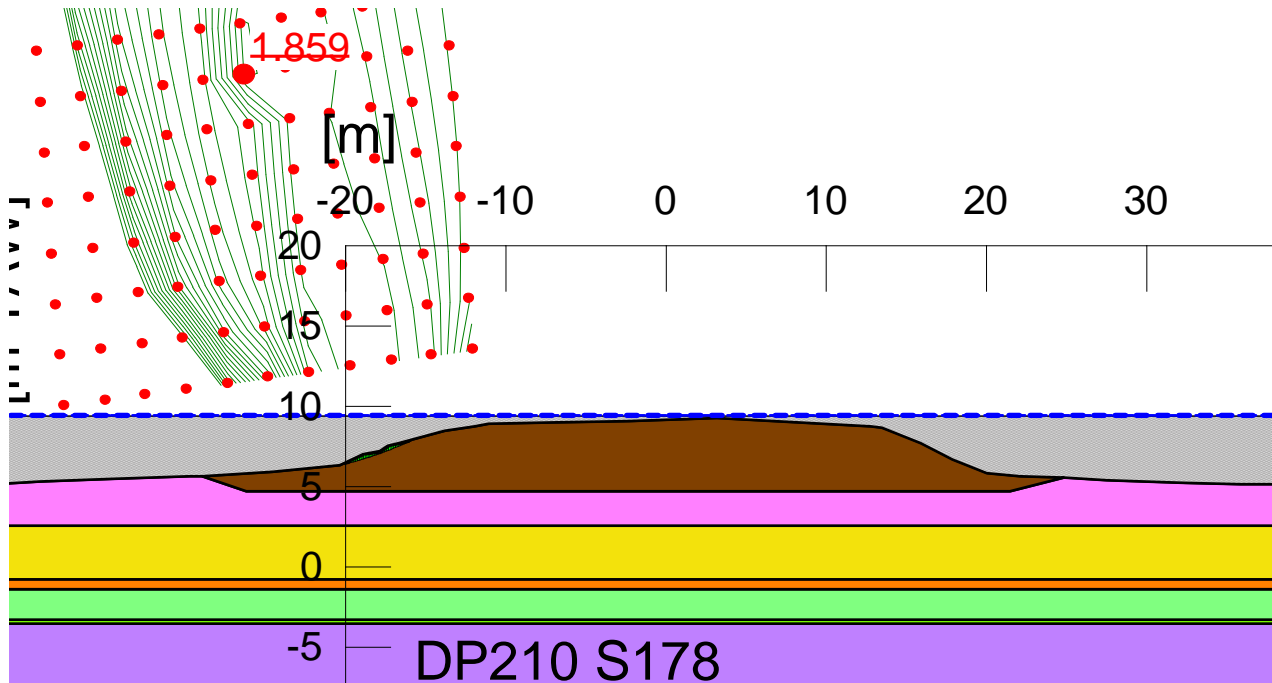


F. Verschillend waterpeil – ZO talud

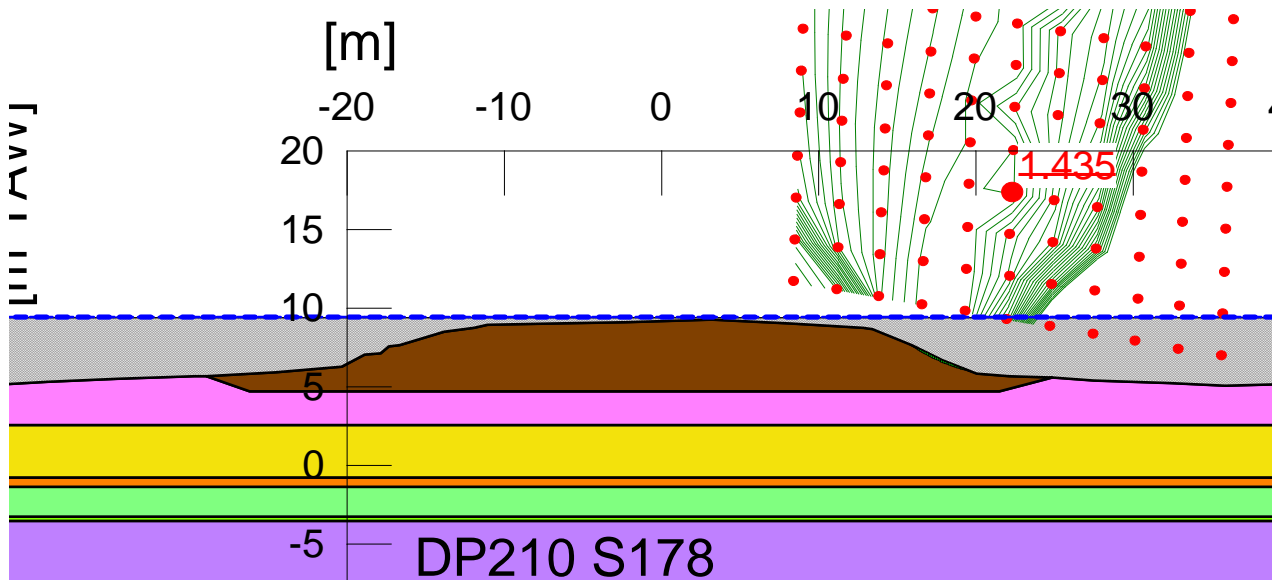


BIJLAGE 5
BEREKENINGSRESULTATEN GEOSTUDIO DP210

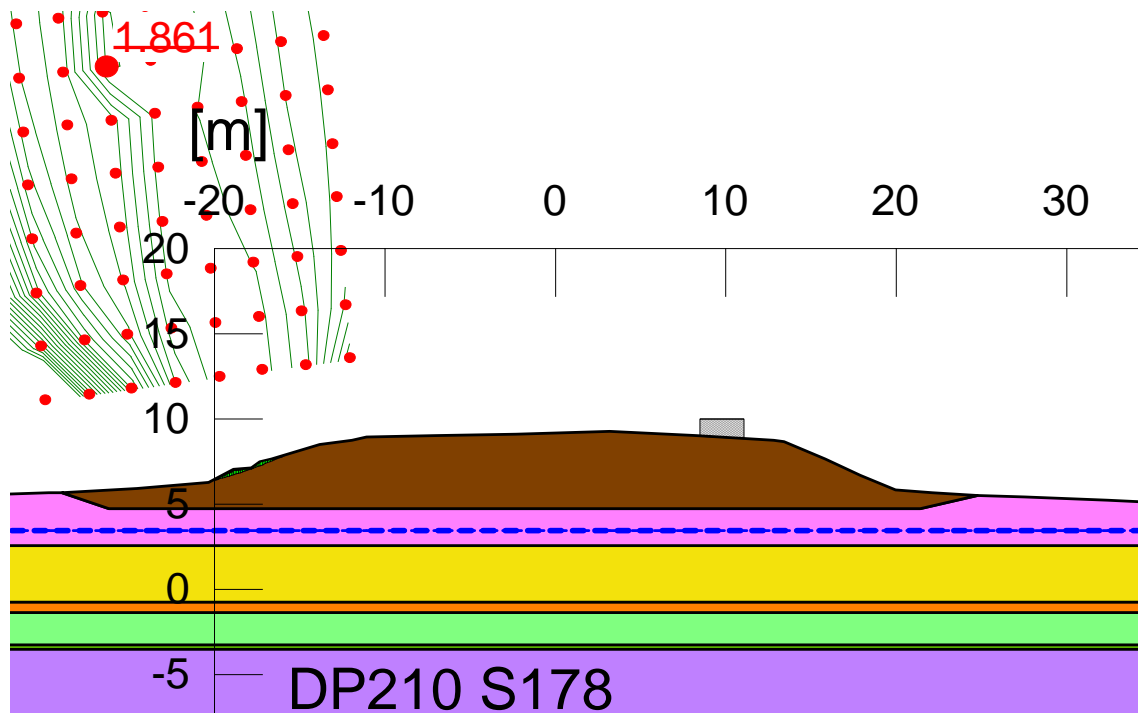
A. HW – NW talud



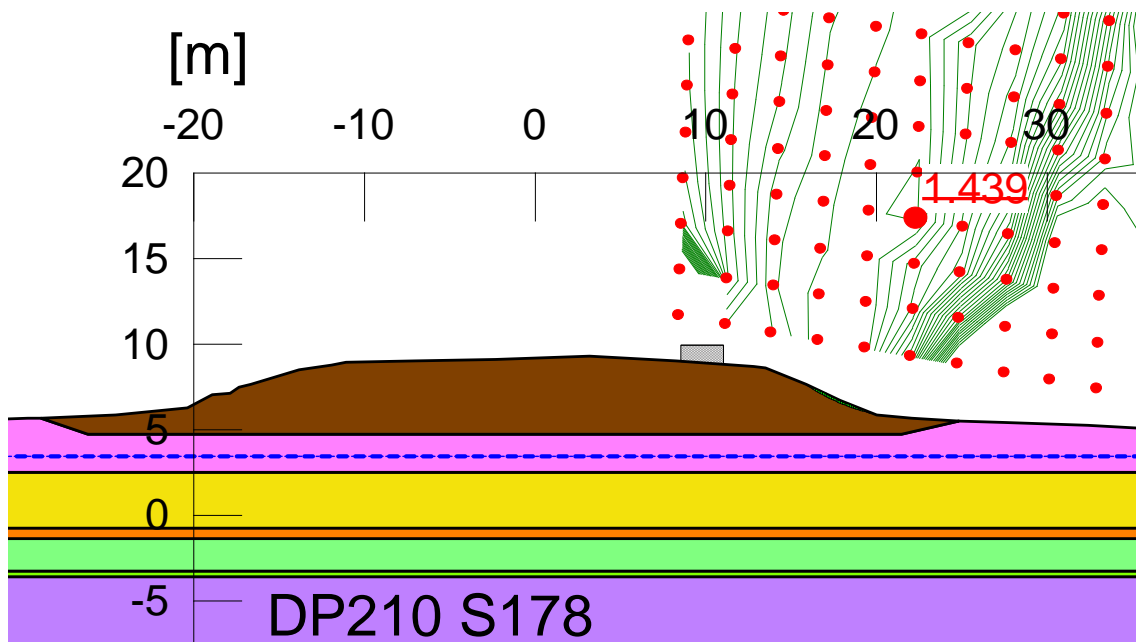
B. HW – ZO talud



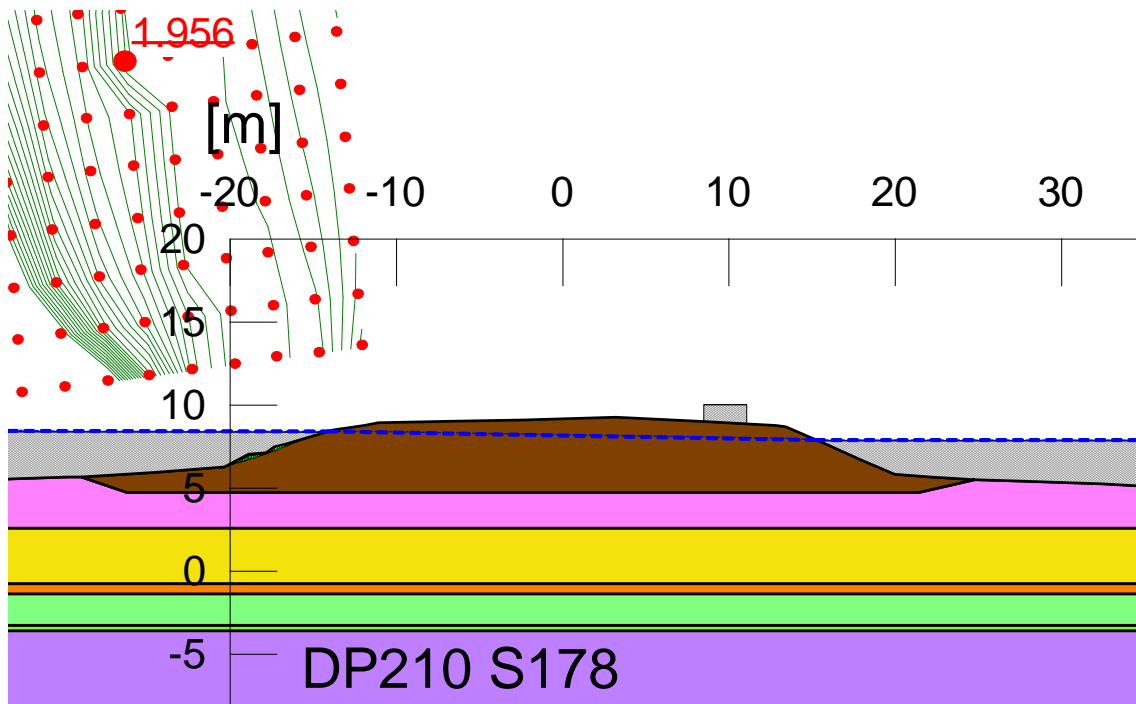
C. LW – NW talud



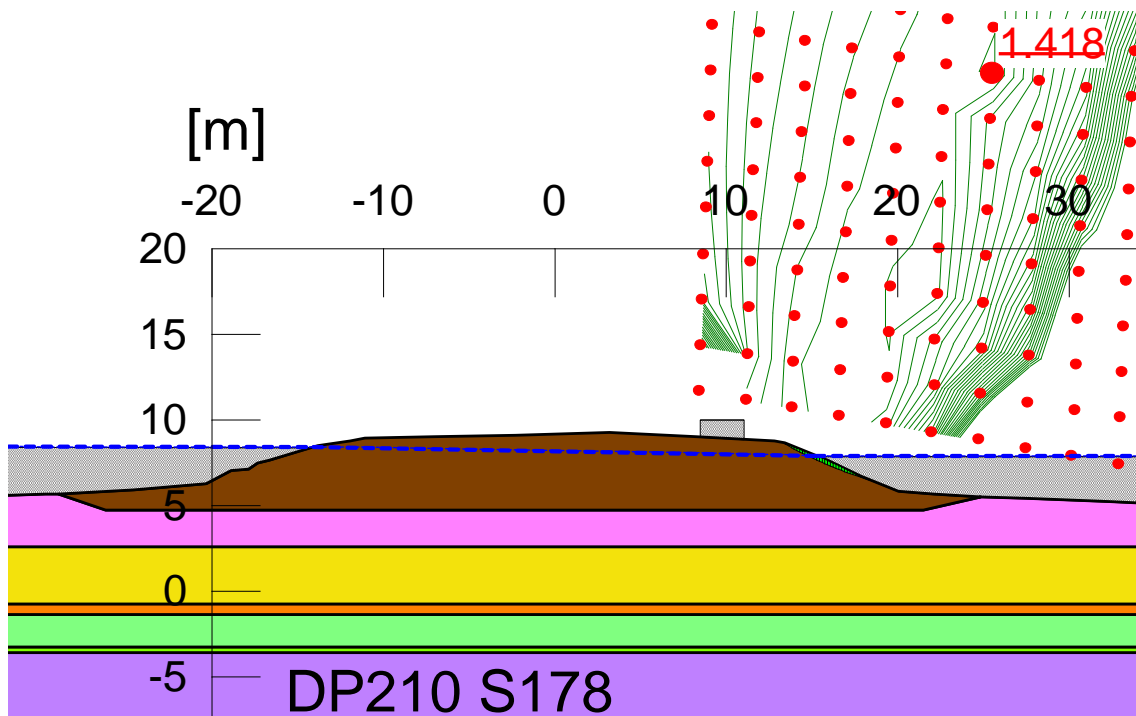
D. LW – ZO talud



E. Verschillend waterpeil – NW talud

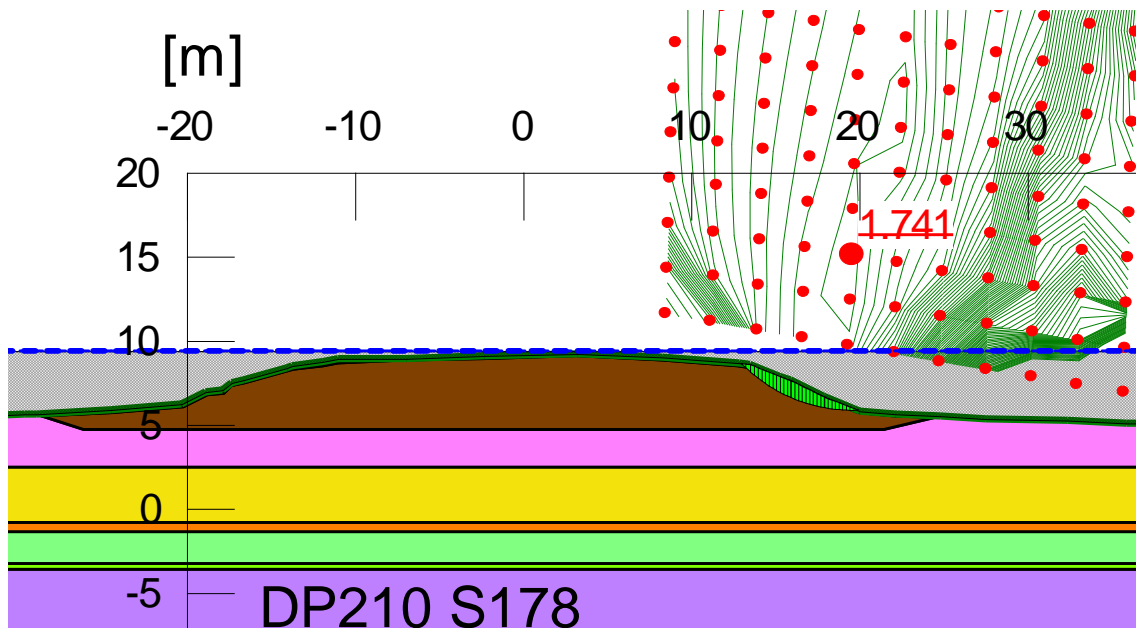


F. Verschillend waterpeil – ZO talud

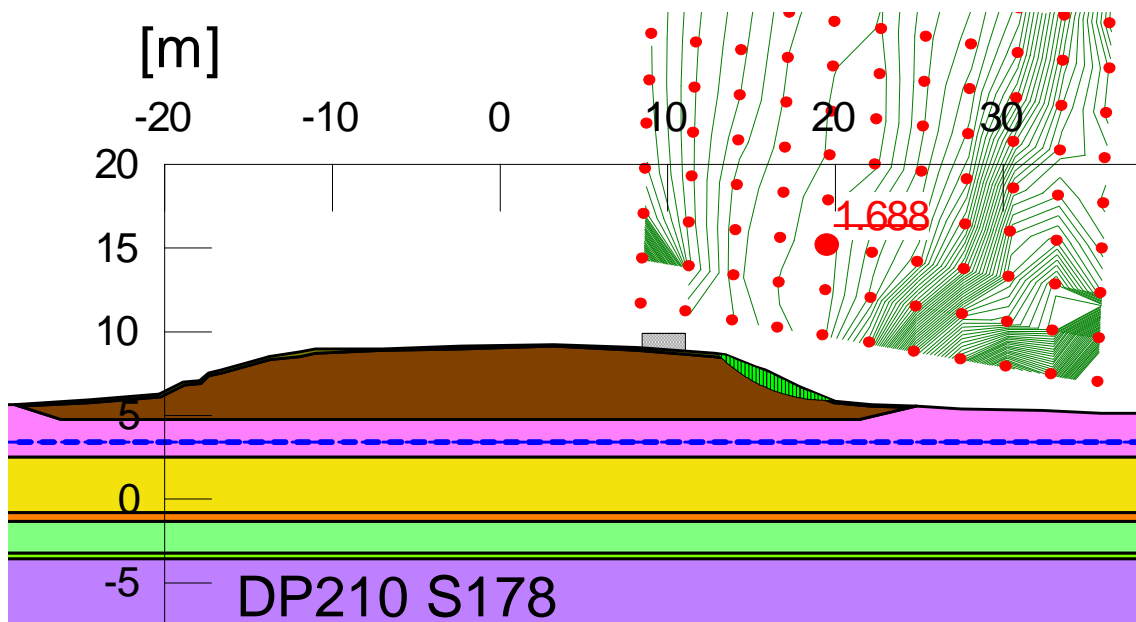


BIJLAGE 6
BEREKENINGSRESULTATEN GEOSTUDIO DP210 INCL.
COHESIEVE LAAG

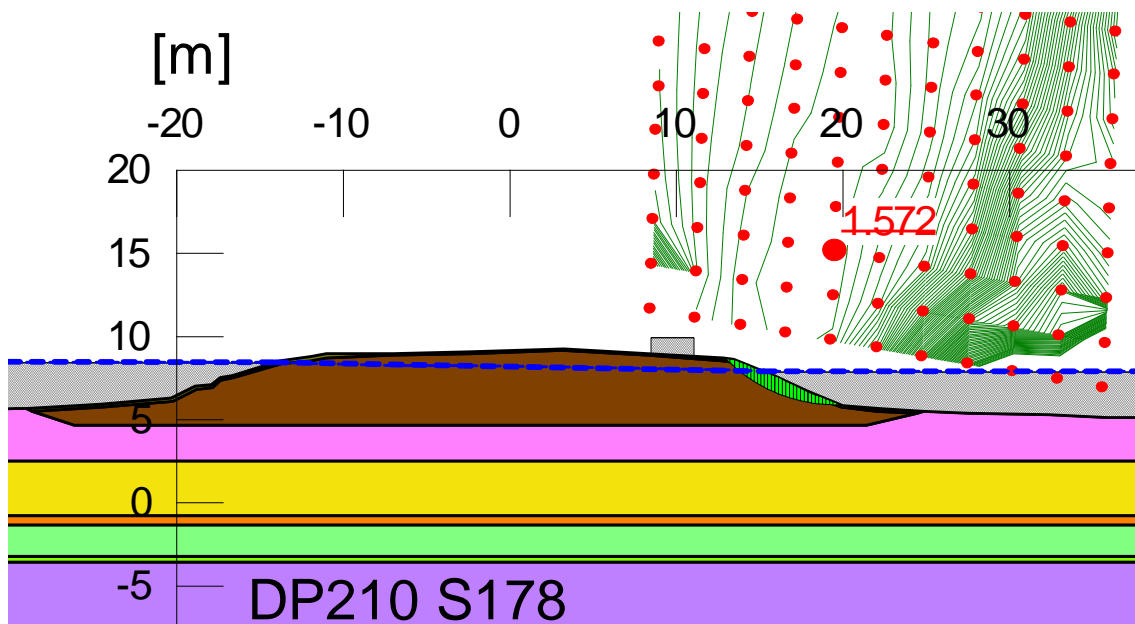
A. HW – ZO talud



B. LW – ZO talud

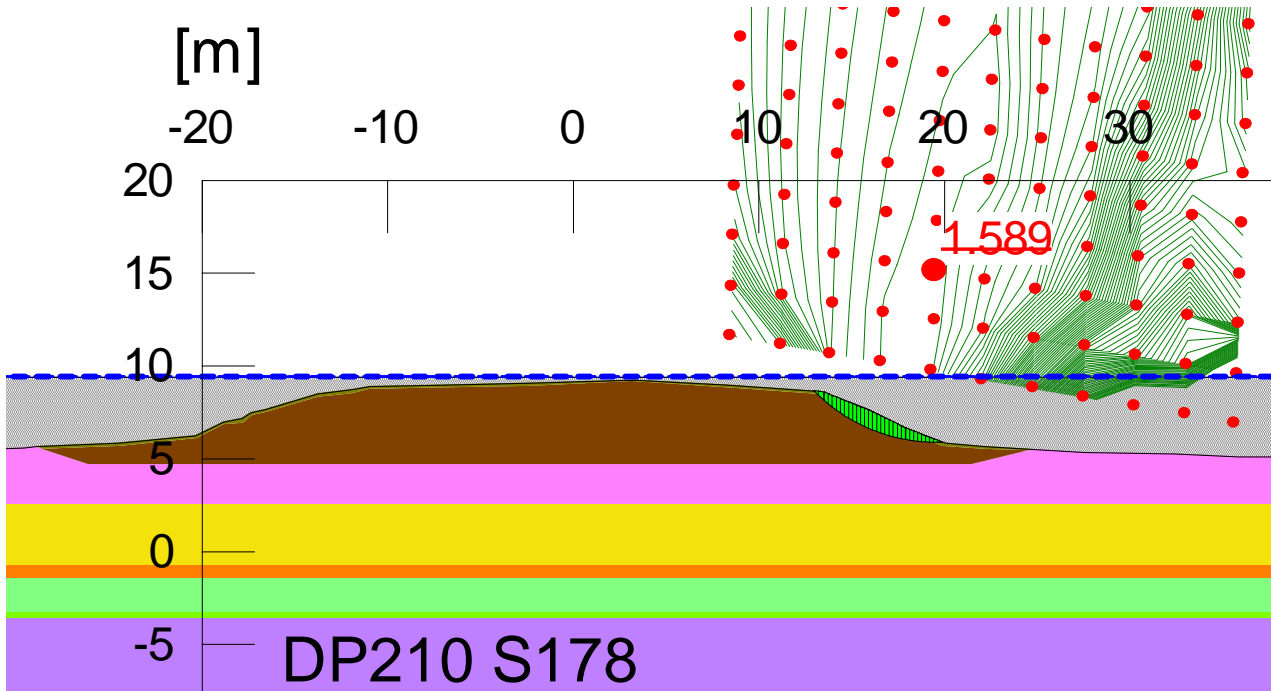


C. Verschillend waterpeil – ZO talud

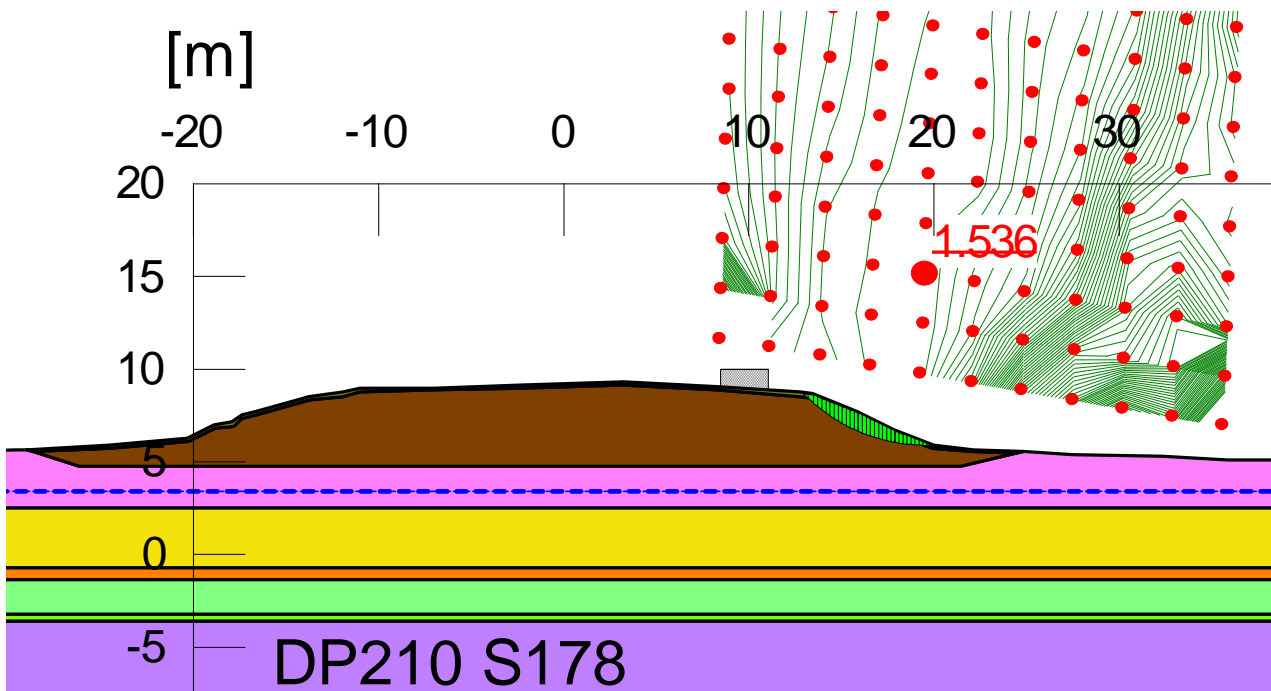


BIJLAGE 7
BEREKENINGSRESULTATEN GEOSTUDIO DP210 INCL.
COHESIEVE LAAG + FI = 30°

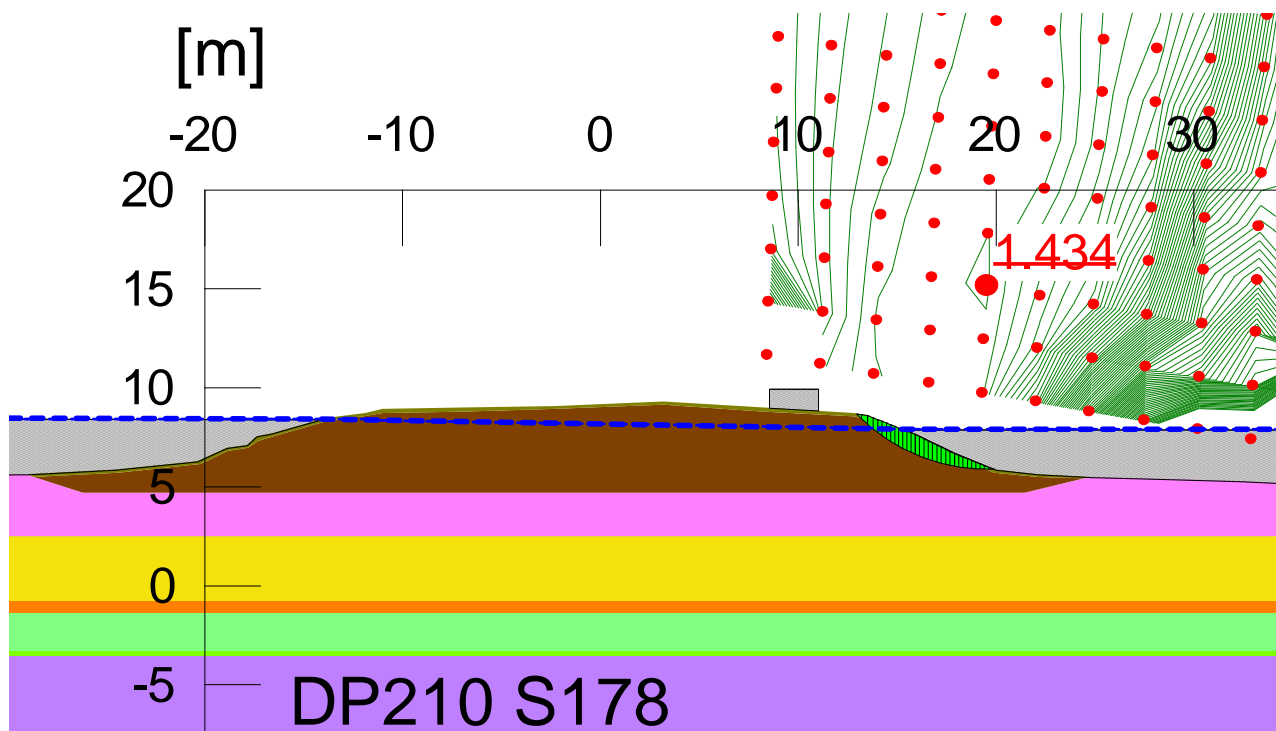
A. HW – ZO talud



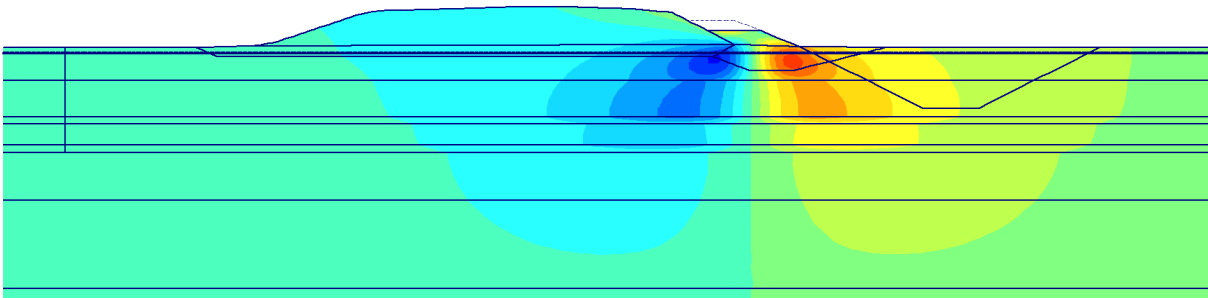
B. LW – ZO talud



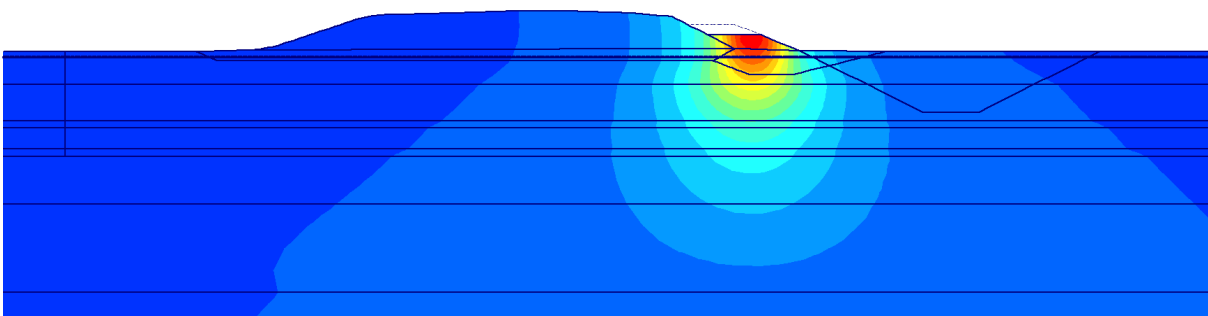
C. Verschillend waterpeil – ZO talud



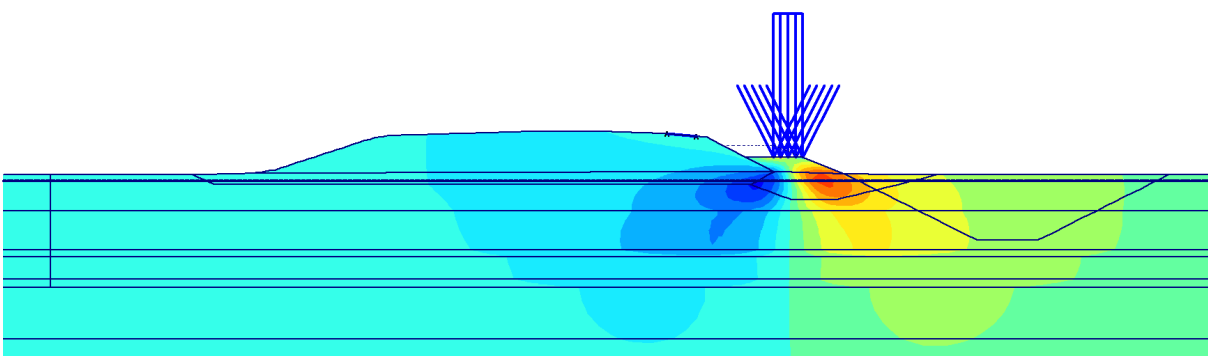
BIJLAGE 8
BEREKENINGSRESULTATEN PLAXIS DP120
UITBREIDINGDAM



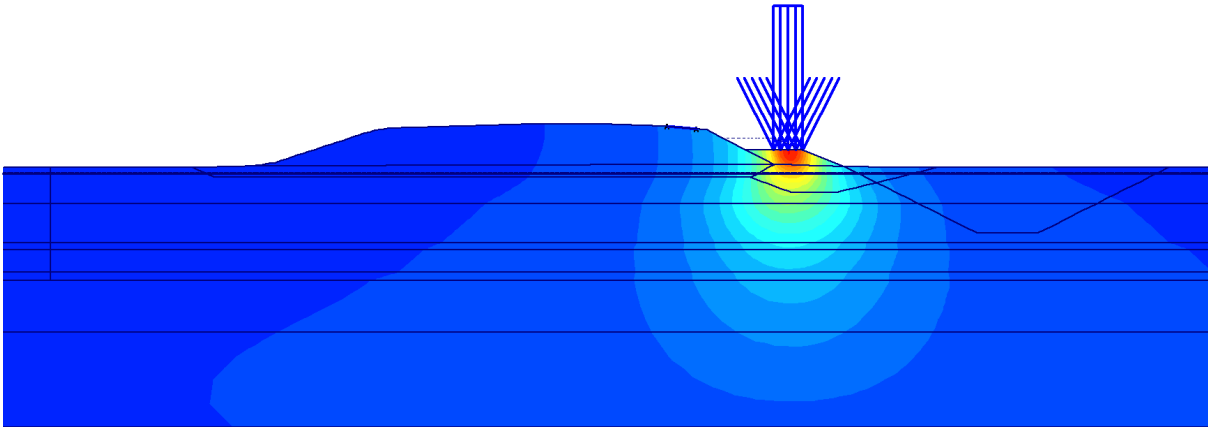
Figuur 7-1: Horizontale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +4.7 m NAP.



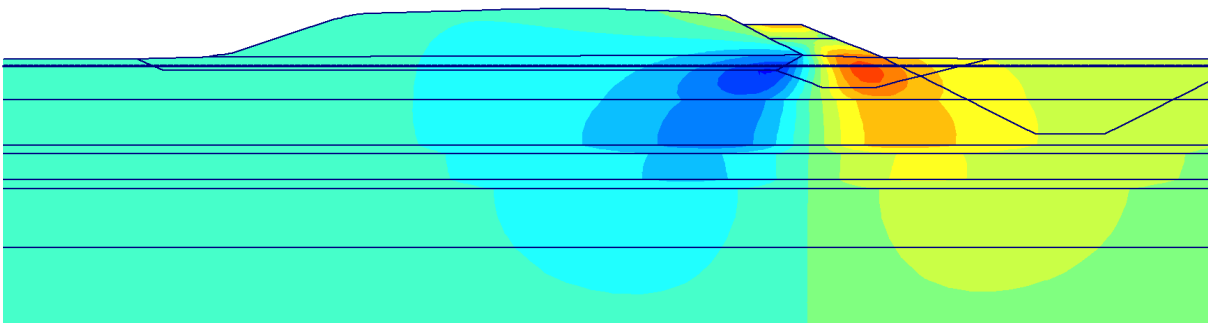
Figuur 7-2: Verticale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +4.7 m NAP.



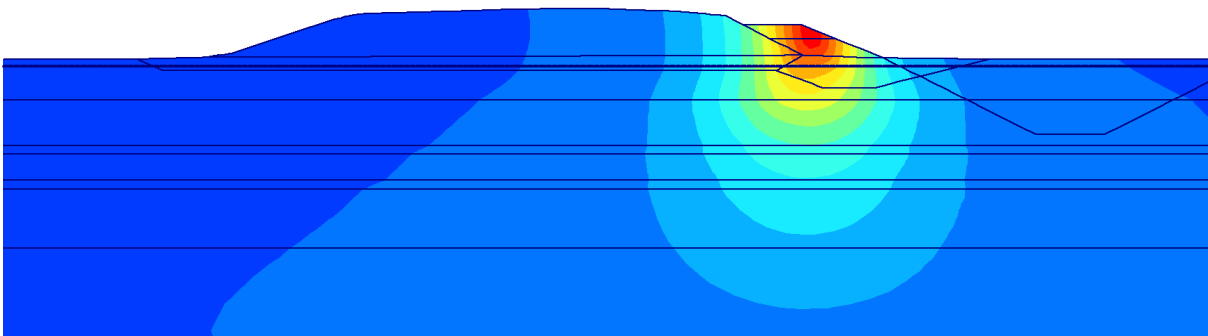
Figuur 7-3: Horizontale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +4.7 m NAP, incl. verkeersbelasting 15 kN/m².



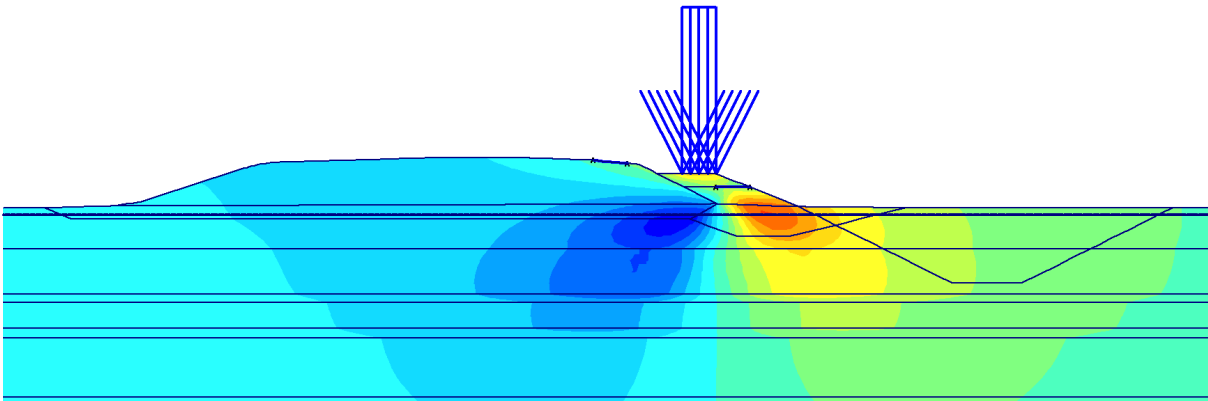
Figuur 7-4: Verticale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +4.7 m NAP, incl. verkeersbelasting 15 kN/m².



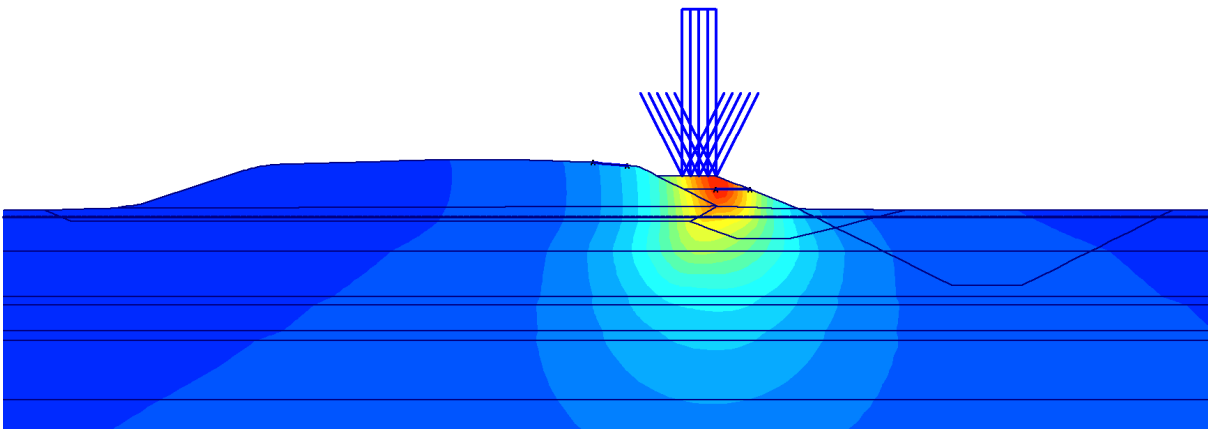
Figuur 7-5: Horizontale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +5.7 m NAP.



Figuur 7-6: Verticale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +5.7 m NAP.



Figuur 7-7: Horizontale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +5.7 m NAP, incl. verkeersbelasting 15 kN/m².



Figuur 7-8: Verticale verplaatsingen bij een bermuitbreiding tot +5.7 m NAP, incl. verkeersbelasting 15 kN/m².