



Projectdirectie uitvoering ontwikkelingschets Schelde-estuarium

REKENNOTA

Initiatiefnemer
Provincie Zeeland
 Het Groene Woud 1
 NL - 4331 NB Middelburg
 Tel. +31 (0) 118 631 700

Opdrachtgever
ProSes2010
 Jacob Obrechtlaan 3
 NL – 4600 AG Bergen op Zoom
 Tel. +31 (0)164 212 800

**TECHNISCHE DETAILSTUDIE HEDWIGE-
 PROSPERPOLDER**

ONTWERP DIJKEN (NL)

projectnummer:

26 - 30680 - 203

documentnummer: rev.:

RN001 - -

directory : K:\HKO\BA\ProSes2010\26-3068 (HPP Dijken)\4STU\Ontwerp\00
 Rapporten\Dijkverleggingsplan\RN001.doc

index	datum	wijzigingen	opgesteld		goedgekeurd	
			naam	paraaf.	naam	paraaf.
-	22/11/07	Eerste versie	CBO		JDR	
A						
B						
C						
D						



HAVENBOUW & KUNSTWERKEN

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

2140 Antwerpen
 Wilrijkstraat 37/B1
 Tel. +32 3 270 92 92
 Fax +32 3 270 92 99

9051 Gent
 Leiepark 18
 Tel. +32 9 240 09 11
 Fax +32 9 240 09 00

3001 Leuven
 Ubicenter-Philipssite 5
 Tel. +32 16 31 46 30
 Fax +32 16 31 46 49

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

INHOUDSTAFEL

1	INTRODUCTIE	3
2	ONTWERPVOORWAARDEN DIJKEN.....	3
2.1	KRUIHOOGTE/WAAKHOOGTE	3
2.1.1	<i>Basiscriterium</i>	3
2.2	WATERDICHTHEID	4
2.3	EROSIEBESTENDIGHEID	5
2.3.1	<i>Overtoppingsdebielen</i>	5
2.3.2	<i>Erosiemodel voor klei</i>	5
2.3.3	<i>Dimensionering tegen stroomaanval</i>	11
2.4	INTERNE EROSIE EN AFSCHUIVING	12
2.4.1	<i>Zandmeevoerende wellen</i>	12
2.4.2	<i>Afschuiving</i>	14
3	DIJKONTWERP	17
3.1	PRINCIPE VAN HET ONTWERP	17
3.2	BESCHRIJVING	18
3.2.1	<i>Kruinhoogte</i>	18
3.2.2	<i>Zettingen</i>	20
3.2.3	<i>Bekleding</i>	20
3.2.4	<i>Interne erosie en afschuiving</i>	26
4	REFERENTIES.....	31
5	BIJLAGEN.....	33

BIJLAGEN

BIJLAGE 1 GLIJVLAKKEN DIJKPROFIELEN T.H.V. SONDERING S4 EN S5

BIJLAGE 2 ZETTINGEN DIJKPROFIELEN T.H.V. SONDERING S4, S5 EN S58

FIGURENLIJST

Figuur 2-1: Bepaling invloed berm op golfploop [22]	4
Figuur 2-2: Resultaat van het breker criterium voor een synthetische storm met een maximale golfhoogte van 1 m.....	7
Figuur 2-3: Erosie in functie van de belastingsduur voor verschillende golfhoogtes (donkere lijnen = gefitte curven; punten = waarden uit VTV)	8
Figuur 2-4: Berekening van de belastingsduur	9
Figuur 2-5: Erosiediepte ifv de locatie op het talud voor een bepaald synthetische storm.	10
Figuur 2-6: Initiatie van beweging	11
Figuur 2-7: Dijk met voorland en ondergrond; Stijghoogte in zandlaag, grenspotentiaal, opbarstlocatie en drijfzone ([21]).....	13
Figuur 2-8: Kwelscherm bij grondconstructies ([21])	14
Figuur 3-1: Dijkprofiel (input PC-Overslag).....	18
Figuur 3-2: Bathymetrie en uitvoerpunten golfmodel.....	22
Figuur 3-3: Statistische verdeling voor de erosiediepte met bijhorend onzekerheidsinterval (uitvoerpunt 13). Dikke lijn = gemiddelde, dünnere lijnen zijn respectievelijk boven- en ondergrens.	22
Figuur 3-4: Evenwichtsdiepte van erosie i.f.v. de porositeit en de golfreflectie.	24

Figuur 3-5: Dwarssectie bekleding.....	25
Figuur 3-6 - Sondering S4 watervoerende laag en locatie van de grachten	26
Figuur 3-7: Afschuiving t.h.v sondering S4 - meest kritieke glijvlakken.....	29
Figuur 3-8: Afschuiving t.h.v. sondering S5 - meest kritieke glijvlakken.....	30
Figuur 9 Algemene glijding - S58 - buitenwaarts (s = 2.573).....	2
Figuur 10 Algemene glijding - S4 -buitenwaarts (s = 2.443).....	2
Figuur 11 Algemene glijding - S4 - buitenwaarts - aanpassen FO (s = 2.494).....	2
Figuur 12 Algemene glijding - S4 - binnenwaarts - aanpassen FO (s = 1.679)	3
Figuur 13 Algemene glijding - S4 - binnenwaarts (s = 1.740).....	3
Figuur 14 Algemene glijding - S4 - binnenwaarts - aanpassen FO (s = 1.621)	3
Figuur 15 Algemene glijding - S4 - buitenwaarts - aanpassen FO+glijvlak (s = 2.268)	3
Figuur 16 Algemene glijding - S4 - buitenwaarts - aanpassen FO+glijvlak (s = 2.170)	4
Figuur 17 Algemene glijding - S4 - binnenwaarts - aanpassen FO+glijvlak (s = 1.453)	4
Figuur 18 Algemene glijding - S4 - binnenwaarts - aanpassen FO+glijvlak (s = 1.496)	4
Figuur 19 Algemene glijding - S5 - buitenwaarts (s = 2.718)	5
Figuur 20 Algemene glijding - S5 - buitenwaarts (s = 2.482).....	5
Figuur 21 Algemene glijding - S5 - buitenwaarts - aanpassen FO (s = 2.645)	6
Figuur 22 Algemene glijding - S5 - binnenwaarts (s = 1.686).....	6
Figuur 23 Algemene glijding - S5 - binnenwaarts (s = 1.758).....	6
Figuur 24 Algemene glijding - S5 - binnenwaarts - aanpassen FO (s = 1.588)	7
Figuur 25 Algemene glijding - S50 - buitenwaarts - aanpassen FO+glijvlak (s = 2.187)	7
Figuur 26 Algemene glijding - S50 - buitenwaarts - aanpassen FP+glijvlak (s= 2.154).....	7
Figuur 27 Algemene glijding - S5 - binnenwaarts - aanpassen FO+glijvlak (s = 1.755)	8
Figuur 28 Algemene glijding - S5 - binnenwaarts - aanpassen FO+glijvlak (s = 1.595)	8
Figuur 29 Zettingen tpv profiel S5 - 0.55 m.....	2
Figuur 30 Zettingen tpv profiel S4 - 0.54 m.....	2
Figuur 31 Zettingen tpv profiel S58 (B) - 0.63 m.....	2

TABELLENLIJST

Tabel 2-1: Schade- en gevoeligheidsfactoren ([14]).....	15
Tabel 2-2: Materiaalfactoren ([14]).....	15
Tabel 2-3: Grondkarakteristieken per grondlaagpakket	16
Tabel 3-1: Resultaten per uitvoerpunt.....	19
Tabel 3-2: Kruinhoogtes langs het tracé van de dijk.....	20
Tabel 3-3: Kruinhoogtes bij uitvoering, langs het tracé van de dijk	20
Tabel 3-4: Waarden voor de kleidiktes in de verschillende uitvoerpunten.	23
Tabel 3-5: Controle opbarsten sondering S4.....	27
Tabel 3-6 - Controle opbarsten sondering S5.....	28
Tabel 3-7: Afschuiving t.h.v. sondering S4 - veiligheid	29
Tabel 3-8: Afschuiving t.h.v. sondering S5 - veiligheid	29

1 INTRODUCTIE

Onderhavige nota dient als aanvulling bij de nota over het ontwerp-dijkverleggingsplan ([25]) voor de primaire waterkering ten noorden van de Hertogin Hedwigepolder en omvat de studieresultaten voor het ontwerp van de nieuwe primaire waterkering. In een eerste deel worden de ontwerpvoorwaarden bepaald op basis van de randvoorwaarden die beschreven staan in het dijkverleggingsplan ([25]). Op basis van de ontwerpvoorwaarden wordt dan in een tweede deel een ontwerp gemaakt voor de nieuwe primaire waterkering.

2 ONTWERPVOORWAARDEN DIJKEN

2.1 Kruinhoogte/waakhoogte

2.1.1 Basis criterium

De veiligheid tegen overloop en overslag wordt bepaald door de kruinhoogtemarge en het overslagdebiet. De kruinhoogtemarge wordt gedefinieerd als het verschil tussen de kruinhoogte en de stilwaterstand in maatgevende omstandigheden.

De golfloop wordt bepaald door de golfhoogte en de golfperiode, en door de vorm en het oppervlak van het buitentalud.

In Nederland wordt als karakteristieke maat voor de golfloop de waarde aangehouden die wordt overschreden door 2 % van de aankomende golven ([14] en [18]).

De algemene formule voor golfloop op dijken is (zie [22]):

$$\frac{Z_{2\%}}{H_{m0}} = 1.75 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta \xi_0 \leq \gamma_f \gamma_\beta \left(4.3 - \frac{1.6}{\sqrt{\xi_0}} \right)$$

waarbij $\xi_0 = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_{m0}}{g(T_{m-1,0})^2}}}$

en γ_b = reductiefactor voor berm
 γ_f = reductiefactor voor ruwheid
 γ_β = reductiefactor voor schuine golfinval

De reductiefactor m.b.t. de hoek van golfinval wordt verwaarloosd (veilige aanname).

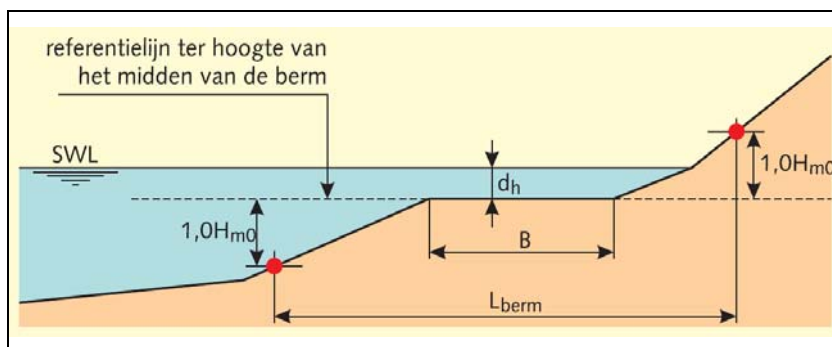
De invloed van een berm op het overslagdebiet kan uitgedrukt worden d.m.v. de invloedsfactor γ_b :

$$\gamma_b = 1 - \frac{B}{L_{berm}} \left(0.5 + 0.5 \cos \left(\pi \frac{d_k}{X} \right) \right) \quad \text{met } 0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$$

waarin:

B	: Bermbreedte (horizontaal gemeten)	[m]
L_{berm}	: Horizontale lengte tussen 2 punten op H_{m0} boven en H_{m0} onder het midden van de berm	[m]
d_h	: Bermdiepte t.o.v. stilwaterlijn (=SWL) (<i>negatief indien berm boven SWL</i>)	[m]
x	: $z_{2\%}$ (= 2% golfoploophoogte) (<i>indien berm boven SWL</i>)	[m]
	$2H_{m0}$ (<i>indien berm beneden SWL</i>)	

De variabelen B , d_h en L_{berm} zijn weergegeven in Figuur 2-1.



Figuur 2-1: Bepaling invloed berm op golfloop [22]

Voor de open steenasfaltbekleding wordt de reductiefactor voor de ruwheid van het talud gelijk genomen aan 1 (veilige aanname).

De 2%-golfoploop en het overslagdebiet worden berekend mbv. het bijhorende programma PC-OVERSLAG ([22]).

De dijk wordt veilig geacht wanneer de kruinhoogtemarge groter is dan 0.5 m vermeerderd met een overhoogte voor de te verwachten zetting van de kruin, of wanneer het overslagdebiet beperkt blijft tot 0.1 l/m/s. Deze laatste waarde komt bij een beperkte golfhoogte overeen met bovenstaande formule. In dit geval dienen geen speciale eisen te worden gesteld aan de erosiebestendigheid van de kruin en het binnentalud. Een eerste inschatting van de te verwachten zettingen wordt bepaald dmv. het programma Plaxis.

Indien meer golfoverslag wordt toegelaten dienen er speciale eisen te worden gesteld of constructieve voorzieningen te worden getroffen aan de kruin en het binnentalud teneinde ontoelaatbare beschadiging van de dijk te voorkomen.

2.2 Waterdichtheid

Waterdichtheid is geen absolute ontwerpeis, toch dient voor het buitentalud wel zoveel mogelijk naar waterdichtheid te worden gestreefd, teneinde hoge waterspanningen en uitredend water te voorkomen. Voor het binnentalud is een grotere doorlatendheid geen bezwaar en meestal zelfs gewenst.

2.3 Erosiebestendigheid

2.3.1 Overtoppingsdebieten

Kleibekledingen die worden blootgesteld aan de aanval door stroom of golven dienen voldoende erosiebestendig te zijn. Een grote dichtheid en cohesie van de klei is hiervoor gunstig. Tevens is een goede onderlinge verhouding tussen de zand-, silt- en lutumfracties en een laag gehalte aan organisch materiaal van belang. De bekleding van niet door golven of stroom aangevallen taluds stelt lichtere eisen aan de erosiebestendigheid.

Voor de samenstelling van de te gebruiken klei wordt verwezen naar het Technisch Rapport "Klei voor dijken" ([16]).

De maatgevende belasting voor de kruin en het binnentalud wordt bepaald door de hoeveelheid over- en afstromend water als gevolg van golfoverslag of neerslag. De volgende gemiddelde debieten zijn maatgevend voor erosie:

- 0.1 l/s/m' voor zandige grond met een slechte grasmat
- 1 l/s/m' voor kleiige grond met een redelijk goede grasmat
- 10 l/s/m' voor een kleibekleding en een grasmat volgens de eisen voor het buitentalud (talud flauwer dan 10/4, geen aanwezigheid van scherpe knikken in grastalud) of bij een bekledingsconstructie. Dit binnentalud dient ook vrij te zijn van bebouwing, bomen en dergelijke, tenzij er extra beschermende maatregelen genomen zijn (bv. steenbekleding).

De hoogte van de aan te brengen erosiebescherming wordt bepaald in functie van de hoeveelheid toegelaten overslagdebiet:

- 0.1 l/s/m': bekleding onder waterpeil freq. 1/100 jaar
- 1 l/s/m': bekleding tot peil van MHW
- 10 l/s/m': bekleding tot kruinhoogte

2.3.2 Erosiemodel voor klei

2.3.2.1 Hydraulische randvoorwaarden

2.3.2.1.1 *De probabilistische aanpak*

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

De probabilistische methode bestaat eruit dat de meerdimensionale kansruimte van de verschillende hydrometeovariabelen 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 multivariante 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 het te ontpolderen gebied 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 nieuwe primaire dijk in het ontpolderd gebied. Omdat de belasting sterk kan verschillen per dijksegment werden 10 punten gedefinieerd langs de dijk, waar deze synthetische stormen werden bepaald. Opnieuw blijft de individuele kans op voorkomen behouden.

Elk van de 544 synthetische stormen wordt voor elk van de 10 locaties gevoed aan een erosiemodel voor klei. 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-erosie, waaruit de T4000-erosiediepte kan worden afgeleid.

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 kleidijk (§2.3.2.1.2), hoe het erosiemodel eruitziet (§2.3.2) en wat de resultaten van de methode zijn (§3.2.3.2.1).

Bij dit alles werd rekening gehouden met de zeespiegelrijzing voor het jaar 2066.

2.3.2.1.2 Synthetische stormen ter hoogte van de kleidijk

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 10 maal te gebeuren voor de 10 locaties langs de dijk.

De vertaling van de waterpeilen is relatief eenvoudig. Uit de modellering in het kader van het geactualiseerde SIGMA plan is gebleken dat er nagenoeg geen tijdsverschuiving is tussen de piek van de waterpeilen op de Schelde en ter hoogte van de dijken. Ook is er geen noemenswaardige afvlakking. Het waterpeilverloop van elke synthetische storm aan de dijk is dus dezelfde als die op de Schelde met dien verstande dat de peilen niet onder het maaiveld van de polder (3.5 m TAW) kunnen raken. Het waterpeil verloop is identiek voor elk van de 10 locaties.

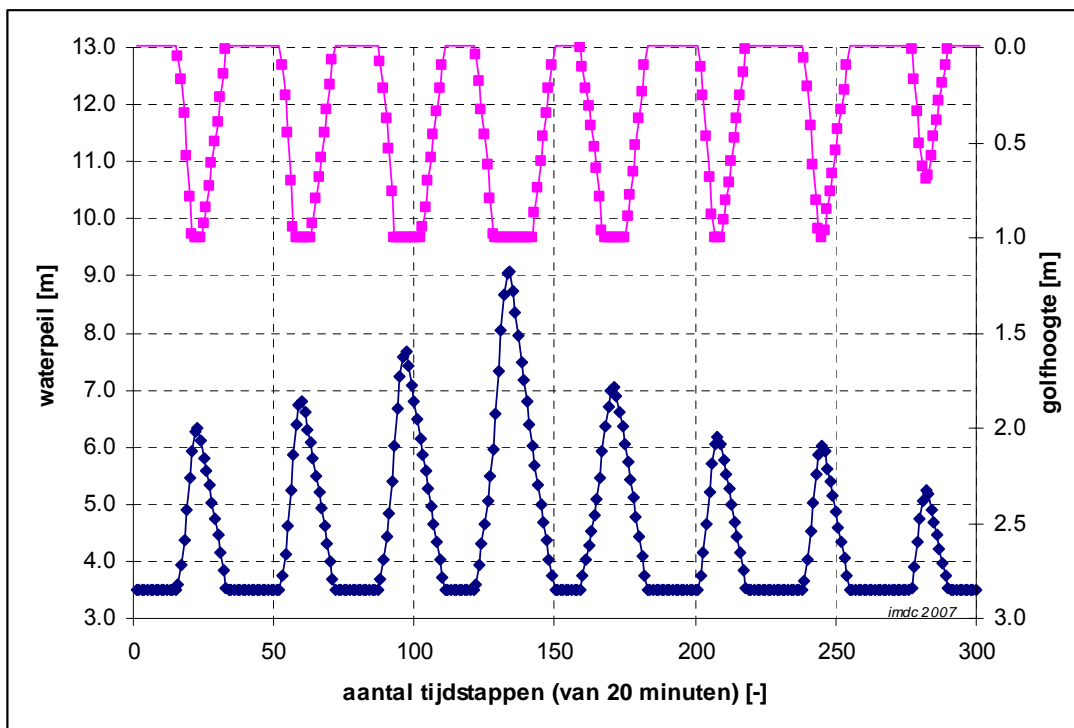
Via een SWAN modellering werden de windkarakteristieken doorgerekend naar een golfbelasting ter hoogte van de teen van de dijk. Deze golfbelasting is verschillend voor elk van de 10 locaties. De gebruikte bathymetrie in het SWAN model is gebaseerd op de huidige digitale hoogtemodellen met aanpassing van het dijkenpatroon volgens het inrichtingsplan. Er werd geen rekening meer gehouden met eventueel nog aanwezige niet meer kerende dijken rivierwaarts van de nieuwe kerende dijk. Ook werd verondersteld dat de gasdam ten noordwesten van de huidige Sieperdadijk volledig weggeërodeerd is als de synthetische stormen zich voordoen. Dit alles leidt tot een grotere golfbelasting op de nieuwe kerende dijken en is bijgevolg een conservatieve aanname.

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 uitgevoerd, mits bepaalde windrichtingen nauwelijks enige

stormbelasting kunnen veroorzaken op de beschouwde locaties (zuid-oostelijke 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 golfbrekingscriterium 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 2-2 toont het resultaat van de toepassing van het golfbrekingscriterium op één van 1632 stormen voor 1 van de 10 locaties.



Figuur 2-2: Resultaat van het breker criterium voor een synthetische storm met een maximale golfhoogte van 1 m.

2.3.2.2 Modelling kleidikte

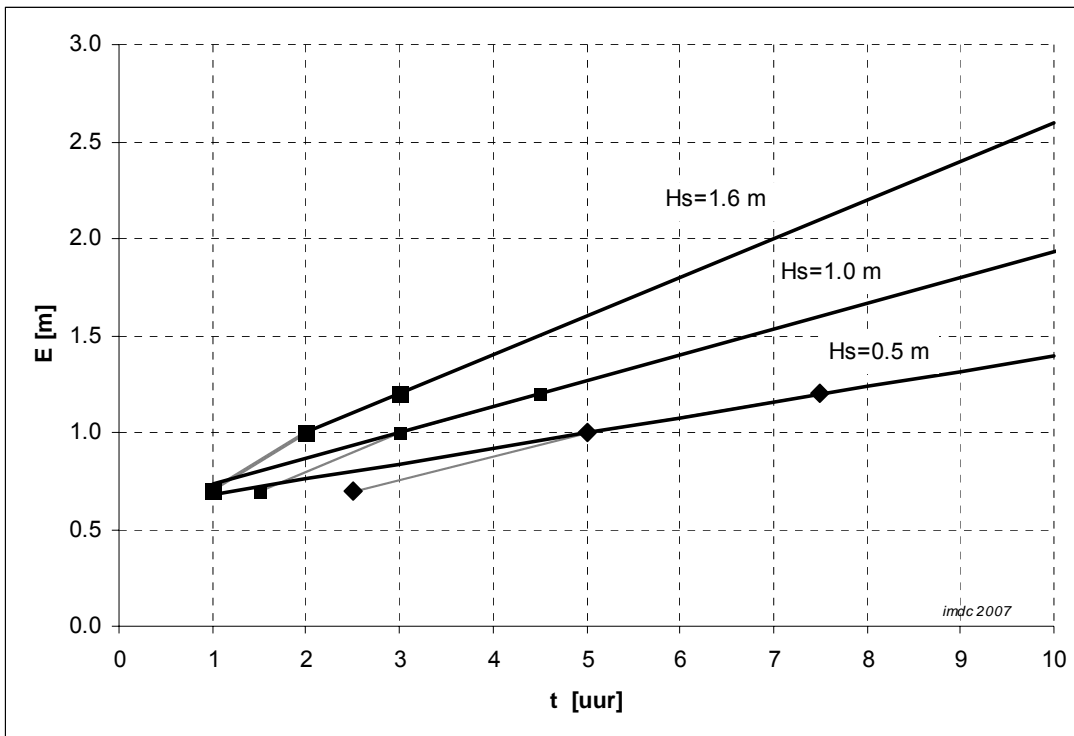
De benodigde dikte van de kleilaag wordt bepaald aan de hand van erosiesnelheid van de klei die bepaald wordt door de optredende golfaanval en de gekozen taludhelling. Het VTV (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2004) geeft erosiesnelheden van klei (voor verschillende categorieën van klei en zowel onder als boven GHW + 1m). Ze zijn er vermeld in tabel 8-2.1. Voor dit ontwerp worden waarden gebruikt voor goede klei gelegen boven GHW+1m. De lager gelegen klei komt regelmatig onder water en heeft een grotere erosiebestendigheid (omwille van de mindere structuurvorming). 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:

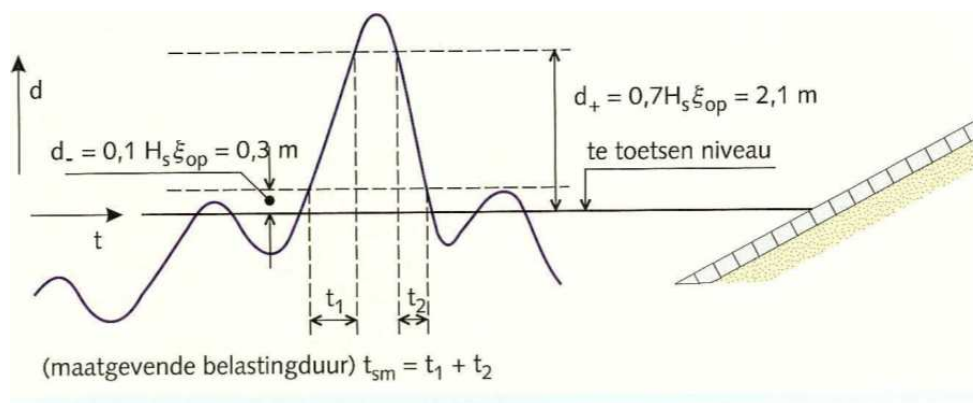
E_{klei} geërodeerde klei [m]
 H_{m0} golfhoogte [m]
 t de belastingsduur [uur]

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 2-3) 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.



Figuur 2-3: Erosie in functie van de belastingsduur voor verschillende golfhoogtes (donkere lijnen = gefitte curven; punten = waarden uit VTV).

De duur van de belasting wordt bepaald op basis van Figuur 2-4 (overgenomen uit het VTV). Het bepaalde ontwerpniveau is aan golfbelasting onderhevig zodra het waterpeil $0.1 H_s \xi_0$ boven het niveau uitstijgt tot $0.7 H_s \xi_0$ boven het ontwerpniveau. Deze belastingsduur wordt voor onderhavig ontwerp berekend op 100 punten langs het buitentalud verspreid tussen 4 en 12 m TAW (dus met een verticale tussenafstand van 8 cm). De belastingsduur is niet steeds alleen de som van twee uren (t_1 en t_2) zoals uit de figuur zou blijken. De synthetische stormen worden gekenmerkt door een totale duur van 100 uur en gedurende één storm kan een bepaald deel van de dijk dus meerdere malen worden belast.



Figuur 2-4: Berekening van de belastingduur.

Het projectbureau Zeeweringen houdt bij het ontwerp van een kleidijk geen rekening met de erosiebestendigheid van gras. Nochtans wordt in andere publicaties net de goede eigenschappen van gras op een kleidijk benadrukt. Daarom wordt bij onderhavig ontwerp wel rekening gehouden met de grasbekleding. Uit enkele aftastende berekeningen bleek dat we hiermee de totale kleidikte met 0.5 à 1.0 meter kunnen verminderen. Voorwaarde is wel dat het om soortenrijk hooiland gaat dat ook goed wordt onderhouden (d.w.z. 1 à 2 maal per jaar maaien met afvoer van het maaisel).

Daarom wordt van de belastingduur van de kleilaag de duur afgetrokken dat het gras weerstand biedt [17]:

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

Hierin zijn

- t_{gras} de weerstandsduur 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. Hier wordt vrij arbitrair de waarde 2.0, een vrij hoge waarde. In het technisch rapport voor grasland [17] wordt immers gesteld: ‘...*Samenvattend moet worden gesteld dat het empirisch model nog aanzienlijke onzekerheden bevat in toepassingsgebied en nauwkeurigheid. Daarom kan het nog niet zonder meer worden gebruikt in de ontwerppraktijk.*’

De zodedikte wordt gelijk gesteld aan 0.15 cm en voor de erosiebestendigheid wordt de meest nadelige waarde gekozen in de range voor ‘goed’ gras, namelijk $c_E = 1.5 \times 10^{-6} m^{-1}s^{-1}$.

Het graszaad dat hier vooropgesteld wordt, is een mengsel van (in gewichts%):

- 30 % *Poa pratensis* (Veldbeemdgras);
- 20 % *Festuca rubra* (Rood zwenkgras);
- 10 % *Lolium perenne* (Engels raaigras);
- 20 % *Agrostis tenuis* (*capillaris*) (Gewoon struisgras);
- 10 % *Poa trivialis* (Ruw beemgras);
- 5 % *Cynosurus cristatus* (Kamgras);

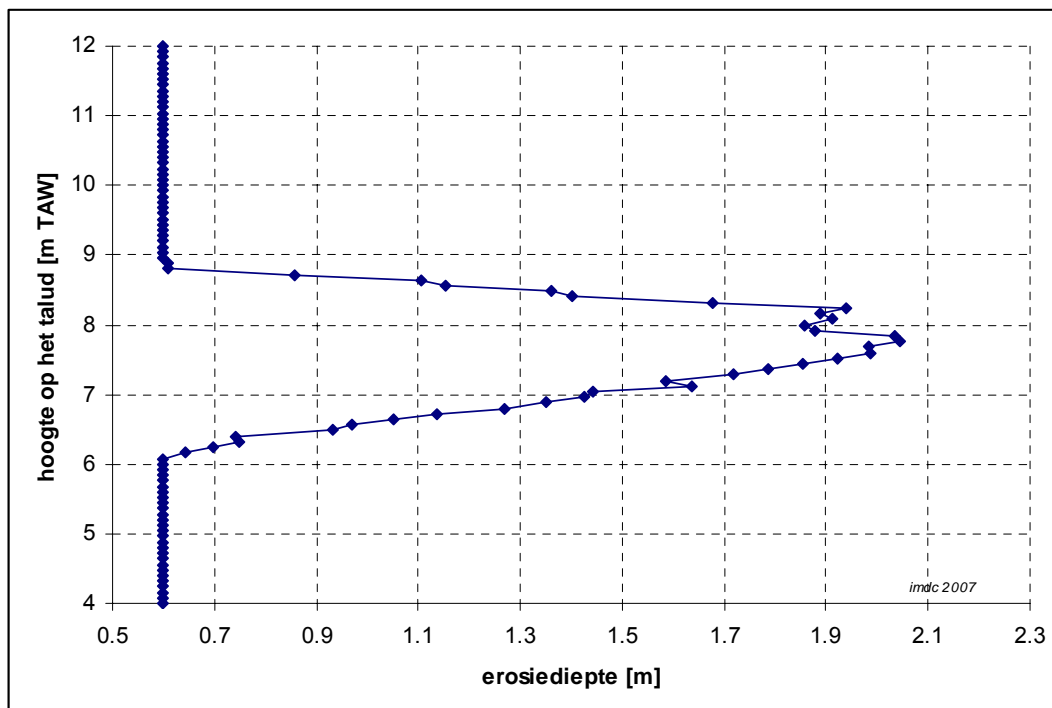
- 5 % *Agrostis stolonifera* (Fioringras).

Met aanvullend mengsel van kruidenzaden (1% zaad van elke plantensoort):

- *Achillea millefolium* (Gewoon duizendblad);
- *Chrysanthemum leucanthemum* (Wilde margriet);
- *Prunella vulgaris* (Gewone brunel);
- *Hypochoeris radicata* (Gewoon biggenkruid);
- *Centaurea jacea* (Echt knoopkruid);
- *Leontodon autumnalis* (Vertakte leeuwetand of Herfstleeuwetand);
- *Ranunculus acris* (Scherpe boterbloem);
- *Hypericum perforatum* (Sint-Janskruid);
- *Plantago lanceolata* (Smalle weegbree);
- *Daucus carota* (Wilde peen).

Uiteindelijk zal het de graszode zijn die de weerstand biedt tegen erosie. Deze heeft echter een bepaalde tijd nodig om zich te vormen tot een goed gesloten geheel. Om wegspoelen van de toplaag met het graszaad te voorkomen moet deze gedurende de eerste 6 tot 7 maanden beschermd worden tegen onderlopen. Daarom zal men gedurende deze periode moeten wachten met het afgraven van de oude primaire dijken.

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. Intuïtief kan worden aangevoeld dat de maximale erosie zich ergens tussen beide situaties bevindt. Figuur 2-5 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 tussen 6 m TAW (1 m boven GHW) en 9 m TAW (net onder de berm) het zwaarst belast.



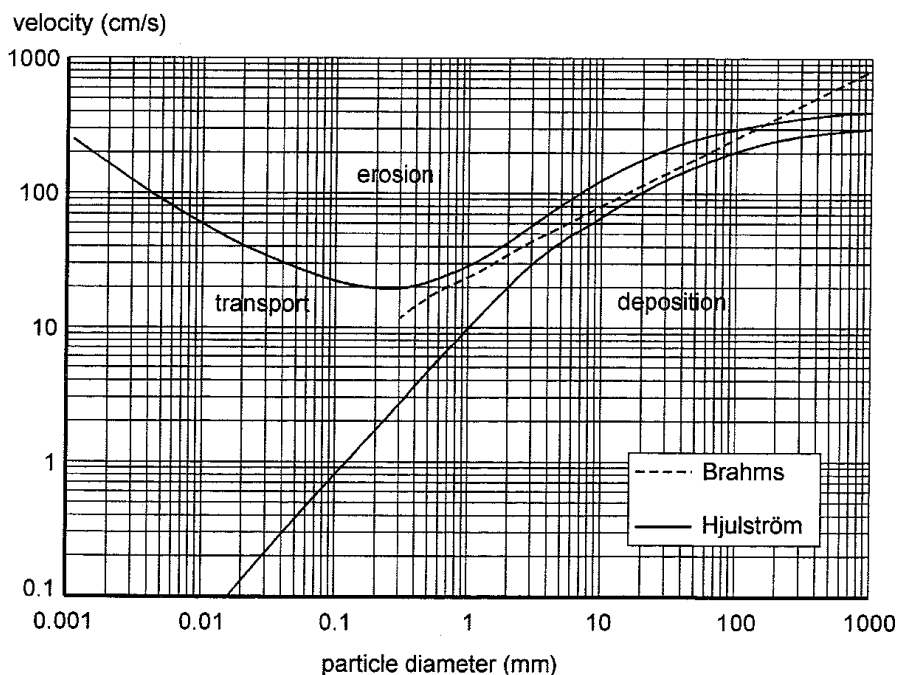
Figuur 2-5: Erosiediepte ifv de locatie op het talud voor een bepaald synthetische storm.

Per synthetische storm wordt de maximale erosiediepte bepaald (2.04 m in bovenstaand voorbeeld) en enkel deze erosiediepte wordt verder meegenomen in de statistische berekeningen.

2.3.3 Dimensionering tegen stroomaanval

2.3.3.1 Inleiding

Voor de beoordeling van de erosiegevoeligheid van een onverdedigde oever of bodem kan gebruik worden gemaakt van Figuur 2-6. Deze figuur geeft de afhankelijkheid weer van de (bodem)stroomsnelheid voor erosie ("erosion" in de figuur) in functie van de korreldiameter.



Figuur 2-6: Initiatie van beweging

De uitschuring van de (niet-beschermde) bodem is afhankelijk van de samenstelling van de bodem (niet gekend) en zal niet uniform verlopen over de breedte van de dijkopening. Het is aan te bevelen om de erosie van de bodem te monitoren en aanpassingen te doen waar nodig.

2.3.3.2 Pilarczyk

Pilarczyk's formule voor de bescherming tegen stroomaanval is als volgt:

$$\Delta \cdot D_{n50} = \Phi_c \cdot K_T \cdot (0.035/\Psi_{cr}) \cdot K_h \cdot K_s^{-1} \cdot (u^2/2 \cdot g)$$

De volgende parameters worden gebruikt :

Φ_c :	stabiliteitsfactor	[-]
K_T :	turbulentie factor	[-]
Ψ_{cr} :	kritische schuifspanningsparameter (Shields)	[-]

K_h :	dieptefactor	[-]
K_s :	hellingsfactor	[-]
u :	(diepte-)gemiddelde snelheid	[m/s].

Voor de koppen van de dijkopeningen wordt een turbulentiefactor $K_T = 2$ beschouwd (lokale verstoringen). Indien in de formule K_h gelijk aan 1 wordt gesteld, wordt de snelheid als bodemsnelheid beschouwd (veilige aanname).

De volgende waarden worden aangenomen in geval van een steenbestorting:

Φ_c :	0.75
ψ_{cr} :	0.035

De volgende waarden worden aangenomen in geval van een open steenasfalt bekleding:

Φ_c :	0.5
ψ_{cr} :	0.07

Bij stroming parallel aan de oever (helling α) wordt K_s als volgt geschreven:

$$K_s = \sqrt{1 - (\sin \alpha)^2} / (\sin \theta)^2$$

2.4 Interne erosie en afschuiving

De stabiliteit van de dijken wordt gecontroleerd aan de hand van de programma's Seep/W en Slope/W, beide onderdelen van een volledige waaier aan geotechnische producten van GeoStudio.

Het programma Seep/W modelleert de stroming (richting, snelheid, ...) door de dijken en bepaalt de waterdrukken en het freatisch oppervlak in en/of onder de dijken door middel van een eindig elementen model. De waterdrukken hebben een rechtstreekse invloed op de korreldrukken in de grond.

Slope/W daarentegen wordt gebruikt voor het uitvoeren van stabiliteitsberekeningen (o.a. algemene glijding van taluds of grondkerende constructies) ongeacht de grondstructuren. Slope/W maakt gebruik van de waterdrukken berekend in Seep/W.

2.4.1 Zandmeevoerende wellen

De ontwerpcontrole van dijken ten aanzien van de veiligheid tegen piping begint met de controle op de veiligheid tegen opbarsten. Indien voldaan wordt aan het opbarstcriterium, dan is verdere controle op piping overbodig ([21]).

Rekenregels voor het opdrijven, opbarsten en heave worden beschreven in [20] en [21]. Onderscheid wordt gemaakt tussen twee kenmerkende configuraties:

- binnenwaarts van de grondconstructie is op de watervoerende zandlaag een afdekkende laag bestaande uit klei en/of veen aanwezig
- binnenwaarts van de grondconstructie is op de watervoerende zandlaag geen of slechts een dunne afdekkende grondlaag aanwezig

Om voldoende veiligheid te waarborgen tegen opdrijven, opbarsten en heave dient de maximaal optredende belasting kleiner te zijn dan de sterkte die uit de materiaaleigenschappen volgt. Samenvattend geldt:

$$\varphi_{sterkte} \geq \gamma \varphi_{belasting} \quad \text{of} \quad i_c \geq \gamma i$$

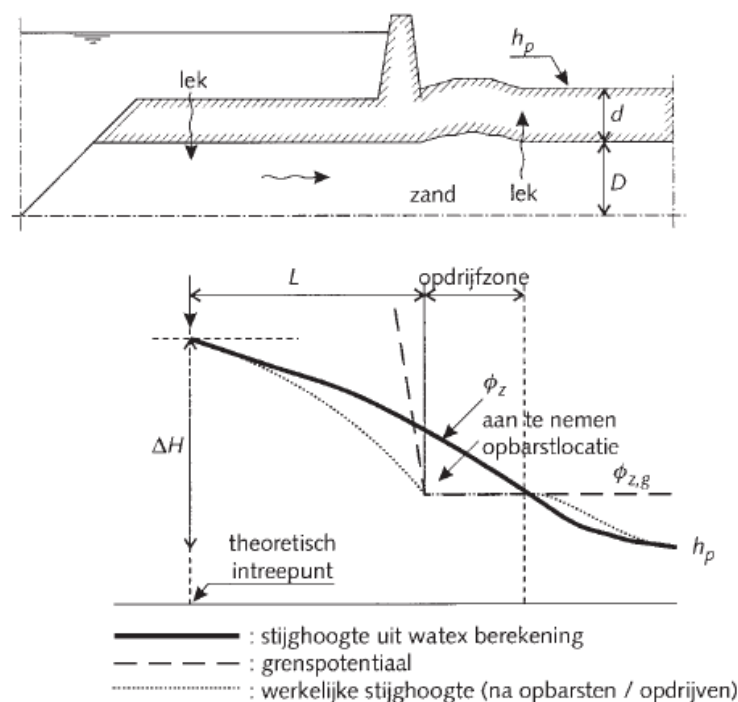
Hierin is γ (=1.1 à 1.2) een veiligheidsfactor, i_c is het kritieke verhang (=0.5) en i is het verhang.

Wordt een grondconstructie beschouwd die op een waterdichte laag is gelegen, dan kan in de opdrijfzone het volgende verband worden afgeleid:

$$\frac{\gamma_{nat} - \gamma_w}{\gamma_w} d \geq \gamma(\phi_z - h_p) \quad \text{of} \quad \phi_{z,g} - h_p \geq \gamma(\phi_z - h_p)$$

Waarin (zie Figuur 2-7):

- h_p grondwaterstand of waterstand bij vrije waterspiegel [m]
- d dikte van de waterdichte laag [m]
- γ_{nat} nat volumegewicht afdekkende laag [kN/m³]
- γ_w volumegewicht van het grondwater [kN/m³]
- ϕ_z stijghoogte direct onder de afdekkende laag [m]
- $\phi_{z,g}$ grenspotentiaal (stijghoogte waarbij opdrijven optreedt) met $\phi_{z,g} = h_p + \frac{\gamma_{nat} - \gamma_w}{\gamma_w} d$ [m]



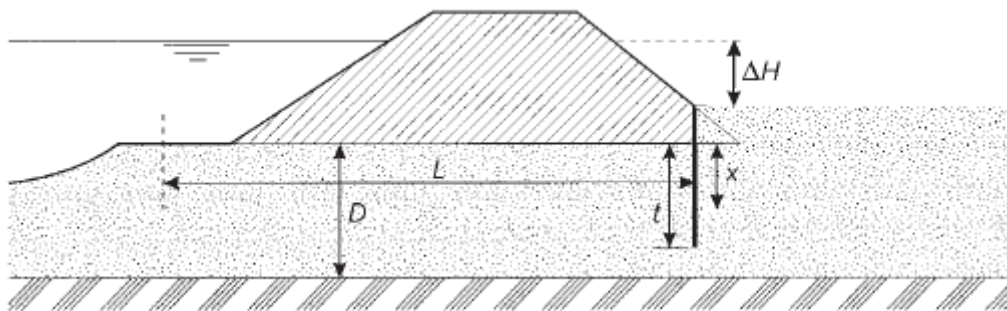
Figuur 2-7: Dijk met voorland en ondergrond; Stijghoogte in zandlaag, grenspotentiaal, opbarstlocatie en drijfzone ([21])

Bij een verticale kwelstroming in zandige grond achter een kwelscherm aan de binnenzijde van een grondconstructie kan een gelijksoortige relatie worden afgeleid:

$$\frac{(1-n)(\gamma_k - \gamma_w)}{\gamma_w} \geq \gamma \frac{(\phi_0 - h_p)}{x} \quad \text{of} \quad i_c \geq \gamma i$$

Waarin (zie Figuur 2-8):

- h_p polderpeil of de waterstand boven het maaiveld [m]
- n porositeit zandlaag [-]
- x afstand waar het uittreeverhang maximaal is [m]
- γ_k volumegewicht korrelmateriaal [kN/m³]
- γ_w volumegewicht van het grondwater [kN/m³]
- ϕ_0 stijghoogte ter plaatse van de onderkant van het kwelscherm waar het uittreeverhang maximaal is [m]



Figuur 2-8: Kwelscherm bij grondconstructies ([21])

2.4.2 Afschuiving

Controle aan de hand van

- cirkelvormige glijvlakken (vb. benadering van Bishop) en rechte glijvlakken
- verkeersbelasting op de kruin en de berm
- de maatgevende toestand voor het binnentalud treedt op bij MHW (stationaire grondwaterstroming), of na het passeren van de top (niet-stationaire grondwaterstroming)
- de veiligheid tegen afschuiven wordt gecontroleerd door de ontwerpwaarde voor het aandrijvend moment M_{ad} te vergelijken met de ontwerpwaarde voor het maximale weerstandbiedende moment M_{rmd} . De veiligheid wordt bepaald als

$$\gamma = \frac{M_{rmd}}{M_{ad}} \geq 1$$

M_{ad} wordt verkregen door de waarde van het aandrijvend moment op basis van de ontwerpwaarden voor belastingen F en geometrie a te vermenigvuldigen met de schade- of belangrijkheidsfactor γ_n en met de gevoeligheidsfactor γ_d voor de onzekerheden in het rekenmodel. Er geldt:

$$M_{ad} = \gamma_n \gamma_d M_a(F_d, a_d).$$

M_{md} volgt uit de ontwerpwaarden voor de grondeigenschappen ρ , $\tan\phi$ en c , de waterspanningen u en de geometrie a , ofwel

$$M_{md} = M_{mm}(\rho_d, (\tan\phi)_d, c_d, u_d, a_d).$$

Aan de veiligheid tegen afschuiven van het binnentalud en het buitentalud hoeven niet dezelfde eisen gesteld te worden. De aanbevolen waarden zijn gegeven in Tabel 2-1:

Tabel 2-1: Schade- en gevoeligheidsfactoren ([14])

	Schadefactor γ_n	Gevoeligheidsfactor γ_d
Binnentalud	1.1	1.0
buitentalud	1.0	1.0

De materiaalfactoren worden gegeven in Tabel 2-2.

Tabel 2-2: Materiaalfactoren ([14])

Materiaalfactoren	γ_{m1}	γ_{m2}	$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$
Volumieke massa - nat/droog (ρ)	1,0	1,0	1,0
Inwendige wrijving ($\tan\phi$)			
• zand (CP) ¹	1,0	1,10	1,10
(TP-CD)	1,0	1,10	1,10
• klei (CP)	1,0	1,10	1,10
(TP-CU-5%)	1,05	1,10	1,15
(TP-CU)	1,1	1,10	1,20
• veen (CP)	1,0	1,15	1,15
(TP-CU-5%)	1,05	1,15	1,20
(TP-CU)	1,1	1,15	1,25
Cohesie (c)	1,0	1,25	1,25
Ongedraineerde sterkte (c_u)	-	-	-
Glijdingsmodulus (G)	1,0	1,2	1,2
Samendrukkingsconstanten	1,0	1,1	1,1
Doorlatendheid (k)	1,0	1,25	1,25
Consolidatie (c_v)	1,0	1,25	1,25

¹CP = celproef;
 TP-CD = triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd;
 TP-CU = triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd;
 TP-CU-5% = triaxiaalproef als boven met maximaal 5% vervorming.

Op een aantal monsters genomen tijdens de tweede meetcampagne van Geotechniek werden reeds triaxiaaltesten uitgevoerd [27]. Op basis van de verkregen resultaten uit de geconsolideerde en ongedraineerde triaxiaalproeven werd een regressieanalyse uitgevoerd. Voor zandige materialen werden de karakteristieken bepaald voor een vervorming bij breuk; voor kleiige materialen werden de karakteristieken bepaald voor een 5% vervorming.

De regressies tonen dat de karakteristieken uit Tabel 2-3 niet overschat werden (reeds rekening houdend met de materiaalfactoren uit Tabel 2-2).

Tabel 2-3: Grondkarakteristieken per grondlaagpakket

	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]
Dijklichaam	16	19	25	0
Zandige klei	17	18	22.5	4
Holoceen zand matig	17	19	27.5	0
Veen	12	12	15	5
Holoceen zand	18	20	30	0
Kleilig zand / silt	17	19	22	2
Pleistoceen zand	18	20	30	0
Zand	18	20	35	0
Kruisschans zandig	17	19	30	0
Kruisschans kleilig	17	19	27	2
Oorderen zand	17	19	35	0

3 DIJKONTWERP

3.1 Principe van het ontwerp

De nieuwe primaire waterkering wordt geconstrueerd ter plaatse van de Zeedijk van de Prosperpolder volgens twee principes:

1. tussen het aansluitpunt met de Sieperdadijk en de knik in het tracé ter hoogte van de Mariastraat wordt de dijk gebouwd tegen de bestaande dijk. De locatie van de dijk wordt bepaald door de teen van de nieuwe dijk (op +1.8 m NAP) te voorzien onder de as van de kruinweg van de bestaande dijk. Voor dit gedeelte van de dijk wordt het fiets- en wandelpad voorzien langs de bestaande dijk.
2. tussen de Nederlands-Belgische grens en de eerstvolgende knik in het traject (omgeving Mariastraat) komt de nieuwe dijk los van de bestaande dijk. Vanuit de knik in het traject wijkt het tracé (aslijn) van de nieuwe dijk af van deze van de bestaande dijk in noordelijke zin. Ter hoogte van de knik loopt het fiets- en wandelpad door over de bestaande dijk om zo langs het talud van de nieuwe dijk door te lopen naar de kruin van de nieuwe dijk (aansluiting ter hoogte van de Nederlands-Belgische grens).

De dijk bestaat uit een zandige kern beschermd met een kleibekleding van 3 m kant intergetijdengebied en 0.8 m kant polders. Tot op peil +2.7 m NAP wordt een bescherming van teen en talud voorzien in stortsteen.

De kruinhoogte is bepaald op +10.2 m NAP. Dit peil is in overeenstemming met het kruinpeil van de hierop aansluitende nieuwe waterkering in België.

Dit profiel sluit zo goed als mogelijk aan bij het profiel van de huidige dijk en wordt eveneens aangehouden voor de profielen in het Belgisch gedeelte van dit projectgebied. Het binnentalud heeft, net als de huidige primaire dijken, een hellingshoek van 12/4 (H/V) of 1:3 (V/H). Het bovenste deel van het buitentalud heeft, net als de huidige primaire dijken, een hellingshoek van 16/4 (H/V) of 1:4 (V/H); het onderste deel van het buitentalud heeft een hellingshoek van 24/4 (H/V) of 1:6 (V/H). De kruinbreedte is 7 m en de breedte van de berm (buitentalud, gem. peil +6.7 m NAP) is 7.5 m.

De sloot langs de bestaande dijk binnenwaartse van de dijk, blijft behouden. Buitenwaarts wordt de sloot gedempt. Daar waar de nieuwe dijk afbuigt van de bestaande dijk, wordt een nieuwe sloot voorzien welke aansluit op de bestaande gracht (in België).

De bomen op de bestaande dijken worden enkel behouden wanneer ze geen schade kunnen toebrengen aan de nieuwe waterkering. Binnen de zone waarin het eerste principe van toepassing is, worden de bomen binnenwaartse de kruinweg op de huidige dijken behouden. Voor de zone waarin het tweede principe van toepassing is, worden alle bomen op de huidige dijken behouden. In de overgangszone blijven de bomen gehouden indien de bomen (incl. wortels) gelegen zijn buiten het standaardprofiel van de nieuwe dijk.

Een dienstweg wordt voorzien enerzijds op de berm van de dijk en anderzijds tussen de sloot en de dijk. De inplanting van fiets- en wandelpaden wordt besproken in [25].

De teenconstructie bestaat uit stortsteen 10-60 kg van 0.5 meter dik en loopt door tot op een hoogte van +2.70 m NAP, het gemiddeld hoog water, opdat het onderste deel van de klei niet zou verweken. Deze stortsteen is bestand tegen de golfbelasting. Onder de volledige teenconstructie wordt een gronddicht geotextiel voorzien. Het geotextiel wordt doorgetrokken tot het einde van de steenbestorting.

De ontwerptekeningen zijn gegeven in bijlage aan het dijkverleggingsplan.

3.2 Beschrijving

3.2.1 Kruinhoogte

De kruinhoogte wordt bepaald door het overslagdebiet over de dijk te beperken tot 0.1 l/s/m. Golfoverslag wordt bepaald door het profiel van de dijk, de golfkarakteristieken en de ruwheid van de dijk. Het profiel van de dijk is gegeven in Figuur 3-1:

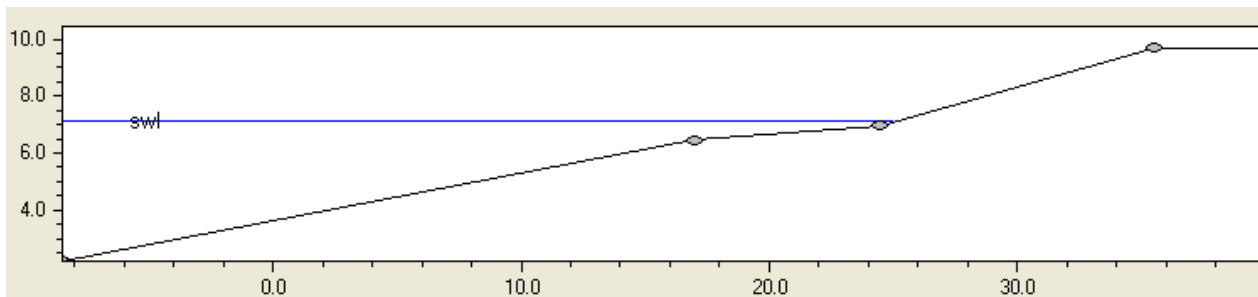
- Helling van het onderste deel van het talud bedraagt 24/4 (H/V)
- Helling van het bovenste deel van het talud bedraagt 16/4 (H/V)
- Berm tussen NAP +6.45 m en NAP+ 6.95 m met een breedte 7.5 m.

De golfkarakteristieken zijn gegeven in Tabel 3-1:

- H_s varieert van 1.5 m tot 1.7 m
- T_p varieert van 4.7 s tot 5 s.
- Hoek van golfinval is loodrecht (90°)

De dijken worden uitgevoerd in gras (ruwheidsfactor 1). Dit is de meest nadelige situatie.

De benodigde kruinhoogtes worden gegeven in Tabel 3-2.



Segment	X begin	Y begin	X eind	Y eind	Helling (tan)	Materiaal	Ruwheidsfactor
1	-8.5	2.2	17	6.45	0.167	Gras, gezaaid	1
2	17	6.45	24.5	6.95	0.067	Gras, gezaaid	1
3	24.5	6.95	35.5	9.7	0.250	Gras, gezaaid	1

Figuur 3-1: Dijkprofiel (input PC-Overslag)

Tabel 3-1: Resultaten per uitvoerpunt

<i>Uitvoerpunt</i> <i>t</i>	<i>Offshore</i> <i>Windrichting</i> <i>[° t.o.v. N]</i>	<i>Significante</i> <i>golfhoogte H_s</i> <i>[m]</i>	<i>Piekperiode</i> <i>T_{pm}</i> <i>[s]</i>	<i>Golfrichting</i> <i>[°]</i>
1	300	1.6	5.5	340
2	300	1.8	5.2	335
3	300	1.4	5.8	340
4	270	2.1	5.0	288
5	285	2.1	5.0	300
6	300	1.9	5.0	312
7	300	1.9	5.0	313
8	300	1.8	5.0	314
9	315	1.5	5.0	337
10	315	1.5	4.7	337
11	285	1.6	5.0	304
11	300	1.7	4.7	313
12	300	1.8	4.7	306
13	315	1.6	5.0	325
14	300	1.7	4.7	304
15	300	1.6	5.0	308
16	300	1.5	5.0	308
1T	315	1.6	5.2	311
2T	315	1.6	5.0	320
3T	270	1.9	4.7	280
4T	285	2.0	5.0	294
5T	330	1.5	4.7	348
6T	300	1.6	5.0	318
7T	270	1.9	5.2	287

Tabel 3-2: Kruinhoogtes langs het tracé van de dijk

<i>Uitvoerpunt</i> <i>t</i>	<i>Significante</i> <i>golfhoogte H_s</i> <i>[m]</i>	<i>Piekperiode</i> <i>T_{pm}</i> <i>[s]</i>	<i>Kruinhoogte</i> <i>bij 0.1 l/s/m</i> <i>overslag</i> <i>[m NAP]</i>
10	1.5	4.7	9.3
11	1.6	5.0	9.4
11	1.7	4.7	9.5
13	1.6	5.0	9.4
15	1.6	5.0	9.4

Deze peilen houden nog geen rekening met mogelijk optredende zettingen.

3.2.2 Zettingen

De zettingen tpv. de kruin van de dijk wordt bepaald mbv. Plaxis2D. De zettingen werden bepaald voor 3 locaties: S4, S5 en S58 en zijn gegeven in BIJLAGE 2.

Tabel 3-3: Kruinhoogtes bij uitvoering, langs het tracé van de dijk

<i>Uitvoerpunt</i> <i>t (locatie)</i>	<i>Significante</i> <i>golfhoogte H_s</i> <i>[m]</i>	<i>Piekperiode</i> <i>T_{pm}</i> <i>[s]</i>	<i>Kruinhoogte</i> <i>bij 0.1 l/s/m</i> <i>overslag</i> <i>[m NAP]</i>	<i>Zetting</i> <i>[m]</i>	<i>Kruinhoogte</i> <i>bij uitvoering</i> <i>[m NAP]</i>
10 (S58)	1.5	4.7	9.3	0.63	9.93
11 (S5)	1.6	5.0	9.4	0.54	9.94
11 (S5)	1.7	4.7	9.5	0.54	10.04
13 (S4)	1.6	5.0	9.4	0.55	9.95
15 (S4)	1.6	5.0	9.4	0.55	9.95

De kruinpeilen in België worden uitgevoerd op peil +12.5 m TAW (+10.2 m NAP). Deze waarde benaderd de waarden in Tabel 3-3 heel sterk.

Er wordt gekozen om de nieuwe primaire waterkering in Nederland eveneens uit te voeren op peil +12.5 m TAW (+10.2 m NAP).

3.2.3 Bekleding

3.2.3.1 Materiaalkeuze

Tijdens het voorontwerp werden voor het buitentalud vier bekledingsmaterialen bekeken:

- stortsteen
- open steenasfalt (OSA)
- hydroblokken
- gras op klei

Voor het binnentalud (landzijde) werd een grasbekleding voorzien.

Stortsteen als bekleding werd reeds tijdens het voorontwerp verworpen. De grote golfbelasting waarop moet worden gedimensioneerd zou een zeer zware bekleding vereisen.

Zowel open steenasfalt als hydroblokken kunnen, mits ze goed gedimensioneerd zijn, de hydraulische belasting (stroomsnelheden en golfbelasting) in het gebied weerstaan. De materiaalkeuze is dus gebaseerd op een vergelijking van de kostprijs en de andere niet-technische eigenschappen. De belangrijkste hierbij is de inpasbaarheid in de omgeving.

Voor de beoordeling van dit criterium worden enkele paragrafen overgenomen uit CUR 168a [2]:

‘Op open steenasfalt kan zich na enkele jaren boven de waterlijn een vegetatie vestigen van grassen en kruiden. Planten kunnen vanwege de open structuur door de mat heen wortelen. Het onderliggende geotextiel kan de doorgroeibaarheid weliswaar beperken. Als op het ruwe oppervlak een laag grond wordt aangebracht kan de mate van begroeiing nog verbeteren. Conclusie: open steenasfalt biedt beperkte mogelijkheden voor begroeiing.’

‘In het algemeen zijn er bij betonelementen nauwelijks mogelijkheden voor natuurontwikkeling, tenzij in de open ruimten tussen de stenen. Elementen die ruw en enigszins poreus zijn of elementen waartussen zich ruimte bevindt, bieden meer vestigingskansen. Vooral in zoute milieus, waaronder de getijdezone, zijn er goede mogelijkheden voor begroeiing.’

Zowel OSA als hydroblokken laten zich dus matig inpassen in de omgeving. Omdat er op basis van dit criterium geen duidelijk onderscheid kan worden gemaakt, wordt de prijs doorslaggevend. Daarom wordt gekozen voor open steenasfalt.

Een mogelijkheid die in bovenstaande nog niet werd aangehaald is de bekleding van gras op klei. Bij het ontwerp van gras is niet alleen de grootte maar ook de duur van de belasting belangrijk. Voor het ontwerp van een gras/klei dijk werden randvoorwaarden opgesteld die voldoende nauwkeurig met deze duur rekening houden. De benodigde dikte van de kleilaag wordt bepaald aan de hand van erosiesnelheid van de klei die bepaald wordt door de optredende golfaanval en de gekozen taludhelling.

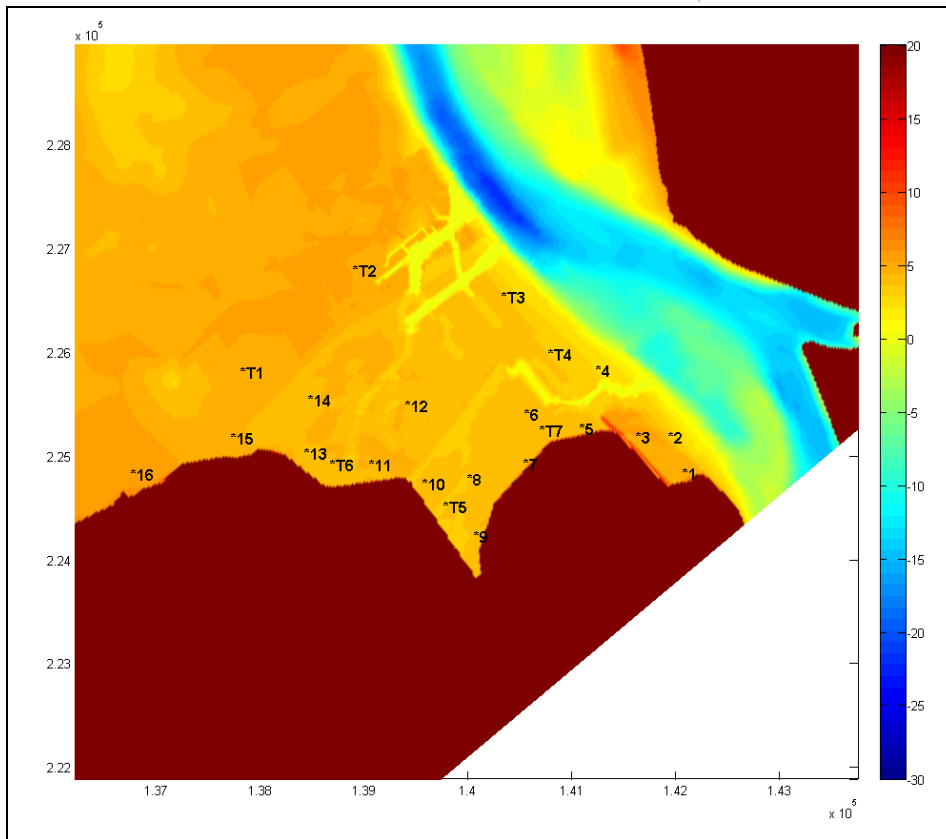
Op basis van de goede inpassing in de omgeving en de gemaakte kosteninschatting werd voor de dijkbekleding in Nederland gekozen voor gras op klei.

3.2.3.2 Grasbekleding op klei

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 ontwerpaanpak is dus aangewezen. De ontwerpmethodiek, die hoger werd 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) en deels op de probabilistische methode door IMDC werd uitgewerkt in het kader van de tienjaarlijkse herziening van de veiligheid van de nucleaire site te Doel.

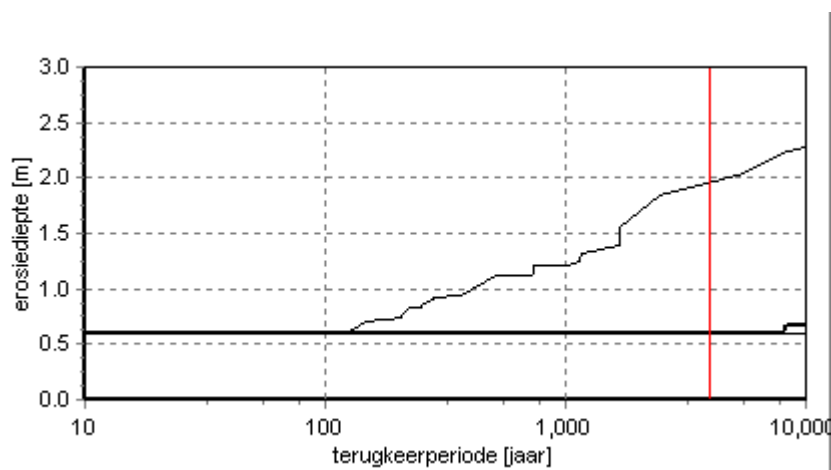
3.2.3.2.1 De resultaten

Voor elk van de 10 punten (België en Nederland) werd op basis van de statistische verdeling van de erosiedieptes de (maximale) erosiediepte bepaald voor een terugkeerperiode van 4000 jaar en dit horende bij het gemiddelde en de onder- en bovengrens van 95%. Een voorbeeld wordt weergegeven in Figuur 3-3 voor het uitvoerpunt 13 uit het SWAN model (zie Figuur 3-2).



Figuur 3-2: Bathymetrie en uitvoerpunten golfmodel

De rode lijn in Figuur 3-3 duidt telkens de waarden aan voor een terugkeerperiode van 4000 jaar. Voor de dimensionering werd uiteindelijk de 95% bovengrens gekozen. Op te merken valt dat de lijn van de ondergrens voor de meeste punten samenvalt met een constante lijn op 0.6 m.



Figuur 3-3: Statistische verdeling voor de erosiediepte met bijhorend onzekerheidsinterval (uitvoerpunt 13). Dikke lijn = gemiddelde, dunne lijnen zijn respectievelijk boven- en ondergrens.

De berekende dikte wordt vervolgens vermeerderd met 0.5 m voor het opvangen van structuurvorming en voor het opvangen van schade door stormen die voorafgaan aan de maatgevende storm. De resulterende waarden zijn samengevat in onderstaande tabel.

Tabel 3-4: Waarden voor de kleidiktes in de verschillende uitvoerpunten.

Nr	X	Y	kleidikte [m]
10	139530	224730	2.30
11	139020	224910	2.70
13	138400	225020	2.50
15	137690	225170	2.70
16	136730	224820	2.50

Enkel de punten 1 t/m 10 liggen in België. De punten 11 t/m 16 liggen in Nederland. Op het NW-ZO gericht deel van de dijk (locaties 9 en 10) kan worden volstaan met een dikte van 2.3 m. In Nederland is de benodigde kleihoeveelheid opnieuw groter (2.5 à 2.7 m).

In werkelijkheid zal de benodigde kleidikte niet zo sterk van plaats tot plaats verschillen als door voorgaande formules wordt aangegeven. Daarom wordt voorgesteld het NW-ZO gericht deel van de dijk te ontwerpen met een kleidikte van 2.5 m.

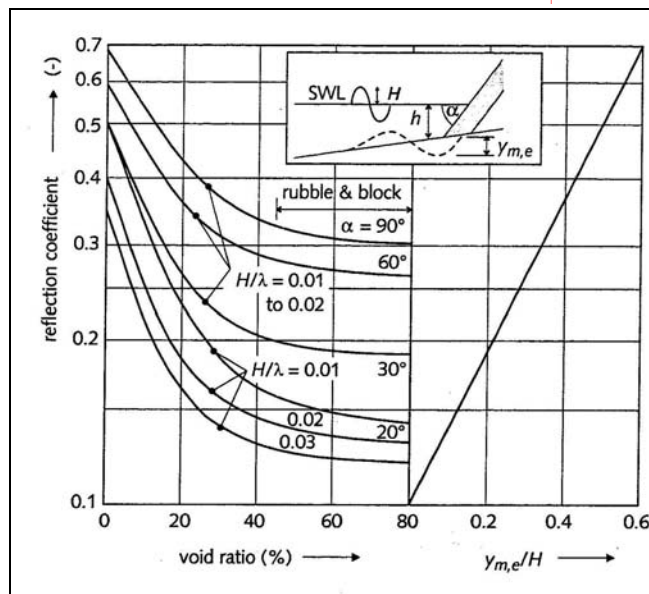
3.2.3.2.2 De teenconstructie

De teenconstructie bestaat uit stortsteen 10-60 kg van 0.5 meter dik en loopt door tot op een hoogte van +5.00 m TAW, het gemiddeld hoog water, opdat het onderste deel van de klei niet zou verweken. Deze stortsteen is bestand tegen de golfbelasting.

Onder de volledige teenconstructie wordt een grond dicht geotextiel voorzien.

Algemeen wordt aangenomen dat de maximale erosiediepte ten gevolge van golfwerking aan de teen van het talud ongeveer gelijk is aan de maximale hoogte van de niet gebroken golf [5]. Voor onderhavig ontwerp zou dit ongeveer 2 m bedragen. Dergelijke waarde geldt echter voor een verticale en ondoorlatende muur. Voor het zwak hellende talud van 24:4 (of 16:4 bij hogere waterpeilen) is de erosiediepte veel kleiner.

Op basis van een groot aantal proeven werden voor dergelijke situaties [5] de curven uit volgende figuur afgeleid.



Figuur 3-4: Evenwichtsdiepte van erosie i.f.v. de porositeit en de golfreflectie.

De taludhelling van 24:4 (of 9°) is lager en de H_s/λ^1 verhouding van 0.05 is hoger dan wat voorkomt in de figuur. Het is dus een conservatieve aanname een taludhelling van 20° en een H_s/λ verhouding van 0.03 te nemen bij een voorkomen van 25% holle ruimte. Hieruit volgt een evenwichtsdiepte voor de erosie van:

$$y_{m,e} = 0.15 \cdot H_s = 0.3m$$

De lengte van de teenconstructie dient 2 à 3 malen de evenwichtsdiepte te bedragen [5].

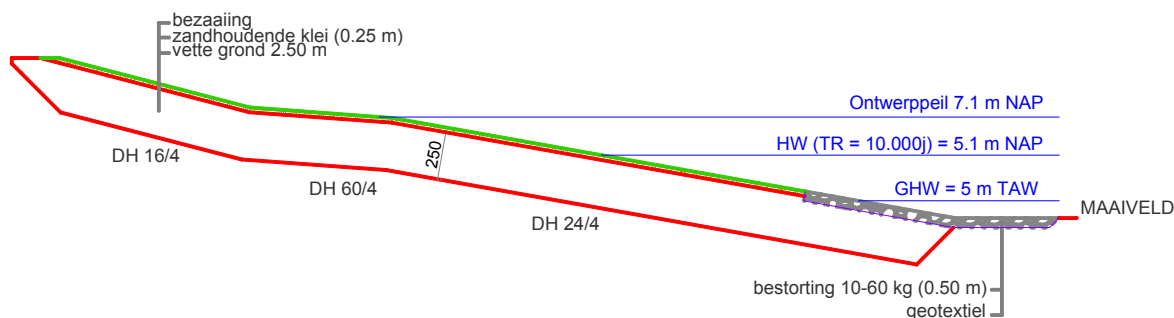
Conform het technisch rapport steenzettingen [23] wordt een steenbestorting met een minimale sortering van 10-60 kg toegepast over een breedte van 5 meter. De laagdikte bedraagt 2 x D_{n50} of 0.5 meter.

Het geotextiel wordt doorgetrokken tot het einde van de steenbestorting.

3.2.3.2.3 Dwarssectie bekleding

Op de klei komt 0.25 cm zandhoudende klei voor de vegetatie. Onder GHW en boven het ontwerppeil kan de dikte van de klei afnemen.

¹ H_s =significante golfhoogte, 2.1 meter in dit geval
 λ = golflengte, 39 meter in dit geval



Figuur 3-5: Dwarssectie bekleding

3.2.3.3 Geotextiel

Het geotextiel onder het asfalt (en onder de breuksteen van de teen) moet waterdoorlatend en grond dicht zijn. Het moet voldoende sterk zijn om de belastingen te weerstaan en, aangezien de dijk een groene invulling krijgt, moet het textiel ook doorgroeibaar zijn. Dit alles resulteert in de volgende voorwaarden:

Eisen m.b.t. de gronddichtheid:

$$O_{90} < 10 \cdot D_{b50}$$

$$O_{90} < 2 \cdot D_{b90}$$

$$O_{90} < 100 \cdot \mu_m$$

Hierin zijn:

- O_{90} poriënafmeting van het geotextiel die correspondeert met de gemiddelde diameter van een zandfractie waarvan 10% door het geotextiel valt
- D_{b90} korreldiameter van het basismateriaal die voor 90% van het materiaal op basis van het gewicht wordt onderschreden
- D_{b50} korreldiameter van het basismateriaal die voor 50% van het materiaal op basis van het gewicht wordt onderschreden

De karakteristieken van de onderliggende kleilaag zijn nog niet bekend, maar de opening zal kleiner moeten zijn dan 0.100 mm.

Om dichtslibben van het textiel tegen te gaan, moet bovendien gelden:

$$\frac{O_{90}}{D_{b90}} < 0.5 \text{ of } \frac{O_{90}}{D_{b90}} > 1.0$$

Eisen m.b.t. de doorlatendheid

De doorlatendheid van het geotextiel moet vele malen groter zijn dan die van de basislaag (klei in dit geval).

De eerste eis vertaalt zich als:

$$k_g \geq c \cdot k_b$$

Waarin:

- k_g de doorlatendheid van het geotextiel
- k_b de doorlatendheid van de basislaag
- c een vermenigvuldigingsfactor

De doorlatendheid van de toplaag van klei bedraagt na enige tijd 10^{-4} à 10^{-5} m/s [16]. Dit is veel groter dan de literatuurwaarden die voor klei worden gevonden (10^{-8} à 10^{-10} m/s). De reden hiervoor is dat de klei na zekere tijd een bodemstructuur krijgt (door weersinvloeden en de bedrijvigheid van dieren).

Voor de waarde c wordt voor cohesieve gronden onder een niet-stationaire belasting als golfklap de waarde 100 genomen [3].

$$k_g \geq 10^{-3} \text{ m/s}$$

Andere eisen

Het geotextiel moet een minimale oppervlaktegewicht hebben van 200 g/m^2 . Er zijn geen bijzondere eisen m.b.t. het materiaal (PET, PP, PE of PA).

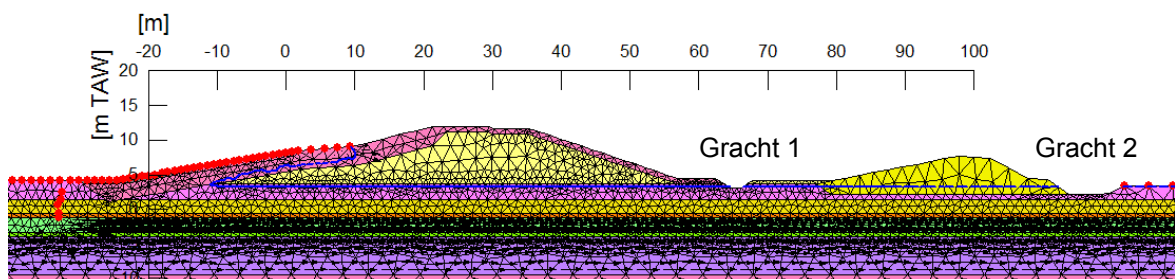
Het geotextiel moet een temperatuur van 130 à 140°C kunnen weerstaan.

De geotextielen worden loodrecht op de dijkkuin aangebracht. De (verticale) overlapping tussen twee textielen bedraagt 50 cm .

3.2.4 Interne erosie en afschuiving

3.2.4.1 Zandmeevoerende wellen

De meest kritieke zones, zijn deze waar de afdichtende laag het dunst is en/of het bovenliggende grondpakket slechts een beperkte dikte heeft. In deze configuratie zullen de zones ter hoogte van de grachten het meest bepalend zijn voor het opbarstcriterium. In deze zones werd het opbarsten nagegaan. Uit de SEEP/W berekeningen werden de twee parameters gehaald om de potentialen te berekenen. Door combinatie van beide parameters, werd de veiligheid tegen opbarsten bepaald. In alle gevallen bleek de veiligheid voldoende groot. De resultaten staan vermeld in Tabel 3-5 en Tabel 3-6. Figuur 3-6 geeft een voorstelling van de watervoerende laag en de locatie van de grachten. De veiligheden tegen opbarsten zijn voldoende groot. Hierdoor worden geen fenomenen als piping en heave verwacht.



Figuur 3-6 - Sondering S4 watervoerende laag en locatie van de grachten

Tabel 3-5: Controle opbarsten sondering S4

Sondering S4: Veenlaag – Gracht 1						
x [m]	Watertafel h_p [m TAW]	φ_z [m TAW]	φ_z-h_p [m TAW]	$\varphi_{z,g}$ [m TAW]	$\varphi_{z,g}-h_p$ [m TAW]	FS
62.42	3.22	6.00	2.78	10.73	7.51	2.70
63.52	3.20	5.97	2.76	10.72	7.51	2.72
64.11	3.21	5.95	2.74	10.72	7.51	2.74
64.69	3.21	5.93	2.72	10.72	7.51	2.76
65.44	3.25	5.90	2.65	10.76	7.51	2.83
66.19	3.25	5.88	2.63	10.76	7.51	2.86
67.48	3.23	5.84	2.60	10.74	7.51	2.88
Sondering S4: Zandige kleilaag – Gracht 1						
x [m]	Watertafel h_p [m TAW]	φ_z [m TAW]	φ_z-h_p [m TAW]	$\varphi_{z,g}$ [m TAW]	$\varphi_{z,g}-h_p$ [m TAW]	FS
62.42	3.22	4.82	1.60	6.28	3.06	1.91
63.52	3.20	4.82	1.61	6.27	3.06	1.90
64.11	3.21	4.82	1.61	6.27	3.06	1.90
64.69	3.21	4.82	1.61	6.27	3.06	1.90
65.44	3.25	4.82	1.57	6.31	3.06	1.95
66.19	3.25	4.82	1.57	6.31	3.06	1.95
67.48	3.23	4.81	1.58	6.29	3.06	1.93
Sondering S4: Veenlaag – Gracht 2						
x [m]	Watertafel h_p [m TAW]	φ_z [m TAW]	φ_z-h_p [m TAW]	$\varphi_{z,g}$ [m TAW]	$\varphi_{z,g}-h_p$ [m TAW]	FS
110.89	3.20	4.44	1.24	9.02	5.81	4.71
112.29	3.20	4.39	1.19	9.02	5.81	4.88
113.69	3.20	4.35	1.15	9.02	5.81	5.07
115.08	3.36	4.31	0.94	9.18	5.81	6.19
116.48	3.40	4.26	0.86	9.22	5.81	6.79
117.88	3.39	4.22	0.82	9.21	5.81	7.06
119.27	3.30	4.17	0.87	9.11	5.81	6.65
Sondering S4: Zandige kleilaag – Gracht 2						
x [m]	Watertafel h_p [m TAW]	φ_z [m TAW]	φ_z-h_p [m TAW]	$\varphi_{z,g}$ [m TAW]	$\varphi_{z,g}-h_p$ [m TAW]	FS
110.89	3.20	3.26	0.06	4.57	1.36	24.54
112.29	3.20	3.26	0.06	4.57	1.36	23.78
113.69	3.20	3.28	0.07	4.57	1.36	18.99
115.08	3.36	3.36	-0.01	4.73	1.36	-
116.48	3.40	3.41	0.00	4.77	1.36	599.92
117.88	3.39	3.40	0.01	4.76	1.36	129.98
119.27	3.30	3.36	0.07	4.66	1.36	20.50

Tabel 3-6 – Controle opbarsten sondering S5

Sondering S5: Veenlaag						
x [m]	Watertafel h_p [m TAW]]	φ_z [m TAW]	φ_z-h_p [m TAW]	$\varphi_{z,g}$ [m TAW]	$\varphi_{z,g}-h_p$ [m TAW]	FS
64.57	3.22	4.38	1.16	9.12	5.90	5.08
65.64	3.25	4.34	1.08	9.15	5.90	5.45
66.39	3.30	4.30	1.00	9.20	5.90	5.88
67.15	3.40	4.27	0.87	9.29	5.90	6.78
68.37	3.43	4.21	0.78	9.33	5.90	7.57
69.60	3.38	4.16	0.77	9.28	5.90	7.62
70.73	3.27	4.11	0.83	9.17	5.90	7.08
71.87	3.20	4.06	0.86	9.10	5.90	6.89
Sondering S5: Zandige kleilaag						
x [m]	Watertafel h_p [m TAW]]	φ_z [m TAW]	φ_z-h_p [m TAW]	$\varphi_{z,g}$ [m TAW]	$\varphi_{z,g}-h_p$ [m TAW]	FS
64.57	3.22	3.25	0.03	4.67	1.45	46.51
65.64	3.25	3.28	0.02	4.70	1.45	61.97
66.39	3.30	3.30	0.00	4.75	1.45	26415.65
67.15	3.40	3.32	-0.07	4.84	1.45	-
68.37	3.43	3.34	-0.10	4.88	1.45	-
69.60	3.38	3.31	-0.07	4.83	1.45	-
70.73	3.27	3.27	-0.01	4.72	1.45	-
71.87	3.20	3.23	0.03	4.65	1.45	54.89

Ter hoogte van de Zeedijk van de Prosperpolder werd een kreekrestant terug gevonden. Op die locatie werden echter nog geen sonderingen uitgevoerd. Bijgevolg kan daar nog geen uitsluitel gegeven worden over de grondcondities. Voor de uitvoering van de nieuwe primaire dijk dienen langs het tracé van de Zeedijk van de Prosperpolder nog sonderingen uitgevoerd te worden. De reeds opgestelde grondlagenopbouw wordt op basis van deze sonderingen gecontroleerd. Bij grote afwijkingen dient verdere controle van de dijken te worden uitgevoerd en eventueel aanpassingen aan het bestaande ontwerp te worden doorgevoerd zonder zware ingrepen te moeten uitvoeren. Mogelijke wijzigingen zijn bv. verhogen/verlagen van kruinhoogte bij uitvoering tgv. ander zettingspatroon (de uiteindelijke kruinhoogte zal niet wijzigen) of het aanbrengen van een diepwand buitendijks in de grond aan de teen van de dijk wanneer blijkt dat de kwel te groot wordt (bv. ter plaatse van kreekrestant).

3.2.4.2 Afschuiving

De berekeningen gebeurden met SLOPE/W. Dit softwarepakket houdt geen rekening met de schade- en gevoeligheidsfactoren. Het afschuifcriterium kan echter snel omgevormd worden naar een voorwaarde voor het binnen- en het buitentalud in functie van de veiligheidsfactor uit SLOPE/W.

$$\gamma = \frac{M_{rm}}{\gamma_n \gamma_d M_a} \geq 1 \Rightarrow \begin{cases} \text{Buitentalud} : \frac{M_{rm}}{M_a} \geq 1,0 \\ \text{Binnentalud} : \frac{M_{rm}}{M_a} \geq 1,1 \end{cases}$$

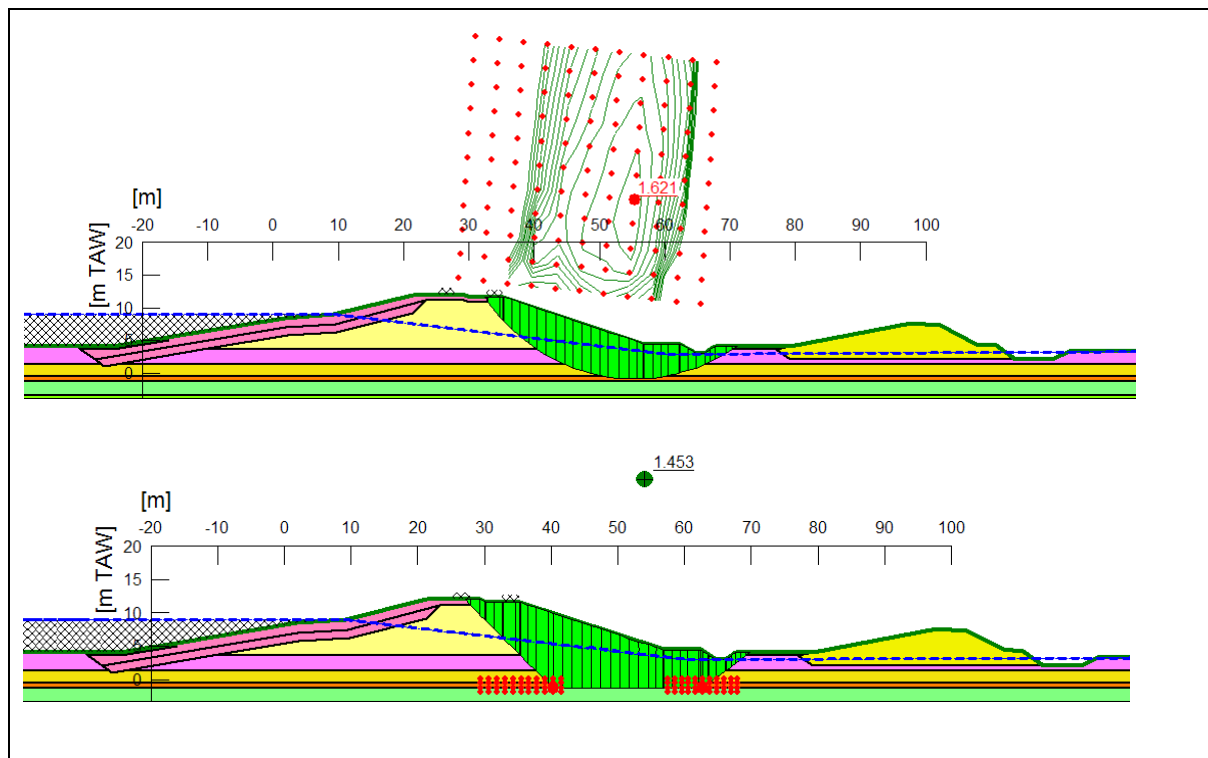
In Tabel 3-7 en Tabel 3-8 wordt de veiligheid tegen afschuiven ter hoogte van respectievelijk sondering 4 en sondering 5 weergegeven voor de verschillende soorten glijvlakken. Er blijkt dat in alle gevallen voldaan is aan het afschuifcriterium. Figuur 3-7 en Figuur 3-8 geven telkens de geometrie van de dijk en het meest kritieke glijvlak in geval van cirkelvormige en rechte glijvlakken.

Bij de controle van het afschuifcriterium bij hoogwater werden twee gevallen beschouwd. Er werd enerzijds gerekend met freatisch oppervlak uit SEEP/W en anderzijds met een zelf gedefinieerd freatisch oppervlak. Het eerste vertoont namelijk een terugval door de afdekkende kleilaag van de dijk. Het tweede vertoont een lineair verval tussen grondwaterstand en het buitendijks waterpeil (Scheldepeil). Het staat ter discussie of deze terugval over de kleilaag effectief optreedt, vandaar dat beide gevallen werden beschouwd.

Verder werd er ook een onderscheid gemaakt tussen cirkelvormige en rechte glijvlakken. Wanneer er in het grondlagenprofiel een slappe dunne laag voorkomt, is het namelijk mogelijk dat het afschuiven langs deze laag eerder optreedt dan via een cirkelvormige glijvlak.

Tabel 3-7: Afschuiving t.h.v. sondering S4 - veiligheid

	FO	MSeep	lineair	lineair
	Glijvlakken	Gekromd	Gekromd	Recht
Buitenwaarts	HW	2.573	2.494	2.268
	LW	2.443	-	2.170
Binnenwaarts	HW	1.679	1.621	1.453
	LW	1.740	-	1.496

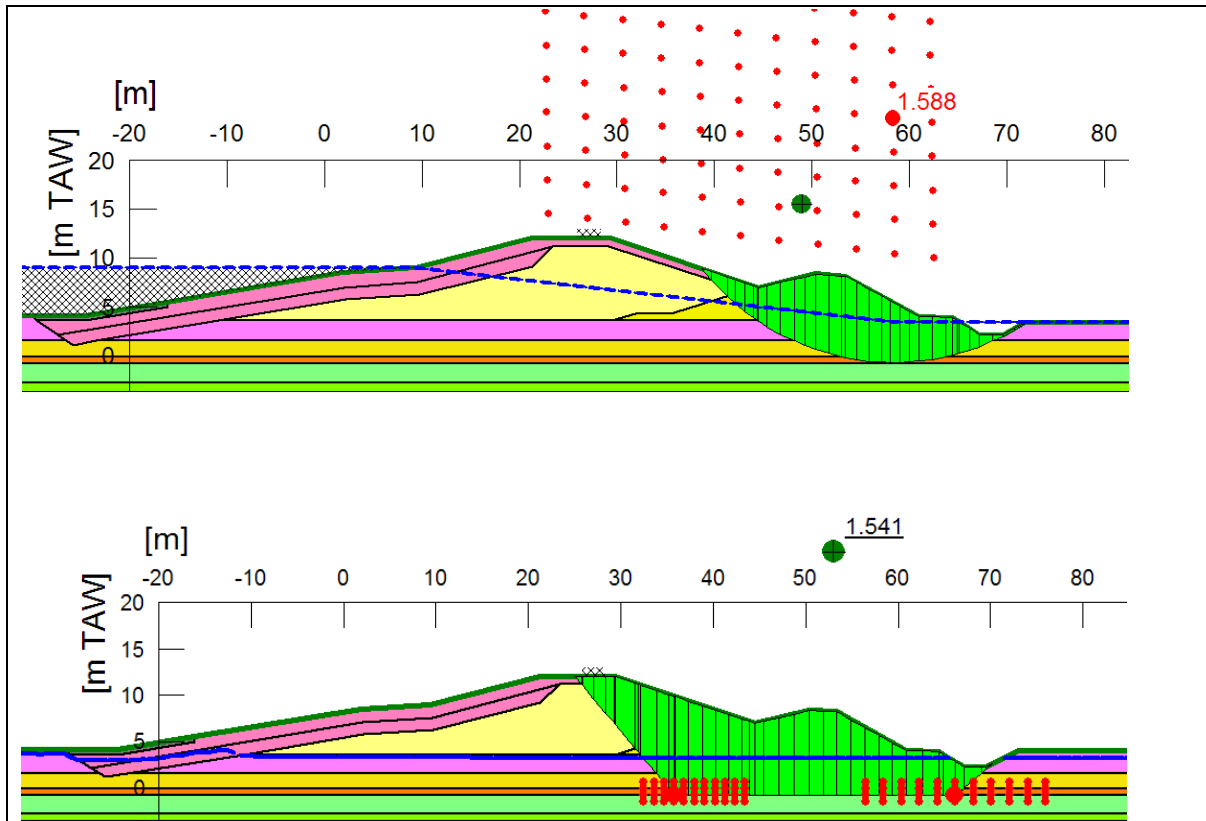


Figuur 3-7: Afschuiving t.h.v sondering S4 - meest kritieke glijvlakken

Tabel 3-8: Afschuiving t.h.v. sondering S5 - veiligheid

FO	MSeep	lineair	lineair
----	-------	---------	---------

	Glijvlakken	Gekromd	Gekromd	Recht
Buitenwaarts	HW	2.718	2.645	2.187
	LW	2.482	-	2.154
Binnenwaarts	HW	1.686	1.588	1.755
	LW	1.758	-	1.541



Figuur 3-8: Afschuiving t.h.v. sondering S5 - meest kritieke glijvlakken

4 REFERENTIES

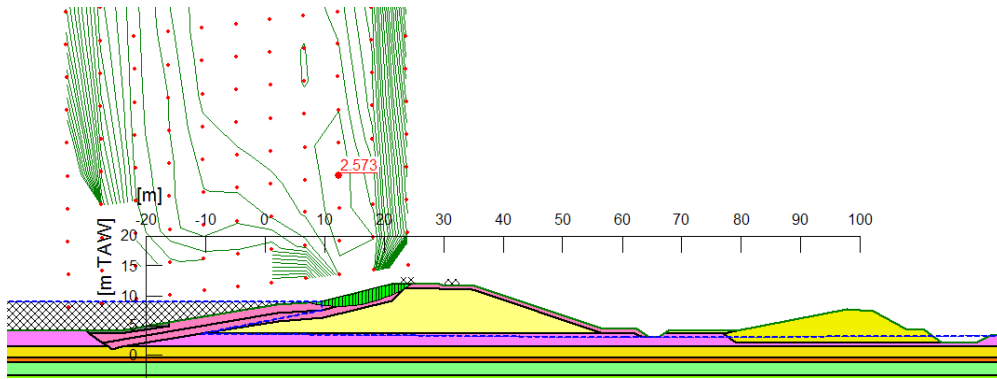
- [1] Antwerpse Zeehavendienst, 1994. Overzicht van de tijwaarnemingen in het Zeescheldebekken gedurende het decennium 1981-1990
- [2] CUR 168a, 1994. Oeverbeschermingsmaterialen.
- [3] CUR 174, 1995. Geotextielen in de waterbouw
- [4] de Ronde et al. De keerzijde van ons klimaat. Rijkswaterstaat, RIKZ en RIZA, Univ Utrecht, IMAU
- [5] Hoffmans G.J.C.M. en Verheij H.J., 1997. Scour manual.
- [6] IMDC, 2006. Golfklimaat Hedwige- en Prosperpolder, I/RA/11293/06.055/SRI.
- [7] IMDC, 2006. Degand E., Van Echelpoel E. (2006). Case study Durmevallei en Prosperpolder - Deelopdracht 5: Procesondersteunende tools - Grondwaterstudie voor de ontpoldering van de Prosperpolder en Hedwige polder. Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap/Departement LIN/Admin. Waterwegen en Zeewezen/Afdeling Zeeschelde.
- [8] IMDC, 2006. Case study Durmevallei en Prosperpolder. Deelopdracht 5: Procesondersteunende tools. Volume 3: Hydrodynamische en morfologische studies ontpoldering Noordelijke Gebieden.
- [9] IMDC, 2006. Case study Durmevallei en Prosperpolder. Deelopdracht 5: Procesondersteunende tools. Bouwkundige voorontwerpstudies voor de ontpoldering van de Noordelijke Gebieden.
- [10] Ministerie van Verkeer en Waterstaat (2001). Hydraulische randvoorwaarden 2001 voor het toetsen van primaire waterkeringen. Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde
- [11] RWS (2007). Memo van Robert Vos dd. 21 juni 2007 met als onderwerp 'Commentaar rapportage Technum Hedwige-prosperpolderdijken'
- [12] Schoeters K. et al, 1999. Studie "kader voor rapportering van 'Climate Change'-effecten in België: uitwerking en toepassing". Federale diensten voor Wetenschappelijke, Technische en Culturele aangelegenheden
- [13] Soresma, 2006. Ontwikkeling van een intergetijdengebied in Hedwige- en Prosperpolder: Concept-MER. Soresma/124215045. In opdracht van W&Z.
- [14] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1985). Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. (Deel1-bovenrivierengebied/Deel2-benedenrivierengebied)
- [15] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1994). Handreiking Constructief Ontwerpen.
- [16] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1996). Technisch Rapport Klei voor Dijken.
- [17] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1998). Technisch rapport Erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding.

- [18] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1999). Leidraad Toetsen op Veiligheid. Rijkswaterstaat, DWW.
- [19] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1999). Leidraad Zee- en meerdijken – Basisrapport
- [20] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (1999). Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen.
- [21] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (2001). Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies.
- [22] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (2002). Technisch Rapport Golfloop en Golfoverslag bij Dijken.
- [23] Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (2003). Technisch Rapport Steenzettingen
- [24] Technum, 2007. Technische detailstudie Hedwige- Prosperpolder – dijken. Ontwerphypothesen.
- [25] Technum, 2007. Ontwerp-dijkverleggingsplan, Hulst, Hertogin Hedwigepolder
- [26] Van Cauwenberghe C., 1999. Relative Sea Level Rise along the Belgian coast: analyses and conclusions with respect to the high water, the mean water and the low water levels. AWZ, afdeling Waterwegen Kust
- [27] Vlaamse Overheid – Departement Mobiliteit en Openbare Werken – Afd. Geotechniek (2007). Noordelijk gedeelte Prosperpolder Boringen en laboratoriumonderzoek.

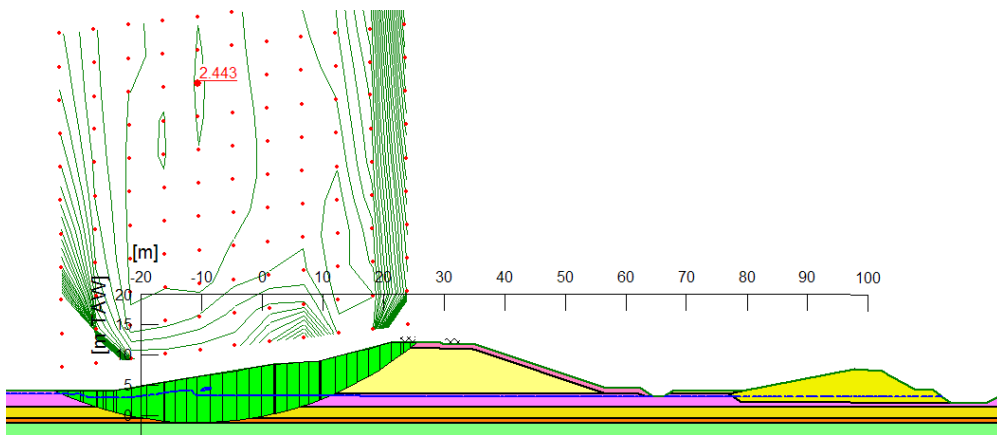
5 BIJLAGEN

BIJLAGE 1
GLIJVLAKKEN DIJKPROFIELEN T.H.V. SONDERING S4 EN S5

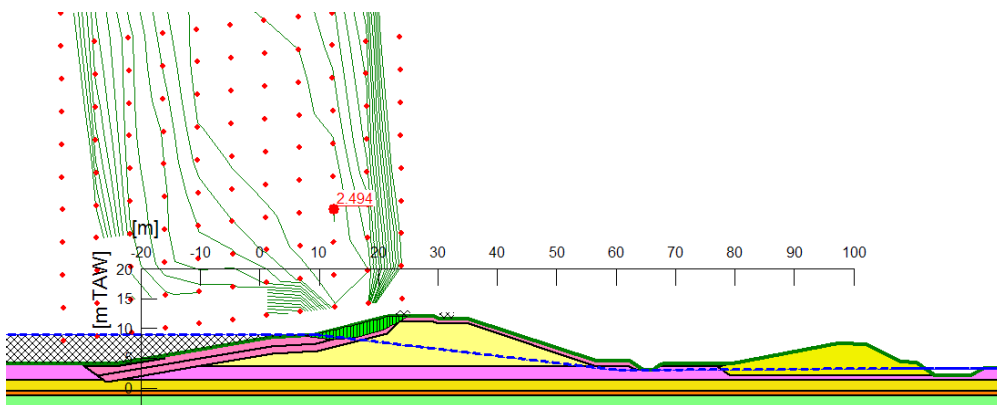
SONDERING S4



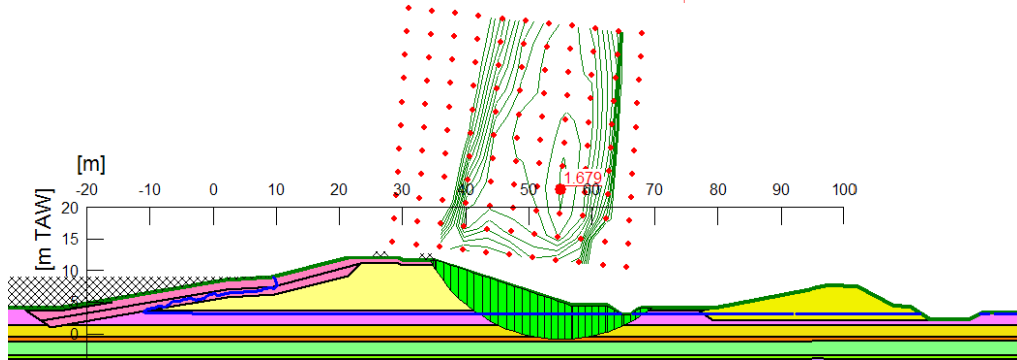
Figuur 9 Algemene glijding - S58 - buitenwaarts (s = 2.573)



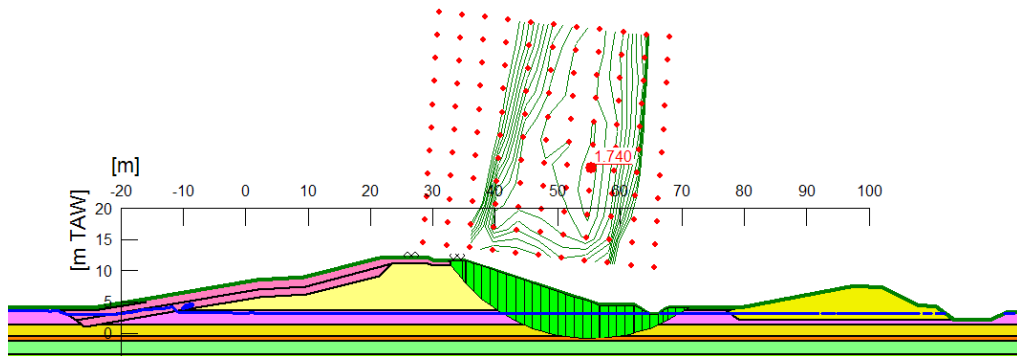
Figuur 10 Algemene glijding – S4 -buitenwaarts (s = 2.443)



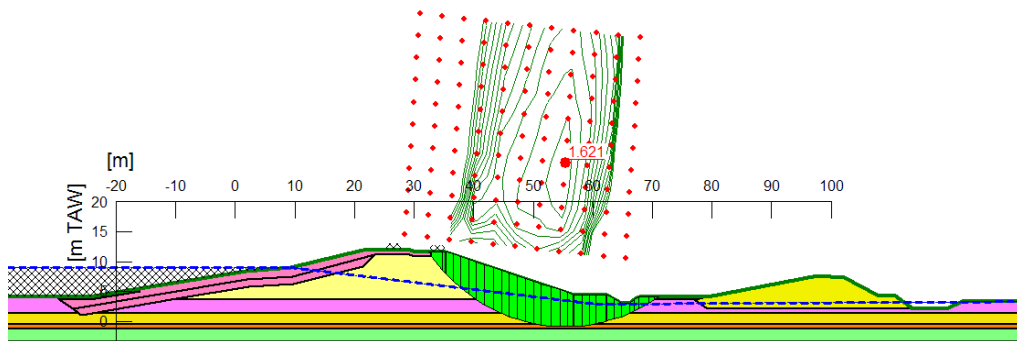
Figuur 11 Algemene glijding – S4 - buitenwaarts - aanpassen FO (s = 2.494)



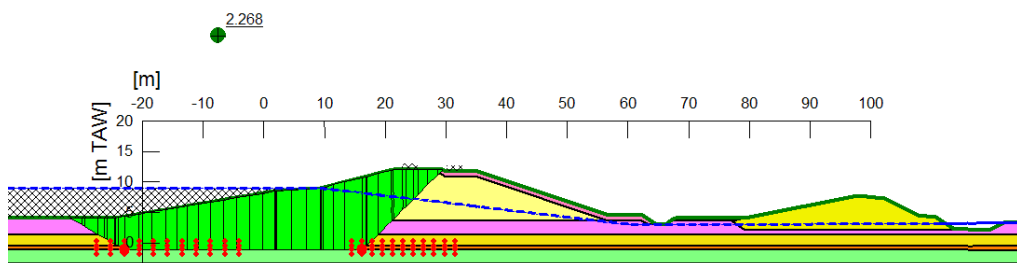
Figuur 12 Algemene glijding – S4 – binnenwaarts – aanpassen FO (s = 1.679)



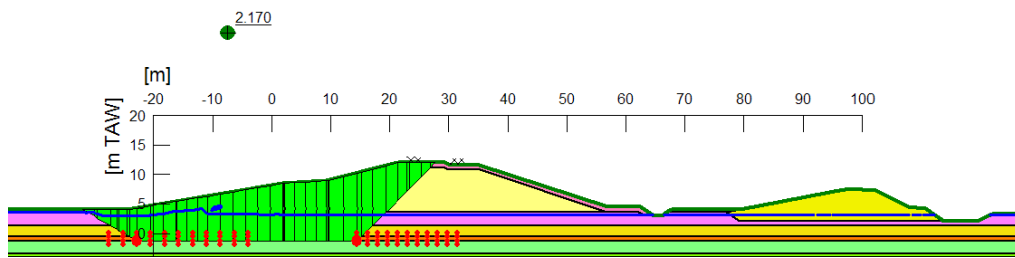
Figuur 13 Algemene glijding – S4 – binnenwaarts (s = 1.740)



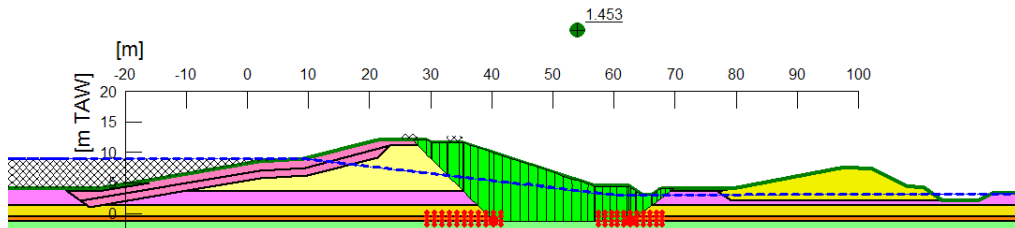
Figuur 14 Algemene glijding – S4 – binnenwaarts – aanpassen FO (s = 1.621)



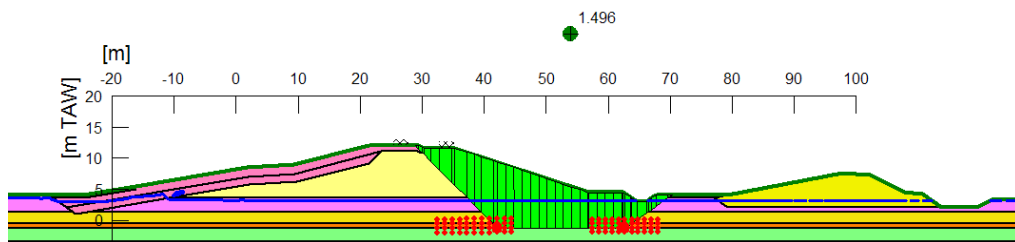
Figuur 15 Algemene glijding – S4 – buitenwaarts – aanpassen FO+glijvlak (s = 2.268)



Figuur 16 Algemene glijding – S4 – buitenwaarts – aanpassen FO+glijvlak (s = 2.170)

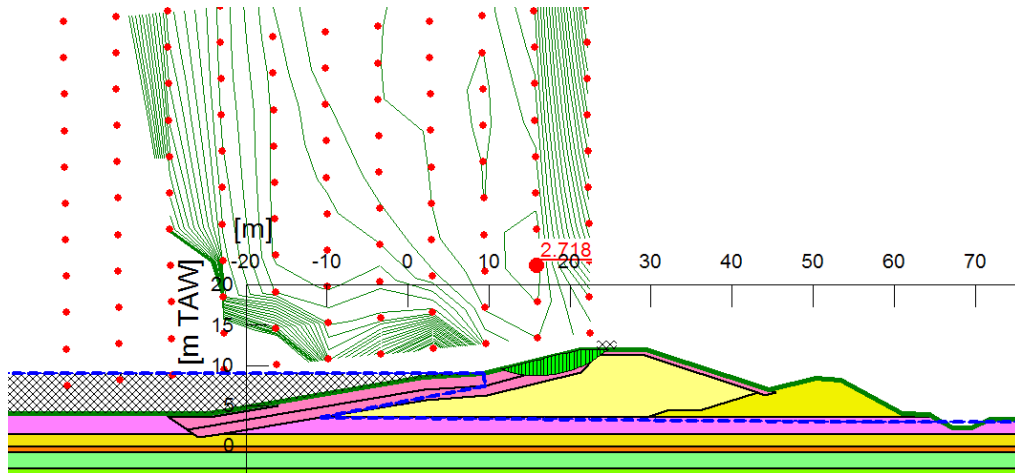


Figuur 17 Algemene glijding – S4 – binnenwaarts – aanpassen FO+glijvlak (s = 1.453)

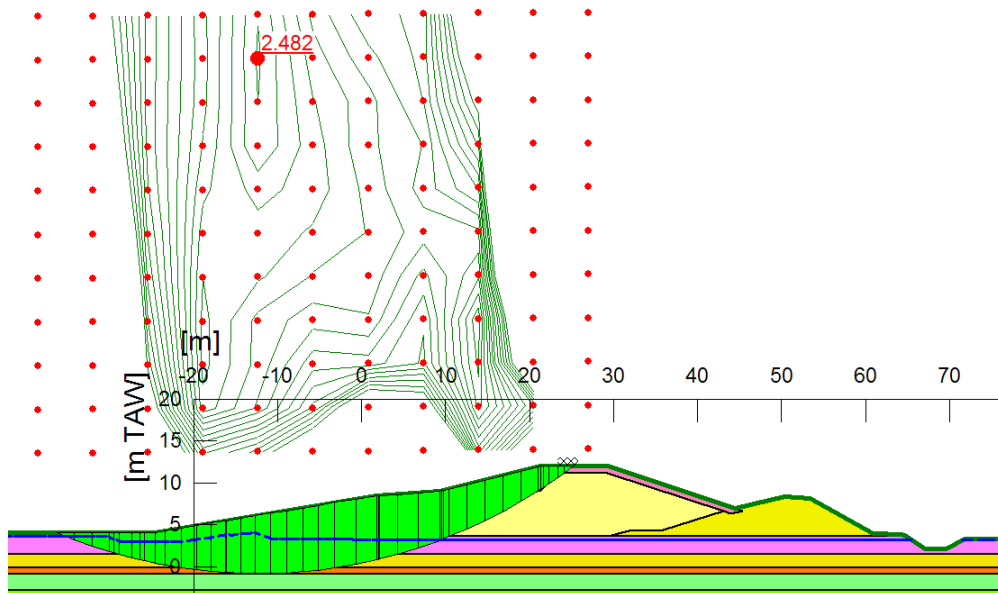


Figuur 18 Algemene glijding – S4 – binnenwaarts – aanpassen FO+glijvlak (s = 1.496)

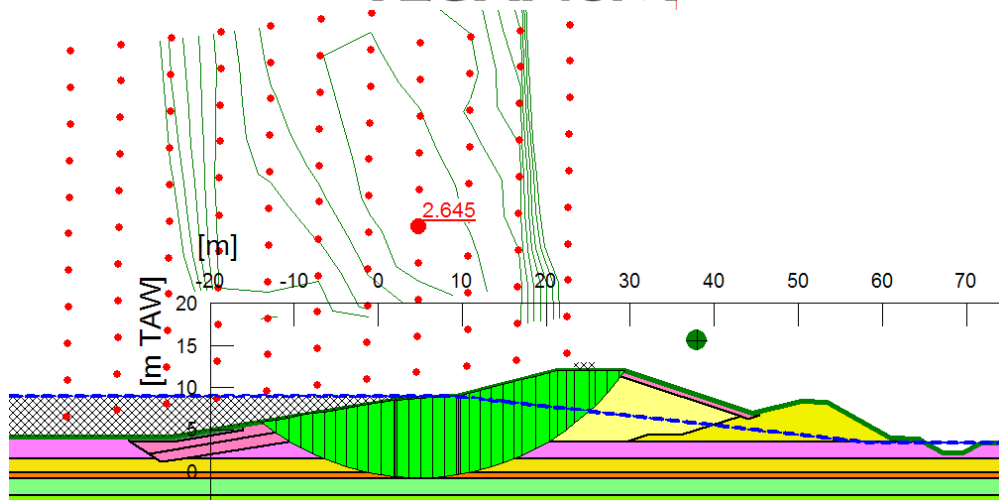
SONDERING S5



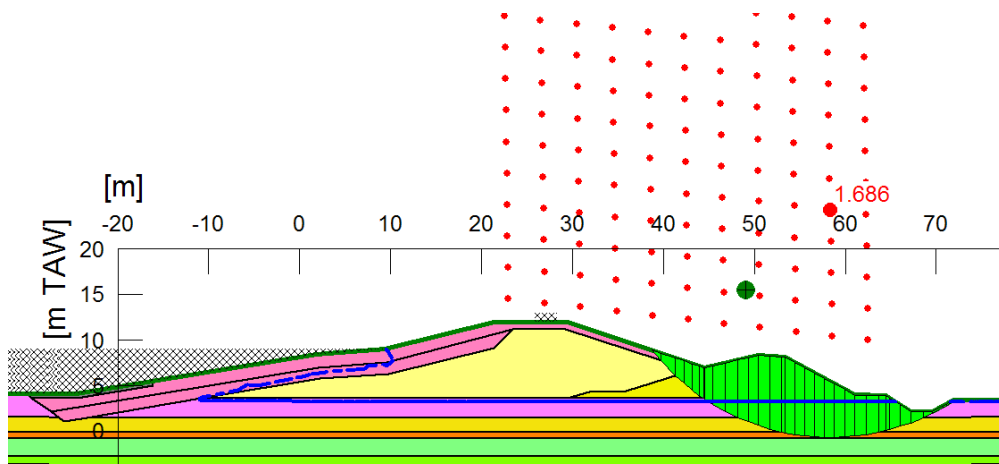
Figuur 19 Algemene glijding – S5 – buitenwaarts (s = 2.718)



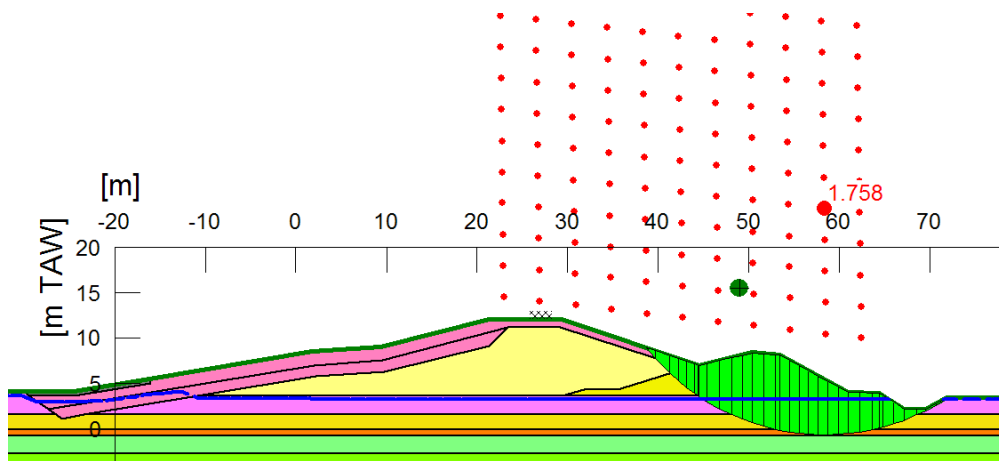
Figuur 20 Algemene glijding - S5 - buitenwaarts (s = 2.482)



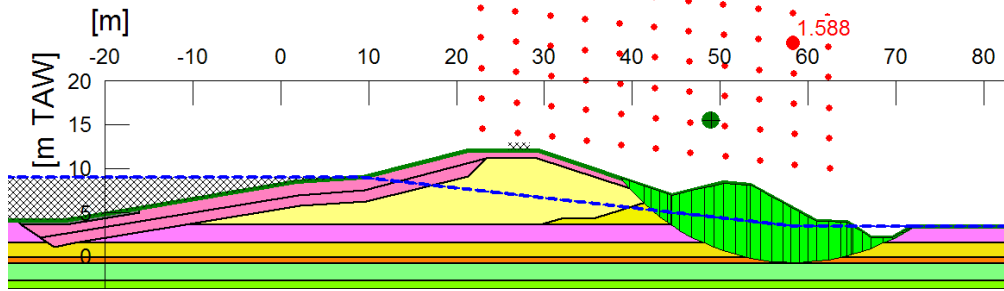
Figuur 21 Algemene glijding – S5 – buitenwaarts – aanpassen FO (s = 2.645)



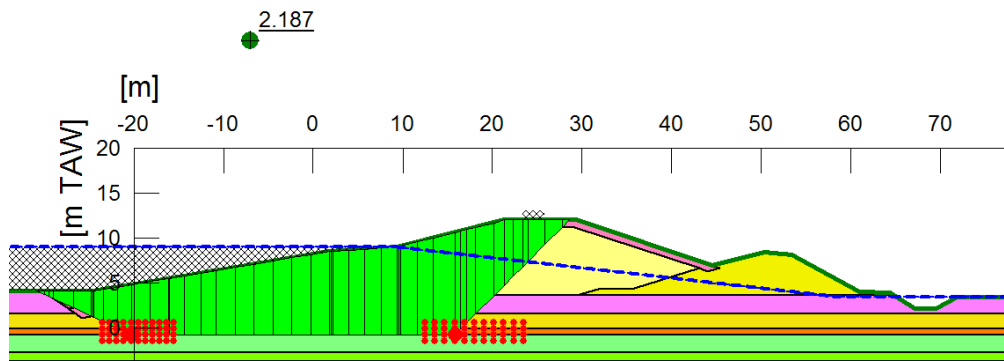
Figuur 22 Algemene glijding – S5 – binnenwaarts (s = 1.686)



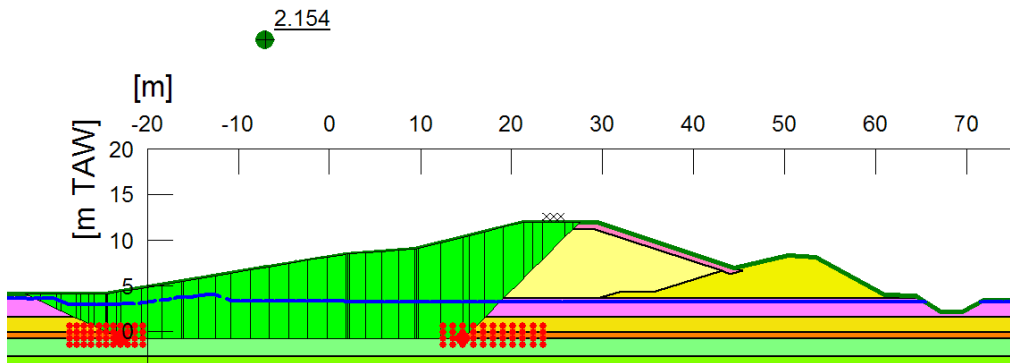
Figuur 23 Algemene glijding – S5 – binnenwaarts (s = 1.758)



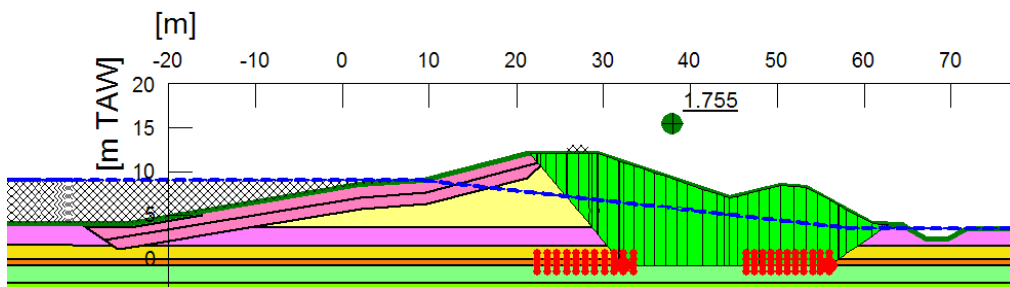
Figuur 24 Algemene glijding – S5 – binnenwaarts – aanpassen FO (s = 1.588)



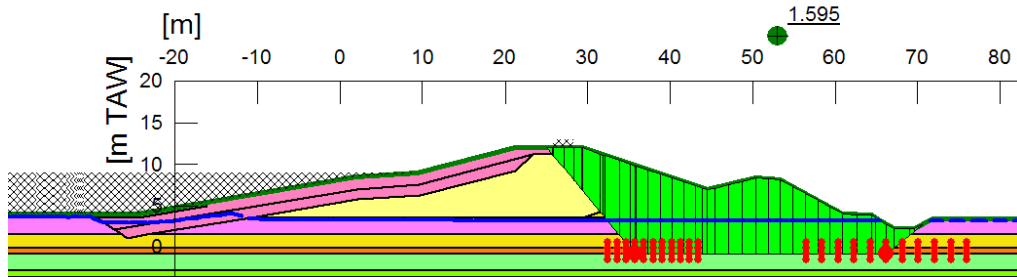
Figuur 25 Algemene glijding - S50 - buitenwaarts - aanpassen FO+glijvlak (s = 2.187)



Figuur 26 Algemene glijding - S50 - buitenwaarts - aanpassen FP+glijvlak (s = 2.154)

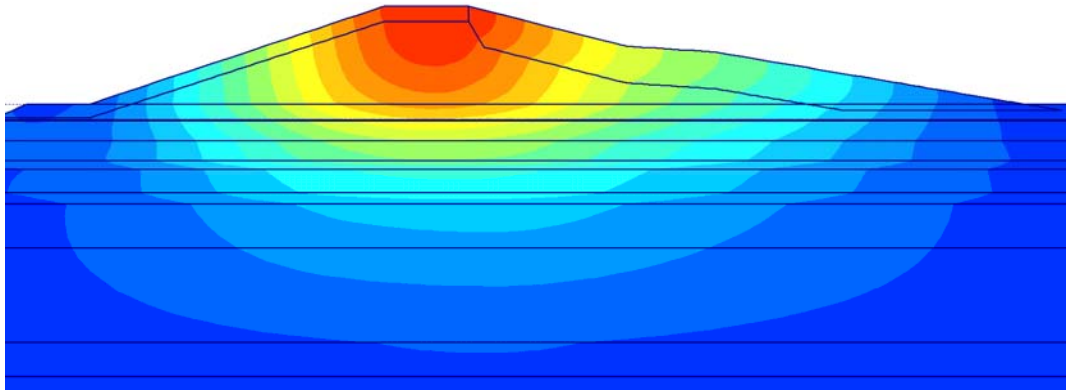


Figuur 27 Algemene glijding – S5 – binnenwaarts – aanpassen FO+glijvlak (s = 1.755)

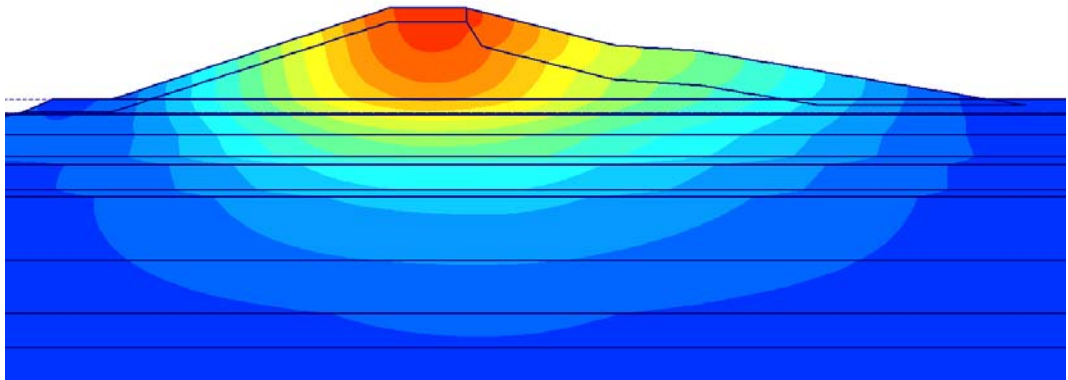


Figuur 28 Algemene glijding – S5 – binnenwaarts – aanpassen FO+glijvlak (s = 1.595)

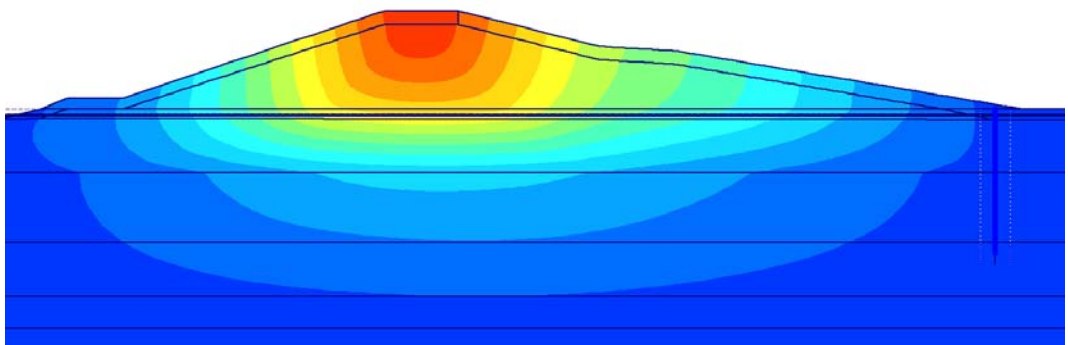
BIJLAGE 2
ZETTINGEN DIJKPROFIELEN T.H.V. SONDERING S4, S5 EN
S58



Figuur 29 Zettingen tpv profiel S5 – 0.55 m



Figuur 30 Zettingen tpv profiel S4 – 0.54 m



Figuur 31 Zettingen tpv profiel S58 (B) – 0.63 m