

## **Groningse kades en dijken bij geïnduceerde aardbevingen**

**Globale analyse van sterkte en benodigde  
maatregelen**





# **Groningse kades en dijken bij geïnduceerde aardbevingen**

**Globale analyse van sterkte en benodigde maatregelen**

ir. M.A.T. Visschedijk  
dr.ir. P. Meijers  
ir. R van der Meij  
ir. E.H. Chbab  
drs. G.A.M. Kruse  
B.E. Zuada Coelho  
ir. D.S. Nugroho  
ir. C.M. Wesselius  
dr.ir. W.J. de Lange  
dr. G.A. van den Ham

1208624-002



**Titel**

Groningse kades en dijken bij geïnduceerde aardbevingen

<b>Opdrachtgever</b>	<b>Project</b>	<b>Kenmerk</b>	<b>Pagina's</b>
Ministerie van Economische Zaken	1208624-002	1208624-002-GEO-0003	215

Zaken

**Classificatie**

vertrouwelijk tot nader order

**Trefwoorden**

Aardbeving, gaswinning, waterkering

**Samenvatting**

Dit rapport doet verslag van een globale beoordeling van de gevoeligheid van de Groningse zeedijken en boezemkades voor aardbeving door gaswinning. Ongeveer 70 km zeedijken en 700 km boezemkades zijn beschouwd. Het doel van de beoordeling is om een antwoord te geven op de volgende twee vragen: (a) welke locaties hebben bij verbetering prioriteit in relatie tot de voorspelde toekomstige zwaarte van de aardbevingen; (b) welke maatregelen zijn effectief in termen van functionaliteit en risicoreductie.

Bij de beoordeling is in principe de huidige veiligheidsnorm voor Groningse keringen gebruikt. Deze is geïnterpreteerd als de maximaal toelaatbare jaarlijkse kans op een overstroming. De huidige norm is 1:4000 per jaar voor de zeedijken en 1:100 per jaar voor de boezemkades.

Hoofdstuk 2 geeft een overzicht van de gebruikte basisgegevens, van de geselecteerde keringen, van de laatste toetsing van de zeedijken en van de door KNMI voorspelde kansverdeling voor de aardbevingsbelasting. Voor de geselecteerde keringen zijn waterstandstatistieken afgeleid (hoofdstuk 3) en zijn ondergrondscenario's opgesteld met kans van voorkomen (Bijlage J).

Voor de regionale keringen was door de beheerders nog geen volledige toetsing uitgevoerd voor de situatie zonder aardbevingsbelasting. Daarom is voor deze keringen eerst een globale analyse uitgevoerd van deze situatie (paragraaf 5.1 en 6.3). Uit de analyse blijkt dat circa 51 % van de beschouwde lengte van regionale keringen naar verwachting volledig aan de norm voldoet. De kruin van circa 21 % is alleen te laag, de basis van circa 22 % is alleen te smal en circa 6 % is zowel te laag als te smal. Deze verwachting is gebaseerd op de veronderstelling dat de locaties van ongunstige ondergrondscenario's voordien zullen worden ingesloten met hulp van nader grondonderzoek.

De strekkingen die niet voldoen zijn vervolgens fictief verbeterd, om daarna de aardbevingsgevoeligheid te kunnen beoordelen. De fictieve verbetering is gebaseerd op het meest ongunstige ondergrondscenario. Vervolgens is de veiligheid bij een combinatie van aardbevingsbelasting en waterbelasting beoordeeld. Dat is gebeurd voor wat betreft macro-instabiliteit (afschuiven van een grondmoot uit de kering) en ontoelaatbare kruindaling. De toegepaste methodiek en -modellen worden beschreven in Hoofdstuk 4. De methodiek houdt rekening met de voorgeschreven veiligheidsnorm. De methodiek houdt ook rekening met de lage waarschijnlijkheid dat een extreem hoge waterstand en een extreem grote aardbeving tegelijk zullen optreden. Uit een globale analyse (paragraaf 5.2, 5.3, 6.4 en 6.5) blijkt dat ongeveer 40 km van de zeedijken en ongeveer 45 km van de (fictief verbeterde) regionale keringen naar verwachting niet voldoet. Deze verwachting is weer gebaseerd op de veronderstelling dat de locaties van ongunstige ondergrondscenario's voordien zullen worden ingesloten met hulp van nader grondonderzoek.

De klassieke methoden voor verbetering (verhogen en verbreden) en voor risicobeheersing (vastgelegd in een calamiteitenplan) zijn ook effectief in het geval van aardbevingsbelasting. Op mogelijke probleemlocaties kan de aardbevingsgevoeligheid van zandlagen wellicht

**Titel**  
Groningse kades en dijken bij geïnduceerde  
aardbevingen

**Opdrachtgever** Ministerie van Economische Zaken  
**Project** 1208624-002  
**Kenmerk** 1208624-002-GEO-0003  
**Pagina's** 215  
**Classificatie**  
vertrouwelijk tot nader order

verder worden gereduceerd door deze lagen te verdichten of door de samenhang op andere wijze te verbeteren.






Op grond van de hier gerapporteerde beoordeling bij de huidige norm wordt in hoofdstuk 7 aanbevolen om hoge prioriteit te geven aan nader onderzoek voor de zeedijken. Dat wil zeggen een onderzoek met meer rekenpunten, waarbij rekening wordt gehouden met de locaties van de ongunstige ondergrondscenario's. Bij de regionale keringen heeft nader onderzoek en daarop volgende verbetering eveneens hoge prioriteit voor de volgende strekkingen (en ook in deze volgorde): Eemskanaal (Noord en Zuidzijde), het Schildmeer en Hondhalstermeer en het Winschoterdiep. De te verbeteren lengte van de geprioriteerde regionale strekkingen is in totaal ongeveer 75 km.

De keuzes voor de norm en de beoordelingsmethode hebben uiteraard invloed op de daarop gebaseerde versterkingsbehoefte. Daarom wordt tenslotte aanbevolen om eventuele aanpassingen in de norm spoedig vast te stellen, samen met de toe te passen toetsmethode bij combinatie van waterbelasting en aardbevingsbelasting.

**Referenties**

[1] Offerte "Effecten geïnduceerde aardbevingen op kritische infrastructuur in Groningen, fase 2". Deltares, kenmerk 1208624-000-GEO-001.

[2] Opdracht tot uitvoering van RWS Waterdienst overeenkomst zaaknummer 31086087 voor het project "Effecten geïnduceerde aardbevingen op kritische infrastructuur in Groningen, fase 2". Rijkswaterstaat, kenmerk RWS-2013/44545.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	dec. 2013	ir. M.A.T. Visschedijk e.a. (zie voorzijde)		ir. T.P. Stoutjesdijk		ir. J. van Ruijven	
2	jan. 2014	ir. M.A.T. Visschedijk e.a. (zie voorzijde)		Ir. T.P. Stoutjesdijk		ir. J. van Ruijven	
				prof.ir. A.F. van Tol			
				dr. ir. M. Korff			

**Status**  
definitief

## Inhoud

<b>1 Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1 Aanpak en uitgevoerde activiteiten	1
1.2 Leeswijzer	2
<b>2 Basisgegevens</b>	<b>3</b>
2.1 Overzichtskaart	3
2.2 Selectie van te analyseren waterkeringen	4
2.2.1 Inleiding	4
2.2.2 Zeedijken	4
2.2.3 Regionale keringen	4
2.3 Resultaat 3 <sup>e</sup> toetsronde zeedijken	5
2.3.1 Inleiding	5
2.3.2 Kruinhoogte	5
2.3.3 Macrostabieliteit binnenwaarts (landzijde)	5
2.3.4 Macrostabieliteit buitenwaarts (waterzijde)	5
2.3.5 Interne erosie (piping)	5
2.3.6 Stabieliteit voorland	6
2.3.7 Samenvatting	6
2.4 Data en bronnen voor hydraulische belasting en sterkte	7
2.5 Data en bronnen voor aardbevingsbelasting	8
2.5.1 Horizontale piekversnellingen	8
2.5.2 Accelerogrammen	10
<b>3 Hydraulische Belastingen</b>	<b>13</b>
3.1 Inleiding	13
3.2 Zeedijken	13
3.3 Regionale keringen	14
<b>4 Beoordelingsmethodiek en modellen</b>	<b>19</b>
4.1 Samenvatting van de methodiek	19
4.2 Toetsing en ontwerp zonder aardbevingsbelasting	20
4.3 Relevante scenario's bij aardbevingsbelasting	24
4.3.1 Beschouwde mechanismen	24
4.3.2 Bewust uitgesloten effecten en scenario's	26
4.4 Toegepaste modellen en schematisaties	26
4.4.1 Wateroverspanning en verweking in zandlagen	26
4.4.2 Macro-stabieliteit	27
4.4.3 Kruindaling	28
4.4.4 Schade aan voorland	29
4.5 Veiligheidsfilosofie	29
4.5.1 Inleiding	29
4.5.2 Vigerende voorschriften en normen voor de toetsing van dijken en kades	29
4.5.3 Te hanteren faalkansbegroting zonder aardbeving	30
4.5.4 Mogelijke aanpassing van de faalkansbegroting bij aardbevingen	31
4.6 Berekening van kritieke piekversnellingen en (rest)sterkte	33

<b>5 Rekenresultaten</b>	<b>35</b>
5.1 Sterkte van de regionale waterkeringen zonder aardbevingen	35
5.2 Kritieke piekversnellingen bij aardbevingen	36
5.2.1 Inleiding	36
5.2.2 Kritieke piekversnellingen bij 100 % van de norm	37
5.2.3 Kritieke piekversnellingen bij 120 % van de norm	40
5.3 Verschil belasting - sterkte (restversnelling)	40
<b>6 Beheersmaatregelen</b>	<b>45</b>
6.1 Overzicht van mogelijke maatregelen	45
6.2 Rol van normering en regelgeving bij versterkingsbeleid	45
6.3 Benodigde versterkingen voor de situatie zonder aardbevingen	46
6.3.1 Methode	46
6.3.2 Benodigde verbetering van zeedijken	46
6.3.3 Benodigde verbetering van regionale keringen	46
6.4 Te verbeteren keringlengtes bij aardbevingen en bij 100 % van de norm	46
6.4.1 Restversnelling als basis voor de beoordeling	46
6.4.2 Methode	47
6.4.3 Zeedijken	47
6.4.4 Regionale keringen	47
6.5 Te verbeteren kering lengtes bij aardbevingen en bij 120 % van de norm	48
<b>7 Conclusies en aanbevelingen</b>	<b>51</b>
7.1 Indicaties voor de te verbeteren keringlengtes	51
7.2 Aanbevelingen voor prioritering	52
7.2.1 Zeedijken	52
7.2.2 Regionale keringen	52
7.2.3 Veiligheidsnorm	54
7.3 Aanbevelingen voor de invulling van het nadere onderzoek	54
<b>8 Literatuur</b>	<b>55</b>
<b>Bijlage(n)</b>	
<b>A Begrippen, afkortingen en symbolen</b>	<b>A-1</b>
A.1 Begrippen	A-1
A.2 Afkortingen	A-2
A.3 Symbolen	A-2
<b>B Rekenmethode verweking en wateroverspanning</b>	<b>B-1</b>
B.1 Inleiding	B-1
B.2 Berekening van de veiligheid tegen volledige verweking	B-1
B.2.1 Definitie van de veiligheidsfactor	B-1
B.2.2 Bepaling van de Cyclic Resistance Ratio CRR	B-2
B.2.3 Bepaling van de Magnitude Scaling Factor MSF	B-3
B.2.4 Bepaling van de diepteafhankelijke reductieratio $r_d$	B-5
B.3 Berekening van wateroverspanning	B-8
B.4 Voorbeeldberekeningen	B-10
B.5 Toepasbaarheid voor Groningen	B-15
B.6 Vergelijking met de Eurocode 8	B-16



<b>C</b>	<b>Rekenmethode macro-stabiliteit</b>	<b>C-1</b>
C.1	Pseudo-statische berekening van de grensversnelling	C-1
C.2	Dynamische verplaatsingen met Newmark Sliding block berekeningen	C-2
C.2.1	Achtergrond	C-2
C.2.2	Toelaatbare verplaatsing	C-4
C.2.3	Relatie tussen verplaatsing en grensversnelling	C-4
C.3	Vergelijking met de Eurocode 8	C-6
<b>D</b>	<b>Rekenmethode kruinzetting</b>	<b>D-1</b>
D.1	Inleiding	D-1
D.2	Niet-doorgaande macro-instabiliteit	D-1
D.3	Verdichting	D-2
D.4	Zijdelings wegpersen (squeezezen)	D-4
D.4.1	Verkennde eindige elementen berekeningen	D-4
D.4.2	Resultaten berekeningen met een elasto-plastische deklaag	D-6
D.4.3	Resultaten berekeningen met een elastische deklaag	D-8
D.4.4	Gekozen benaderingsfunctie	D-9
<b>E</b>	<b>Rekenmethode horizontaal evenwicht</b>	<b>E-1</b>
E.1	Inleiding	E-1
E.2	Referentie EEM berekeningen	E-1
E.2.1	Volumiek gewicht = 11 kN/m <sup>3</sup> (veenkades)	E-2
E.2.2	Volumiek gewicht = 15 kN/m <sup>3</sup> (situatie Groningen)	E-4
E.3	Vergelijkende glijvlakberekeningen	E-5
E.3.1	Volumiek gewicht = 11 kN/m <sup>3</sup> (veenkades)	E-6
E.3.2	Volumiek gewicht = 15 kN/m <sup>3</sup> (situatie Groningen)	E-8
E.4	Samenvatting en analyse berekeningen	E-10
E.5	Keuze voor de te gebruiken evenwichtsbeschouwingen	E-11
<b>F</b>	<b>Onderbouwing voor aangenomen hydraulische kortsluiting</b>	<b>F-1</b>
<b>G</b>	<b>Veiligheidsfilosofie</b>	<b>G-1</b>
G.1	Huidige veiligheidsfilosofie waterkeringen (zonder aardbevingen)	G-1
G.1.1	Toetsvoorschriften	G-1
G.1.2	Gehanteerde norm	G-1
G.1.3	Invloed van de normwaarde op de semi-probabilistische toetsing	G-2
G.2	De te toetsen scenario's voor bezwijken door aardbeving	G-3
G.2.1	Relevante scenario's bij aardbevingsbelasting	G-3
G.2.2	Uitgesloten scenario's en effecten	G-5
G.3	De betrouwbaarheid van de toegepaste schematisaties en rekenmodellen	G-6
G.3.1	Berekenen van de veiligheid tegen verweken en daaraan gekoppelde wateroverspanning	G-6
G.3.2	Doorgaande macro-instabiliteit (buitenwaarts en binnenwaarts)	G-7
G.3.3	Kruindaling, gevolgd door overslag of overloop	G-8
G.3.4	Interne erosie	G-9
G.3.5	Ondergrondschematisatie	G-9
G.4	Toelaatbare extra faalkans bij aardbevingen	G-10
G.5	Rekenwaarden voor de belasting door aardbeving en hoogwater	G-10
G.6	Schadefactoren voor macro-stabiliteit bij de bepaalde normen	G-14
G.6.1	Regionaal	G-14
G.6.2	Primair	G-15

G.6.3	Samenvatting	G-15
G.7	Rekenwaarden voor sterkteparameters	G-15
<b>H</b>	<b>Hydraulische belastingen</b>	<b>H-1</b>
H.1	Primaire keringen (zeedijken)	H-1
H.1.1	Gebiedsbeschrijving	H-1
H.1.2	Hydraulische belastingen	H-1
H.1.3	Resultaten berekeningen zeedijken	H-4
H.2	Regionale keringen	H-5
H.2.1	Gebiedsbeschrijving	H-5
H.2.2	Hydraulische belastingen	H-7
<b>I</b>	<b>Accelerogrammen</b>	<b>I-1</b>
I.1	Geselecteerde signalen	I-1
I.2	Het aantal effectieve wisselingen	I-5
I.2.1	Inleiding	I-5
I.2.2	Methode gebaseerd op amplitude	I-5
I.2.3	Methode gebaseerd op de verwekingsgraad van zand	I-6
I.2.4	Berekening van effectieve wisselingen voor de geselecteerde signalen	I-6
I.3	Verschaling van de signalen	I-8
I.3.1	Piekversnelling	I-8
I.3.2	Frequentie	I-9
I.4	Vertaling van maaiveld naar basis	I-12
<b>J</b>	<b>Ondergrondschematisatie</b>	<b>J-1</b>
J.1	Inleiding	J-1
J.2	Methodiek	J-1
J.2.1	Vaststellen grondopbouw met scenario's	J-1
J.2.2	Toewijzen parameterwaarden	J-2
J.3	Brongegevens voor de schematisatie	J-2
J.3.1	Stabiliteit en piping	J-3
J.3.2	Verweking van zand voor primaire en regionale waterkeringen	J-6
J.4	Dikte van de deklaag in de rekenpunten	J-6
J.5	Parameterwaarden voor geotechnische eigenschappen	J-8
J.5.1	Primaire keringen	J-8
J.5.2	Regionale keringen	J-9
<b>K</b>	<b>Benodigde verbetering bij toetsing zonder aardbeving</b>	<b>K-1</b>
K.1	Inleiding	K-1
K.2	Resultaten zeedijken	K-1
K.3	Resultaten regionale keringen	K-2
<b>L</b>	<b>Rekenresultaten met aardbeving bij 100 % norm</b>	<b>L-1</b>
L.1	Inleiding	L-1
L.2	Kwetsbaarheidscurves voor alle doorsneden	L-1
L.2.1	Kruindaling	L-1
L.2.2	Macro-stabiliteit	L-3
L.3	Resultaten basisgeval (excl. buitenwaartse stabiliteit en horizontaal evenwicht)	L-4
L.4	Resultaten inclusief buitenwaartse stabiliteit	L-7
L.5	Resultaten incl. horizontaal evenwicht	L-10
L.6	Resultaten incl. buitenwaartse stabiliteit en horizontaal evenwicht	L-14

<b>M</b>	<b>Rekenresultaten met aardbeving bij 120 % norm</b>	<b>M-1</b>
M.1	Resultaten basisgeval (excl. buitenwaartse stabiliteit en horizontaal evenwicht)	M-1
M.2	Resultaten inclusief buitenwaartse stabiliteit	M-4
M.3	Resultaten incl. horizontaal evenwicht	M-7
M.4	Resultaten incl. buitenwaartse stabiliteit en horizontaal evenwicht	M-11
<b>N</b>	<b>Berekening aardbevingsgevoelige lengtes</b>	<b>N-1</b>
N.1	Zeedijken	N-1
N.2	Regionale keringen bij 100% norm	N-2
N.3	Regionale keringen bij 120% norm	N-2
N.4	Regionale keringen, huidige dwarsprofielen.	N-2
<b>O</b>	<b>Rekenmethode zettingsvloeiing</b>	<b>O-1</b>
O.1	Inleiding	O-1
O.2	Kritische locaties	O-1
O.3	Rekenmethode met equivalente taludversteiling	O-2
O.4	Validatie van de rekenmethode	O-5
O.5	Toepassing van de rekenmethode	O-8



# 1 Inleiding

Het Ministerie van Economische zaken heeft Deltares gevraagd de risico's van geïnduceerde aardbevingen in het Groningenveld voor de kritische onderdelen van de infrastructuur in beeld te brengen. Hiervoor is in augustus 2013 een Quick Scan gerapporteerd met kenmerk 1208149-000-geo-0006. In de Quick Scan is op basis van beschikbare rekenmethoden een indicatie gegeven van de sterkte van verschillende onderdelen van de infrastructuur, waaronder ook de waterkeringen. Op verzoek van het ministerie is een nadere studie uitgevoerd die prioriteitstelling mogelijk maakt ten aanzien van de te nemen maatregelen. Deze studie wordt hierna gerapporteerd.

In het voorliggende rapport worden, op basis van de opdracht, de volgende twee vragen geadresseerd:

- Welke locaties en onderdelen van de primaire en regionale waterkeringen hebben prioriteit in relatie tot de te verwachten zwaarte van de aardbevingen in de toekomst;
- Welke maatregelen zijn voor deze keringen effectief in termen van functionaliteit en risicoreductie.

## 1.1 Aanpak en uitgevoerde activiteiten

De volgende activiteiten zijn uitgevoerd in het kader van de uitgevoerde studie.

1. Basisdata verzamelen/opstellen. Als basisdata zijn onder andere de hoogteprofielen en dwarsdoorsnedes van de keringen gebruikt zoals die door de beheerders zijn aangeleverd (deels binnen deze opdracht verzameld). Input is verkregen voor de boezempeilen en daarnaast voor de windstrijkvakken waar golfvorming van invloed kan zijn. Door Deltares is op basis van kadehoogtes allereerst een selectie gemaakt van meest relevante kades. Voor deze kades zijn waterstandstatistieken afgeleid en is een stochastisch ondergrondmodel gemaakt. Het ondergrondmodel houdt rekening met onzekerheden en is gebaseerd op het beschikbare lokale grondonderzoek en de geologie van het gebied.
2. Veiligheidsfilosofie opstellen. De vigerende toetsvoorschriften houden nog geen rekening met aardbevingen. Om de waterkeringen te kunnen beoordelen in combinatie met aardbevingen is daarom een veiligheidsfilosofie opgesteld. De aanpak hiervoor is semi-probabilistisch. Dit wil zeggen dat wordt gewerkt met overschrijdingskansen voor hydraulische belastingen en aardbevingsbelasting en met ongunstige karakteristieke waarden voor de onzekere eigenschappen van modellen, materialen en geometrie. Binnen de filosofie wordt rekening gehouden met de lage waarschijnlijkheid dat een hoge waterstand en grote aardbeving tegelijk zullen optreden.
3. Sterkte-analyse zonder aardbevingsbelasting. Voor de geselecteerde strekkingen van zeedijken en regionale keringen is bepaald of en zo ja welke aanpassingen nodig zijn om deze strekkingen volgens de vigerende voorschriften aan de toetsnorm te laten voldoen. Voor deze keringen is een analyse gemaakt van de verschillende faalmechanismen (overloop/golfoverslag, macrostabiliteit binnenwaarts, piping en horizontaal evenwicht). Wanneer keringen op dit moment al niet voldoen zonder aardbevingsbelasting, dan kunnen ze ook mét belasting nooit aan de norm voldoen. Om toch inzicht te krijgen in de

gevoeligheid voor de aardbevingsbelasting is berekend bij welk (fictief) profiel de keringen voldoen aan de norm voor hoog water. De resultaten worden gepresenteerd op kaarten met een overzicht van het toetsresultaat en een indicatie van de te nemen verbeteringsmaatregelen.

4. Analyse van stabiliteit en kruinhoogtedaling mét aardbevingsbelasting. Van de geselecteerde strekkingen van zeedijken en regionale keringen is bepaald of zij aan de huidige norm voldoen, gegeven de aardbevingsbelasting en bijbehorende waterstanden. Allereerst wordt de kritieke versnelling bepaald waarbij de kering aan de norm voldoet. Deze versnelling hoort bij een bepaalde overschrijdingsfrequentie per jaar, die afhankelijk is van de norm en van het getoetste mechanisme. De kritieke versnellingen bij verschillende overschrijdingsfrequenties worden vervolgens vertaald naar een equivalente kritieke versnelling met een jaarlijkse overschrijdingsfrequentie van 1:475, om tot een uniforme vergelijking te komen voor zeedijken en regionale keringen en voor verschillende mechanismen. Een jaarlijkse overschrijdingsfrequentie van 1:475 komt ongeveer overeen met een overschrijdingskans van 10% in 50 jaar en is internationaal de gebruikelijke maat voor het toetsen en ontwerpen op aardbevingsbelasting. De resultaten worden gepresenteerd op kaarten. Deze kaarten bevatten ondermeer het verschil tussen de kritieke equivalente versnelling en de door KNMI voorspelde waarden bij dezelfde overschrijdingskans. De kaarten zijn vervolgens gebruikt voor indicaties van de lengtes die bij de huidige norm op dit moment nog niet kunnen worden goedgekeurd voor aardbevingsbelasting. Voor die strekking is nader onderzoek nodig, dat met hulp van de kaarten kan worden geprioriteerd.

Voor de gegevens van de waterkeringen heeft Deltares gebruik gemaakt van de informatie van de beheerders (Rijkswaterstaat, Provincie Groningen, waterschap Noorderzijlvest en waterschap Hunze en Aa's). De in deze aanvullende studie uitgevoerde activiteiten zijn erop gericht de eerdere resultaten van de Quick Scan te verbreden en verdiepen zodat prioriteiten en maatregelen kunnen worden afgeleid. De in deze rapportage genoemde aanbevelingen en maatregelen zijn bedoeld om tot een beleidsafweging te komen. Voorafgaand aan implementatie vergen alle maatregelen nog een nadere uitwerking van de beheerders.

Naast onderhavige rapportage worden de gebruikte schematisaties ook aan de beheerders opgeleverd in het digitale dijk informatie-beheersysteem (Dijksterkte Analyse Module DAM). Deze schematisaties kunnen zij benutten als basis voor een verdere toetsing van de regionale keringen.

## 1.2 Leeswijzer

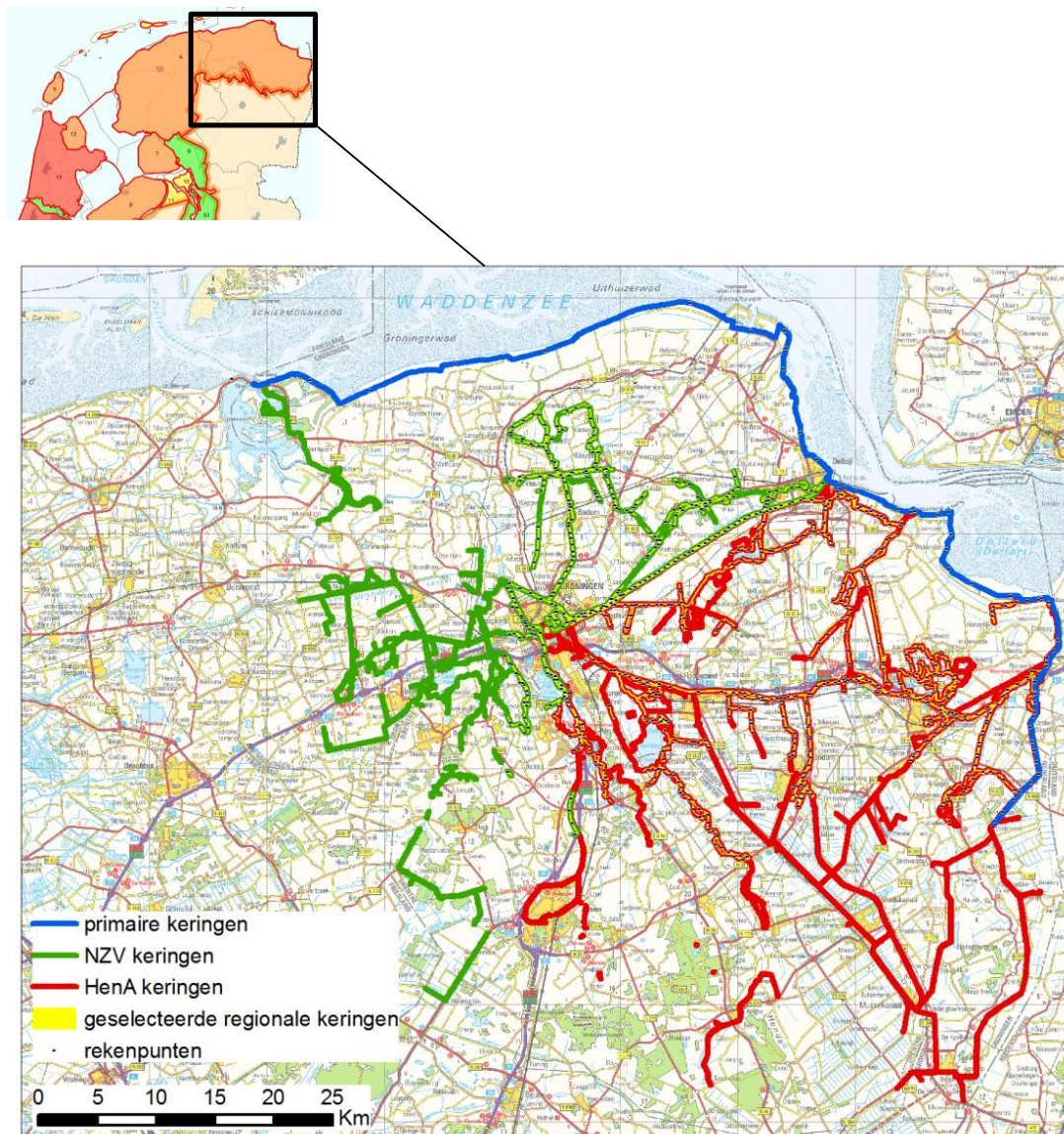
Dit rapport is opgebouwd aan de hand van de basisgegevens en uitgangspunten (Hoofdstuk 2), de onderbouwing van de gebruikte hydraulische belastingen (Hoofdstuk 3) en de gevolgde methodiek bij de beoordeling (Hoofdstuk 4). Op basis hiervan worden in Hoofdstuk 5 de resultaten van de beoordeling gepresenteerd, die vervolgens in Hoofdstuk 6 leiden tot benodigde maatregelen. Conclusies, prioritering en aanbevelingen voor vervolgstappen staan in Hoofdstuk 7.

Dit rapport bevat een groot aantal bijlagen, welke een nadere uitwerking zijn van alle in de hoofdtekst genoemde gegevens, methoden en resultaten. De bijlagen bevatten dus veel aanvullende stukken die vooral ter onderbouwing, validatie en voor meer detailinformatie zijn opgenomen.

## 2 Basisgegevens

### 2.1 Overzichtskaart

Alle beschouwde Groningse keringen liggen binnen dijkkring 6 (het oranje gebied in de bovenste kleine kaart van Figuur 2.1). De begrenzing van deze dijkkring wordt gevormd door de zeedijken en het "hoge land" dat niet kan overstromen. De kaart daaronder geeft een overzicht van de ligging van alle Groningse zeedijken (primaire keringen) en regionale keringen binnen dijkkring 6. In deze kaart is (in geel) ook aangegeven welk deel daarvan geselecteerd is voor nadere analyse (zie § 2.2).



Figuur 2.1 Ligging van de primaire en regionale keringen van Noorderzijlvest (NZV) en Hunze en Aa's (HenA), met indicatie van het geselecteerde deel en de rekenpunten

## 2.2 Selectie van te analyseren waterkeringen

### 2.2.1 Inleiding

In het beschouwde gebied liggen zeedijken, die onderdeel vormen van dijkkring 6 en regionale kades langs boezemwater. In de volgende subparagrafen wordt beschreven en gemotiveerd welke keringen binnen het beschouwde gebied wel en niet in de analyses zijn meegenomen.

### 2.2.2 Zeedijken

De zeedijken in het projectgebied zijn volledig in de analyses opgenomen. Deze zeedijken vormen onderdeel van de zogenaamde primaire keringen in dijkkring 6. Het gedrag onder invloed van aardbevingen is beschouwd voor alle 23 doorsneden waar ook de laatste formele toetsing heeft plaatsgevonden, volgens de VTV2006 (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007). De benodigde gegevens voor de analyses zijn grotendeels ontleend aan de invoerbesteden die door Royal Haskoning zijn gebruikt voor de formele toetsing (Royal Haskoning, 2010a), (Royal Haskoning, 2010b). Droge keringen (de zogenaamde categorie C keringen) zijn niet beschouwd, omdat deze niet direct hoogwater keren.

### 2.2.3 Regionale keringen

Onder regionale keringen vallen in principe keringen langs regionale rivieren, compartimentskeringen, voorlandkeringen en zomerkades. Regionale rivieren komen in Groningen niet voor. Droge keringen (compartimentskeringen), voorlandkeringen en zomerkaden zijn niet meegenomen, omdat deze niet direct hoogwater keren. Voor wat betreft regionale keringen is binnen dit onderzoek alleen naar boezemkades gekeken. Informatie over de ligging en hoogte van de boezemkades is aangeleverd door de waterschappen. De geregistreerde boezemkades hebben een gezamenlijke lengte van 1540 km. Dit is de totale lengte, dat wil zeggen aan beide zijden van de boezem.

Ongeveer 840 km van de boezemkades is uitgesloten van nadere analyse. Daarvoor zijn de volgende uitsluitingscriteria gebruikt:

1. Het achterland ligt hoger dan de streefwaarde van het boezempeil. Na falen van de kade zal gedurende de herstelperiode alleen beperkte wateroverlast door overstroming kunnen optreden als de waterstand in de boezem onder extreme omstandigheden hoger wordt dan de ligging van het achterland.
2. De kruin van de waterkering is minder dan 0.5 m hoger dan het achterland in de nabijheid van de waterkering. Bij dergelijke lage kades met beperkte massa bestaat er bij aardbeving nauwelijks gevaar voor afschuiven of ontoelaatbare kruindaling. Bij verlies van de waterkerende functie zal er in het achterland slechts beperkte wateroverlast kunnen optreden.

Er is dus een totale lengte van ongeveer 700 km aan boezemkades geselecteerd voor nadere analyse. Er zijn analyses uitgevoerd voor ongeveer 600 doorsneden, op min of meer regelmatige onderlinge afstanden.



## 2.3 Resultaat 3<sup>e</sup> toetsronde zeedijken

### 2.3.1 Inleiding

De zeedijken zijn voor het laatst getoetst gedurende de derde toetsronde, die oorspronkelijk liep tot 2011 en die is verlengd tot en met 2016. Het technisch toetsresultaat is per waterschap gerapporteerd in 2010 (Royal Haskoning, 2010b), (Royal Haskoning, 2010a). Daarna is door het waterschap Noorderzijlvest nog een beheerdersoordeel geveld.

De volgende subparagrafen vatten samen welke dijkvakken volgens de rapportage van deze toetsronde niet voldoen, voor de mechanismes die relevant zijn in de onderhavige aardbevingenstudie.

### 2.3.2 Kruinhoogte

In het door Noorderzijlvest beheerde deel voldoet één traject niet aan de toets op benodigde kruinhoogte, te weten traject 90,15 tot 90,25 de stabiliteit van de lokaal aanwezige damwanden en andere beschoeiing. In het door Hunze en Aa's beheerde deel is geen enkel traject afgekeurd. Wel hebben veel strekkingen nog de kwalificatie "geen oordeel" gekregen. In de onderhavige studie is aangenomen dat de secties met "geen oordeel" uiteindelijk (na nader onderzoek) zullen voldoen. Zie § 5.1 voor een nadere motivatie.

Figuur 2.2 toont de locaties van de profielen die zijn afgekeurd op hoogte, of waar geen oordeel over is uitgesproken.

### 2.3.3 Macrostabieliteit binnenwaarts (landzijde)

De normale toets op macrostabieliteit binnenwaarts heeft betrekking op het afschuiven van het talud (de helling) aan de landzijde van de dijk onder hoogwatercondities. In het deel van Noorderzijlvest zijn na beheerdersoordeel drie dijkvakken afgekeurd, te weten 1C, 1D en 2A. In het deel van Hunze en Aa's is er over vier dijkvakken geen oordeel uitgesproken, te weten vakken B2.1, B2.2, B2.4 en B2.4. De overige vakken zijn als "goed" beoordeeld.

### 2.3.4 Macrostabieliteit buitenwaarts (waterzijde)

De normale toets op macrostabieliteit buitenwaarts heeft betrekking op het afschuiven van het talud aan waterzijde van de dijk, na een snelle val van het water. Deze afschuiving heeft bij primaire keringen doorgaans geen directe overstroming tot gevolg, maar de afschuiving zal onder volgende hoogwatercondities wel het risico vergroten. In het hele gebied voldoen alle waterkeringen aan de norm voor macrostabieliteit buitenwaarts.

### 2.3.5 Interne erosie (piping)

Piping is de naam voor interne erosie in een zandlaag onder de dijk die kan leiden tot verlies van standzekerheid. De zeedijken van Hunze en Aa's voldoen volgens de toetsrapportage volledig voor piping. Na het vellen van een beheerdersoordeel voor 1 vak (vak 2I) voldoet ook de zeedijk van Noorderzijlvest volledig.

## 2.3.6 Stabiliteit voorland

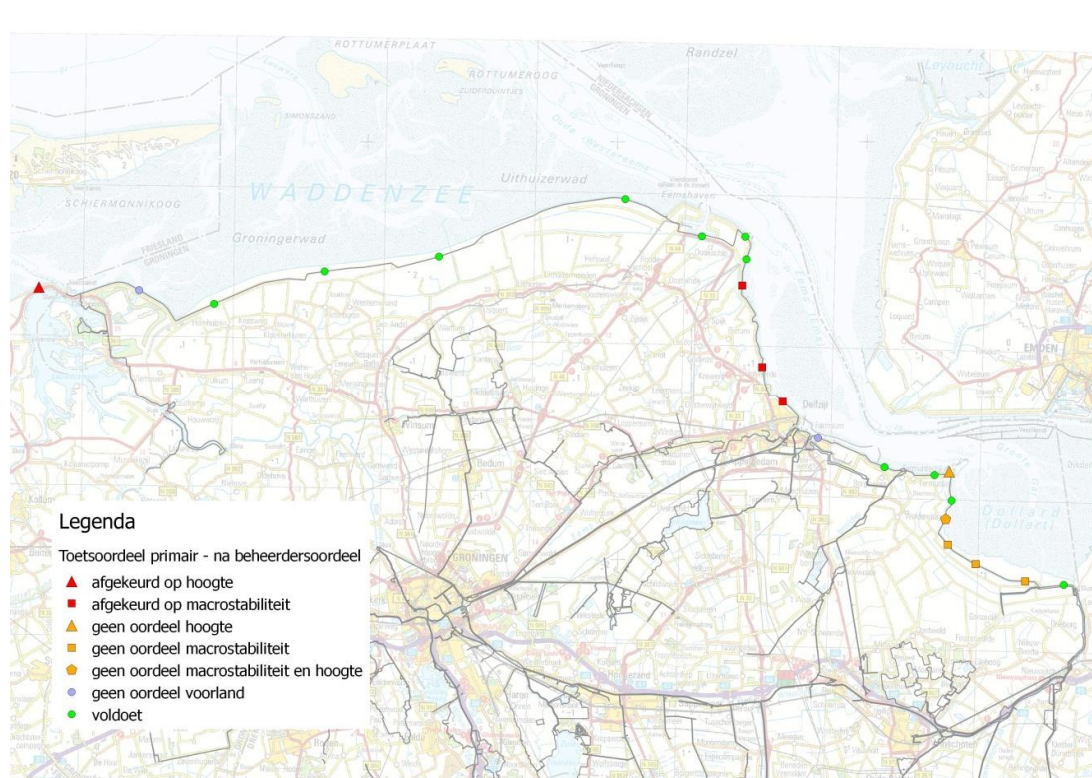
De eenvoudige toets op stabiliteit van het voorland heeft betrekking op afschuiven en zettingsvloeiing van voorland. Afschuiving of zettingsvloeiing heeft bij primaire keringen doorgaans geen directe overstroming tot gevolg, maar schade nabij de waterkering kan onder volgende hoogwatercondities wel de kans vergroten. In het gehele dijktraject van Nieuwe Statenzijl tot Delfzijl (waterschap Hunze en Aa's) scoren de waterkeringen "goed".

Voor de zeedijkvakken van Noorderzijlvest volgt uit de eenvoudige zettingsvloeiingtoets dat alleen ter plaatse van Vierhuizergat geen oordeel voor zettingsvloeiing kon worden gegeven. Volgens de waterschappen is naast Vierhuizergat ook Eemshaven een kritische locatie.

Figuur 2.2 toont de locaties van de profielen waar geen oordeel is uitgesproken met betrekking tot het mechanisme afschuiving voorland.

## 2.3.7 Samenvatting

Figuur 2.2 vat de toetsresultaten samen voor de zeedijken, zoals geschetst in paragraaf 2.3.2 tot en met 2.3.6. Deze figuur toont de exacte locaties waar een macrostabiliteit en piping analyse heeft plaatsgevonden. Toetslocaties met betrekking tot stabiliteit voorland en hoogte komen niet noodzakelijkerwijs exact overeen met de getoonde stippen. Hiervoor is de meest nabije locatie gekozen.



Figuur 2.2 Primaire keringen, met ligging van de macrostabiliteitsvakken, en de bijbehorende conclusies uit de derde toetsronde

## 2.4 Data en bronnen voor hydraulische belasting en sterkte

De volgende data en databronnen zijn gebruikt om de schematisaties op te zetten voor de berekening van hydraulische belasting en sterkte.

Tabel 2.1: Brondata zoals gebruikt voor zeedijken

Data Zeedijken	Bron
Per rekendoorsnede: <i>hoogteprofiel</i> , inclusief waterbodem, voor overslagberekeningen	Projectbureau VNK (Veiligheid Nederland in Kaart)
Per rekendoorsnede: <i>2D geometrie en ondergrond voor taludstabiliteit</i> (incl. rekenwaarden voor materiaalparameters).	Invoer voor de laatste formele toetsing (met de MStab software)
Voor het vak dat niet voldoet aan de piping toets: <i>de relevante piping parameters</i> (rekenwaarden).	Invoer voor de laatste formele toetsing
Per representatieve doorsnede: de verwachtingswaarde en spreiding van <i>de per zandlaag gemiddelde conusweerstand</i> (op effectieve verticale spanning genormaliseerd) tot een diepte van 15 meter onder het maaiveld	Deltares (Bijlage J)

Tabel 2.2: Brondata zoals gebruikt voor regionale dijken en kades

Data Regionale keringen	Bron
Per representatieve doorsnede: <i>hoogteprofiel</i> , inclusief baggerdiepte en ligging sloot. Voor taludstabiliteit incl. de indicatie van karakteristieke punten (buitenteen, buitenkruin, binnenkruin, binnenberm, binnenteen, slootzijden) <sup>1</sup> .	Waterschappen/AHN2 (Actueel hoogtebestand Nederland)
Per representatieve doorsnede: <i>1D ondergrondprofielen</i> (laagligging en grondsoort) tot 15 m diep, voor taludstabiliteit, piping en verweking, met per profiel kans van voorkomen.	Deltares ((Bijlage J)
Per grondsoort: verwachtingswaarde en spreiding van alle relevante <i>materiaalparameters voor taludstabiliteit</i> (sterkteparameters cohesie en hoek van inwendige wrijving), <i>piping</i> (karakteristieke korrelgrootte/doorlatendheid) <i>en zettingen door verweking</i> (genormaliseerde conusweerstand in alle relevante zandlagen, tot 15 m diep).	Deltares (Bijlage J)
<i>Stijghoogtes en slootpeilen</i> (zomer en winter) in de polder	Waterschappen
<i>Streefpeilen en variatiestatistiek</i> voor de boezemwaterstand.	Waterschappen
Bij brede wateren: <i>strijkvakliggingen</i> , voor overslagberekeningen.	Waterschappen
Aanwezige beschoeiing en damwanden	Waterschappen

Bij de regionale keringen ontbreekt een wezenlijk deel van de informatie die in beginsel nodig is voor de beoogde grondmechanische analyses. Hieronder volgt puntsgewijs een overzicht van deze informatie, samen met de methoden en conservatieve aannames die binnen de onderhavige studie ter vervanging zijn gebruikt.

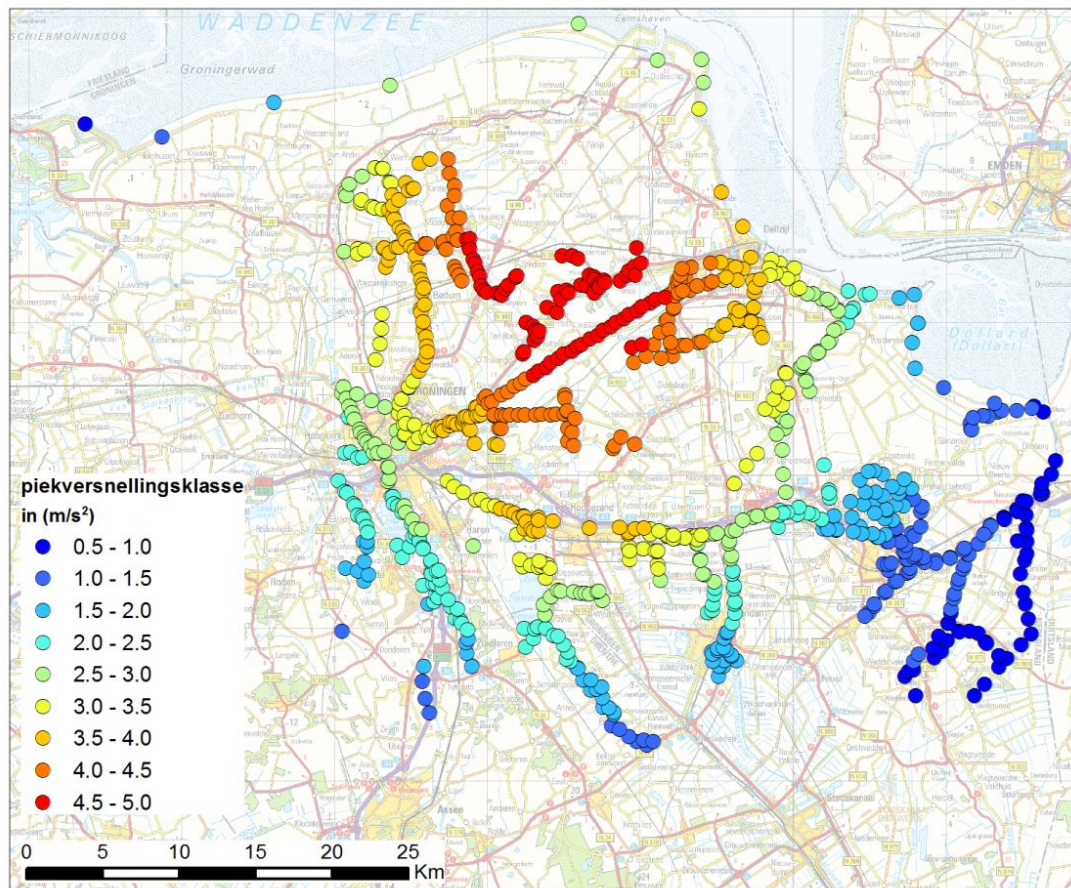
<sup>1</sup> Het Oldambtmeer (Blauwe stad) met keringen is recent aangelegd. Het is niet duidelijk of de gebruikte hoogtemeting aldaar wel voldoende recent is.

- Gedetailleerde informatie over de ondergrond direct langs de waterkeringen, in termen van sonderingen, boringen en de uit labtesten bepaalde lokale mechanische eigenschappen van de grondlagen. Ter vervanging zijn ondergrondscenario's opgesteld door geologen van Deltares, met verschillende mogelijke grondprofielen per strekking (zie Bijlage J). Voor deze schematisatie zijn vooral de in de DINO database beschikbare sonderingen en boringen binnen het hele projectgebied gebruikt, aangevuld met sonderingen van de waterschappen en enkele sonderingen die binnen dit project zijn uitgevoerd. De grondmechanische eigenschappen per laag zijn conservatief geschat, op basis van expertkennis.
- De ligging van de waterbedding, inclusief onderwatertalud. Voor de ligging van de bodem van de boezem is in deze studie de baggerdiepte aangenomen. Voor de helling van het onderwatertalud is 1:2 aangenomen, zonder buitenbermen.
- De diepte van de sloten. Deze diepte is geschat, afhankelijk van de ligging van het polderpeil ten opzichte van het maaiveld.
- Vanwege de onzekerheid over de ligging van de boezembodem, de grondlagen en de beschoeiing is in de onderhavige studie aangenomen dat de eerste zandlaag in alle omstandigheden en overal in verbinding staat met het boezemwater (hydraulische kortsluiting). Dit is voor alle beschouwde mechanismen een conservatieve aanname. Een analyse van de beschikbare informatie over de deklaagdikte en over de ligging en diepte van beschoeiing geeft nadere onderbouwing voor deze keuze (zie Bijlage F).

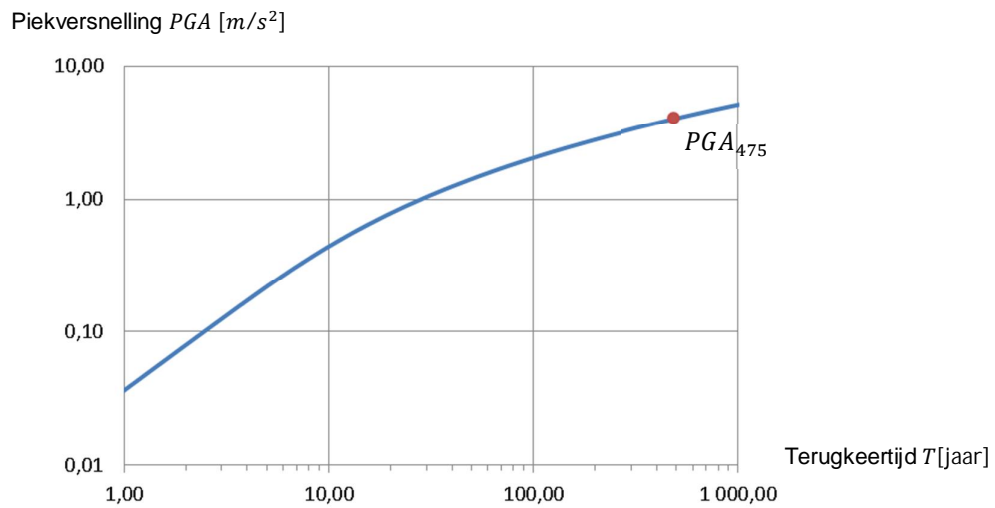
## 2.5 Data en bronnen voor aardbevingsbelasting

### 2.5.1 Horizontale piekversnellingen

Figuur 2.3 toont de waarden voor de in deze studie gebruikte regionale verdeling van de horizontale piekversnellingen (*Peak Ground Acceleration, PGA*), bij een terugkeertijd van 475 jaar. Deze zijn afkomstig uit de gebruikte kansverdelingen voor de piekversnelling per rekenlocatie, zoals aangeleverd door het KNMI. Figuur 2.4 toont als voorbeeld de kansverdelingsfunctie voor een van de rekenlocaties. Een dergelijke functie is beschikbaar voor elke locatie.



Figuur 2.3: Piekversnellingen in de rekenpunten met een terugkeertijd van 475 jaar ( $m/s^2$  bron: KNMI)



Figuur 2.4: Voorbeeld van de kansverdeling voor de piekversnelling op een locatie met  $PGA_{475} \approx 4 m/s^2$

Een terugkeertijd van 475 jaar is equivalent met een jaarlijkse overschrijdingsfrequentie van  $1/475$ , oftewel een kans van ongeveer 10 % in 50 jaar tijd. De terugkeertijd waarmee in dit rapport zal worden gerekend is afhankelijk van de veiligheidsnorm die wordt gesteld. De reden om de waarde hier te presenteren bij een terugkeertijd van 475 jaar is dat dit de referentietijd is waarop ondermeer de Eurocode 8 zich baseert (EN1998-1, 2005). Voor verdere analyses wordt de kritieke waarde voor de piekversnelling steeds teruggerekend naar deze  $1/475$  waarde, ter vergelijking met de door KNMI voorspelde waarde bij dezelfde overschrijdingskans.

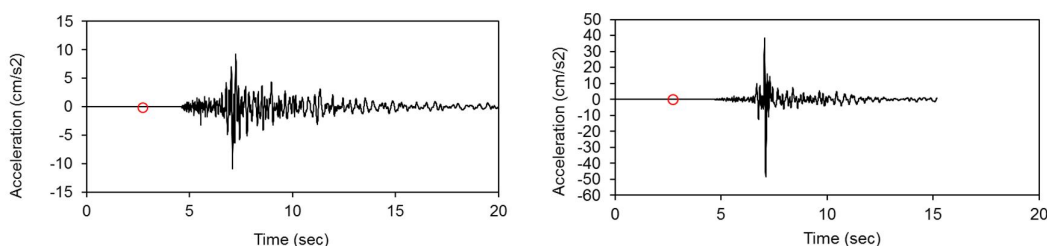
## 2.5.2 Accelerogrammen

Het berekenen van verwekingsgevoeligheid en verplaatsingen door aardbevingen (als onderdeel van macrostabiliteitsanalyses en kruinzettingsanalyses) moet volgens de Eurocode 8 plaatsvinden met minimaal 3 accelerogrammen. Deze accelerogrammen beschrijven de horizontale versnelling aan het maaiveld als functie van tijd.

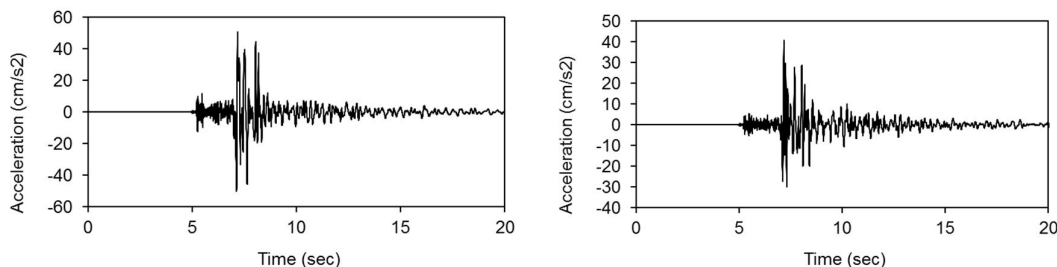
Voor de vorm van de accelerogrammen zijn uiteindelijk de volgende vier representatieve Groningse signalen gekozen uit de door het KNMI beschikbaar gestelde dataset van aardbevingen (events).

- Event 1: Westeremden, opnemer MID3 –  $M_w = 3.4$ , simpel signaal, 1 piek.
- Event 6: Huizinge, opnemer WSE –  $M_w = 3.6$ , complex signaal, meerdere pieken.
- Event 8: Zandeweer, opnemer KANT –  $M_w = 3.2$ , tussenliggend signaal.
- Event 5: Hoeksmeer, opnemer WSE –  $M_w = 3.4$ , groter aantal wisselingen.

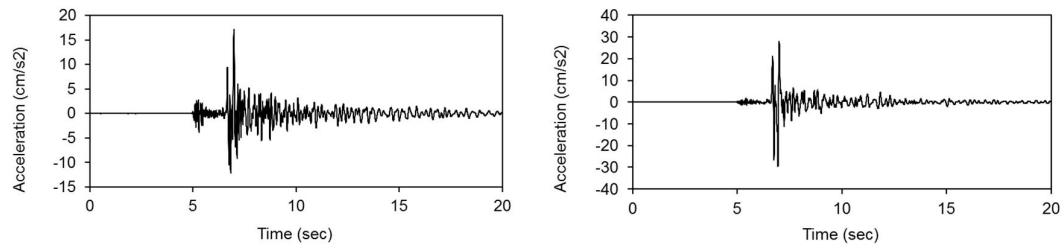
De gebeurtenissen zijn geselecteerd op grond van de karakteristieke lengte van de signalen, het aantal effectieve wisselingen en de verwachte waarden van deze karakteristieken bij magnituden  $M_w > 5$ . Voor elke gebeurtenis is zowel de radiale als de transversale component in de berekening meegenomen.



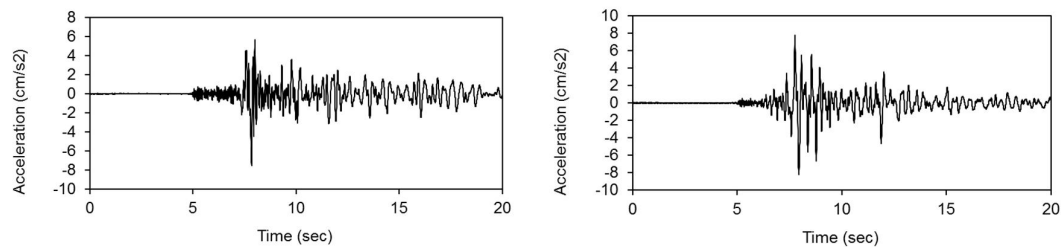
Figuur 2.5: Event 1 Westeremden, opnemer MID3, radiale component (links) en transversale component (rechts)



Figuur 2.6: Event 6: Huizinge, opnemer WSE, radiale component (links) en transversale component (rechts)



*Figuur 2.7: Event 8: Zandweer, opnemer KANT, radiale component (links) en transversale component (rechts)*



*Figuur 2.8 Event 5: Hoeksmeer, opnemer WSE, radiale component (links) en transversale component (rechts)*

De aan het maaiveld gemeten signalen worden enerzijds geschaald op basis van de piekversnelling en anderzijds op de tijdsperiode tussen de pieken. De schaling in het tijdsdomein is gebaseerd op een verband tussen de piekperiodes bij verschillende magnitudes (Kalkan & Chopra, 2010) en een relatie tussen magnitude en piekversnelling (Akkar, Sandikkaya, & Bommer, 2013).

Zie Bijlage I voor de complete karakteristieken van de accelerogrammen (inclusief het aantal equivalente wisselingen) en verdere achtergrond van de gekozen schaling.





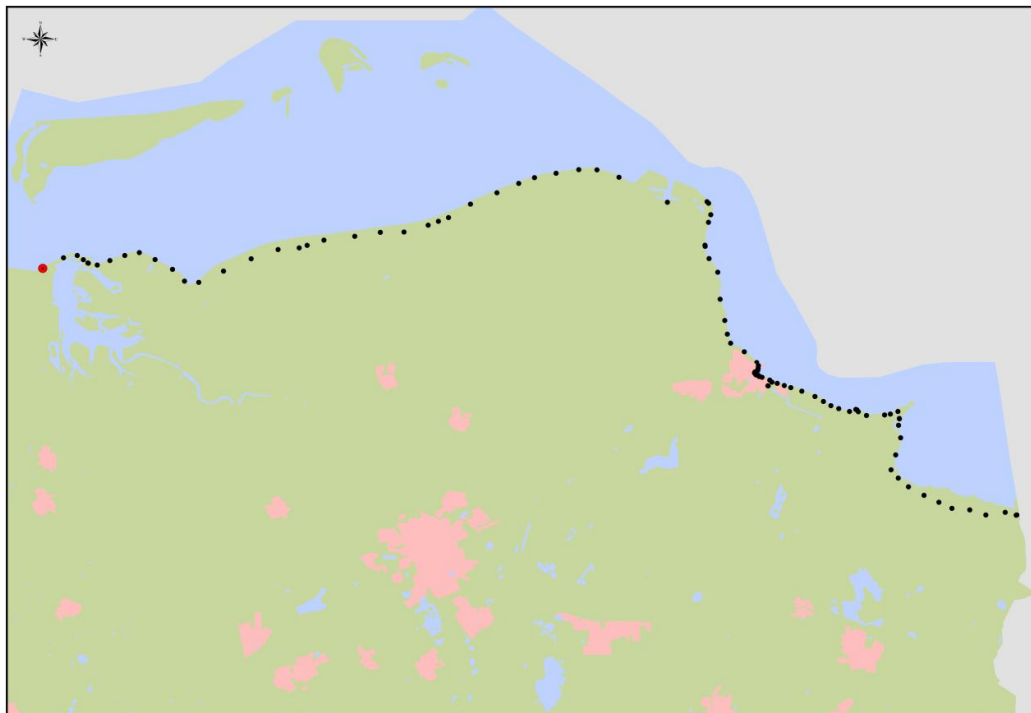
### 3 Hydraulische Belastingen

#### 3.1 Inleiding

Dit hoofdstuk beschrijft de hydraulische belastingen met betrekking tot zeedijken en regionale keringen in het studiegebied. Het doel hiervan is de bepaling van de relatie tussen enerzijds hoge en maatgevende waterstanden en benodigde kruinhoogtes en anderzijds de daarbij horende overschrijdingsfrequenties of herhalingstijden. Deze zijn nodig voor een set representatieve locaties langs de kust- en boezemsystemen in het studiegebied. Dit hoofdstuk beschrijft de uitgevoerde berekeningen en de daarbij gehanteerde keuzes en gegevens om de benodigde relaties af te leiden.

#### 3.2 Zeedijken

Primaire waterkeringen dienen aan de wettelijke normen te voldoen (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007). Zoals aangegeven in Figuur 2.1 worden in dit hoofdstuk de zeedijken beschouwd die het noordoostelijke deel van dijkkring 6 beschermen tegen hoogwater van de Waddenzee. Er zijn representatieve locaties gekozen langs dit deel van de dijkkring, waarvoor vervolgens berekeningen zijn gemaakt van de optredende waterstanden en benodigde kruinhoogtes bij verschillende herhalingstijden. Een overzicht van de gekozen locaties is weergegeven in Figuur 3.1.

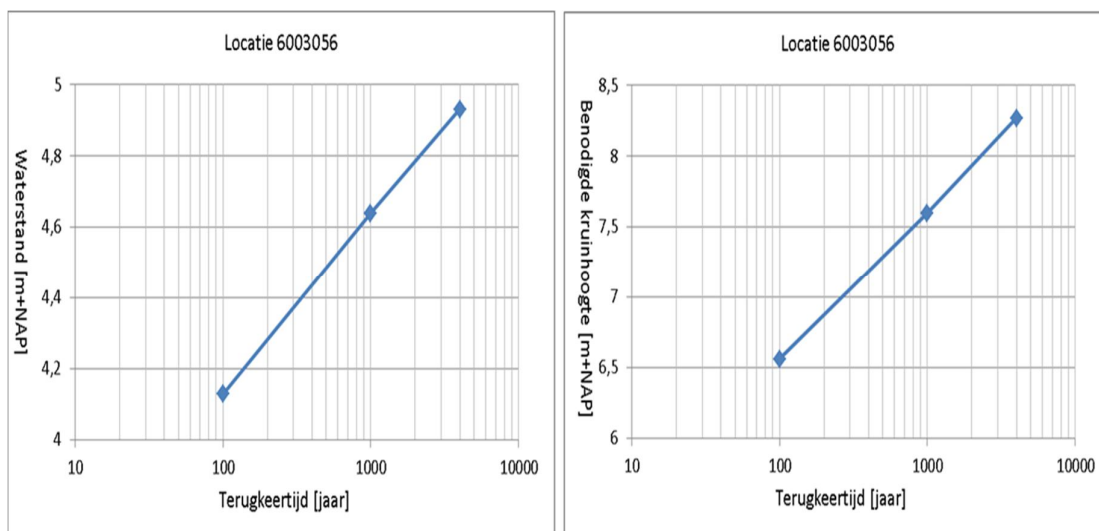


Figuur 3.1 Overzicht van de gekozen locaties langs de Groningse zeedijken

De berekeningen van de benodigde kruinhoogtes zijn uitgevoerd met het probabilistische model Hydra-K; dit is het wettelijke toets-instrumentarium voor dijken langs de kustwateren (Deltares, 2012). Hydra-K extrapoleert metingen van wind, waterstand en golfparameters

naar extreme situaties. De geëxtrapoleerde offshore condities worden getransformeerd naar golfbelastingen voor de kering met behulp van een database. Deze database bevat de met het golfmodel SWAN bepaalde golfparameters voor een groot aantal combinaties van waterstand, windsnelheid en windrichting, de zogenoemde basisstochasten. Door middel van probabilistische bewerkingen worden binnen Hydra-K vele combinaties van de basisstochasten gewogen tegen een faalcriterium (zoals een maximaal toelaatbaar overslagdebiet). Hydra-K berekent op deze manier de set combinaties die leidt tot falen bij een vastgestelde terugkeertijd.

Voor de set van gekozen locaties zoals beschreven in Figuur 3.1 zijn berekeningen gemaakt met Hydra-K voor bestaande dijkprofielen en een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 1l/s/m. Details met betrekking tot profielschematisatie zijn te vinden in Bijlage E. De berekeningen zijn uitgevoerd voor de herhalingstijden 7, 100, 230, 450, 100, 1000 en 4000 jaar (Hydra-K rekent in principe voor elke willekeurige terugkeertijd). Per locatie bestaat het resultaat uit een relatie tussen enerzijds waterstanden of benodigde kruinhoogtes en anderzijds de herhalingstijden zoals weergegeven in Figuur 3.2.



Figuur 3.2 Relatie tussen de berekende waterstand, de benodigde kruinhoogte en de herhalingstijd voor een gekozen locatie met code 6003056 (rood aangegeven in Figuur 3.1)

Zie Bijlage H voor meer details en een volledig overzicht van de berekeningsresultaten voor alle locaties.

### 3.3 Regionale keringen

Maatgevende hydraulische belastingen in de boezemstelsels van deze studie worden bepaald door hoge waterstanden en golfoverslag door wind. Hoge waterstanden in deze boezems ontstaan hoofdzakelijk als de spuicapaciteit gestremd is. Deze stremming kan ontstaan door hoge waterstanden op de Waddenzee die voor een belangrijk deel optreden bij (extreme) Noordwesten wind. Daarnaast speelt de hoeveelheid neerslag een belangrijke rol bij het optreden van hoogwaterstanden.

Voor verschillende boezemsystemen in het studiegebied zijn in verschillende studies waterstanden behorende bij relevante herhalingstijden bepaald. De betreffende studies zijn gebaseerd op de zogenaamde stochastenmethode en modelberekeningen waarbij relevante

grootheden (neerslag, zeewaterstanden, e.d.) random worden beschouwd. Zie een recente statistische analyse van extreme waterstanden (HKV, 2013) voor nadere details. Ten aanzien van de Eemskanaal- en Dollardboezem zijn waterstanden en bijbehorende herhalingstijden beschikbaar voor slechts twee stations: Zuidbroek en Tutjeshut (HKV, 2013). In overleg met de beheerder zijn op basis van waterstanden op deze twee stations schattingen gemaakt voor waterstanden op meerdere stations langs de betreffende boezem. De vigerende maatgevende boezempeilen van 1.30 m+NAP langs het Eemskanaal en 1.50 m+NAP langs de rest van de boezem zijn hierbij, samen met de gegevens op de stations Zuidbroek en Tutjeshut, leidend (op basis van persoonlijke communicatie met de heer Jolink van Hunze en Aa's). Hierbij is verder rekening gehouden ruimtelijke variabiliteit als gevolg van o.a. verhang en lokale bergingscapaciteit. In overleg met de beheerder zijn hiervoor schattingen gemaakt en verdisconteerd in lokale waterstanden; deze schattingen variëren van maximaal +0.05 m (geleidelijk toenemend) voor de zuidelijke kanalen die aantakken aan het Winschotendiep en (maximaal) +0.10 m voor de Westerwoldse Aa. Voor de watergang die het Zuidlaardermeer verbindt met het hoofdboezem wordt in verband met berging in het meer maximaal -0.10 m (geleidelijk afnemend) gehanteerd. Voor de watergang ten zuiden van het meer geldt +0.05 m geleidelijk toenemend. Op deze manier zijn waterstanden voor verschillende herhalingstijden bepaald op meerdere locaties verspreid over het hele Eemskanaal-Dollardboezem.

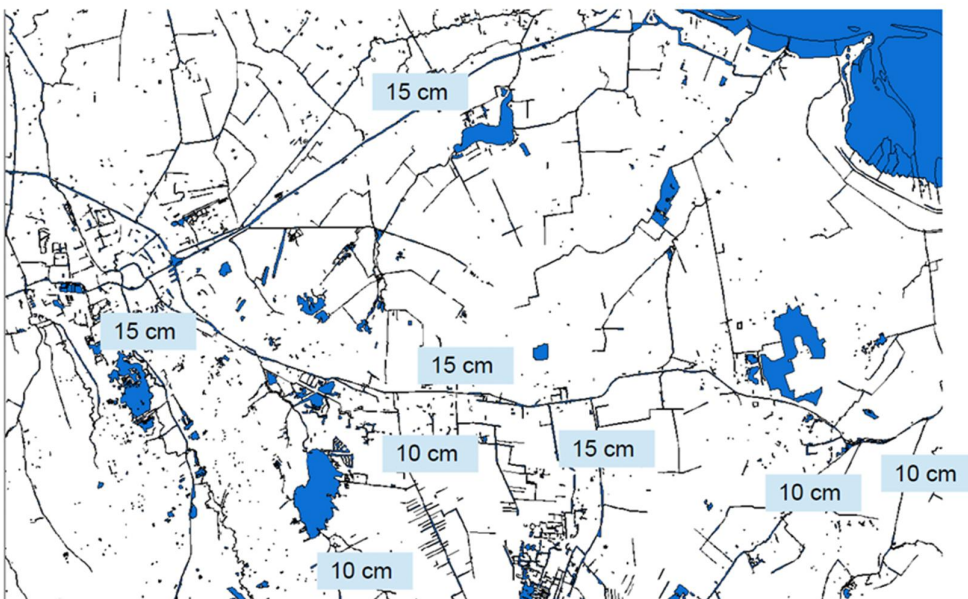
Wind bepaalt de mate van golfgroei op boezemstelsels. De golfgroei wordt naast windsterkte (snelheid en richting) ook bepaald door (effectieve) strijklengtes en waterdieptes. Vanwege de kortere strijklengtes en beperkte diepte zal de golfgroei op de boezemstelsels naar verwachting beperkt blijven. Hoe langer de strijklengtes zijn én hoe dieper het water is, hoe groter de golfgroei zal zijn. Bij kortere strijklengtes en/of ondiepere watersystemen zal de golfgroei relatief beperkt/marginaal blijven. Om die reden is de golfbelasting voor de regionale keringen grotendeels in beschouwing genomen door middel van een waakhoogte. Deze wordt op de maatgevende waterstand gesuperponeerd om de benodigde kruinhoogte te verkrijgen. Conform de opzet van de berekening van de hydraulische belastingen voor het Bovenrivierengebied (Hydra-R) zijn hierbij bovengemiddelde windsnelheden (orde 13.0 m/s) uit de maatgevende windrichtingen toegepast (TAW, 1989).

Per boezemsysteem zijn op basis van bestaande strijklengtes en gemiddelde waterdieptes schattingen gemaakt van de benodigde waakhoogtes. Deze zijn bepaald aan de hand van de gegevens in Tabel 3.1. Deze gegevens zijn bepaald met behulp van enkele verkennende berekeningen met Bretschneider (TAW, 1989).

Tabel 3.1 Te hanteren waakhoogtes bij gegeven strijklengtes

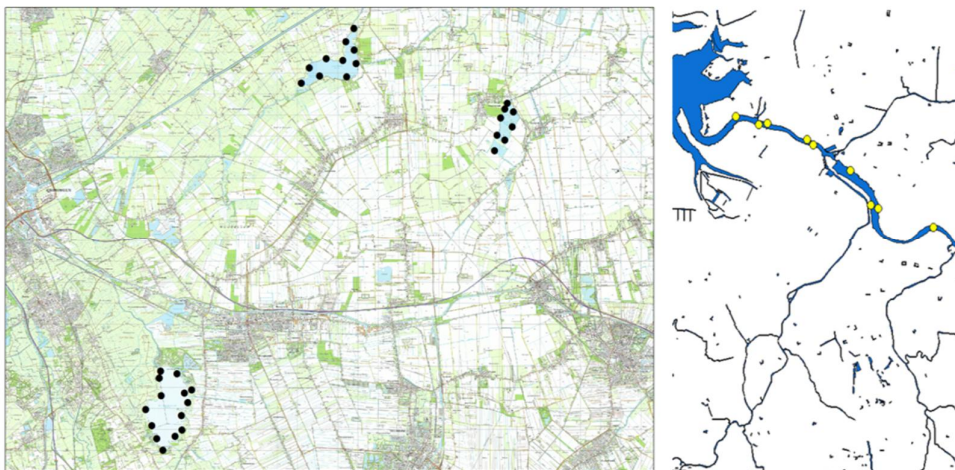
Strijklengte	Waterdiepte	Significante golfhoogte	Waakhoogte
< 10 m	> 0.5 m	0.00 - 0.05	05 cm
> 10 m & < 50 m	> 0.5 m	0.02 – 0.10	10 cm
> 50 m & > 75 m	> 0.5 m	0.05 – 0.11	15 cm
> 75 m & > 100 m	> 0.5 m	0.06 – 0.13	20 cm
> 100 m	N.v.t	Berekend	Berekend

Figuur 3.3 geeft de toegepaste waakhoogtes in de Eemskanaal- Dollardboezem weer. Met uitzondering van het benedenstroomse deel van het Reitdiep, zie Figuur 3.4, wordt voor de boezemsystemen in het beheergebied van Noorderzijlvest overal 0.10 m waakhoogte toegepast.



Figuur 3.3 Toegepaste waakhoogtes voor de Eemskanaal- Dollardboezem

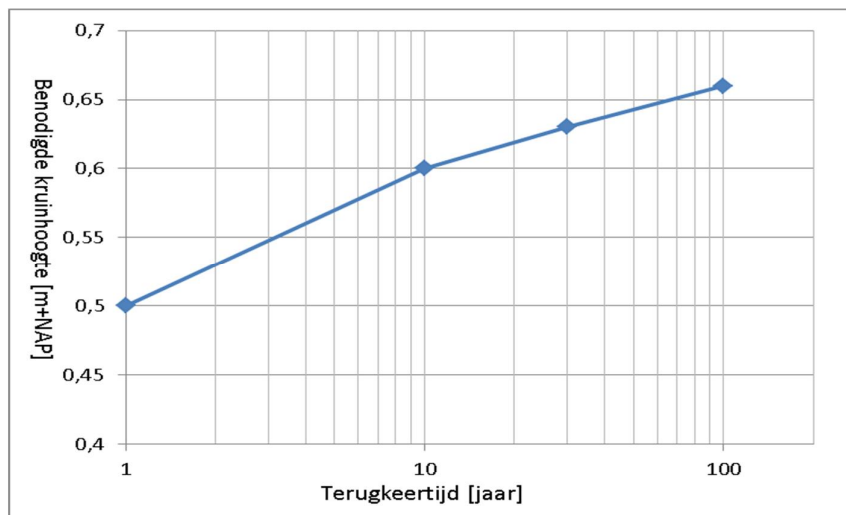
Er liggen drie meren en één (relatief) breder boezemdeel in het studiegebied: Hondhalstermeer, Schildmeer, Zuidlaardermeer en Reitdiep. De benodigde kruinhoogtes voor deze deelgebieden zijn bepaald met PROMOTOR (STOWA, 2010). PROMOTOR is een probabilistisch model voor het bepalen van de hydraulische belastingen voor regionale keringen. Figuur 3.4 geeft een overzicht van de gekozen locaties langs de meren en benedenstrooms deel van Reitdiep. PROMOTOR genereert op basis een shape bestand van de boezems zelf de benodigde strijklengtes en golfcondities (significante golfhoogte en golfperiode). De shape bestanden zijn geleverd door het waterschap. De berekeningen met PROMOTOR zijn, evenals die met Hydra-K voor de zeedijken, gebaseerd op een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 1l/s/m.



Figuur 3.4 Gekozen locaties langs Schildmeer, Hondhalstermeer, Zuidlaardermeer (links) en benedenstrooms deel van Reitdiep in Noorderzijlvest (rechts)

Er zijn benodigde kruinhoogtes bepaald voor een set representatieve locaties verspreid over het hele boezemstelsel in het studiegebied. Dit is gebeurd voor 4 herhalingstijden, te weten: 10, 30, 65 en 100 jaar. Voor de boezems van Hunze en Aa's is ook  $T = 4$  jaar beschouwd. Een volledig overzicht van de resultaten is weergegeven in Bijlage H.

De berekende waakhoogtes voor de bredere wateren liggen in de orde van 20 cm met uitschieters van bijna 30 cm.



Figuur 3.5 Berekende benodigde kruinhoogte voor de locatie in de monding van Reitdiep (meest benedenstroomse locatie in Figuur 3.4)

Zie Bijlage H voor details en een volledig overzicht van de benodigde kruinhoogtes voor de regionale keringen.



## 4 Beoordelingsmethodiek en modellen

### 4.1 Samenvatting van de methodiek

In het volgende hoofdstuk wordt een beoordeling gerapporteerd van de gevoeligheid van volledige strekkingen van kades en dijken voor aardbevingen. Deze beoordeling heeft plaatsgevonden voor hoogte en macrostabiliteit (taludstabiliteit). Bij de beoordeling zijn de volgende twee stappen doorlopen.

- 1 Voor alle strekkingen die niet aan de toetsing zonder aardbevingen bleken te voldoen (zowel primair als regionaal) is eerst bepaald welke verbetering er globaal nodig is zonder aardbevingen, in termen van extra hoogte en breedte. De resultaten van de toetsing van de primaire zeedijken waren op voorhand al beschikbaar (zie § 2.3). Een aanvullende globale toetsing van regionale keringen is uitgevoerd binnen de onderhavige studie. Deze toetsing is gebaseerd op gegevens van de ligging van de waterkering, in combinatie met door geologen bepaalde inschattingen van de ondergrond en zijn eigenschappen. Zie § 4.2 voor een verdere uitleg van de gevolgde procedure.

De binnen stap 1 gekozen schematisaties van de ondergrond en de stijghoogte in de eerste zandlaag zijn conservatief, omdat geen gedetailleerde lokale informatie beschikbaar is. De volgens de voorschriften te gebruiken veiligheidsfactoren zijn ook conservatief. De werkelijke veiligheid bij een gegeven waterbelasting is dus op de meeste rekenlocaties groter dan de minimaal aanwezige veiligheid die in deze studie bepaald.

- 2 Als tweede stap is, zonodig op basis van de fictief al verbeterde kades en dijken, nagegaan wat de kritieke waarde is van de piekversnelling, voor elk van de onderscheiden mechanismen die een verhoogde kans van optreden hebben bij aardbeving.

De beschouwde mechanismen zijn:

- Taludafschuiving (Macro-instabiliteit) binnenwaarts (landzijde), met de Bishop en Uplift Van glijvlakmodellen. Voor regionale keringen is ook onderzocht of een glijvlak op de grens van de bovenste zandlaag door deze glijvlakmodellen wordt beschreven (horizontaal evenwicht).
- Taludafschuiving buitenwaarts met het Bishop glijvlakmodel. Bij regionale keringen is vanwege ontbrekende informatie een ligging van het onderwatertalud aangenomen.
- Kruindaling door combinatie van:
  - Talud-afschuiving (zolang niet bezwaken).
  - Vervorming van de geheel of gedeeltelijk verweekte zandlaag door compactie.
  - Vervorming van de geheel of gedeeltelijk verweekte zandlaag door wegpersen (squeezing).

In alle berekeningen is van grote invloed welke extra waterspanningen zich door de aardbeving opbouwen in de zandlagen, waardoor deze zandlagen uiteindelijk zelfs

volledig kunnen verweken. Zie § 4.3 voor een overzicht van de mechanismen. Een nader overzicht van de gebruikte modellen wordt gegeven in § 4.4.

De binnen stap 2 toegepaste eenvoudige modellen, in combinatie met de gekozen schematisaties van de ondergrond, geven globale en conservatieve indicaties van mogelijke doorgaande macro-instabiliteit en van blijvende kruindaling onder invloed van aardbevingsbelasting. Vanwege deze conservatieve aannamen is de werkelijke veiligheid op de meeste rekenlocaties dus groter dan de in deze studie berekende waarde, bij een gegeven belasting door water en aardbeving.

Belangrijke kanttekening is verder dat de beschikbare modellen voor kruindaling een grote onzekerheidsmarge kennen. Deze modellen zijn daarom vooral geschikt voor een kwalitatieve beoordeling van meer en minder gevoelige locaties.

Binnen stap 2 zijn verschillende combinaties van waterstanden en piekversnellingen door aardbeving doorgerekend. Deze waarden zijn afgeleid van de veiligheidsnorm die zonder aardbevingen wordt gesteld, en van de daarop gebaseerde maximaal toelaatbare bezwijkkans per jaar voor afzonderlijke mechanismen. Bestaande keringen zijn niet ontworpen op aardbevingen. Voor deze bestaande keringen is in deze studie gerekend met een mogelijke keuze voor 100 % van de norm en voor 120% van de norm. Een nadere uitleg van de gehanteerde semi-probabilistische veiligheidsfilosofie wordt gegeven in § 4.5. De gehanteerde semi-probabilistische aanpak is ook weer conservatief: de methodiek is er op gericht te borgen dat de werkelijke faalkansen in ieder geval lager zijn dan de maximaal toelaatbare. Hoeveel lager precies blijft onbepaald.

Voor de meest ongunstige ondergrondscenario's en belastingcombinaties worden de kritieke versnellingen per mechanisme (bij verschillende terugkeertijden) uiteindelijk uitgedrukt in een equivalente kritieke piekversnelling bij een terugkeertijd van 475 jaar. Zie § 4.6 voor verdere uitleg.

## 4.2 Toetsing en ontwerp zonder aardbevingsbelasting

Voor de toetsing en het aansluitende ontwerp van kades zonder een aardbevingsbelasting is in de onderhavige studie gebruik gemaakt van toetsresultaten volgens de voorschriften voor primaire keringen (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007) en volgens de leidraad voor regionale keringen (STOWA, 2007).

Hieronder volgt een samenvatting van de relevante mechanismen die volgens de voorschriften en/of leidraad in beschouwing moeten worden genomen. Relevant wil in dit verband zeggen: met consequenties voor de benodigde hoogte en breedte van de kering.

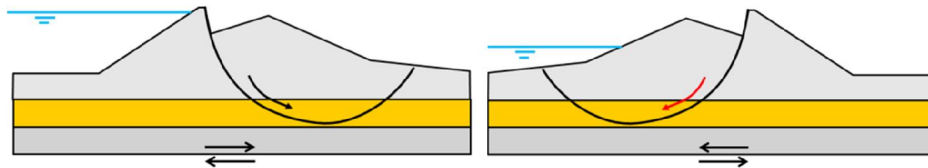
- 1 Overslag of overloop door onvoldoende kruinhoogte. Overslag wordt veroorzaakt door golven bij een waterpeil onder de kruinhoogte. Overloop wordt veroorzaakt door een waterpeil hoger dan de kruin. Overloop en overslag leiden samen tot een benodigde kruinhoogte, die afhankelijk is van de toelaatbare kans dat het waterpeil of de overslag groter worden dan een kritieke waarde.





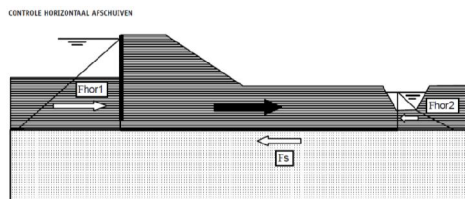
Figuur 4.1 Overslag of overloop bij onvoldoende kruinhoogte

- 2 Doorgaande macro-instabiliteit. Dat wil zeggen een afschuiving van een relevant deel van het talud (de helling) van de waterkering, die gepaard gaat met grote verplaatsing. Afschuiving aan landzijde (binnenwaarts) vindt plaats bij hoge waterstand. Afschuiven aan waterzijde (buitenwaarts) vindt plaats bij een snelle val van de waterstand. Bij een ontwerp zonder aardbeving moet volgens de voorschriften rekening gehouden met mogelijk afschuiven langs een cirkel (methode Bishop). Voor binnenwaartse stabiliteit wordt ook rekening gehouden met een glijvlak bestaande uit een horizontaal deel en twee cirkelvormige delen aan de uiteinden (methode Uplift Van). De laatste methode is van toepassing wanneer de deklaag (klei/veen) in het achterland (bijna) opdrijft, door de druk van het water in de zandlaag daaronder.



Figuur 4.2 Afschuiven talud aan landzijde (binnenwaarts) of waterzijde (buitenwaarts), onder invloed van alleen waterbelasting

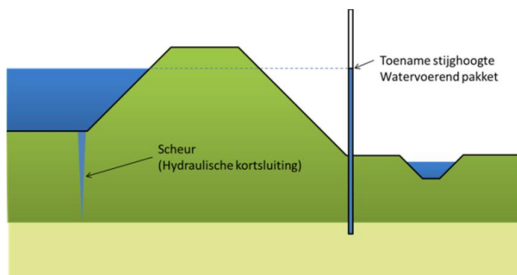
Een toetsing (en daarop gebaseerd ontwerp) op horizontaal evenwicht bij droogte is volgens de leidraad voor regionale keringen vereist, indien het kademateriaal een relatief laag volumiek gewicht heeft (veen). Bij deze toetsing wordt een horizontaal glijvlak verondersteld. Uit een nadere analyse van modellen en condities voor horizontaal evenwicht (Bijlage E) blijkt dat een toetsing op horizontaal evenwicht niet nodig is voor de Groningse keringen (met een kademateriaal bestaande uit klei).



Figuur 4.3 Horizontaal afschuiven van regionale kering tijdens droogte, bij een laag gewicht van het kademateriaal (niet van toepassing voor de kades in Groningen)

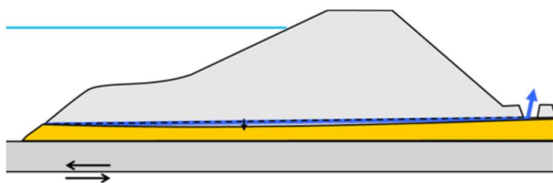
Bij regionale keringen wordt, vanwege de beperkte informatie over de ligging van lagen, de boezembodem en de beschoeiing, veelal uitgegaan van direct contact tussen de eerste zandlaag en het boezemwater (hydraulische kortsluiting). De stijghoogtes in het zand zijn dan gelijk aan het waterpeil in de boezem. Deze conservatieve aanname leidt tot onderschatting van de werkelijke veiligheid, op alle locaties waar de effectieve dikte van de toplaag van klei of veen groot is. Bij beschoeiing wordt de effectieve dikte gemeten vanaf de onderkant van de beschoeiing. In de Groningse situatie kan een dunne effectieve deklaag vrijwel

nergens worden uitgesloten, zie Bijlage F. In het onderhavige onderzoek wordt dus altijd van hydraulische kortsluiting uitgegaan.



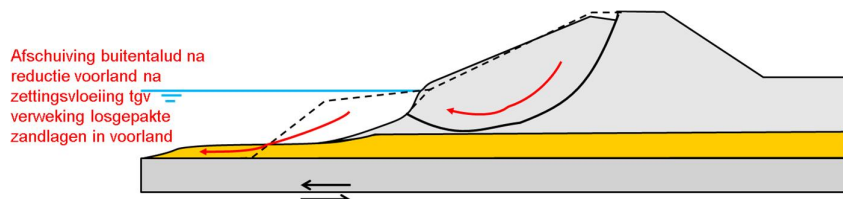
Figuur 4.4 Als conservatieve aanname wordt altijd gerekend met hydraulische kortsluiting door afwezigheid van een deklaag of door scheuren in de deklaag

- 3 Interne erosie (piping), na opbarsten van een eventuele deklaag aan landzijde. Voor de toetsing van de regionale keringen op piping is het voorgeschreven Sellmeijer model gebruikt. Wanneer er een deklaag aan landzijde is, dan wordt eerst getoetst of deze kan opbarsten door het gewicht van de deklaag te vergelijken met de opdrijvende belasting van de waterdruk in de onderliggende zandlaag. Bij regionale keringen is als conservatieve aanname van hydraulische kortsluiting uitgegaan voor de in rekening te brengen waterdruk bij mogelijk opbarsten. Deze conservatieve aanname leidt ook hier tot onderschatting van de werkelijke veiligheid op locaties waar de effectieve dikte van de toplaag van klei of veen groot is.

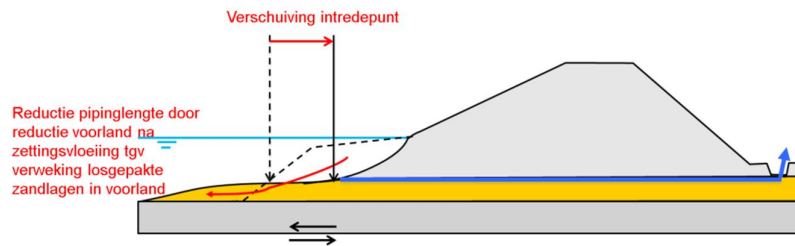


Figuur 4.5 Opbarsten van de deklaag aan landzijde, gevolgd door interne erosie (piping)

- 4 Afschuiven of vloeien van het voorland bij zeedijken, voor de twee locaties waar schade aan het voorland volgens de eerdere Quick-Scan kan leiden tot een toenemende kans op afschuiven van het buitentalud of interne erosie (piping). Deze twee locaties zijn Vierhuizergat en Eemshaven. Op de overige locaties zijn de kwelders voldoende breed om deze risico's te mogen verwaarlozen.



Figuur 4.6 Verweking losgepakte zandlaag in voorland, zettingsvloeiing en afschuiving buitentalud



Figuur 4.7 Verweking losgepakte zandlaag in voorland, zettingsvloeiing en reductie pipinglengte

Op grond van de toetsresultaten kan het voor bepaalde strekkingen van zeedijken en regionale keringen nodig blijken om verhoging en/of verbreding uit te voeren. Deze benodigde verbetering is afgeschat met een globale<sup>2</sup> ontwerpberekening. Voor deze aanpak is gekozen om de verbetering voor het “op orde brengen” van de kering op basis van reguliere eisen te kunnen scheiden van de daarna nog te bepalen extra verbetering die eventueel nodig is vanwege aardbevingsbelasting.

Het globaal inschatten van de benodigde verbetering voor het “op orde brengen” heeft plaatsgevonden via de volgende drie stappen.

- De locaties van de te verbeteren strekkingen zijn allereerst geïdentificeerd. Voor zeedijken is dat gebeurd met hulp van de toetsrapportages zoals gerapporteerd in § 2.3. Voor regionale keringen is dat gebeurd met software voor geautomatiseerde geotechnische toets- en ontwerpberekeningen (DAM). DAM voert in verschillende dwarsdoorsneden een toetsing uit, conform de leidraad “*Toetsen op veiligheid van regionale keringen*” (STOWA, 2007). Deze toetsing is uitgevoerd voor de mechanismen overloop/golfoverslag, macro-stabiliteit binnenwaarts (incl. het mogelijk opdrijven van het achterland), macrostabiliteit buitenwaarts en piping. DAM maakt rechtstreeks gebruik van de beschikbare geometrische data en ondergronddata (zie § 2.4) en van benodigde kruinhoogtes ter voorkoming van overloop en overslag (zie hoofdstuk 3). Voor analyse van macrostabiliteit roept DAM de D-GeoStability software aan, die alle voorgeschreven glijvlakmodellen doorrekent. DAM beschrijft het stijghoogteverloop als een eenvoudige functie van de waterstand. Verdere details omtrent de geautomatiseerde DAM schematisaties en de D-GeoStability modellen zijn te vinden in de respectievelijke handleidingen (Deltares, 2013b), (Deltares, 2013c) (Deltares, 2013d).
- Op de locaties van regionale keringen waar de veiligheidsfactor voor macrostabiliteit of piping onvoldoende is heeft DAM vervolgens een globale ontwerpberekening uitgevoerd, waarbij hydraulische kortsluiting is aangenomen. Daaruit resulteren de benodigde afmetingen van de waterkering in hoogte en breedte, inclusief de eventueel benodigde berm.
- Op de locaties van de zeedijken waar waterkering volgens de formele toetsing niet voldoet, is binnen deze studie handmatig een ontwerp gemaakt dat wel aan de veiligheidseisen voldoet. Op de locaties waar nog geen oordeel is geveld, blijken de bij de laatste formele toetsing toegepaste sterkteparameters onwaarschijnlijk laag. Het is daarom aannemelijk dat nader (grond)onderzoek op die locaties alsnog tot goedkeuring

<sup>2</sup> De globaal benodigde verbeteringen voor het “op orde brengen”, zoals in dit rapport gepresenteerd, hebben slechts een indicatief karakter, ten behoeve van prioritering van verdere maatregelen. Ze mogen niet worden beschouwd als het resultaat van gedetailleerde ontwerpberekeningen.

zal leiden. Daarop vooruitlopend zijn de toegepaste grondparameters en/of afmetingen voor de strekkingen met het predicaat “geen oordeel” binnen deze studie zodanig aangepast dat de kering in haar huidige vorm precies aan de norm voldoet. Er wordt op de locaties met “geen oordeel” dus aangenomen dat nader onderzoek tot goedkeuring van de kering zal leiden.

### 4.3 Relevante scenario's bij aardbevingsbelasting

#### 4.3.1 Beschouwde mechanismen

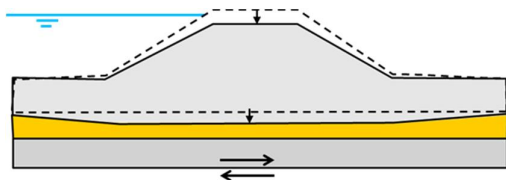
Met de oorspronkelijke geometrie (indien deze al voldeed) of de fictief verbeterde geometrie heeft een analyse plaatsgevonden van de invloed van de piekversnelling door aardbeving voor de volgende twee scenario's.

- 1 Doorgaande macro-instabiliteit door aardbevingen. Dat wil zeggen een afschuiving die gepaard gaat met grote verplaatsing.

De volgende keuzes, aannames en uitgangspunten zijn daarbij gehanteerd:

- Voor doorgaande macro-instabiliteit onder invloed van aardbevingsbelasting wordt een verplaatsingscriterium gebruikt.
- Er wordt altijd getoetst op afschuiving aan landzijde (binnenwaarts).
- Er wordt getoetst op afschuiving aan waterzijde (buitenwaarts). Voor zeedijken gebeurt dat op basis van de gemeten geometrie. Voor regionale keringen gebeurt dat op basis van een aangenomen onderwatergeometrie en zonder invloed van een eventuele beschoeiing.
- We gebruiken de conservatieve aanname dat de doorsnede na het optreden van doorgaande macro-instabiliteit tijdens de herstelperiode geen water meer kan keren. We stellen het optreden van doorgaande macro-instabiliteit dus gelijk aan het optreden van overstroming.
- We veronderstellen de herstelperiode na doorgaande macro-instabiliteit gelijk aan maximaal 1 jaar. Dit houdt in dat we werken met jaarlijkse overschrijdingskansen voor belastingen.
- Overeenkomstig de Eurocode 8 moet rekening worden gehouden met de tijdelijke wateroverspanningen die zich tijdens de cyclische aardbevingsbelasting opbouwen in zandlagen. Deze waterspanningen zorgen voor tijdelijke sterktevermindering.

- 2 Kruindaling, gevolgd door overslag of overloop tijdens de herstelperiode.



Figuur 4.8 Kruindaling door een combinatie van vervorming van de zandlaag (wegdruken en compactie) en niet-doorgaande afschuiving.

De volgende keuzes, aannames en uitgangspunten zijn daarbij gehanteerd:

- Toetsing vindt plaats door de berekende kruinligging na daling te vergelijken met de benodigde kruinhoogte ter voorkoming van overslag en overloop bij de toelaatbare overschrijdingskans.
- De kruindaling kan een gevolg zijn van niet-doorgaande macro-instabiliteit (gepaard met beperkte verplaatsing) en/of van vervorming van de verweekbare zandlagen onder de waterkering.
- De vervorming van de onderliggende zandlaag is het gevolg van wegpersen tijdens de verweekte periode en van de verdichting (compactie) die daarna nog optreedt.
- We veronderstellen de herstelperiode na ontoelaatbare kruindaling gelijk aan maximaal 1 jaar. Dit houdt in dat we werken met jaarlijkse overschrijdingskansen voor belastingen.

Daarnaast is onderzocht of op welke wijze de stabiliteit van het voorland op de twee kritische locaties zou kunnen worden getoetst.

3 In Bijlage O is een methode beschreven waarmee de stabiliteit van het voorland in het geval van een aardbevingsbelasting kan worden beoordeeld via de reguliere eenvoudige toets of de nieuwe gedetailleerde toets uit de Handreiking Voorland Zettingsvloeiing (Rijkswaterstaat, 2012). Hierbij wordt de aardbevingsbelasting vervangen door een equivalente taludversteiling. Vooralsnog wordt er echter van afgezien om deze methode toe te passen op de locaties Vierhuizergat en Eemshaven. Hiervoor zijn de volgende redenen:

- Bij de locatie Vierhuizergat is in 2012, in verband met het dichterbij komen van de geul richting dijk, op het onderwater over een lengte van ca 900 m een bestorting aangebracht. Daarbij is de bodem van de geul onder een talud van 1:4 verhoogd en vastgelegd, met staalslakken als basis, opgevuld met zand, en afgewerkt met staalslakken. Een bestorting voorkomt verdere versteiling en verdieping van het talud, waarmee één van de triggers voor het optreden van verweking weggenomen is. Verweking door een aardbeving wordt hiermee echter niet voorkomen. Thans zijn er geen methoden beschikbaar om het effect van bestorting op de stabiliteit van de vooroever gegeven verweking te kwantificeren. Daarmee is de methode zoals beschreven in Bijlage O slechts zeer beperkt toepasbaar. Op dit moment voert Deltares in opdracht van Rijkswaterstaat onderzoek uit naar de werking van bestorting. De resultaten hiervan komen waarschijnlijk medio 2014 beschikbaar, waarna het effect van de bestorting op verweking voor het Vierhuizergat kan worden bepaald
- De Eemshaven ligt buitendijks, wat betekent dat de keringen langs de haven secundaire keringen zijn. Op verzoek van Groningen Seaports en het waterschap Noorderzijlvest heeft Royal Haskoning deze keringen getoetst met het toetstinstrumentarium voor primaire keringen. De strenge criteria uit de eenvoudige toetsing zijn daarom waarschijnlijk zeer conservatief.

#### 4.3.2 Bewust uitgesloten effecten en scenario's

De volgende effecten en scenario's zijn binnen deze studie bewust uitgesloten.

- Extra risico's op interne erosie (piping) door aardbeving zijn uitgesloten, omdat er in het ontwerp van de benodigde verbetering zonder aardbeving al rekening is gehouden met hydraulische kortsluiting.
- Een toetsing op uitsluitend horizontaal evenwicht is uitgesloten op grond van een vergelijking van verschillende glijvlakmethoden met de resultaten van eindig-elementenberekeningen (zie Bijlage E).
- Vanwege de grote variatie in de plaatselijk aanwezige damwanden en andere beschoeiingen is (nog) geen onderzoek verricht naar de invloed van aardbevingsbelasting op de (binnenwaartse) stabiliteit van deze beschoeiing.
- Er wordt geen rekening gehouden met de invloed van verticale versnellingen op macro-instabiliteit (alleen horizontale). De motivatie daarvoor is dat deze versnellingen niet zullen leiden tot aanpassing van de effectieve spanningen in de zandlagen, zolang het zand zich ongedraineerd gedraagt.
- Er wordt geen rekening gehouden met de belastingverandering op de waterkering door waterbeweging tijdens een aardbeving. Dit effect wordt alleen significant geacht bij diep en breed water, zoals bij stuwdammen.
- Er is geen rekening gehouden met mogelijke volveffecten van niet-doorgaande macro-instabiliteit, zoals het bezwijken van leidingen in waterkeringen.
- Er is geen rekening gehouden met volveffecten na doorbraak van een deel van de waterkering. Daaronder vallen bijvoorbeeld de gevolgen van een overstroming, of het effect op de stabiliteit van een lage waterstand, die kan optreden door het leegstromen van een boezem.

#### 4.4 Toegepaste modellen en schematisaties

##### 4.4.1 Wateroverspanning en verweking in zandlagen

Cyclische belasting door bijvoorbeeld een aardbeving leidt tot tijdelijke wateroverspanningen in een zandlaag onder de waterkering, die daardoor uiteindelijk volledig kan verweken. Wanneer een zandlaag volledig verweekt dan zal dat ook leiden tot kruindaling. Verder leidt de wateroverspanning tot tijdelijke sterktereductie, die in rekening moet worden gebracht bij de analyse van macro-stabiliteit.

Appendix B behandelt in detail welke modellen zijn gekozen om te voorspellen of een zandlaag op een bepaalde diepte kan verweken, evenals hoe de veiligheid tegen verweken wordt gebruikt om de wateroverspanning te voorspellen. Deze modellen zijn vrijwel gelijk aan de modellen zoals gebruikt in de Quick Scan (Deltares, 2013a). De modellen worden ook uitgebreid beschreven in de aanpalende deelrapportage van de verwekingstudie (Deltares, 2013e). Hierna volgt een korte samenvatting van het principe waarop de modellen zijn gebaseerd.

De veiligheid tegen verweken wordt gedefinieerd in termen van relatieve schuifspanning, als de verhouding tussen de *Cyclic Stress Ratio (CSR)* en de *Cyclic Resistance Ratio (CRR)*. Deze aanpak komt overeen met internationaal gebruik en de Eurocode 8. De *CSR* wordt geschat uit de piekversnelling en het spanningsniveau, met een eenvoudige formule als functie van de diepte. De *CRR* bij een magnitude van 7,5 wordt geschat uit een correlatie met de sondeerconusweerstand als functie van de diepte. Deze *CRR* wordt vervolgens nog geschaald naar de magnitude van de aardbeving ( $M_w$ ) met de *Magnitude Scaling Factor MSF*. De gegenereerde wateroverspanning wordt vervolgens rechtstreeks gerelateerd aan de veiligheid tegen verweken. De toegepaste relatie tussen de wateroverspanning en de veiligheidsfactor is afgeleid via het aantal equivalente schuifspanningswisselingen.

Voor de berekening van de veiligheid tegen verweking is een schematisatie nodig van de ligging en relatieve dichtheid van de zandlagen, onder de meestal aanwezige deklaag (toplaag) van klei of veen. Na een onderzoek van de beschikbare sonderingen en het opstellen van daarop gebaseerde ondergrondscenario's (zie Bijlage J) is in het hele gebied gekozen voor het meest conservatieve scenario voor zowel de ligging van de zandlagen als van de relatieve dichtheid van deze zandlagen. De reden daarvoor is dat dit scenario op dit moment (zonder gedetailleerd lokaal grondonderzoek) op geen van de rekenlocaties kan worden uitgesloten. Deze conservatieve schematisatie zal op veel locaties leiden tot overschatting van de werkelijke verwekingsgevoeligheid en waterspanningen en dus ook tot onderschatting van de daarop mede gebaseerde veiligheid tegen stabiliteitsverlies of ontoelaatbare kruindaling. De werkelijke veiligheid is dus groter dan de berekende.

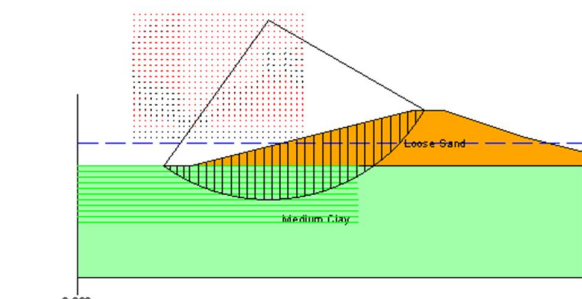
#### 4.4.2 Macro-stabiliteit

Deze subparagraaf bevat een korte samenvatting van de modellen die worden gebruikt voor het berekenen van het effect van aardbevingen op macro-stabiliteit. Deze modellen zijn vrijwel gelijk aan de modellen zoals gebruikt in de Quick Scan (Deltares, 2013a). Details worden beschreven in de Bijlagen B en C.

De versnelling die optreedt tijdens een aardbeving levert extra horizontale krachten op de waterkering, die afschuiving kunnen veroorzaken. Daarbij moet volgens de Eurocode 8 rekeningen worden gehouden met de tijdelijke vermindering van sterkte in natte grondlagen, door wateroverspanningen als gevolg van schuifspanningswisselingen.

Het inschatten van de vervorming door afschuiving tijdens de aardbevingsbelasting vindt per belastingcombinatie plaats via de volgende twee stappen.

- Allereerst wordt berekend bij welke piekwaarde van de horizontale versnelling het statisch evenwicht wordt overschreden (veiligheidsfactor kleiner dan de volgens voorschriften vereiste waarde). Deze berekening wordt uitgevoerd met dezelfde glijvlakmodellen als gebruikt voor de toetsing zonder aardbevingsbelasting en met de partiële factoren volgens de vigerende richtlijnen/leidraad. In de berekening wordt ook rekening gehouden met de sterktereductie door wateroverspanningen. De aldus berekende versnelling wordt de *yield acceleration*  $a_{\text{yield}}$  genoemd.



fm : 34.00 [m]      Radius : 32.00 [m]  
 rm : 26.00 [m]      Safety : 0.95

Figuur 4.9: Voorbeeld statische stabiliteitsberekening.

- Bij de vier geselecteerde accellerogrammen (zie § 2.5) wordt vervolgens door integratie berekend welke verplaatsing het grondlichaam ondergaat voor alle perioden waarin de versnelling groter is dan de *yield acceleration*. Deze berekening staat bekend als de *Newmark sliding block* methode. De berekende verplaatsing moet voor alle accellerogrammen beneden een kritieke waarde blijven. Deze kritieke waarde wordt op gelijk gesteld aan 0.15 m., omdat uit ervaring is gebleken dat onder deze berekende grens in de werkelijkheid meestal geen schade optreedt (Jibson, 2011).

Voor de berekening van de stabiliteit is een schematisatie nodig van de ligging en van de relevante mechanische eigenschappen van alle grondlagen vanaf het maaiveld tot en met de eerste zandlaag. Na een onderzoek van de beschikbare sonderingen zijn voor verschillende strekkingen verschillende combinaties van mogelijke ondergrondscenario's opgesteld. Deze scenario's zijn allemaal doorgerekend op stabiliteit. Het resultaat van het maatgevende scenario (dat wil zeggen het meest conservatieve scenario) is in eerste instantie gebruikt voor de beoordeling van veiligheid. Er is weer gekozen voor deze conservatieve aanpak omdat het maatgevende scenario op geen van de rekenlocaties kan worden uitgesloten, indien er geen gedetailleerd lokaal grondonderzoek beschikbaar is. De conservatieve aanpak zal op veel locaties leiden tot onderschatting van de daarop mede gebaseerde veiligheid tegen stabiliteitsverlies. De werkelijke veiligheid is dus weer groter dan de berekende. Voor de indicatie van de te verbeteren lengtes van kades en zeedijken is daarom in tweede instantie ook gekeken naar het gewogen gemiddelde en naar het aandeel in de lengte van de scenario's die niet voldoen. Dit onder aanname dat de locaties van de scenario's die niet voldoen door middel van nader grondonderzoek eerst beter ingesloten zullen worden.

#### 4.4.3 Kruindaling

Er bestaan op dit moment internationaal geen modellen die kruinzetting nauwkeurig kunnen voorspellen, zodra zandlagen geheel of gedeeltelijk verweken. Dit is zeker het geval wanneer enkele zeer specifieke eigenschappen van het zand niet in detail en per locatie bekend zijn. Zonder deze specifieke eigenschappen zijn alleen eenvoudige en benaderende modellen inzetbaar. De in het volgende hoofdstuk gepresenteerde globale berekening van kruinzetting is daarom slechts indicatief en vooral geschikt voor een kwalitatieve beoordeling van meer en minder gevoelige locaties. Deze subparagraaf bevat een korte samenvatting van de modellen die voor de indicaties zijn gebruikt. Details worden beschreven in de Bijlagen B en D.

De kruinzetting wordt opgebouwd uit de volgende drie bijdragen:



- Afschuiven van het talud door niet-doorgaande macro-instabiliteit. De optredende kruinzettingen worden weer voorspeld met het *Newmark Sliding Block* model.
- Vervorming van geheel of gedeeltelijk verweekte zandlagen onder de waterkering door:
  - Wegpersen (squeezing): het zijdelings wegpersen van volledig verweekt zand onder een deklaag door het gewicht van het bovenliggende dijklichaam, zonder dat er sprake is van een afschuiving. De vervorming wordt voorspeld met hulp van een functie die is gefit op resultaten van eindige-elementenberekeningen.
  - Verdichting (compactie). Deze treedt op na afloop van de aardbevingsbelasting, zodra er poriewater afstroomt. De vervorming wordt voorspeld met hulp van eenvoudige empirische functies, die zijn afgeleid uit de literatuur.

Voor de berekening van kruindaling van alle grondlagen van het maaiveld tot en met de eerste zandlaag is een schematisatie nodig van de ligging en de relevante mechanische grondeigenschappen. Voor de ligging van de deklaag van klei en veen is gebruik gemaakt van de ondergrondscenario's voor macro-stabiliteit. Voor de ligging en eigenschappen van de zandlagen onder de deklaag is gebruik gemaakt van de conservatieve schematisatie voor verwekingsgevoeligheid (zie § 4.4.1). De kruindaling is berekend voor alle ondergrondscenario's. Voor de veiligheidstoets is in eerste instantie het resultaat van het meest ongunstige scenario (met de grootste zetting) gebruikt. De motivatie daarvoor is dat dit maatgevende scenario zonder nader grondonderzoek niet kan worden uitgesloten, ook al komt het scenario in het deelgebied maar op een klein deel van de beschouwde strekking voor. Deze conservatieve schematisatie zal op veel locaties leiden tot overschatting van de kruindaling, indien de gebruikte modellen zelf voldoende conservatief zijn. Voor de indicatie van de te verbeteren lengtes van kades en zeedijken is daarom in tweede instantie ook gekeken naar het gewogen gemiddelde en naar het aandeel van de scenario's die niet voldoen. Dit onder aanname dat de locaties van de scenario's die niet voldoen door middel van nader grondonderzoek eerst beter ingesloten zullen worden.

#### 4.4.4 Schade aan voorland

Een nadere beoordeling van het voorland heeft niet plaatsgevonden, zie § 4.3. Hiervoor zijn op dit moment geen voldoende betrouwbare modellen beschikbaar. Een aanzet voor een methodiek op basis van een equivalente taludversteiling wordt gegeven in Bijlage O.

### 4.5 Veiligheidsfilosofie

#### 4.5.1 Inleiding

Een veiligheidsfilosofie moet borgen dat de kans op een overstroming beneden een bepaalde normwaarde blijft. De gehanteerde filosofie wordt gedetailleerd beschreven in Bijlage G. Het deel daarvan dat gaat over de in rekening te brengen norm en de daaraan gerelateerde rekenwaarden voor belastingen is ook opgenomen in de volgende subparagrafen.

#### 4.5.2 Vigerende voorschriften en normen voor de toetsing van dijken en kades

Voor primaire keringen zijn wettelijke voorschriften beschikbaar voor een periodieke toetsing op de veiligheid tegen overstromen. De vigerende voorschriften dateren van 2007 (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007). Voor regionale keringen is er (eveneens sinds 2007) een leidraad beschikbaar (STOWA, 2007).

Volgens de vigerende voorschriften/leidraad wordt de toetsing op veiligheid per doorsnede uitgevoerd op het deelaspect dat rechtstreeks tot overstroming leidt (overloop door onvoldoende hoogte) en op alle overige aspecten (faalmechanismen) die verlies van stabiliteit kunnen initiëren. Voor dijken en kades zijn de hoogwater gedreven mechanismen: inwendige erosie (piping/onderloopsheid); afschuiving (macro-instabiliteit); bezwijken van bekleding aan waterzijde, gevolgd door erosie aan waterzijde; overslag door onvoldoende hoogte, gevolgd door erosie aan bovenzijde en landzijde. Voor primaire keringen moet daarnaast worden getoetst op “indirecte mechanismen” die niet tijdens hoogwater optreden, zoals bijvoorbeeld schade aan het voorland door afschuiving of zettingsvloeiing.

Een toetsing op veiligheid zou in theorie gebaseerd moeten zijn op de jaarkans dat een dijkstrekking met bepaalde lengte overstroomt (overstromingskans). Dit is de gecombineerde kans dat ergens langs deze strekking gedurende het jaar niet wordt voldaan aan het faalcriterium voor hoogte of stabiliteit. Op dit moment zijn in Nederland echter alleen normen vastgesteld voor de kritieke overschrijdingsfrequentie van waterstanden (overschrijdingskans).

- Voor de primaire keringen (zeedijken) in Groningen is door het rijk een maximaal toelaatbare terugkeertijd van 4000 jaar (oftwel een jaarlijkse overschrijdingsfrequentie van 1:4000) vastgesteld. Vanaf 2017 zullen voor de primaire keringen nieuwe normen gaan gelden, die zullen worden gebaseerd op overstromingskansen.
- Voor regionale keringen is door de provincie Groningen een maximaal toelaatbare terugkeertijd van 100 jaar vastgesteld. Volgens de provincie zal deze norm in 2023 voor veel regionale keringen aangescherpt worden tot 1:300 en 1:1000 (Provincie Groningen, 2011).

Voor zowel primaire als regionale keringen is in de vigerende voorschriften dus alleen een norm gesteld aan de jaarlijks maximaal toelaatbare overschrijdingskans voor de benodigde kruinhoogte (hydraulisch belastingniveau). Er is dus (nog) geen norm gesteld voor de toelaatbare jaarlijkse overstromingskans van een dijkstrekking met bepaalde lengte. Een dergelijke normstelling is echter wel nodig om een veiligheidsfilosofie bij aardbevingen te kunnen relateren aan de huidige toetsvoorschriften (primair) en de huidige leidraad (regionaal). Daarom interpreteren we de vigerende normwaarde in deze studie als de toelaatbare overstromingskans.

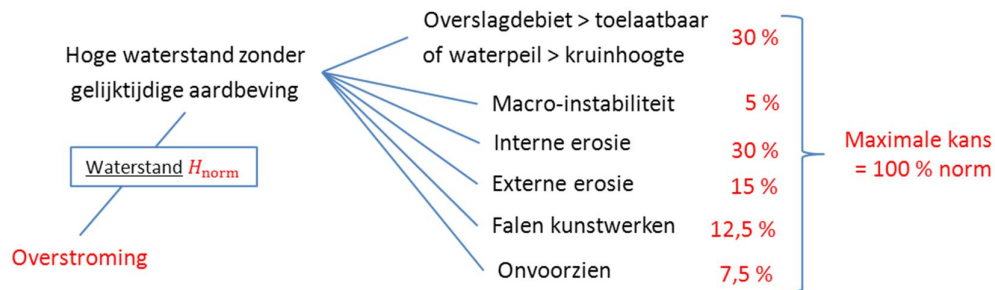
#### 4.5.3 Te hanteren faalkansbegroting zonder aardbeving

De huidige toetsvoorschriften schrijven toelagen voor op het toetspeil (de waterstand met een overschrijdingskans gelijk aan de norm) en partiële factoren op karakteristieke sterkte-eigenschappen, alvorens deze te gebruiken voor een deterministische toetsing per mechanisme en doorsnede. De partiële factoren in de huidige voorschriften voor primaire keringen zijn op dit moment echter nog niet compleet en consistent onderbouwd op basis van een zogenaamde “faalkansbegroting”. Een dergelijke begroting verdeelt de toelaatbare gecombineerde faalkans (met bijbehorende betrouwbaarheidsindex  $\beta$ )<sup>3</sup> over de toelaatbare deelkans op onvoldoende kruinhoogte en de toelaatbare deelkans op stabiliteitsverlies door elk van de mechanismen afzonderlijk.

---

<sup>3</sup> De betrouwbaarheidsindex  $\beta$  is een maat voor de veiligheid. Hoe groter de index, hoe kleiner de faalkans

De partiële factoren voor dijken en kades zijn in de vigerende voorschriften alleen in het geval van macro-instabiliteit aantoonbaar bepaald op basis van een toelaatbare faalkans. Om de veiligheidsfilosofie bij aardbevingen voor alle mechanismen aan de vigerende voorschriften te kunnen relateren, veronderstellen we hierna dat de voorgeschreven partiële factoren voor de andere mechanismen impliciet zijn gebaseerd op de faalkansbegroting zoals gegeven in Figuur 4.10. Deze begroting is gebaseerd op recente inzichten uit het project VNK2 (Veiligheid Nederland in Kaart), zie (Deltares, 2011).

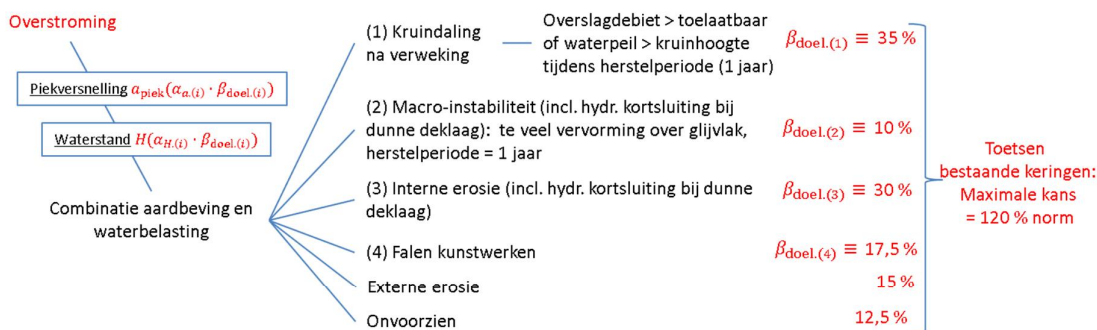


Figuur 4.10 Gebeurtenissenboom en aangenomen faalkansbegroting bij toetsing zonder aardbevingsbelasting

#### 4.5.4 Mogelijke aanpassing van de faalkansbegroting bij aardbevingen

Wanneer er aan de huidige toetsregels wordt voldaan veronderstellen we dus dat de overstromingskans zonder aardbevingsbelasting maximaal 100 % van de normwaarde is. Wanneer aardbeving tot een significante extra kans op overstroming leidt, dan kan de totale overstromingskans voor bestaande keringen groter worden dan 100 % van de normwaarde. Voor het toetsen van deze bestaande keringen voor de combinatie van waterbelasting en aardbeving is dus een keuze nodig voor de eventueel extra toelaatbare overstromingskans. Het primaat voor deze keuze ligt bij het nationaal en provinciaal bestuur.

Na overleg met enkele experts uit het "Expertise Netwerk Waterveiligheid" is besloten om in deze studie voor bestaande keringen te rekenen met twee mogelijke keuzes: 100 % en 120 % van de normwaarde, wanneer er zowel op waterbelasting als op aardbevingsbelasting wordt getoetst. De 20 % extra ruimte wordt internationaal ook wel gebruikt voor het beoordelen van bestaande constructies ten opzichte van nieuwbouw. Er is bij het 120% scenario een extra faalkansruimte van 20 % voor de faalmechanismen die tijdens een aardbeving een verhoogde kans van optreden hebben. Figuur 4.11 geeft een schematische weergave van de aangepaste begroting bij 120%. Indien een dijkvak niet voldoet geldt deze verruiming van de norm uiteraard niet meer wanneer een ontwerp moet worden gemaakt voor verbetering.



**Zonder kalibratie**

- Bepaal  $\beta_{\text{doel}(i)}$  uit de aangenomen verdeling van de toelaatbare overstromingskans
- Bepaal per spoor de maatgevende combinatie: A:  $\alpha_a = 0.28, \alpha_H = 0.7$   
 B:  $\alpha_a = 0.7, \alpha_H = 0.28$   
 C:  $a = 0.0, H = H_{\text{norm}}$  (de toetsituatie zonder aardbevingen)

**Met kalibratie**

$\beta_{\text{doel}}, \alpha_H$  en  $\alpha_a$  volgen uit representatieve faalkansberekeningen

*Figuur 4.11 Gebeurtenissenboom en aangenomen faalkansbegroting bij toetsing met aardbevingsbelasting en een keuze voor 20 % extra faalkansruimte*

Binnen de gekozen semi-probabilistische methodiek zonder specifieke kalibratie worden drie verschillende combinaties van aardbevingsbelasting en hoogwater doorgerekend. De te hanteren terugkeertijden voor deze belastingen zijn gerelateerd aan de doelwaarde van de minimaal benodigde betrouwbaarheidsindex  $\beta$  en aan conservatieve standaardwaarden voor de invloedscoëfficiënt  $\alpha$  (CUR, 1997).

- In de eerste door te rekenen combinatie wordt de waterstand dominant verondersteld:  $\alpha_H = 0.7, \alpha_a = 0.28$ .
- In de tweede door te rekenen combinatie wordt de aardbevingsbelasting dominant gesteld:  $\alpha_H = 0.28, \alpha_a = 0.7$ .
- In de derde door te rekenen combinatie wordt alleen gerekend met een waterbelasting gelijk aan die bij reguliere toetsing:  $\alpha_H = 1, \alpha_a = 0$ .

Hieruit resulteren uiteindelijk de in deze studie toegepaste terugkeertijden voor de rekenwaarden van de belastingen in de combinaties, zoals gegeven in Tabel 4.1 tot en met Tabel 4.4.

*Tabel 4.1 Overschrijdingsfrequenties voor rekenwaarden van de belastingen bij de doelwaarden van de betrouwbaarheidsindex voor regionale keringen, zonder extra faalkansruimte*

Mechanisme	$\beta_{\text{doel}}$ (norm: 1/100)	Overschrijdingsfrequentie voor de rekenwaarde van de belasting Regionaal	
		Niet dominant ( $\alpha = 0,28$ )	Dominant ( $\alpha = 0,7$ )
(1) Overslag en Overloop na kruindaling	2,75	1/6.4	1/36.3
(2) Doorgaande afschuifvervorming door macro-instabiliteit	3,29	1/5.2	1/93.6

Tabel 4.2 Overschrijdingsfrequenties voor rekenwaarden van de belastingen bij de doelwaarden van de betrouwbaarheidsindex voor regionale keringen en bij 20 % extra faalkansruimte

Mechanisme	$\beta_{\text{doel}}$ (norm: 1.2/100)	Overschrijdingsfrequentie voor de rekenwaarde van de belasting Regionaal	
		Niet dominant ( $\alpha = 0,28$ )	Dominant ( $\alpha = 0,7$ )
(3) Overslag en Overloop na kruindaling	2,70	1/3.9	1/33.4
(4) Doorgaande afschuifvervorming door macro-instabiliteit	3,09	1/4.6	1/65.0

Tabel 4.3 Overschrijdingsfrequenties voor rekenwaarden van de belastingen bij de doelwaarden van de betrouwbaarheidsindex voor primaire keringen, zonder extra faalkansruimte

Mechanisme	$\beta_{\text{doel}}$ (norm: 1/4000)	Overschrijdingsfrequentie voor de rekenwaarde van de belasting Primair	
		Niet dominant ( $\alpha = 0,28$ )	Dominant ( $\alpha = 0,7$ )
(1) Overslag en Overloop na kruindaling	3,79	1/6.4	1/250.7
(2) Doorgaande afschuifvervorming door macro-instabiliteit	4,21	1/7.9	1/629.6

Tabel 4.4 Overschrijdingsfrequenties voor rekenwaarden van de belastingen bij de doelwaarden van de betrouwbaarheidsindex voor primaire keringen en bij 20 % extra faalkansruimte

Mechanisme	$\beta_{\text{doel}}$ (norm: 1.2/4000)	Overschrijdingsfrequentie voor de rekenwaarde van de belasting Primair	
		Niet dominant ( $\alpha = 0,28$ )	Dominant ( $\alpha = 0,7$ )
(3) Overslag en Overloop na kruindaling	3,75	1/6.3	1/231.5
(4) Doorgaande afschuifvervorming door macro-instabiliteit	4,06	1/7.3	1/441.5

#### 4.6 Berekening van kritieke piekversnellingen en (rest)sterkte

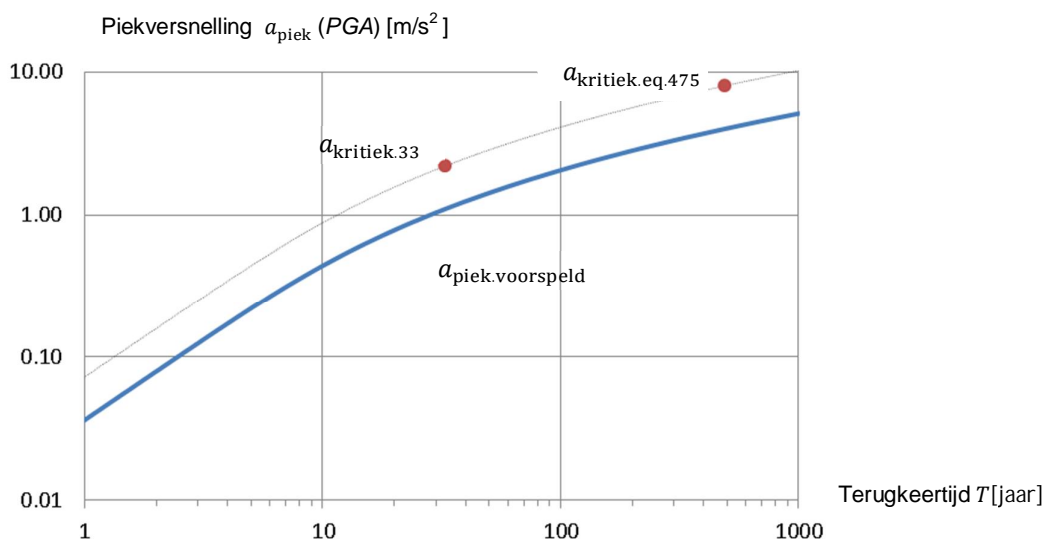
De in deze studie beschouwde mechanismen en toegepaste modellen voor het berekenen van kritieke piekversnelling voor de zeedijken en regionale keringen zijn:

- Macro-stabiliteit binnenwaarts (landzijde), met de Bishop en Uplift Van glijvlakmodellen;
- Macro-stabiliteit buitenwaarts (regionaal met een aangenomen onderwatertalud);
- Kruindaling door combinatie van:
  - Beperkte taludafschuiving.
  - Vervorming van de geheel of gedeeltelijk verweekte zandlaag door compactie.
  - Vervorming van de geheel of gedeeltelijk verweekte zandlaag door wegpersen.

Een aanvullende toetsing op horizontaal evenwicht langs een glijvlak op de grens van de bovenste zandlaag en de deklaag is wel uitgevoerd, maar wordt in het volgende hoofdstuk niet als het basisgeval gepresenteerd omdat het gewicht van het kademateriaal in Groningen deze bezwijkvorm onwaarschijnlijk maakt (zie Bijlage E).

De sterkte per mechanisme van een doorsnede in de waterkering wordt eerst berekend voor alle belastingcombinaties en ondergrondscenario's, in termen van de piekversnelling voor de bij het mechanisme en de belastingcombinatie behorende overschrijdingsfrequentie (Tabel 4.2 en Tabel 4.4). Dit levert verschillende kritieke waarden op, bij verschillende terugkeertijden.

Voor de meest ongunstige ondergrondscenario's en belastingcombinaties worden deze kritieke versnellingen bij verschillende terugkeertijden per mechanisme vervolgens uitgedrukt in een equivalente kritieke piekversnelling bij een terugkeertijd van 475 jaar. Dat gebeurt ten behoeve van een eenvoudige vergelijking tussen de voorspelde waarde (de belasting) en de kritieke waarde (de sterkte), voor verschillende mechanismen en combinaties tezamen. De omrekening naar de equivalente kritieke piekversnelling bij een terugkeertijd van 475 jaar vindt plaats door aan te nemen dat de verhouding tussen de voorspelde en de kritieke waarden op een bepaalde locatie gelijk blijft. Dit principe wordt geïllustreerd in Figuur 4.12. Op deze logaritmische schaal wordt de omrekening gevisualiseerd als een verschuiving van de kansverdelingslijn naar de kritieke waarde.



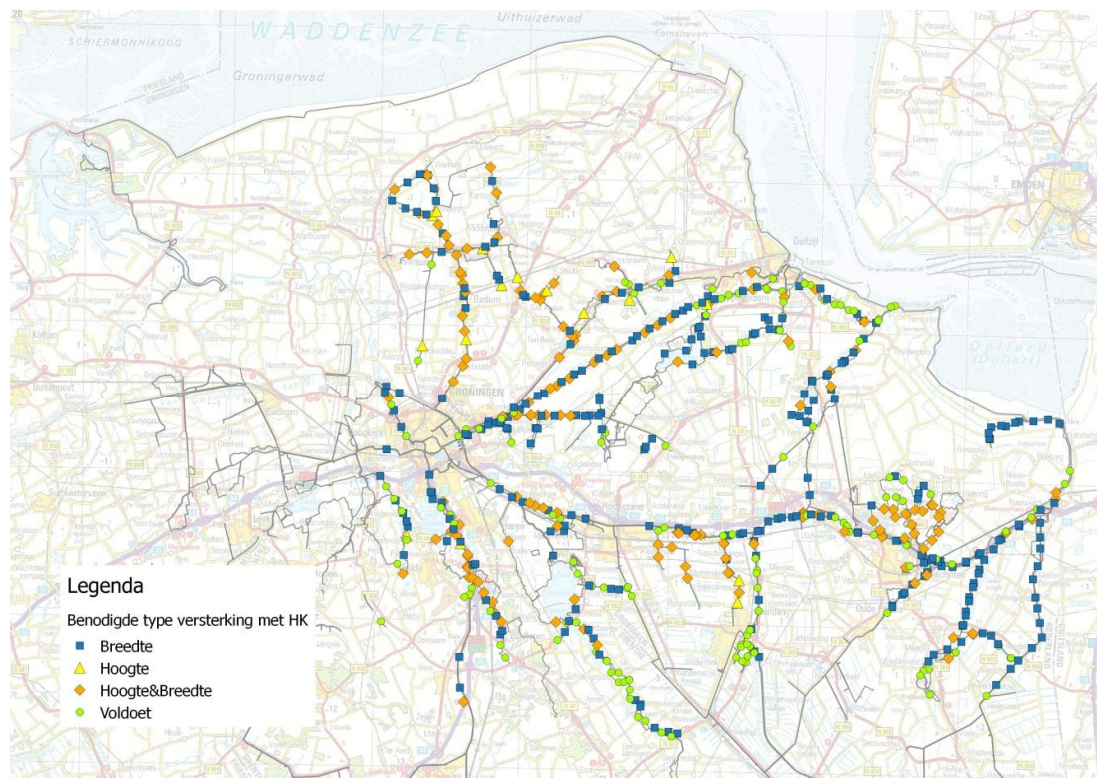
Figuur 4.12: Voorbeeld van de bepaling van de equivalente kritieke piekversnelling bij een terugkeertijd van 475 jaar uit een berekende kritieke piekversnelling bij een terugkeertijd van 33 jaar

De equivalente kritieke piekversnelling bij 475 jaar per mechanisme wordt uiteindelijk vergeleken met de voorspelde piekversnellingen (zie § 2.5.1). Wanneer de voorspelde waarde voor een of meer van de mechanismen groter is dan de kritieke waarde, dan geeft dit een indicatie dat voor deze doorsnede nader onderzoek nodig is, daarna gevolgd door eventuele verbetering. Het verschil tussen het minimum van de equivalente kritieke waarden bij een terugkeertijd van 475 jaar enerzijds en de voorspelde waarde anderzijds geeft een indicatie van de reststerkte van het maatgevende mechanisme, die geschikt is om het nadere onderzoek te prioriteren.

## 5 Rekenresultaten

### 5.1 Sterkte van de regionale waterkeringen zonder aardbevingen

De waterkeringen worden – gegeven de schaarse ondergronddata – eerst zo ontworpen dat ze op basis van conservatieve schematisaties aan het vigerende toetsvoorschrift zonder aardbevingen voldoen. Het zonodig aanpassen op hoogte vindt plaats op basis van overloop/overslag. Het zonodig aanpassen op breedte vindt plaats op basis van piping en macro-stabiliteit. Figuur 5.1 toont welke regionale kades reeds zeker aan de voorschriften voldoen (de groene stippen), en welke kades volgens de huidige conservatieve aannames verhoogd of verbreed moeten worden om aan de norm te gaan voldoen.



Figuur 5.1: Overzicht van de fictief verbeterde strekkingen van regionale keringen voor kruinhoogte en dijkbasisbreedte op basis van het meest ongunstige ondergrondscenario (geel=hoogte tekort, blauw=breedte tekort, oranje=beide).

Een groot deel van de kades kan bij gebruik van het maatgevende (meest ongunstige) grondscenario niet direct worden goedgekeurd. Wanneer er meer informatie bekend is over de lokale ondergrond kan een significante reductie van de lengte van de te versterken kades worden bereikt voor wat betreft de breedte. Dit wordt inzichtelijk gemaakt in Figuur 5.2. In deze figuur wordt weer het benodigde type verbetering gegeven, maar nu bij gebruik van een over de ondergrondscenario's gewogen gemiddelde voor de veiligheidsfactoren voor macro-stabiliteit en piping.



Figuur 5.2: Overzicht van de dominante maatregel per rekenpunt. Dit resulteert in de uiteindelijk te verbeteren strekkingen van regionale keringen voor kruinhoogte en dijkbasisbreedte op basis van een gewogen gemiddelde over ondergrondscenario's (geel=hoogte tekort, blauw=breedte tekort, oranje=beide)

Zie Bijlage K voor verdere details over de benodigde extra hoogte en breedte in de verschillende rekenpunten in het geval van het meest ongunstige ondergrondscenario en voor de invloed die de aanname van horizontale kortsluiting daarop heeft. De invloed van hydraulische kortsluiting blijkt hierbij gering.

## 5.2 Kritieke piekversnellingen bij aardbevingen

### 5.2.1 Inleiding

Alle berekeningen met aardbevingsbelasting zijn uitgevoerd uitgaande van de situatie dat de waterkeringen stabiel zijn bij een hoogwatersituatie zonder aardbevingsbelasting. In de praktijk komt dit erop neer dat is gerekend op basis van een zonodig verbeterde geometrie. Dat wil zeggen een fictieve geometrie die volgens de vigerende voorschriften (zonder aardbevingsbelasting) voldoet aan de norm. Zie § 5.1 voor de locaties waarop dit van toepassing is.

In de volgende subparagrafen worden resultaten gepresenteerd voor 100 % van de norm en voor een mogelijke verruiming tot 120 % van de norm. De in deze twee gevallen toelaatbare equivalente piekversnellingen (kritieke piekversnellingen) bij een terugkeertijd van 475 jaar zijn berekend voor de combinatie van macro-instabiliteit binnenwaarts, macro-stabiliteit buitenwaarts (alleen zeedijken) en kruindaling. Bij macro-stabiliteit binnenwaarts zijn de resultaten gecombineerd van de glijvlakmodellen Bishop en Uplift Van. Nadere berekeningen

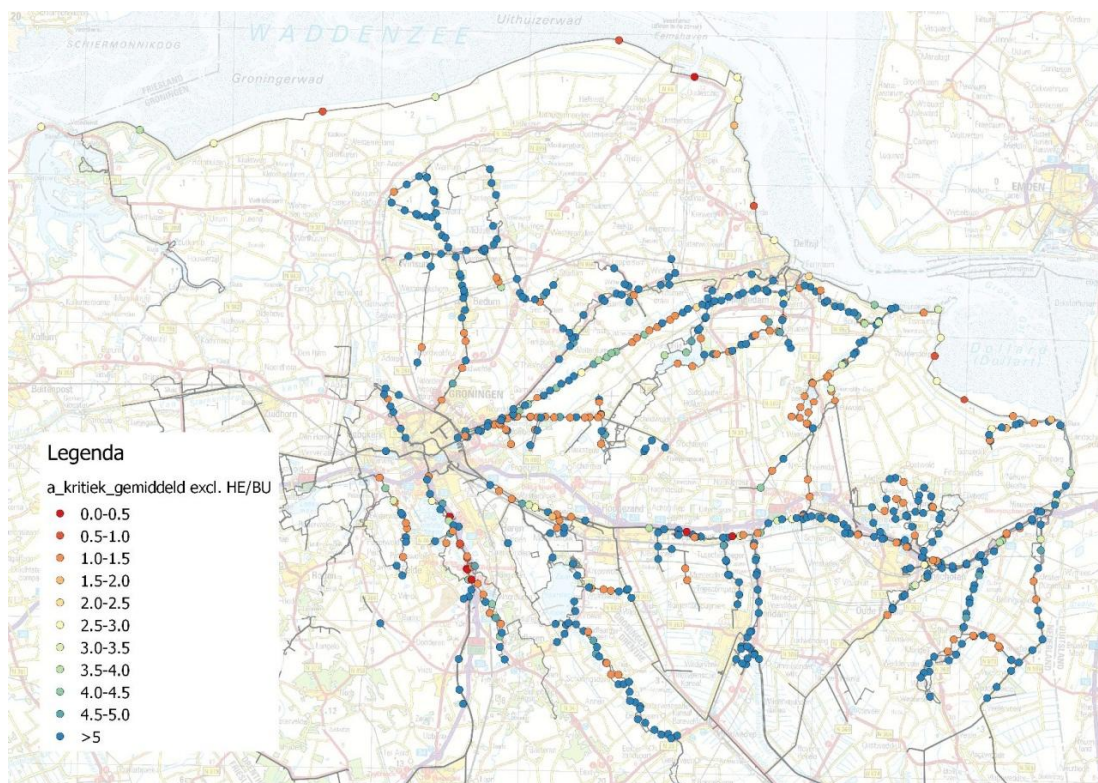


voor verschillende gevallen worden gepresenteerd in Bijlage L (100 %) en Bijlage M (120 %). Daartoe horen ook berekeningen van buitenwaartse macro-stabiliteit en horizontaal evenwicht voor de regionale keringen. De berekeningen voor buitenwaartse macro-stabiliteit van regionale keringen worden in de analyse van de benodigde maatregelen niet verder meegenomen, omdat ze uitgaan van een aangenomen taludhelling en omdat ze geen rekening houden met de doorgaans stabiliteitsbevorderende invloed van de vaak aanwezige beschoeiing. Dat maakt de voorspellende waarde van deze berekeningen te beperkt. Het mechanisme "Horizontaal evenwicht" is uitgesloten op grond van het relatief hoge gewicht van de Groningse kades, zie Bijlage E voor nadere motivatie.

In alle doorgerekende gevallen bleek de belastingcombinatie met een hoge waarde voor de aardbevingsbelasting (dominant) en een lagere waarde voor de waterstand (niet dominant) veruit maatgevend boven de combinatie waarin de waterstand dominant is. Alle hierna gepresenteerde resultaten zijn dus berekend bij de maatgevende belastingcombinatie met een dominante aardbevingsbelasting. Alle gepresenteerde resultaten zijn verder consequent gebaseerd op basis van piekversnellingen bij een jaarlijkse overschrijdingsfrequentie van 1:475.

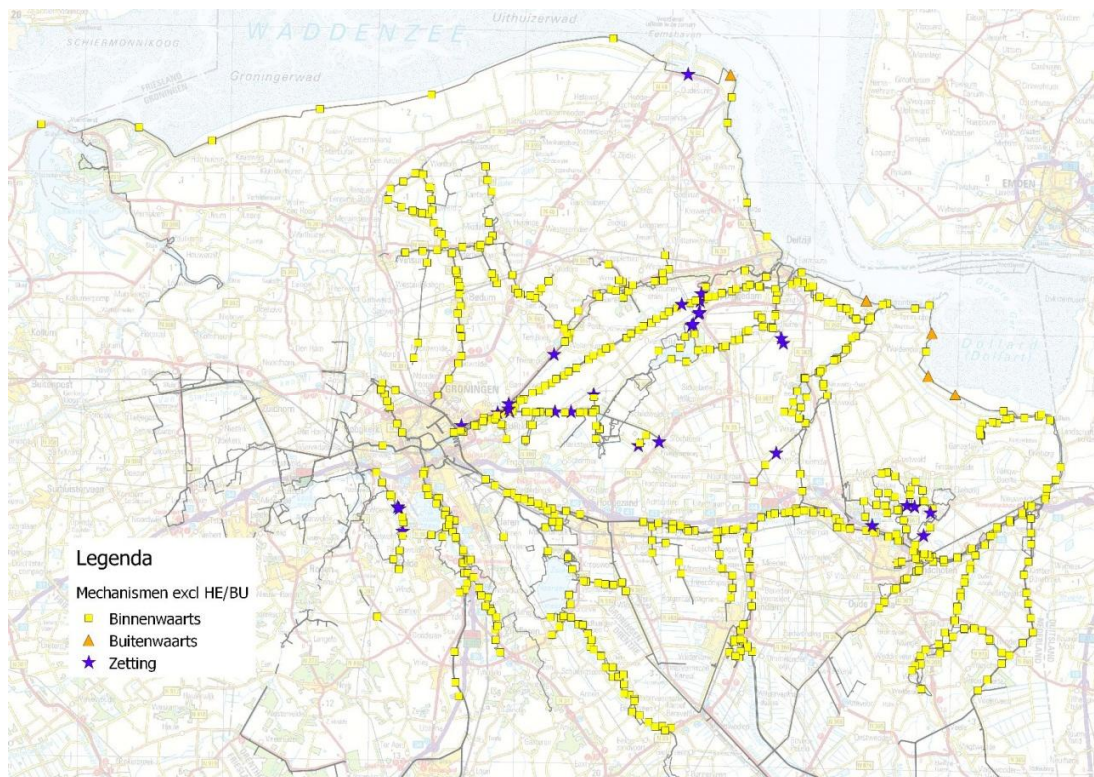
#### 5.2.2 Kritieke piekversnellingen bij 100 % van de norm

Figuur 5.3 geeft de toelaatbare piekversnellingen (de zogenaamde kritieke piekversnellingen) voor de waar nodig fictief al verbeterde geometrie bij een terugkeertijd van 475 jaar en bij het meest ongunstige ondergrondscenario.



*Figuur 5.3 Equivalente kritieke piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) voor binnenwaartse macro-instabiliteit en kruindaling bij het meest ongunstige ondergrondscenario. Buitenwaartse macrostabiliteit is meegenomen, maar alleen voor de zeedijken*

Opmerkelijk is op het eerste gezicht dat voor de zeedijken doorgaans een lagere equivalente kritieke piekversnelling wordt berekend dan voor de regionale keringen. De reden daarvoor is vooral de veel hogere norm die aan de zeedijken wordt gesteld. Hoe hoger deze norm, hoe lager de equivalente kritieke piekversnelling (bij een jaarlijkse overschrijdingsfrequentie van 1:475) is. Omgekeerd geldt natuurlijk ook: hoe lager de norm, hoe hoger de equivalente kritieke piekversnelling bij een jaarlijkse overschrijdingsfrequentie van 1:475 is.



Figuur 5.4 Het maatgevende mechanisme voor de kritieke piekversnelling (Macro-instabiliteit binnenwaarts en kruindaling) bij het meest ongunstige ondergrondscenario. Bij de locatie met een ster is kruindaling maatgevend. Bij de locaties met een oranje driehoek is buitenwaartse macro-stabiliteit maatgevend (alleen voor zeedijken). Bij de overige locaties (met een geel vierkant) is binnenwaartse stabiliteit maatgevend (volgens Bishop of Uplift-Van)

In Figuur 5.4 is aangegeven welke faalmechanismen maatgevend zijn. Hieruit blijkt dat macro-stabiliteit vrijwel altijd maatgevend is in vergelijking tot zetting. De oorzaak daarvoor is vooral de gehanteerde faalkansbegroting. Aan het optreden van macro-instabiliteit is in deze begroting een veel kleinere maximaal toelaatbare deelkans toegewezen dan aan overstromen door onvoldoende hoogte. Daarnaast hebben de zeedijken bij de maatgevende belastingcombinatie (waterstand niet dominant) doorgaans nog veel reserve in de kruinhoogte.

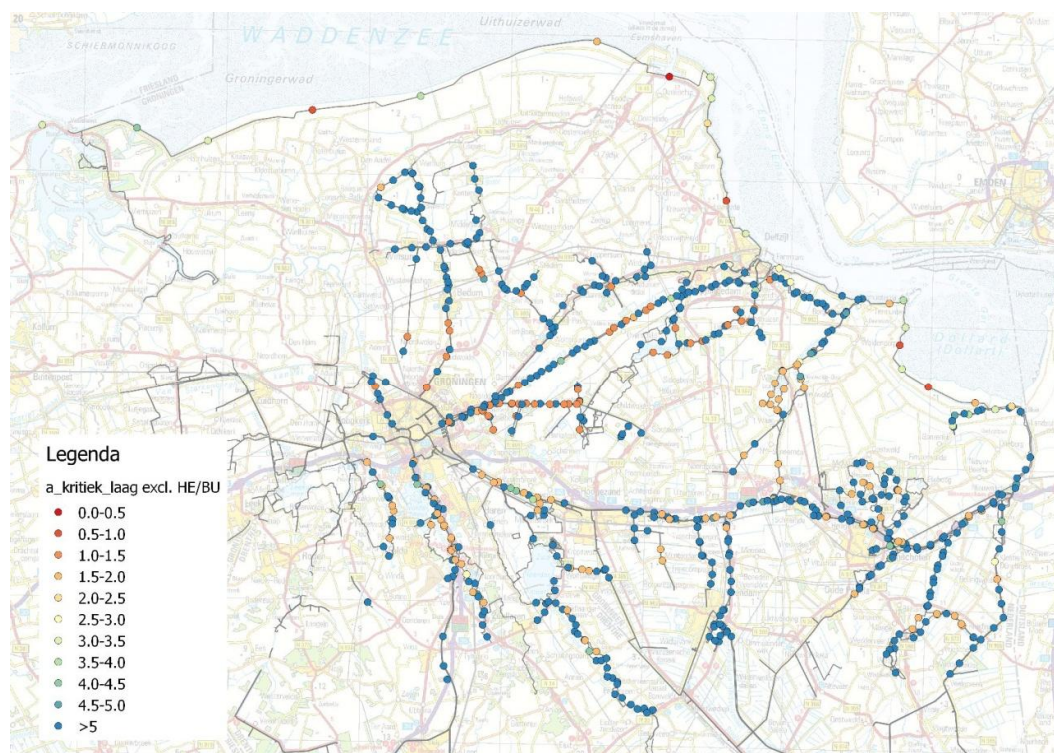
Binnen de beperkte groep van rekenpunten waar kruindaling maatgevend is, zijn er maar 2 locaties met een kritieke versnelling lager dan  $5 \text{ m/s}^2$ . Een van deze locaties is een kade in de Eemshaven. Deze kade heeft logischerwijs maar weinig reserve in hoogte, omdat ze niet is ontworpen op de hoge waterstanden die buiten de havendammen kunnen optreden.

Bovenstaande resultaten zijn gebaseerd op het maatgevende (meest ongunstige) ondergrondscenario. Dit scenario kan zonder nader grondonderzoek nergens binnen een deelgebied worden uitgesloten, ook al is de kans van aantreffen soms klein. In Bijlage L worden daarom ook resultaten gegeven van de over alle ondergrondscenario's gemiddelde waarde van de kritieke piekversnelling, alsmede de spreiding in de waarden. Deze gemiddelden en spreidingen geven een indruk van de aanzienlijke winst die nader lokaal grondonderzoek zal hebben bij het insluiten van de locaties van de meest ongunstige ondergrondscenario's. Dat wil zeggen de locaties met een ondergrondscenario waarvan de

kritieke waarde van de piekversnelling belangrijk lager is dan die van de andere scenario's in het beschouwde deelgebied.

### 5.2.3 Kritieke piekversnellingen bij 120 % van de norm

In de volgende figuren worden weer de toelaatbare piekversnellingen gegeven voor de waar nodig fictief verbeterde geometrie, bij een jaarlijkse overschrijdingsfrequentie van 1:475, voor respectievelijk macro-instabiliteit en kruindaling. Nu is echter de aanname dat de norm voor de toetsing van bestaande keringen op aardbevingsbelasting wordt verruimd met 20 %. Er wordt in dit hypothetische geval dus een 20 % hogere maximale kans op overstromen geaccepteerd. Volgens de gehanteerde begroting (zie § 4.5.3) wordt 5 % daarvan aangewend voor instabiliteit en 5% voor te grote kruindaling. De resterende 10 % is gereserveerd voor overige mechanismen.



Figuur 5.5 Equivalente kritieke piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) voor Macro-instabiliteit binnenwaarts en kruindaling, bij verruiming van de norm tot 120 %

Vergelijking van Figuur 5.5 met Figuur 5.3 leert dat verruiming van de norm volgens verwachting leidt tot enigszins hogere waarden voor de equivalente kritieke piekversnellingen bij een jaarlijkse overschrijdingsfrequentie van 1:475.

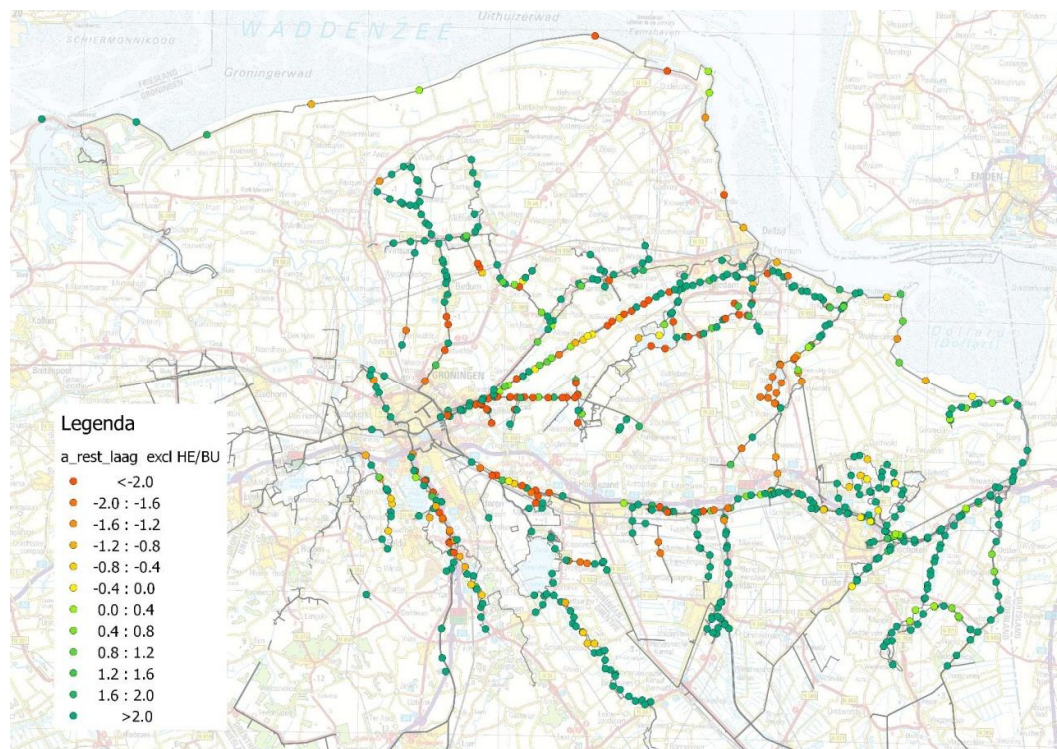
### 5.3 Verschil belasting - sterkte (restversnelling)

In de volgende figuren wordt het verschil gepresenteerd tussen de kritieke versnelling (de sterkte) en de door KNMI voorspelde versnelling (de belasting). Beiden zijn gegeven bij een (equivalente) jaarlijkse overschrijdingsfrequentie van 1/475. Het verschil wordt hierna ook wel de *restversnelling* genoemd. Alle locaties met groene stippen hebben een sterkte die groter is

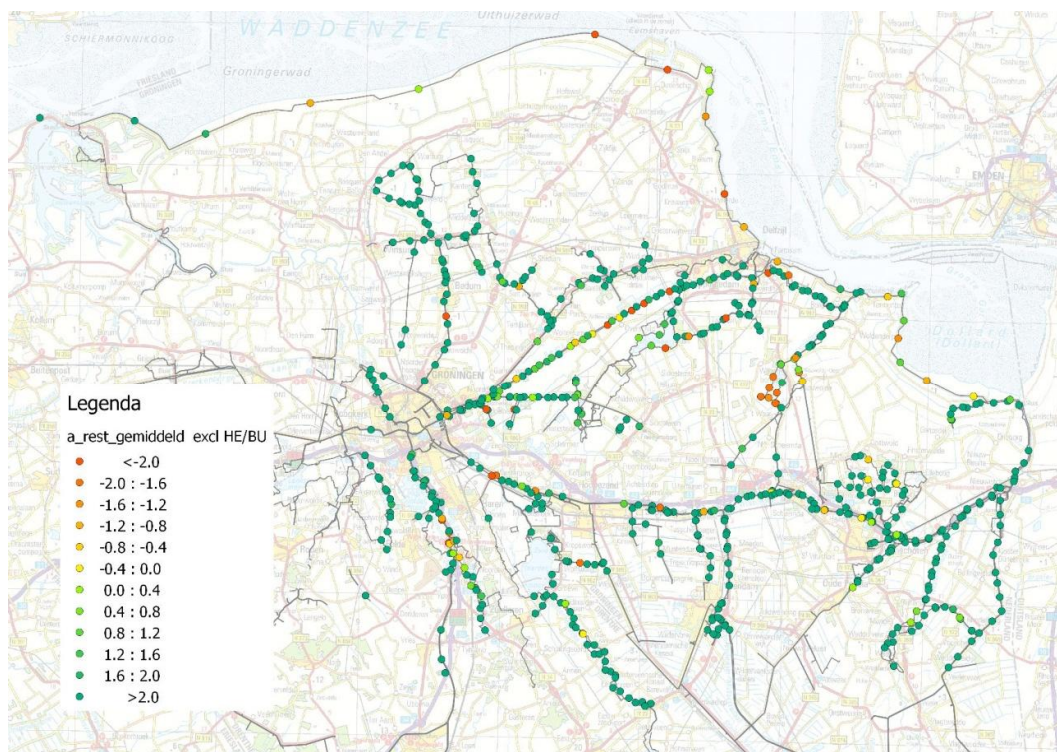
dan de belasting. De oranje en rood gekleurde delen hebben een sterkte die kleiner is dan de belasting. De kleurgradatie geeft aan in welke mate de belasting de sterkte overschrijdt of onderschrijdt. Op de locaties met een rode en sterk oranje kleur wordt de norm het meest overschreden.

Uit de figuren blijkt allereerst dat in veel van de rekenpunten op de zeedijken de huidige norm wordt overschreden bij de door KNMI voorspelde belasting. Dit ondanks het feit dat ze doorgaans niet dicht bij de seismische haard liggen. De reden daarvoor is dat de norm voor zeedijken veel hoger is dan de norm voor regionale keringen (een maximaal toelaatbare jaarlijkse overschrijdingsfrequentie van 1/4000 versus een overschrijdingsfrequentie van 1/100). De precieze faalkans die wel optreedt kan op basis hiervan nog niet worden bepaald, maar is hoger naarmate het tekort toeneemt (en de kleur van de punten roder wordt). Het is niet uitgesloten dat hier daadwerkelijk versterkingen nodig zijn. Deze indicatie is echter nog niet heel precies te stellen, vanwege de grote afstand tussen de rekenpunten en de gebruikte standaard schematisatie uit de reguliere toetsing.

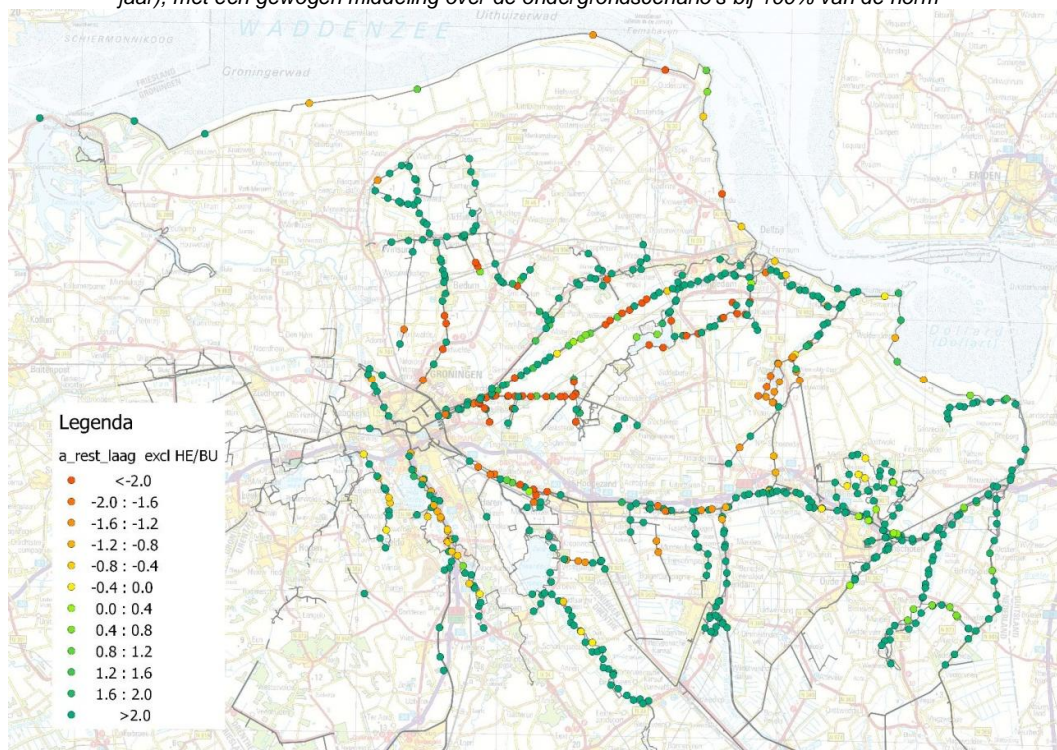
Het resultaat voor regionale keringen toont aan dat de kades nabij de seismische haard logischerwijs het meest in aanmerking komen voor maatregelen om de faalkans te verkleinen en/of om de gevolgen van falen te beperken. Zie hoofdstuk 6 voor de doorvertaling naar concrete beheersmaatregelen en strekkingen.



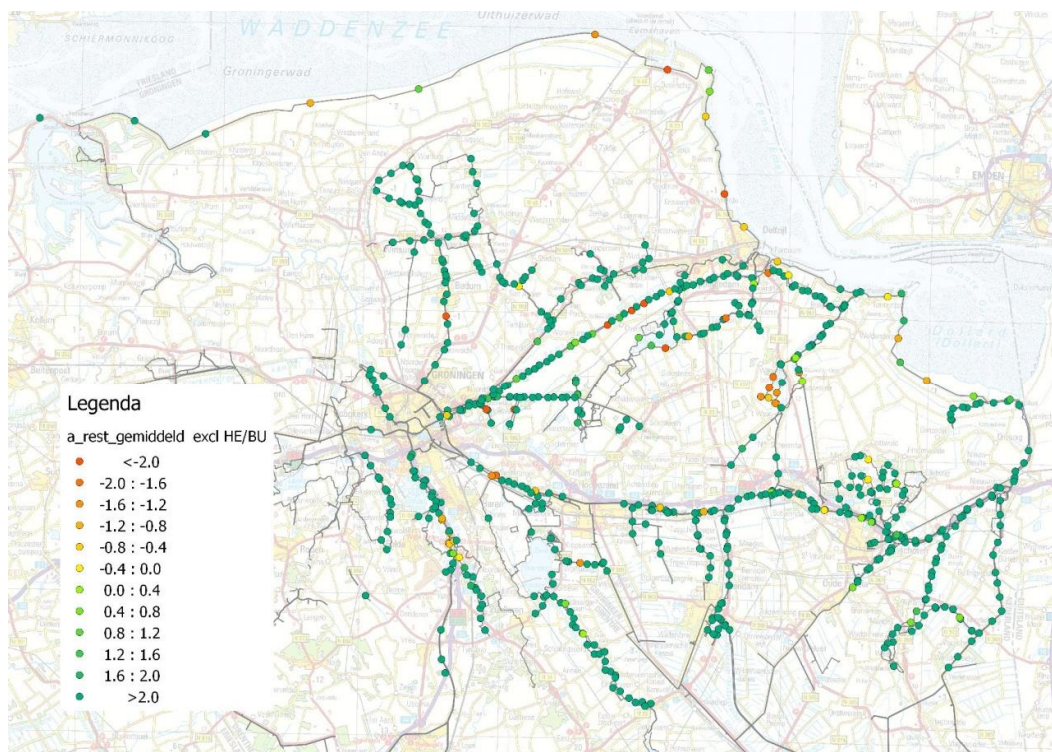
Figuur 5.6 De equivalente kritieke piekversnelling minus de door KNMI voorspelde piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar), op basis van het meest ongunstige ondergrondscenario en bij 100% van de norm



Figuur 5.7 De equivalente kritieke piekversnelling minus de door KNMI voorspelde piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar), met een gewogen middeling over de ondergrondscenario's bij 100% van de norm



Figuur 5.8 De equivalente kritieke piekversnelling minus de door KNMI voorspelde piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar), op basis van het meest ongunstige ondergrondscenario en verruiming van de norm tot 120 %



Figuur 5.9 De equivalente kritieke piekversnelling minus de door KNMI voorspelde piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar), op basis van het gemiddelde ondergrondscenario en verruiming van de norm tot 120 %





## 6 Beheersmaatregelen

### 6.1 Overzicht van mogelijke maatregelen

Wanneer een dijk of kade niet voldoet aan een reguliere toetsing zonder aardbeving, dan is verbetering nodig. Deze verbetering houdt in de praktijk meestal het volgende in:

- Bij onvoldoende kruinhoogte: een verhoging, in combinatie met verbreding om de taluds niet te steil te laten worden.
- Bij onvoldoende taludstabiliteit (of veiligheid tegen piping): uitsluitend een verbreding door taludverflauwing en/of door aanleg van steunbermen (of pipingbermen).

Aan de kust en bij brede wateren kan de kans op ontoelaatbare golfoverslag worden verminderd door golfremmende maatregelen, zoals taludverflauwing en golfbrekers. Bij regionale keringen hoort ook een (tijdelijke) verlaging van het gecontroleerde peil tot de reële mogelijkheden. Bij regionale keringen kunnen risico's verder in theorie worden beperkt door beweegbare compartimentafsluitingen in de waterloop op te nemen (STOWA, 2012). Deze beperken het watervolume dat kan uitstromen na bezwijken van een daarbinnen liggend deel van de waterkering. Ook een calamiteitenplan gebaseerd op direct beschikbare noodmaatregelen en herstelmaatregelen is in het algemeen belangrijk om de gevolgen bij een werkelijke overstroming te kunnen beperken.

Alle bovenstaande maatregelen ter voorkoming of beheersing van risico's zijn in principe ook effectief voor risicoreductie tijdens en direct na een aardbeving.

Bij zeedijken is de kans verwaarloosbaar dat een extreem grote aardbeving gelijktijdig optreedt met een extreem hoge waterstand. Daarom zal een snel herstel na eventuele schade de werkelijke kans op een overstroming sterk kunnen reduceren.

De veiligheid tijdens en na een aardbevingsbelasting kan tenslotte in theorie ook belangrijk worden vergroot door de verwekingsgevoeligheid van losgepakt zand te verminderen. Dat kan bijvoorbeeld worden bereikt door verdichting met trillansen, of door verbetering van de samenhang langs andere weg. De verschillende methoden voor verdichting of verbetering van de samenhang zijn in de praktijk alleen geschikt voor toepassing op lokale probleemlocaties.

### 6.2 Rol van normering en regelgeving bij versterkingsbeleid

Op dit moment geldt een norm voor de regionale keringen van 1/100 jaar. Vanaf 2023 zal deze norm naar verwachting aangescherpt worden. Anderzijds geldt de vraag of de norm voor bestaande keringen bij toetsing op aardbevingen waarop ze niet zijn ontworpen wellicht moet worden verruimd met bijvoorbeeld 20 %. De omvang van de benodigde maatregelen is direct afhankelijk van deze keuzes.

In het vervolg van dit hoofdstuk worden alleen indicaties gepresenteerd van de te verbeteren lengtes bij een keuze voor de huidige norm (zonder verruiming) en bij een mogelijke keuze voor verruiming tot 120 % van die norm.

## 6.3 Benodigde versterkingen voor de situatie zonder aardbevingen

### 6.3.1 Methode

Om de lengtes van de te verbeteren strekkingen zonder aardbevingsbelasting realistisch in te kunnen schatten wordt per strekking alleen het percentage van de lengte genomen dat hoort bij de kans van voorkomen van de ondergrondscenario's waarvoor verbetering nodig is. De aanname daarbij is dat nader lokaal grondonderzoek zal leiden tot het beter insluiten van de locaties van de ongunstige ondergrondscenario's dan op dit moment mogelijk is. De indicaties die worden gegeven mogen niet worden beschouwd als het resultaat van ontwerpberoekeningen. Ze zijn uitsluitend bedoeld om een indruk te geven van de totale omvang van de benodigde maatregelen en voor het selecteren van de strekkingen waar nader onderzoek de hoogste prioriteit heeft.

### 6.3.2 Benodigde verbetering van zeedijken

Op basis van de op dit moment beschikbare toetsresultaten zijn geen verbeteringen nodig. De strekkingen met het de kwalificatie "geen oordeel" moeten wel aan nader onderzoek worden onderworpen. De uitkomst daarvan bepaalt of voor deze strekkingen toch nog verbetering nodig is.

### 6.3.3 Benodigde verbetering van regionale keringen

Figuur 5.2 geeft aan welke strekkingen naar verwachting verbeterd moeten worden uitgaande van de gemiddelde situatie van de ondergrond per locatie. Van de totale beoordeelde lengte (ongeveer 700 km) voldoet 51 % volledig aan de vigerende voorschriften zonder aardbevingsbelasting. 22 % van de kades is wel op hoogte, maar heeft een te smalle dijkbasis. De overige 27 % is niet op hoogte. Een kwart van de keringen die niet op hoogte zijn heeft tevens onvoldoende dijkbasisbreedte. Bij de overige, niet getoetste keringen (ongeveer 840 km) zijn naar verwachting geen maatregelen nodig.

## 6.4 Te verbeteren keringlengtes bij aardbevingen en bij 100 % van de norm

### 6.4.1 Restversnelling als basis voor de beoordeling

De restversnelling is gedefinieerd als de kritieke karakteristieke versnelling minus de door KNMI voorspelde waarde, beiden bij een jaarlijkse overschrijdingsfrequentie van 1:475. Figuur 5.7 toont de over alle ondergrondscenario's gemiddelde restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar, norm 100). De kritieke waarden zijn berekend op basis van zonodig eerst fictief verbeterde afmetingen. Een waarde van de restversnelling kleiner dan 0 wordt hierna steeds gebruikt als criterium voor het niet voldoen aan de norm. Een overzicht van de daarop gebaseerde indicaties van te verbeteren lengtes voor primaire en regionale keringen is te vinden in respectievelijk § 6.4.3 en § 6.4.4.

#### 6.4.2 Methode

Om de lengtes van de vanwege aardbevingsbelasting te verbeteren strekkingen realistisch in te kunnen schatten wordt per strekking alleen het percentage van de lengte genomen dat hoort bij de kans van voorkomen van de ondergrondscenario's waarvoor verbetering nodig is. De aanname daarbij is dat nader lokaal grondonderzoek zal leiden tot het beter insluiten van de locaties van de ongunstige ondergrondscenario's dan op dit moment mogelijk is.

#### 6.4.3 Zeedijken

De lengte van de zeedijken in de provincie Groningen is circa 95 km. Daarvan voldoet volgens de berekende restversnelling ongeveer 40 kilometer bij een aardbevingsbelasting niet meer aan de norm. Een nadere analyse per dijkvak is te vinden in Bijlage N. De genoemde 40 kilometer volgt uit een relatief grove schematisering die afkomstig is uit de derde toetsronde. De analyse heeft derhalve plaatsgevonden voor slechts een beperkt aantal rekenpunten en voor slechts 1 ondergrondscenario. Het verdient aanbeveling om deze schematisering nog verder te verfijnen, als onderdeel van nader onderzoek voor de potentiële probleemlocaties.

#### 6.4.4 Regionale keringen

De analyses op regionale keringen gaan er zoals al gezegd vanuit dat de keringen voldoen aan de voorschriften zonder een aardbevingsbelasting of dat ze zodanig versterkt zijn dat dit alsnog het geval is. Uit de berekende restversnelling blijkt dat verschillende strekkingen in geval van de aardbevingsbelasting niet meer het gehanteerde criterium voldoen bij een aardbeving, ook als de afmetingen fictief al zijn aangepast om te voldoen aan de norm zonder aardbeving. Hierna volgt een korte nadere analyse per deelgebied.

- **Deelgebieden**

In de volgende deelgebieden voldoen de regionale keringen niet:

- A. Eemskanaal.
- B. Kades tussen Stedum en Bedum.
- C. Kades rondom het Schildmeer, Hondhalstermeer en het Slochterdiep.
- D. Kades langs en ten zuiden van het Winschoterdiep tot aan Winschoten (westzijde) en het Oldambtmeer.

- **Te verbeteren kadelengtes per gebied**

- A. Eemskanaal

De strekking langs het Eemskanaal voldoet niet tussen de aansluiting van het Slochterdiep en Delfzijl. Van de betreffende 2 maal 26 kilometer kade dient aan de noordzijde ongeveer 3 kilometer verbreed en aan de zuidzijde ongeveer 6 kilometer.

- B. Kades tussen Stedum en Bedum

Rondom de dorpen Stedum en Bedum liggen kades die incidenteel niet voldoen. Dit betreft ongeveer 2 kilometer, verspreid over de betreffende regio.

C. Kades rondom het Schildmeer, Hondhalstermeer en het Slochterdiep

In dit gebied voldoen de kades regelmatig niet. Langs de zuidkant van het Slochterdiep voldoen enkele kades niet. In totaal betreft dit ongeveer 1 kilometer. Langs het Schildmeer voldoet ongeveer 2 kilometer niet. Het grootste gedeelte van het Hondhalstermeer (6 km) voldoet niet.

D. Kades langs en ten zuiden van het Winschoterdiep en het Oldambtmeer

In deze regio voldoen kades met enige regelmaat niet. Rond het Winschoterdiep voldoet ongeveer 10 kilometer niet. Rondom het Oldambtmeer voldoet ongeveer 5 kilometer niet. Langs de overige strekkingen voldoet ongeveer 9 kilometer niet.

Samengevat voldoet in totaal ongeveer 45 kilometer van de beoordeelde kades niet aan het sterktecriterium voor de aardbevingsbelasting. Bijlage N toont meer gedetailleerd welke secties hoeveel bijdragen aan deze 45 kilometer. Een meer gedetailleerde analyse is te vinden in Bijlage N. Hierin is ook opgenomen dat, uitgaande van de meest ongunstige ondergrond, de totale lengte kan oplopen tot 105 km.

## 6.5 Te verbeteren kering lengtes bij aardbevingen en bij 120 % van de norm

Figuur 5.9 toont de over alle ondergrondsscenario's gemiddelde restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) zoals bepaald bij: (1) de door KNMI voorspelde kansverdeling voor de piekversnelling; (2) de in deze studie berekende kritieke waarden en (3) de verruiming van de normwaarde tot 120 %. De kritieke waarden zijn weer berekend uitgaande van keringen die voldoen aan de norm zonder aardbevingen. Een waarde kleiner dan 0 wordt hierna steeds gebruikt als criterium voor het niet voldoen aan de verruimde norm inclusief aardbevingen. Een overzicht van de daarop gebaseerde indicaties van te verbeteren lengtes voor regionale keringen volgt hierna.

- **Te verbeteren kadelen lengtes per gebied**

A. Eemskanaal

Bij 120 % van de norm voldoet op 1 kilometer na de volledige noordkant van het Eemskanaal voor aardbevingen. Aan de zuidkant voldoet ongeveer 4 kilometer niet.

B. Kades tussen Stedum en Bedum

In deze regio voldoen slechts twee dwarsprofielen niet aan de 120% norm. Dit is equivalent aan ongeveer 2 kilometer kade.

C. Kades rondom het Schildmeer, Hondhalstermeer en het Slochterdiep

Bij 120% norm voldoet slechts 1 kilometer aan de zuidkant van het Slochterdiep niet. Langs het Schildmeer voldoet 2 kilometer niet en langs het Hondhalstermeer 6 kilometer.

D. Kades langs en ten zuiden van het Winschoterdiep en het Oldambtmeer

In deze regio voldoen bij de 120% norm ongeveer 8 kilometer van de kades langs het Winschoterdiep niet. Rondom het Oldambtmeer voldoet bij deze norm ongeveer 2 kilometer niet. Langs de overige strekkingen voldoet ongeveer 8 kilometer niet.

Samengevat voldoet in totaal ongeveer 35 kilometer van de beoordeelde kades op basis van de berekende restversnellingen niet aan de verruimde norm. Een meer gedetailleerde analyse is te vinden in Bijlage N.



## 7 Conclusies en aanbevelingen

### 7.1 Indicaties voor de te verbeteren keringlengtes

In dit rapport is de sterkte van de Groningse waterkeringen onderzocht in relatie tot aardbevingen. De beoordeelde lengte van de primaire zeedijken is ruim 70 km. De beoordeelde lengte van de regionale keringen is ongeveer 700 km. Voor de overige circa 840 km zijn naar verwachting geen maatregelen nodig vanwege een aardbevingsbelasting. Het doel van de studie is te bepalen welke strekkingen prioriteit hebben voor nader onderzoek, waar nodig gevolgd door verbetering.

Allereerst is globaal bepaald welke strekkingen van de regionale keringen niet voldoen aan de huidige toetsvoorschriften. Deze voorschriften houden nog geen rekening met aardbevingsbelasting. De globale toetsresultaten van het meest ongunstige ondergrondscenario zijn gebruikt voor een eveneens globaal ontwerp van een fictieve versterking. Met deze fictieve versterking is daarna de invloed van de aardbevingsbelasting geanalyseerd. Voor de uiteindelijk werkelijk te verbeteren kadelengete zijn verder ook indicatieve verwachtingen bepaald. Daarbij is aangenomen dat de ongunstige ondergrondscenario's voordien zullen worden ingesloten met hulp van nader grondonderzoek. Samengevat levert dit de volgende verwachting op:

*Circa 51 % van de beschouwde lengte van regionale keringen voldoet naar verwachting volledig aan de vigerende voorschriften zonder aardbevingsbelasting. De kruin van circa 21 % is alleen te laag, de basis van circa 22 % is alleen te smal en circa 6 % is zowel te laag als te smal.*

Daarna is globaal onderzocht welke strekkingen van de zeedijken en van de fictief verbeterde regionale keringen wel en niet voldoen bij aardbevingsbelastingen, gegeven de door KNMI voorspelde kansverdeling voor de piekversnelling en gegeven een norm voor de toelaatbare kans op overstroming. De voorspelde piekversnellingen zijn in elk rekenpunt vergeleken met equivalente kritieke waarden (beiden bij een jaarlijkse overschrijdingsfrequentie van 1:475). De verschilwaarde (restversnelling) is gebruikt als criterium voor het voldoen aan de norm. De vergelijking is uitgevoerd bij 100 % van de norm en bij een mogelijke keuze voor verruiming van de norm tot 120 %.

De uitgevoerde analyse resulteert in de volgende globale verwachting voor de lengtes waar verbetering en/of andere beheersmaatregelen nodig zullen zijn, onder de aanname van het gemiddelde ondergrondscenario.

*Circa 45 % van de beschouwde lengte van de zeedijken voldoet niet inclusief aardbevingsbelasting, zowel bij een norm van 100 % als bij een norm van 120 %. Circa 9 % van de beschouwde lengte van de fictief verbeterde regionale keringen voldoet niet bij een norm van 100 % en circa 7 % voldoet niet bij een norm van 120 % inclusief aardbevingsbelasting.*

Deze percentages gaan uit van een conservatieve inschatting van de hierboven al genoemde versterking van regionale keringen op basis van de situatie zonder aardbeving. Bij nadere optimalisatie van deze benodigde versterking kan blijken dat wat meer strekkingen alsnog voor de aardbevingsbelasting versterkt moeten worden.

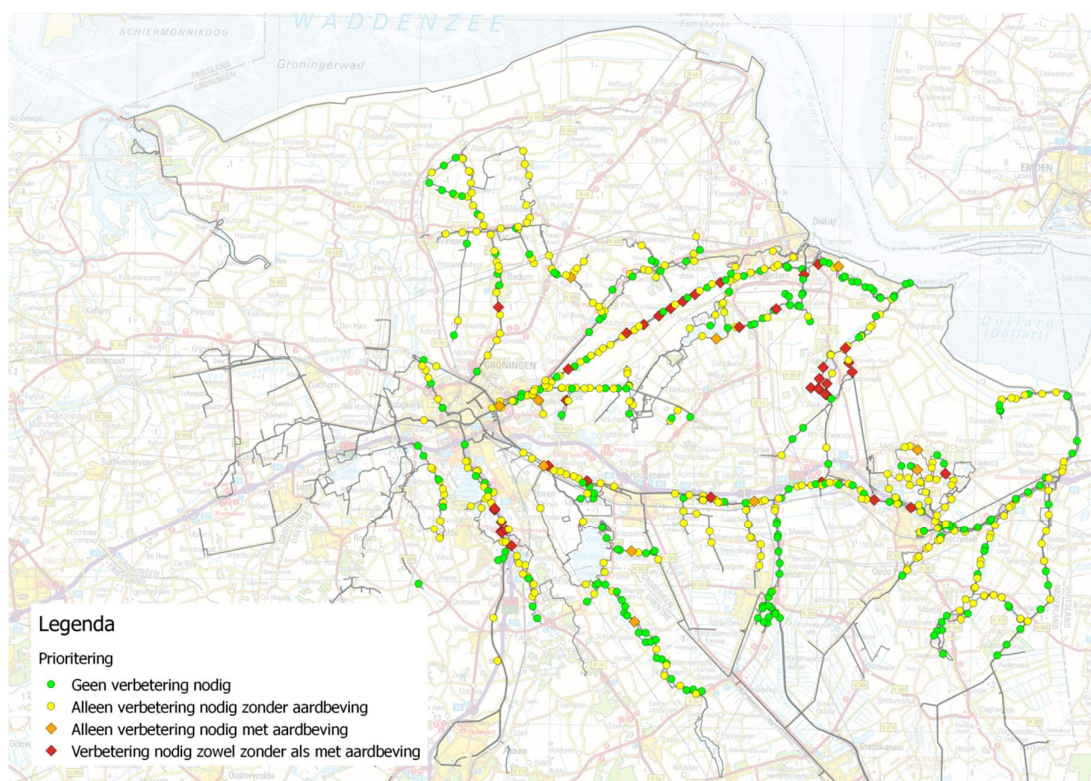
## 7.2 Aanbevelingen voor prioritering

### 7.2.1 Zeedijken

Bij de hoge norm die geldt voor zeedijken en de dunne deklaag aldaar kan op grond van de huidige analyse de noodzaak voor verbetering niet worden uitgesloten over een lengte van ruim 40 kilometer. Deze analyse is echter gebaseerd op een relatief grove schematisatie en een enkel ondergrondscenario. Om deze redenen wordt aanbevolen om de hoogste prioriteit voor nader onderzoek te leggen bij de zeedijken. Daarbij moet tevens worden onderzocht of de kade aan de Eemshaven, zoals nu uit de analyses blijkt, wel een reëel risico vormt, afhankelijk van de fundering daarvan.

### 7.2.2 Regionale keringen

Figuur 7.1 geeft een overzicht van de verbetering van regionale keringen die volgens de huidige globale analyse wellicht nodig is voor het geval zonder aardbevingen (om aan de vigerende voorschriften te voldoen) en welke wellicht nodig is vanwege aardbevingsgevoeligheid (met waar nodig al fictief verbeterde afmetingen). In beide gevallen is uitgegaan van een gewogen gemiddelde over alle ondergrondscenario's. De potentiële probleemlocaties voor wat betreft aardbevingsgevoeligheid zijn gemarkeerd met een rode of oranje ruit.

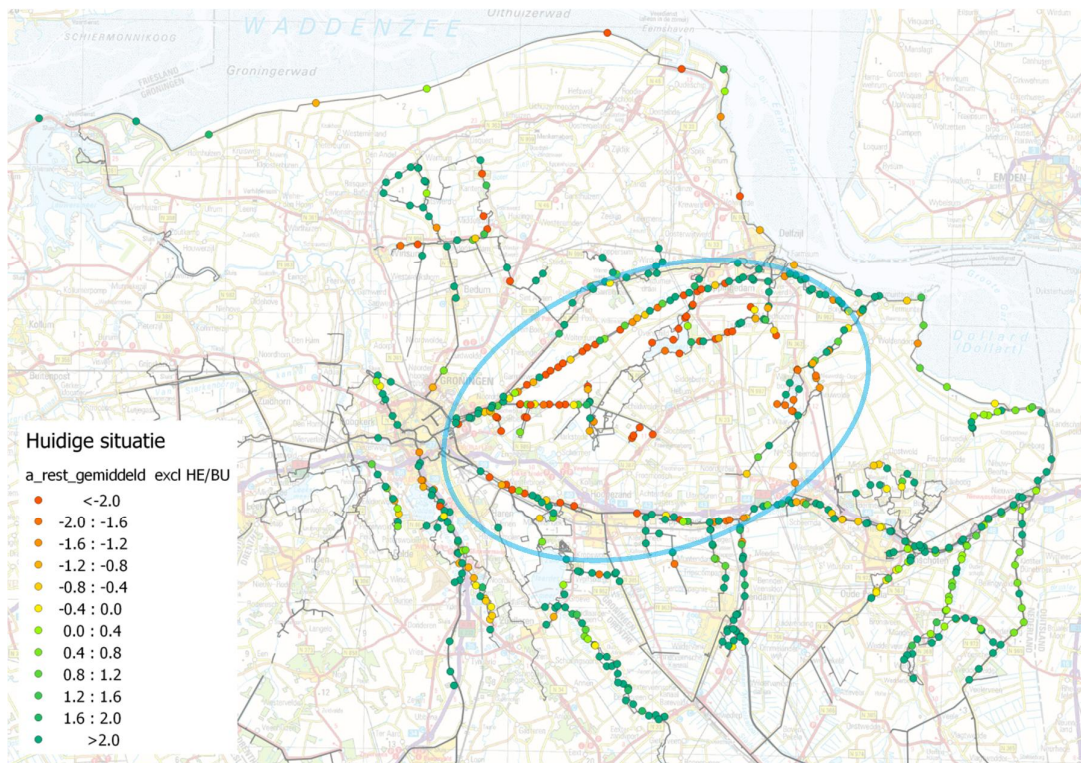


Figuur 7.1 Een overzicht van de volgens de huidige analyse benodigde verbetering op basis van de huidige voorschriften en op basis van de aardbevingsanalyse (na fictieve verbetering). De locaties met een rode ruit hebben in beide gevallen verbetering nodig



In percentages van de lengte van de keringen geldt dat van de beoordeelde 700 km kade 6% van de keringen eerst voor de hoogwatersituatie moet worden versterkt en daarboven ook nog een extra versterking nodig heeft vanwege de aardbevingsbelasting. Bij 2% van de keringen is geen versterking nodig voor hoog water maar wél voor de aardbevingsbelasting. Bij 45% van de kades is de versterking voor hoog water belasting ook voldoende om aan de aardbevingsbelasting te voldoen. De overige 47% van de keringen behoeft geen versterking.

De aanbevolen integrale prioriteit voor nader onderzoek en verbetering ligt uiteraard bij de strekkingen die in geval van aardbevingsbelasting op dit moment (dus zonder fictieve verbetering) niet voldoen, gegeven de aangenomen aardbevingsbelasting en gegeven de gehanteerde beoordelingsmethodiek. Figuur 7.2 toont voor deze huidige situatie de restversnellingen voor macro-stabiliteit binnenwaarts en hoogte, bij een gewogen middeling over alle ondergrondscenario's. Gelet op zowel de aardbevingsgevoeligheid als op het verschillende risico bij bezwijken van de keringen wordt aanbevolen om prioriteit te geven aan de strekkingen langs het Eemskanaal (Noord en Zuidzijde), het Schildmeer en Hondhalstermeer en het Winschoterdiep (in deze volgorde). De totale lengte van de benodigde verbetering langs deze strekkingen is ongeveer 75 km. Indien er alleen op binnenwaartse macro-stabiliteit zou worden geprioriteerd is het verschil overigens beperkt (5 % minder, zie Bijlage N.4).



Figuur 7.2 Een overzicht van de rekenpunten waar de veiligheid voor macro-stabiliteit binnenwaarts en hoogte momenteel (dus zonder fictieve verbetering) onvoldoende is, gegeven de aangenomen aardbevingsbelasting en gegeven de gehanteerde beoordelingsmethodiek. De veiligheid is uitgedrukt in de equivalente kritieke piekversnelling minus de door KNMI voorspelde piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar). De aanbevolen prioriteit ligt op de locaties in het blauw omcirkelde gebied: (1) het Eemskanaal (Noord en Zuidzijde), (2) het Schildmeer, (3) het Hondhalstermeer en (4) het Winschoterdiep

### 7.2.3 Veiligheidsnorm

Het verdient aanbeveling om bij nadere analyse rekening te houden met de verschillende keuzes die voor de toekomstige norm van de regionale en primaire keringen kunnen worden gemaakt, met een eventueel onderscheid voor al bestaande keringen in het geval van aardbevingen. Zoals in deze studie aangetoond heeft de keuze vooral invloed voor de regionale keringen.

### 7.3 Aanbevelingen voor de invulling van het nadere onderzoek

Op basis van deze globale studie wordt aanbevolen om het nadere onderzoek op de geprioriteerde locaties te richten op de volgende aspecten:

- Het insluiten van de ligging van de ongunstige ondergrondscenario's, met hulp van lokaal grondonderzoek.
- Het bepalen van de relevante grondmechanische eigenschappen met hulp van laboratoriumtesten.
- Verkleinen van de onzekerheid in de voorspellingsmodellen, zowel voor de piekversnellingen als voor invloed daarvan op de sterkte van de keringen. Bij de sterktemodellen verdient het gedrag van verweekbare zandlagen speciale aandacht.
- Ter validatie van de gebruikte methoden kunnen sensoren op kritische locaties in en onder de dijk geplaatst worden die waterspanning en versnelling meten. Daarmee kunnen de aangenomen kwetsbaarheidscurves en modellen voor waterspanningsgeneratie worden bijgesteld.
- De invloed van beschoeiing en buitenwaartse stabiliteit (aan waterzijde), na het vergaren van de daarvoor benodigde data en na het definiëren van daarvoor geschikte modellen.
- Nader bepalen van de effectiviteit van beheersmaatregelen die kunnen worden ingezet om risico's te reduceren, voorafgaand aan verbetering of in combinatie daarmee.

## 8 Literatuur

- Cetin, K. O., & Bilge, H. T. (2012). Performance-Based Assessment of Magnitude (Duration) Scaling Factors. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 138, No. 3.
- Akkar, S., Sandikkaya, M., & Bommer, J. (2013). Empirical Ground-Motion Models for Point- and Extended-Source Crustal Earthquake Scenarios in Europe and the Middle East. *Bulletin of Earthquake Engineering* (submitted).
- Bommer, J. (2013). *Proposals for New GMPEs for the Prediction of PGA and PGV in the Groningen Gas Field*. NAM (Draft report).
- Bommer, J., & Martinez-Pereira, A. (1999). The Effective Duration Of Earthquake Strong Motion. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 3, No. 2, pp 127-172.
- Bommer, J., Stafford, P., & Alarcon, J. (2009). Empirical Equations for the Prediction of the Significant, Bracketed, and Uniform Duration of Earthquake Ground Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol:99, ISSN:0037-1106, pp 3217-3233.
- Bosch, S. (2011). *Upgrade simulatiemodel Waterschap Noorderzijlvest; Herontwerp, uitbreiding en herijking van de SOBEK-modelschematisatie van het watersysteem van Noorderzijlvest*. Siebe Bosch Hydroconsult.
- CUR. (1997). *Kansen in de Civiele Techniek, deel 1*. CUR.
- Deltares. (2011). *Raamwerk en aanpak toetsproces*. Deltares, rapport 1202575-003.
- Deltares. (2012). *Achtergrondrapportage HR2011 voor zee en estuaria, WTI-HR2011*. Deltares rapport 1204143-002.
- Deltares. (2013a). *Effecten geïnduceerde aardbevingen op kritische infrastructuur Groningen - Quick Scan naar de sterkte van de infrastructuur*. Deltares, rapport 1208149-000-0006.
- Deltares. (2013b). *Handleiding DAM 1.0 – Deel A. Snel aan de slag met DAM*. Deltares rapport 1207094-000-GEO-004, versie 2.
- Deltares. (2013c). *Handleiding DAM 1.0 - Deel B. Beschrijving User Interface*. Deltares rapport 1207094-000-GEO-005, versie 2.
- Deltares. (2013d). *Handleiding DAM 1.0 - Deel C. Functioneel ontwerp*. Deltares, rapport 1207094-000-GEO-002, versie 2.
- Deltares. (2013e). *Effecten aardbevingen op kritische infrastructuur - Verwekingsstudie, Deltares rapport 1208624-007*.
- EN1998-1. (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. NEN.
- EN1998-5. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*.
- Finn, W. (2000). State-of-the-art of geotechnical earthquake engineering practice. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 20, pp 1-15.
- Grontmij. (2013a). *Hoogwaterberekeningen Oldambtboezem. Technische achtergronden en resultaten*. Grontmij rapport GM-0102809.
- Grontmij. (2013b). *SOBEK-modellering Duurswold Boezem. Schematisatie, calibratie en resultaten*. Grontmij rapport 312118rr.
- Hancock, J., & Bommer, J. (2005). The effective number of cycles of earthquake ground motion. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, Vol. 34, pp 637–664.
- HKV. (2013). *Statistische analyse extreme waterstanden*. HKV rapport PR2443.20.
- Idriss, I., & Boulanger, R. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. EERI, monograph MNO-12.

- Ishihara, K., & Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*, Vol. 32, No.1, March 1992, pp 173-188.
- Jibson, R. (2011). Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes — A Retrospective. *Engineering Geology*, 122, pp 43-50.
- Kalkan, E., & Chopra, A. (2010). *Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake Records for Nonlinear Response History Analysis of Structures*. US Geological Survey.
- Lewis, M., & Ben-Zion, Y. (2008). Examination of scaling between earthquake magnitude and proposed early signals in P waveforms from very near source stations in a South African gold mine. *JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH*, VOL. 113.
- Marcuson, W., Hynes, M., & Franklin, A. G. (1991). Response to P. Byrne's "Discussion of 'Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments' ". *Earthquake Spectra: Vol. 7, No. 1*, pp. 149-151.
- Martinez-Rueda, J. (2012). Analysis of practical engineering approaches to guide the dual scaling of earthquake ground motion for non-linear time-history analysis. *15th World Conference in Earthquake Engineering, Lisboa*.
- Ministerie van Verkeer en Waterstaat. (2007). *Voorschrift toetsen op veiligheid primaire waterkeringen voor de derde toetsronde 2006-2011*.
- Moss, R., Seed, R., Kayen, R., Stewart, J., Der Kiureghian, A., & Cetin, K. (2006). CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 132(8), 1032–1051.
- Olivieri, M., & Schweitzer, J. (2007). An Empirical Procedure for Rapid Magnitude Estimation in Italy. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 97, No. 5, pp 1750–1755.
- Provincie Groningen. (2011). *Projectplan Droge Voeten 2050*.
- Rijkswaterstaat. (2007). *Achtergrondrapport HR2006 voor de Zee en Estuaria. Hydraulische Randvoorwaarden 2006*. RWS-RIKZ rapport 2006.029.
- Rijkswaterstaat. (2012). *Handreiking Toetsen Voorland Zettingsvloeiing t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde*.
- Royal Haskoning. (2010a). *Samenvatting 3e veiligheidstoetsing Primaire waterkering Waterschap Noorderzijlvest. Eindrapportage*.
- Royal Haskoning. (2010b). *Veiligheidstoetsing Primaire Waterkeringen, Beheersgebied Waterschap Hunze en Aa's*. Royal Haskoning rapport 9W0632.A0.
- Stafford, P., & Bommer, J. (2009). Empirical equations for the prediction of the equivalent number of cycles of earthquake ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol:29, 0267-7261, pp 1425-1436.
- STOWA. (2007). *Leidraad toetsen op veiligheid regionale keringen*.
- STOWA. (2010). *PROMOTOR Gebruikshandleiding, versie 3.0*. STOWA rapport nummer 2010-32.
- STOWA. (2012). *Compartimentering in het boezemsysteem, factsheet*. Opgehaald van [deltaproof.stowa.nl](http://deltaproof.stowa.nl):  
[http://deltaproof.stowa.nl/Publicaties/deltafact/Compartimentering\\_in\\_het\\_boezemsysteem.aspx?pld=26#Inleiding](http://deltaproof.stowa.nl/Publicaties/deltafact/Compartimentering_in_het_boezemsysteem.aspx?pld=26#Inleiding)
- TAW. (1985). *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 1 – Bovenrivierengebied*.
- TAW. (1989). *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 2 – Benedenrivierengebied*.
- Tokimatsu, K., & Seed, H. (1987). Evaluation of Settlements in Sands Due to Earthquake Shaking. *J. Geotech. Engrg.*, 113(8), pp. 861–878.
- Wu, J. (2002). *Liquefaction triggering and post-liquefaction deformation of Monterey 0/30 sand under uni-directional cyclic simple shear*. Berkeley: University of California.

Youd, T., Idriss, I., Andrus, R., Arango, I., Christian, J., Dobry, R., . . . Stokoe, K. (2001). Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* , 127 (10) , pp 817–833.



## A Begrippen, afkortingen en symbolen

### A.1 Begrippen

Primaire keringen	De keringen die onderdeel vormen van een dijkkring en die bescherming bieden tegen de ongecontroleerde waterpeilen van zee en rivieren.
Regionale keringen	De overige keringen, die doorgaans bescherming bieden tegen gecontroleerde waterpeilen (boezemwater).
Boezem	Het deel van het oppervlaktewater dat wel een gecontroleerd peil heeft, maar geen vast peil. De functie van een boezem is meestal om polderwater op te slaan voor het wordt afgevoerd.
Piekversnelling	De hoogste waarde van de versnelling aan het maaiveld tijdens een aardbeving.
Terugkeertijd	Een omgekeerde maat voor de jaarlijkse kans op een extreme gebeurtenis (waterstand, piekversnelling). Hoe groter de terugkeertijd, hoe kleiner de jaarlijkse kans op de gebeurtenis.
Talud	Het deel van een dijk of kade dat onder een helling ligt.
Macro-instabiliteit	Afschuiven van een talud langs een glijvlak.
Piping	Uitspoelen van zand onder de waterkering door grondwaterstroming (interne erosie).
Effectieve spanning	De spanningscomponent door druk tussen gronddeeltjes in een bepaalde richting (normaal), dus exclusief de waterspanningen in de poriën.
Schuifspanning	De spanningscomponent door wrijving tussen gronddeeltjes, loodrecht op de normaalrichting.
Wateroverspanning	De tijdelijke extra waterspanning in de poriën tussen gronddeeltjes, die kan worden veroorzaakt door snelle schuifspanningswisselingen tijdens een aardbeving.
Verweking	Verlies van sterkte en stijfheid in zand door grote wateroverspanning en daarmee gepaard gaande reductie van effectieve spanning.
Probabilistisch	Een directe bepaling van de kans dat niet aan veiligheids criterium wordt voldaan
Semi-probabilistisch	Een meer conservatieve veiligheidstoets (in vergelijking tot een volledig probabilistische benadering), op basis van probabilistisch onderbouwde partiële veiligheidsfactoren (schalingsfactoren) voor belasting en sterkte.
Maatgevend geval	Het geval binnen een beschouwde reeks (ondergrondscenario's, belastingcombinaties, mechanismes) dat de meest ongunstige resultaten geeft

## A.2 Afkortingen

CPT	Cone Penetration Test (electrische conus sondering)
DINO	Data en Informatie van de Nederlandse Ondergrond
EC8	Eurocode 8
FS	Factor of Safety
FoS	Factor of Safety
GeoTOP	3D Geologisch model van de ondiepe ondergrond
GIS	Geografisch Informatie Systeem
H&A	Waterschap Hunze en Aa's
MID	Middelstum
NAP	Normaal Amsterdams Peil, referentiehoogte voor Nederland in m
NZV	Waterschap Noorderzijlvest
SPT	Standard Penetration Test (slagsondering)
VNK	Project Veiligheid Nederland in Kaart (Rijkswaterstaat)
VTV	Voorschrift Toetsen op Veiligheid
WSE	Westeremden

## A.3 Symbolen

$a_{yield}$	grensspanning voor <i>Newmark Sliding Block</i> analyse
$c$	cohesie van grond [kPa]
$CSR$	<i>Cyclic Stress Ratio</i> (verhouding schuifspanningswisseling en effectieve verticale spanning) [-]
$CRR$	<i>Cyclic Resistance Ratio</i> [-]
$F$	kracht [kN]
$FoS$	veiligheidsfactor (tegen verweking, macroinstabiliteit, etc). [-]
$g$	versnelling zwaartekracht (9,8 m/s <sup>2</sup> )
$M_w$	moment magnitude (maat voor de energie die vrijkomt bij een aardbeving)
$MSF$	<i>Magnitude Scaling Factor</i> [-]
$PGA$	<i>Peak Ground Acceleration</i> (piekgrondversnelling) [m/s <sup>2</sup> of g]
$q_c$	sondeerweerstand [kPa]
$r_d$	reductiefactor voor schuifspanning in de grond, als functie van diepte
$r_u$	relatieve wateroverspanning door ongedraineerde cyclische belasting (gedeeld door initiële effectieve verticale grondspanning) [-]
$Re$	relatieve dichtheid van zand [-]
$\beta$	betrouwbaarheidsindex (hoe groter de betrouwbaarheidsindex, hoe kleiner de faalkans) [-]
$\epsilon_{vol}$	volumerek [-]
$\phi$	hoek van inwendige wrijving van de grond [deg]
$\tau$	schuifspanning in grond [kPa]
$\sigma'_v$	effectieve verticale grondspanning [kPa]
$\gamma$	volumiek gewicht grond [kN/m <sup>3</sup> ]



## B Rekenmethode verweking en wateroverspanning

### B.1 Inleiding

Cyclische belasting door bijvoorbeeld een aardbeving leidt tot tijdelijke wateroverspanningen in een zandlaag onder de waterkering, die daardoor uiteindelijk volledig kan verweken. Wanneer een zandlaag volledig verweekt dan zal dat ook leiden tot kruindaling. In § B.2 wordt beschreven hoe de veiligheid tegen volledig verweken in dit onderzoek is berekend. De tijdelijke wateroverspanning voorafgaand aan verweken leidt tot een sterktereductie in de zandlaag. Deze sterktereductie wordt in een stabiliteitsberekening meegenomen. In § B.3 wordt beschreven hoe deze wateroverspanning in dit onderzoek is bepaald uit de veiligheid tegen volledig verweken. Paragraaf B.4 illustreert de toepassing aan de hand van voorbeelden. Paragraaf B.5 gaat tenslotte in op de toepasbaarheid voor Groningen.

### B.2 Berekening van de veiligheid tegen volledige verweking

#### B.2.1 Definitie van de veiligheidsfactor

De veiligheidsfactor tegen volledige verweking over de diepte wordt, net zoals in de voorafgaande Quick-Scan (Deltares, 2013a) berekend met de internationaal gangbare methode die is beschreven in de EERI MNO-12 monograph (Idriss & Boulanger, 2008).

Deze veiligheidsfactor is als volgt gedefinieerd:

$$FoS = \frac{CRR_{7.5} * MSF * K_{\sigma} * K_{\alpha}}{CSR}, \quad CSR = 0,65 \frac{PGA}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

met:

- $FoS$ : veiligheidsfactor tegen verweking (*Factor of Safety*).
- $CSR$ : Cyclic Stress Ratio. Dit is de verhouding tussen de cyclische schuifspanning en de initiële effectieve verticale spanning
- $CRR_{7.5}$ : Cyclic Resistance Ratio. Dit is de kritieke waarde van de  $CSR$  bij een magnitude van 7.5. Boven deze kritieke waarde treedt verweking op.
- $MSF$ : Magnitude Scaling Factor, die een vertaling geeft van de magnitude 7.5 naar de beschouwde magnitude
- $K_{\sigma}$ : correctiefactor voor de isotrope spanningstoestand.
- $K_{\alpha}$ : correctiefactor voor statische schuifspanning.

De formule voor de  $CSR$  volgt uit een eenvoudige beschouwing van het krachterevenwicht bij versnelling van een kolom grond. Uitgangspunt daarbij is de situatie van een horizontaal maaiveld en een schuifgolf die van onderen naar boven loopt. In de formule worden de volgende constanten en parameters gebruikt.

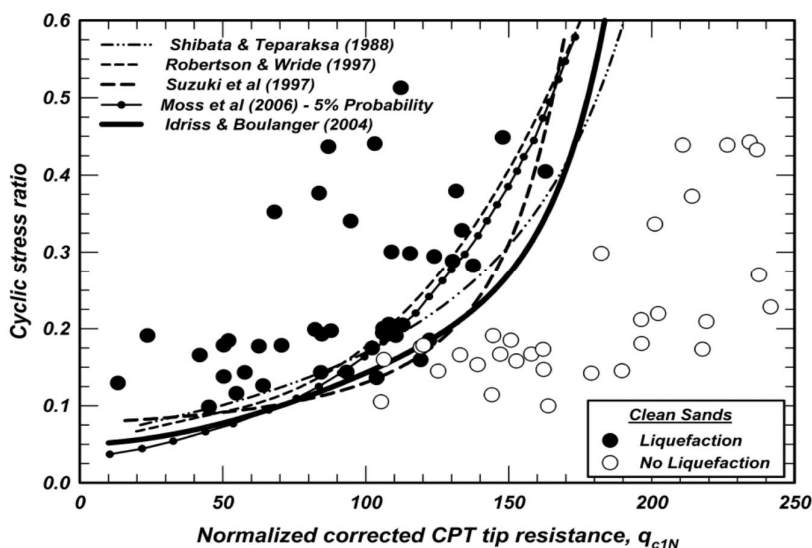
- 0,65: een factor die de verhouding tussen een representatieve amplitude en de maximale versnellingsamplitude weergeeft.
- $r_d$ : een diepte-reductiefactor.

- $PGA$ : de piekgrondversnelling.
- $\sigma_{v0}$ : de totale verticale spanning.
- $\sigma'_{v0}$ : de effectieve verticale spanning.
- $g$ : de versnelling van de zwaartekracht.

De bepaling van de meest relevante parameters voor de berekening van de  $FoS$  wordt besproken in de volgende subparagrafen.

## B.2.2 Bepaling van de Cyclic Resistance Ratio $CRR$

De *Cyclic Resistance Ratio*  $CRR_{7.5}$  volgt uit een empirische correlatie met de (genormaliseerde) conusweerstand volgens de EERI MNO-12 monograph. Deze correlatie is bepaald als de conservatief gekozen grenslijn in de grafiek van  $CSR$  tegen genormaliseerde conusweerstand,  $q_c$  waarboven in praktijkgevallen verweking is geconstateerd.



Figuur B.1 Bepaling  $CRR$  uit correlatie met genormaliseerde CPT waarde (Idriss & Boulanger, 2008).

In Tabel B.1 is een samenvatting gegeven van de database die is gebruikt voor het opstellen van de correlatie. Naast de naam van de aardbeving wordt ook de moment magnitude, de  $PGA$  (*Peak Ground Acceleration* oftewel piekversnelling) en het aantal cases per aardbeving gegeven. Omdat er bij 1 aardbeving op meerdere plaatsen ervaringen bestaan met het wel of niet verweken kunnen er per aardbeving dus ook meerdere waarden voor de  $PGA$  zijn.

Tabel B.1 Overzicht verweking opgetreden bij verschillende aardbevingen.

Aardbeving	M	PGA [g]	Aantal cases
Tohnankai earthquake - Dec 7	8,1	0,2	3
Fukui earthquake - June 28	7,3	0,35 – 0,4	2
Niigata earthquake	7,6	0,09 – 0,18	12
1968 M=7.5 earthquake - April 1	7,5	0,24	1
Tokachi-Oki earthquake	8,3	0,2 – 0,23	5
San Fernando earthquake	6,6	0,45	2
Haicheng earthquake	7,0	0,2 – 0,3	4

<i>Guatemala earthquake</i>	7,5	0,135	3
<i>Tangshan earthquake</i>	7,6	0,13 – 0,50	7
<i>Argentina earthquake</i>	7,4	0,2	5
<i>Miyagiken-Oki earthquake</i>	6,5	0,10 – 0,14	14
<i>Miyagiken-Oki earthquake</i>	7,7	0,2 – 0,32	20
<i>Imperial Valley earthquake</i>	6,53	0,13 – 0,78	9
<i>Mid-Chiba earthquake</i>	6,0	0,095	2
<i>WestMorland earthquake</i>	5,9	0,09 – 0,32	7
<i>Urakawa-Oki earthquake</i>	6,9	0,168	1
<i>Nihonkai-Chubu earthquake</i>	6,8	0,11 – 0,15	3
<i>Nihonkai-Chubu earthquake</i>	7,7	0,116 – 0,28	29
<i>1984 M=6.9 earthquake - Aug 7</i>	6,9	0,268	1
<i>1987 M=6.2 and M=6.5 Superstition Hills earthquakes</i>	6,22 & 6,54	0,09 – 0,206	12
<i>Loma Prieta earthquake</i>	6,9	0,14 – 0,39	25
<i>Luzon earthquake</i>	7,7	0,25	2
<i>Kushiro-Oki earthquake</i>	7,6	0,4	3
<i>Northridge earthquake</i>	6,7	0,43 – 0,84	4
<i>Hyogoken-Nambu (Kobe) earthquake</i>	6,9	0,34 – 0,6	54

Inspectie van de achterliggende database leert dat:

- Er gegevens zijn van 25 aardbevingen, per aardbeving zijn er wel meer situaties meegenomen; in totaal zijn er 230 cases.
- Er sprake is van uitsluitend tektonische aardbevingen.
- De magnitude hoog is, gemiddeld 7,1; de minimale waarde is 5,9.
- De piekversnelling varieert tussen 0,09g en 0,84g.

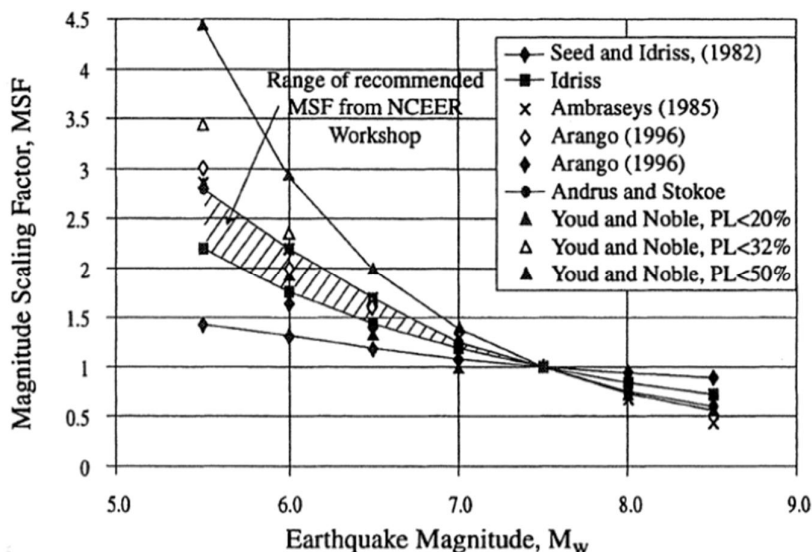
Qua piekversnelling is het gehele gebied van de te verwachten PGA's bij bevingen door gaswinning aanwezig in de database. De magnitude van tektonische bevingen ligt meestal fors boven de verwachte magnitude bij gasbevingen. De diepte van de aardbeving wordt in de database niet gegeven, maar is naar verwachting groter dan de bij gaswinning geïnduceerde bevingen. Het aantal wisselingen is daarom naar verwachting ook groter. Gebruik van de methode gebaseerd op deze database voor de situatie van geïnduceerde aardbevingen introduceert daarmee enige onzekerheid, doch op dit moment is er geen specifiekere methode beschikbaar.

### B.2.3 Bepaling van de Magnitude Scaling Factor *MSF*

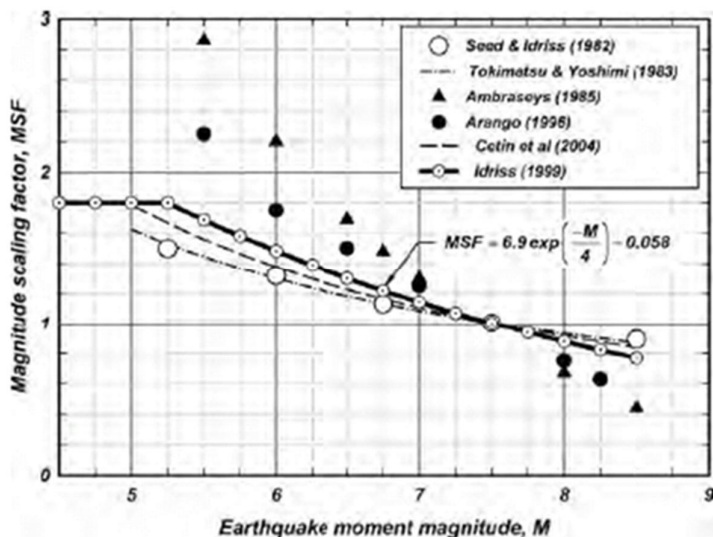
De grootte van de Magnitude Scaling Factor *MSF* wordt bepaald uit de moment magnitude van de beschouwde aardbeving volgens de EERI MNO-12 monograph. In feite wordt hiermee niet zozeer de zwaarte van de aardbeving, maar de lengte van het aardbevingssignaal in rekening gebracht. In het algemeen zal een zwaardere aardbeving ook een langer aardbevingssignaal genereren, waarmee een relatie met de magnitude voor de hand ligt.

Een hogere waarde voor *MSF* betekent een hogere veiligheid tegen verweken. Voor de grootte van *MSF* is er een opvallend verschil in de waarden volgens de NCEER workshops

(Youd, et al., 2001) en die volgens EERI MNO-12. Idriss en Boulanger tonen de grootte van MSF als functie van de magnitude (Idriss & Boulanger, 2008).



Figuur B.2 MSF volgens NCEER workshop 1996/1998 ( Youd, et al., 2001)



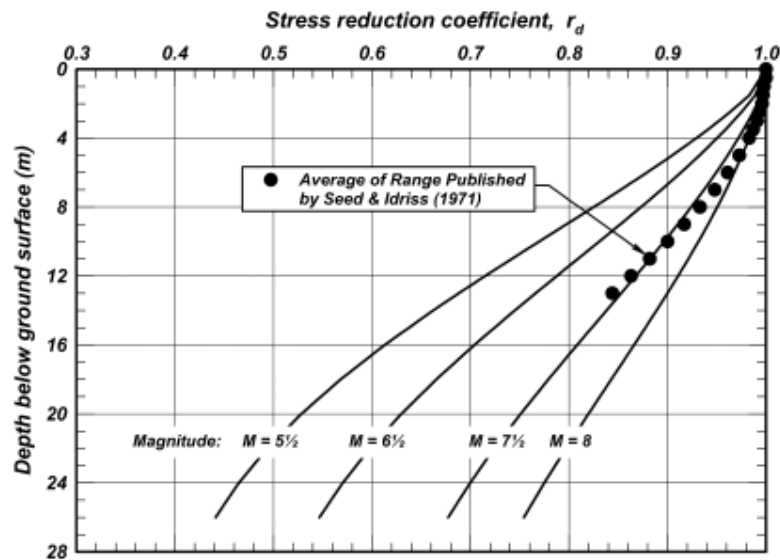
Figuur B.3 MSF volgens EERI monograph MNO-12 (Idriss & Boulanger, 2008)

De grafiek uit de NCEER workshop toont geen waarden voor magnituden lager dan  $M_w = 5,5$ . Toepassing van deze grafiek voor een magnitude van bijvoorbeeld  $M_w = 4$  vereist dus een eigen interpretatie. Meestal zal dat neerkomen op extrapolatie.

In de grafiek van EERI MNO-12 wordt de waarde van MSF begrensd op  $MSF = 1,8$ . Hiervoor wordt als motivatie gegeven dat een aardbeving, hoe klein de magnitude ook mag zijn, minimaal 1 piek bevat. Gebruik makend van een empirische relatie tussen CSR en het aantal cycli tot verweking komt EERI MNO-12 vervolgens tot de conclusie dat de maximale waarde 1,8 moet zijn. Dit is echter een theoretische beschouwing, waarvoor geen empirisch bewijs wordt gegeven. De redenering is echter plausibel.

#### B.2.4 Bepaling van de diepteafhankelijke reductieratio $r_d$

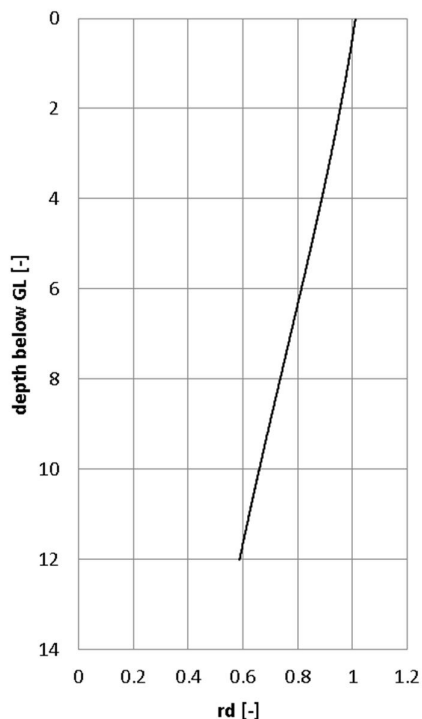
De factor  $r_d$  brengt in rekening dat met het toenemen van de diepte de kolom grond boven het beschouwde niveau niet meer als een star lichaam kan worden beschouwd. Figuur B.4 geeft de grootte van deze parameter als functie van de diepte en de magnitude.



Figuur B.4  $r_d$ -factor volgens EERI MNO-12 (Idriss & Boulanger, 2008).

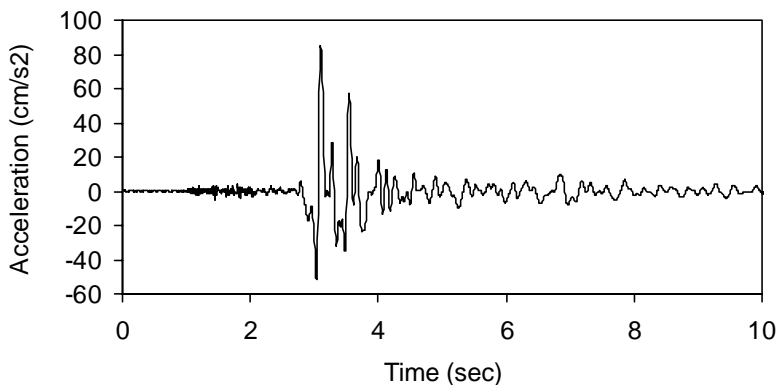
Figuur B.4 suggereert dat de grootte van deze parameter goed bepaald kan worden. In werkelijkheid is er sprake van een bandbreedte en hangt de waarde af van het specifieke aardbevingsignaal en de lokale grondopbouw.

Voor een  $M_w = 3.5$  aardbeving is het verloop van  $r_d$  met de diepte volgens de formules van EERI MNO-12 gegeven in Figuur B.5.



Figuur B.5 rd factor voor  $M = 3,5$ ; volgens methode EERI MNO-12.

Om een idee te krijgen of de afname van  $r_d$  met de diepte volgens deze formules realistisch is voor de geïnduceerde bevingen door gaswinning zijn al tijdens de Quick Scan (Deltares, 2013a) een aantal responsberekeningen gemaakt met het EERA programma. Als invoer voor de aardbeving is het gemeten signaal in Middelstum gebruikt.



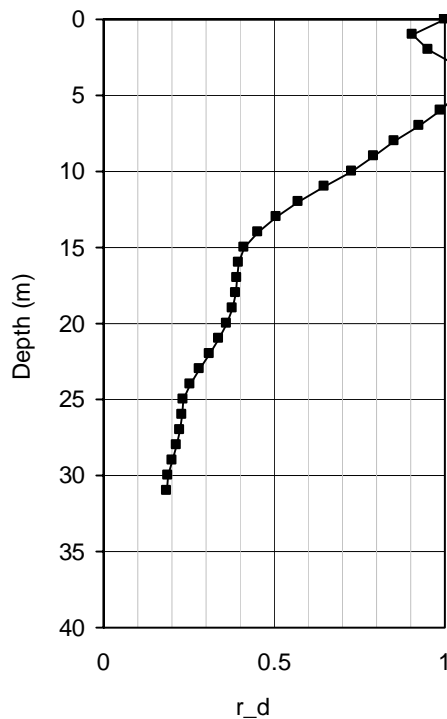
Figuur B.6 Invoer signaal (N.B. t.b.v. de berekening is het begin deel met versnelling nul weggelaten).

Dit signaal wordt opgelegd aan maaiveld. Als piekversnelling is  $PGA = 0,2$  g gebruikt. Uit de berekening volgt het verloop van de maximale schuifrekamplitude met de diepte. Uit deze waarde is vervolgens het verloop van  $r_d$  met de diepte bepaald. Hiervoor is de volgende uitdrukking gebruikt:

$$r_d = \frac{(\Delta\tau/\sigma')}{(\Delta\tau/\sigma')_{z=0}}$$

Met

- $(\Delta\tau/\sigma')$  relatieve schuifspanning op beschouwde diepte
- $(\Delta\tau/\sigma')_{z=0}$  relatieve schuifspanningsamplitude op maaiveld



Figuur B.7 Voorbeeld van het berekende verloop van de  $r_d$  over de diepte.

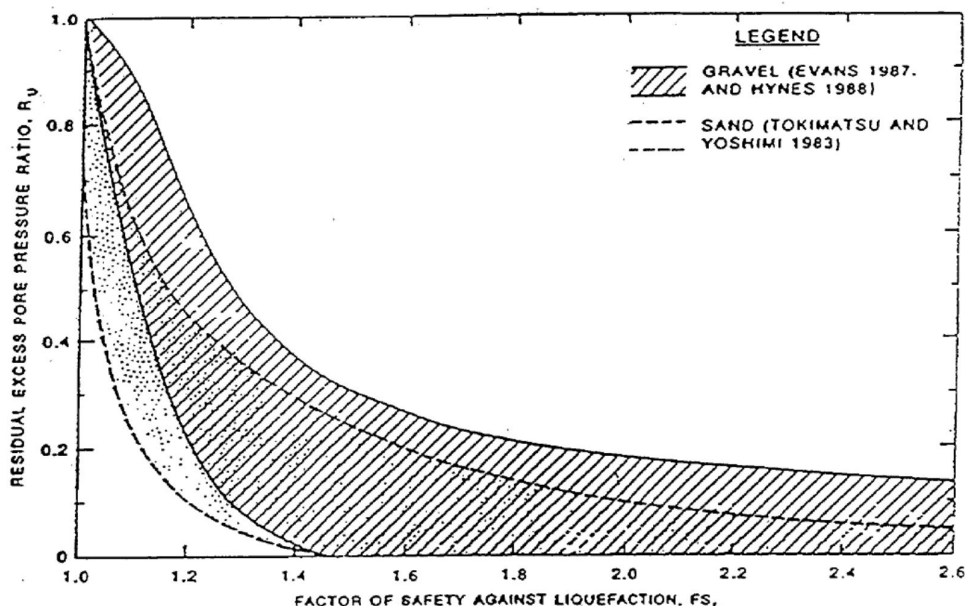
Figuur B.7 geeft het verloop van  $r_d$  met de diepte voor het beschouwde grondprofiel. Hieruit blijkt dat er in de bovenste 6 m geen reductie optreedt. Op 10 m diepte is de waarde van  $r_d$  ongeveer 0,7. Deze waarden liggen hoger dan die volgens EERI MNO-12.

Op basis van deze beperkte analyse lijkt er geen reden te zijn om de  $r_d$ -factor sterk naar beneden aan te passen. Integendeel, de aanpak volgens EERI MNO-12 lijkt voor de situatie in Groningen aan de optimistische kant te zijn. Er is daarom besloten om in de berekeningen uit te gaan van een meer conservatieve benadering met:

$$\begin{aligned} \text{diepte} < 5 \text{ m} & \quad r_d = 1 \\ 5 \text{ m} < \text{diepte} < 20 \text{ m} & \quad r_d = 1 - 0.03 \cdot (\text{diepte} - 5) \end{aligned}$$

## B.3 Berekening van wateroverspanning

De methode die hiervoor is beschreven geeft alleen aan of er sprake is van volledige verweking. Als de veiligheid tegen verweking groter dan 1 is, kan er nog wel sprake zijn van de opbouw van enige wateroverspanning. In (Marcuson, Hynes, & Franklin, 1991) wordt Figuur B.8 gegeven voor het schatten van de wateroverspanning bij een FoS (*Factor of Safety*) tegen verweking van meer dan 1.



Figuur B.8 Grafiek voor wateroverspanning als functie van FoS verweking uit Marcuson et al (1990)

Een andere aanpak is om empirische relaties te gebruiken om de geïnduceerde wateroverspanningen te bepalen. Uit uitgevoerde cyclische triaxiaalproeven wordt de volgende relatie tussen de schuifspanningsamplitude en het aantal belastingcycli dat leidt tot verweking afgeleid:

$$\frac{\Delta\sigma_d / 2\sigma_c}{I_D} = a * N_{liq}^{-b}$$

met:

- $\Delta\sigma_d$  : Amplitude van de schuifspanning.
- $\sigma_c$  : Initiële effectieve verticale spanning.
- $I_D$  : Relatieve dichtheid.
- $N_{liq}$  : Aantal cycli dat leidt tot verweking bij ongedraineerde condities.
- $a, b$  : empirische constanten.

De constanten  $a$  en  $b$  zijn bepaald bij  $I_D = 0.4$  en zijn:  $a = 0.65$  en  $b = 0.15$ .

Herschrijven van de vergelijking geeft:



$$\frac{\Delta\sigma_d / 2\sigma'_c}{I_D} = a * N_{liq}^{-b}$$

$$N_{liq} = \left( \frac{\Delta\sigma_d / 2\sigma'_c}{a.I_D} \right)^{(-1/b)}$$

De *cyclic shear stress ratio* (CSR) waarbij verweking optreedt in de CPT analyse, waarbij FOS = 1, geeft de bijbehorende  $N_{liq}$  gedurende de aardbeving. Dit is een schatting van het equivalente aantal belastingcycli  $N$  gedurende de ontwerpaardbeving. Voor een hogere veiligheidsfactor FOS wordt de CSR lager. Met deze gereduceerde CSR kan het aantal belastingcycli nodig voor verweking voor het betreffende zand en relatieve schuifspanningsniveau worden berekend. De ratio  $N/N_{liq}$  volgt uit:

$$\frac{N}{N_{liq}} = \frac{\left( \frac{(\Delta\sigma_d / 2\sigma'_c)_{FoS=1}}{a.I_D} \right)^{(-1/b)}}{\left( \frac{(\Delta\sigma_d / 2\sigma'_c)_{FoS=1} / FoS}{a.I_D} \right)^{(-1/b)}} = (FoS)^{(-1/b)}$$

De (relatieve) wateroverspanning  $r_u$  wordt geschat met de volgende empirische relatie:

$$r_u = \frac{2}{\pi} \arcsin \left( \frac{N}{N_{liq}} \right)^{(1/2\theta)}$$

waarin:

- $r_u$  : Relatieve wateroverspanning (verhouding tussen wateroverspanning en initiële verticale spanning).
- $N$  : Het aantal belastingcycli.
- $N_{liq}$  : Het benodigd aantal cycli tot verweking bij ongedraineerde condities.
- $\theta$  : Empirische constante.

Combinatie van de vergelijkingen voor  $r_u$  en  $N/N_{liq}$  geeft:

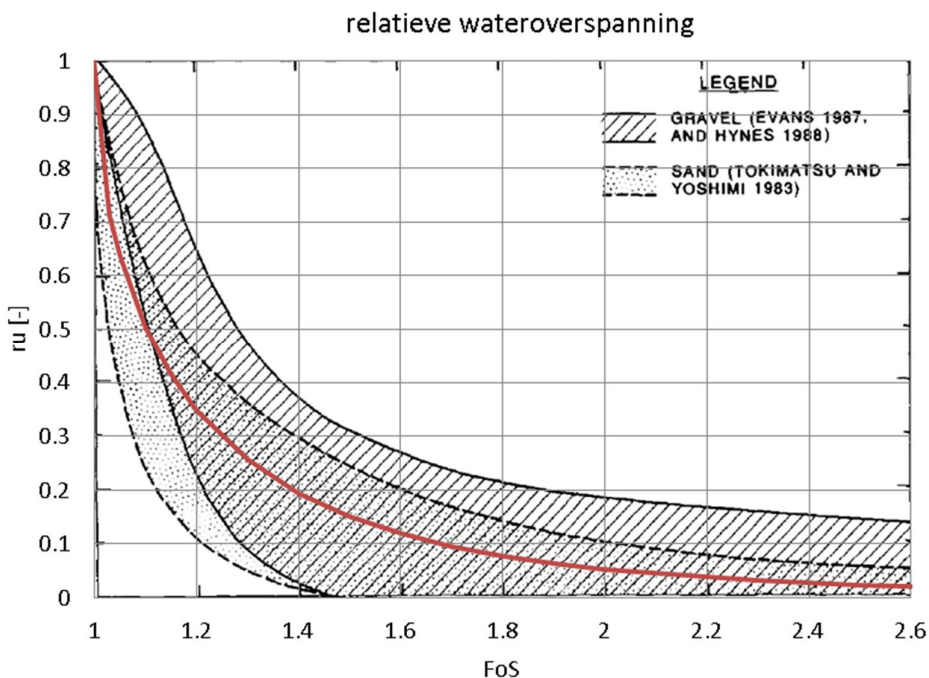
$$r_u = \frac{2}{\pi} \arcsin \left( FoS^{(-1/b)} \right)^{(1/2\theta)} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left( FoS^{(-1/(b2\theta))} \right)$$

De volgende tabel toont de geschatte wateroverspanningsratio  $r_u$  als een functie van de veiligheidsfactor tegen verweking FOS. De gebruikte empirische constanten zijn  $b = 0.2$  en  $\theta = 0.7$ .

Tabel B.2 Geschatte wateroverspanning als functie van de veiligheidsfactor tegen verweking.

FOS [-]	N/N <sub>liq</sub> [-]	r <sub>u</sub> [-]
1.1	0.62	0.50
1.2	0.40	0.35
1.3	0.27	0.26
1.4	0.19	0.19
1.5	0.13	0.15
1.6	0.10	0.12
1.7	0.07	0.10
1.8	0.05	0.08

Figuur B.9 vergelijkt de verkregen waarden volgens deze aanpak met de data zoals gepresenteerd in Marcuson et al. (1990).



Figuur B.9 Relatieve wateroverspanning bij FoS > 1, de rode lijn is het hiervoor afgeleide theoretische verband.

De gevonden waarden zijn goed in lijn met elkaar. Het hiervoor afgeleide theoretische verband wordt daarom gebruikt.

## B.4 Voorbeeldberekeningen

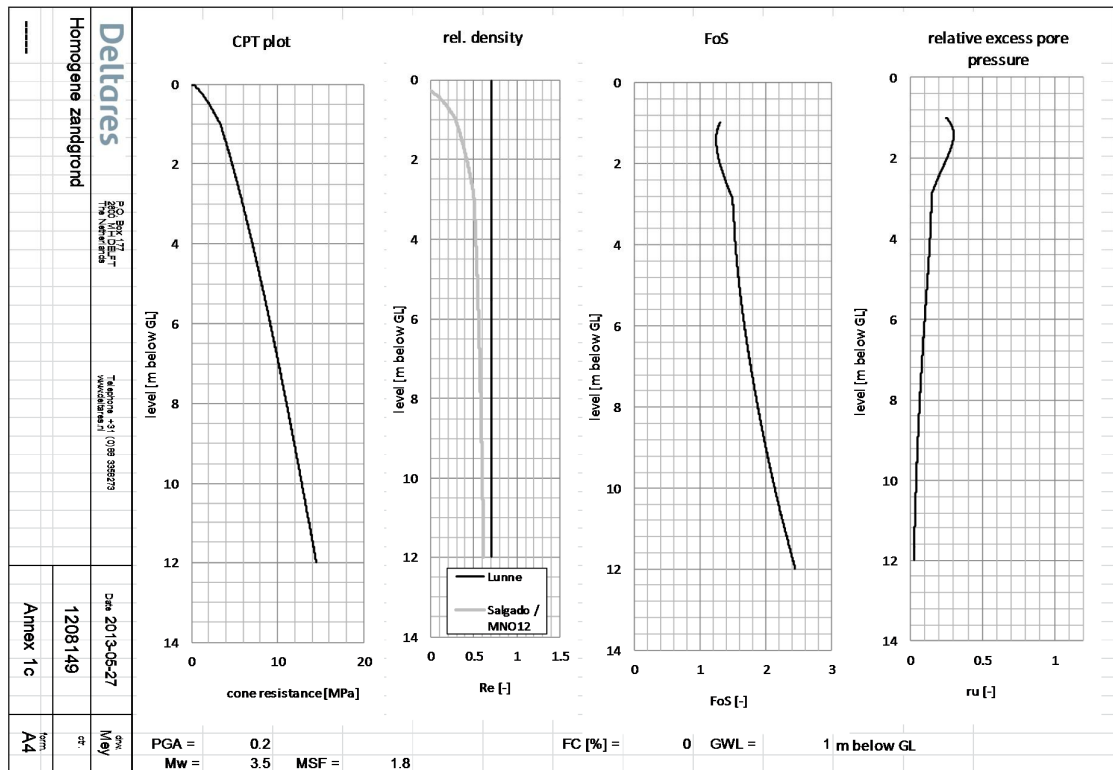
De volgende figuren tonen enige resultaten van de analyse volgens EERI MNO-12. Getoond worden:

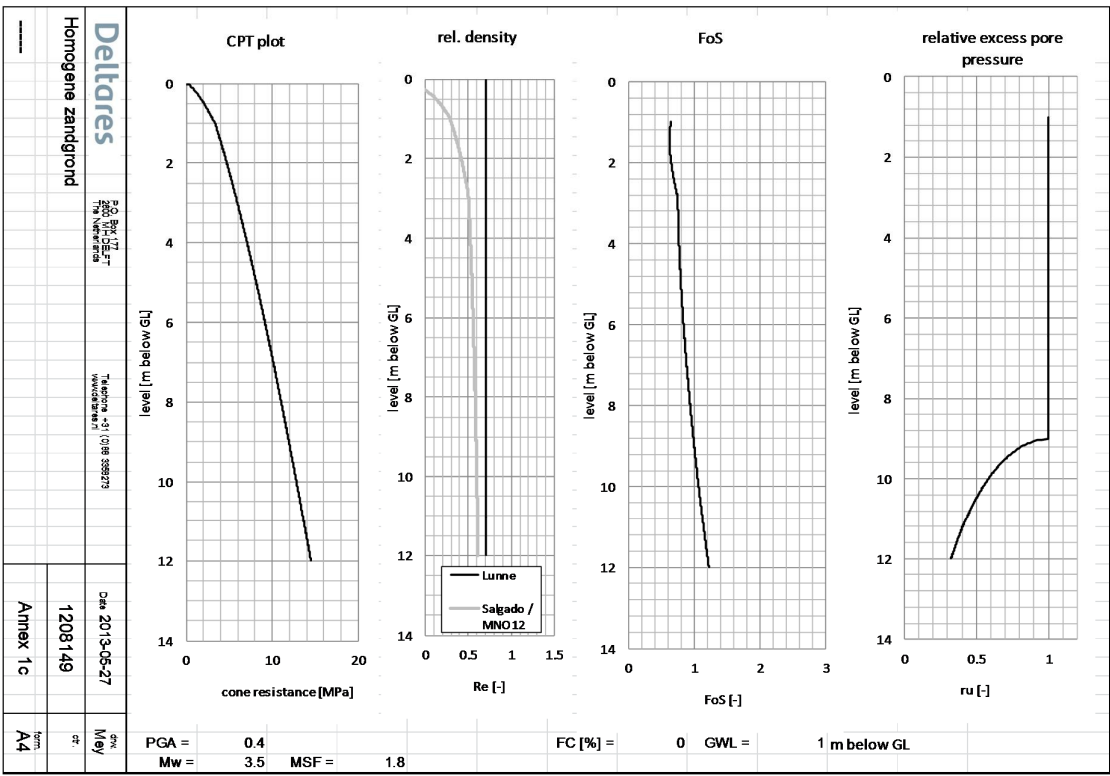
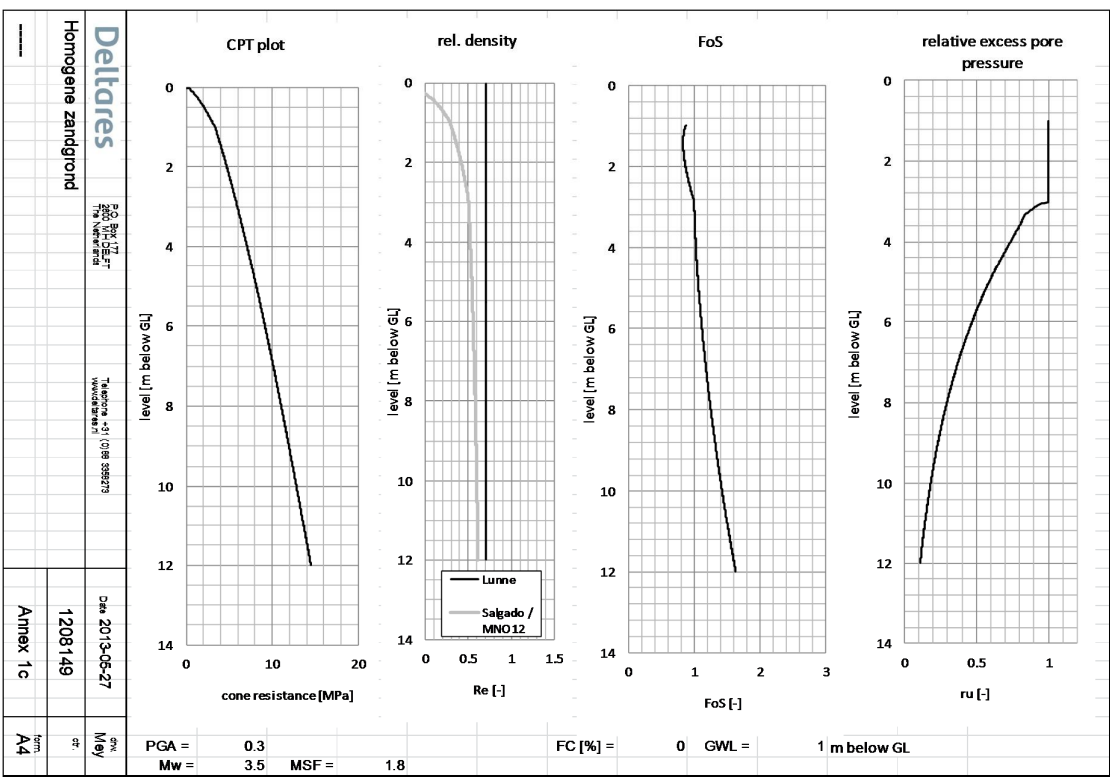
- Conusweerstand.
- Relatieve dichtheid.
- Veiligheidsfactor tegen verweking.
- Relatieve wateroverspanning.

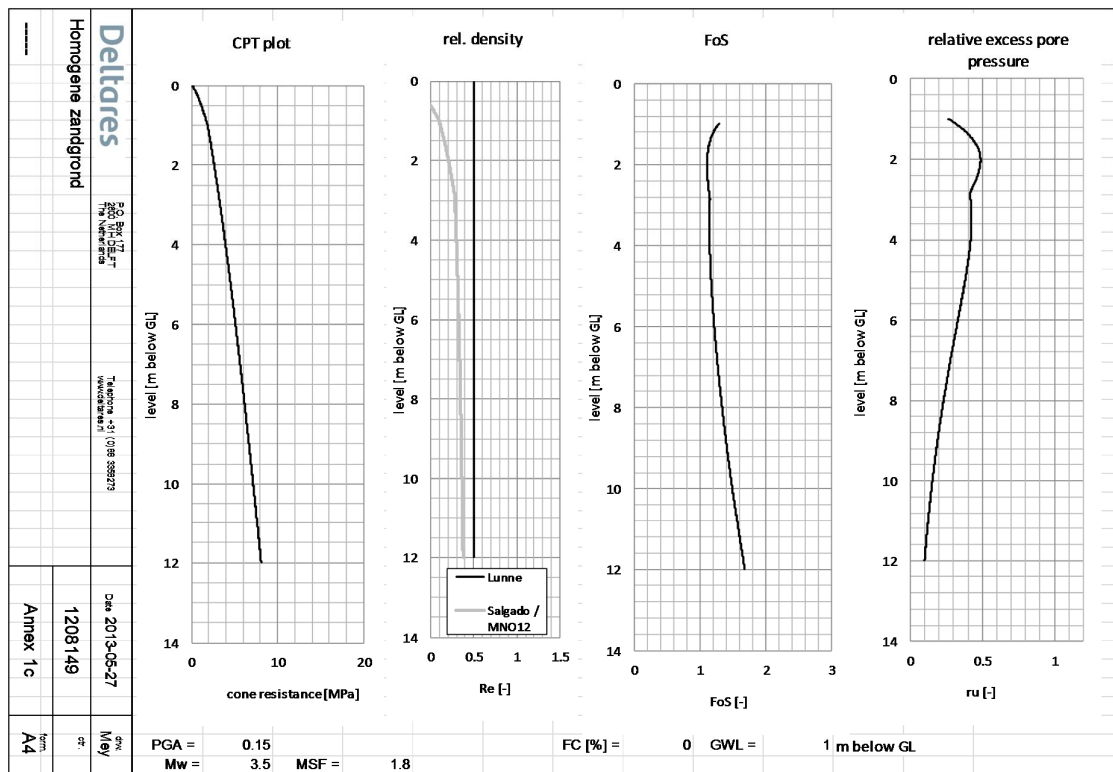
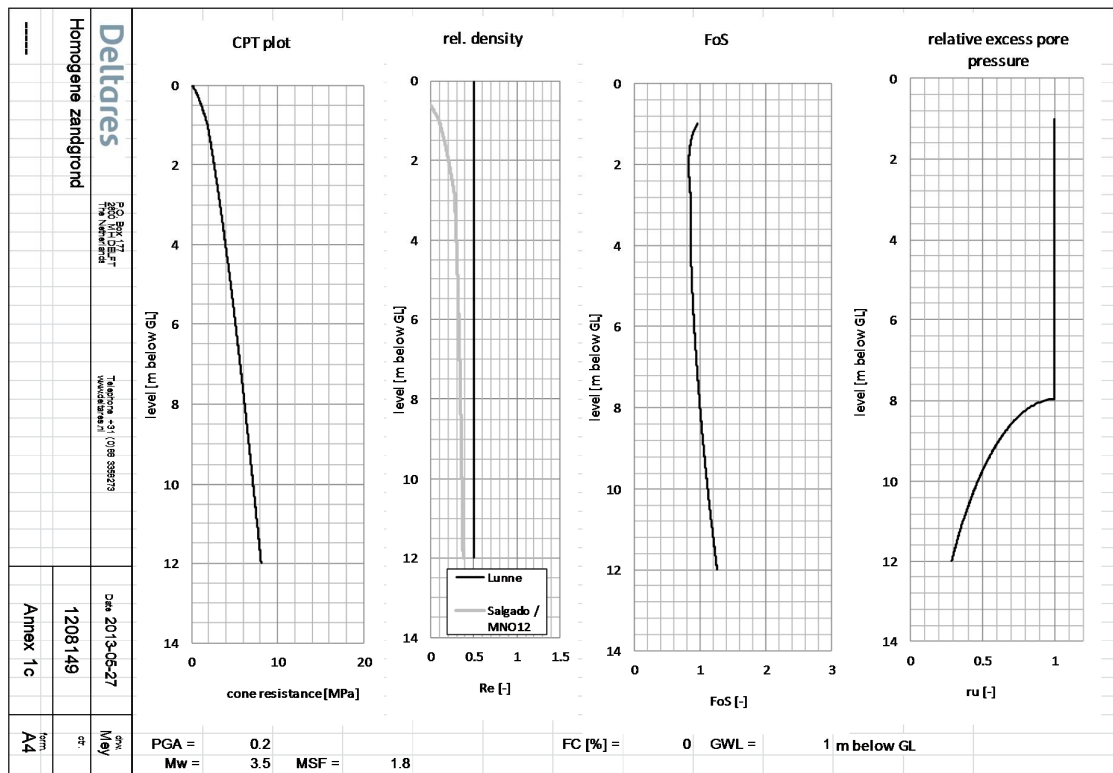
In onderstaande figuren is uitgegaan van een constante relatieve dichtheid over de volledige diepte. De overig aannamen zijn:

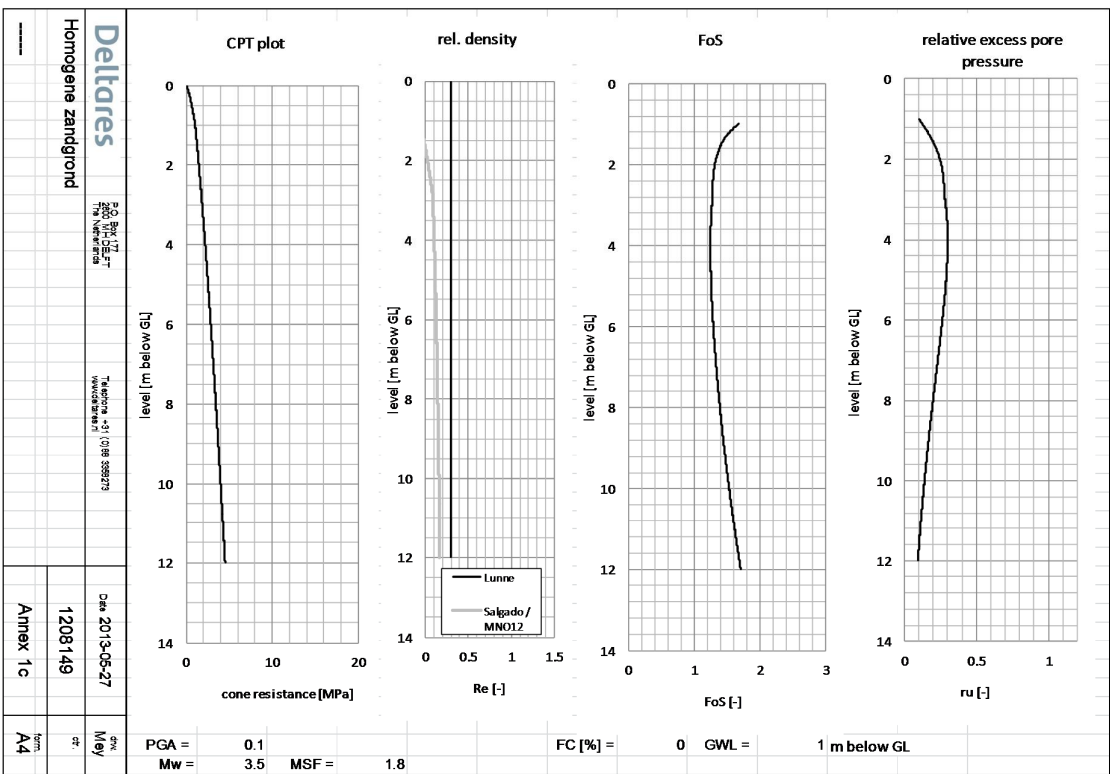
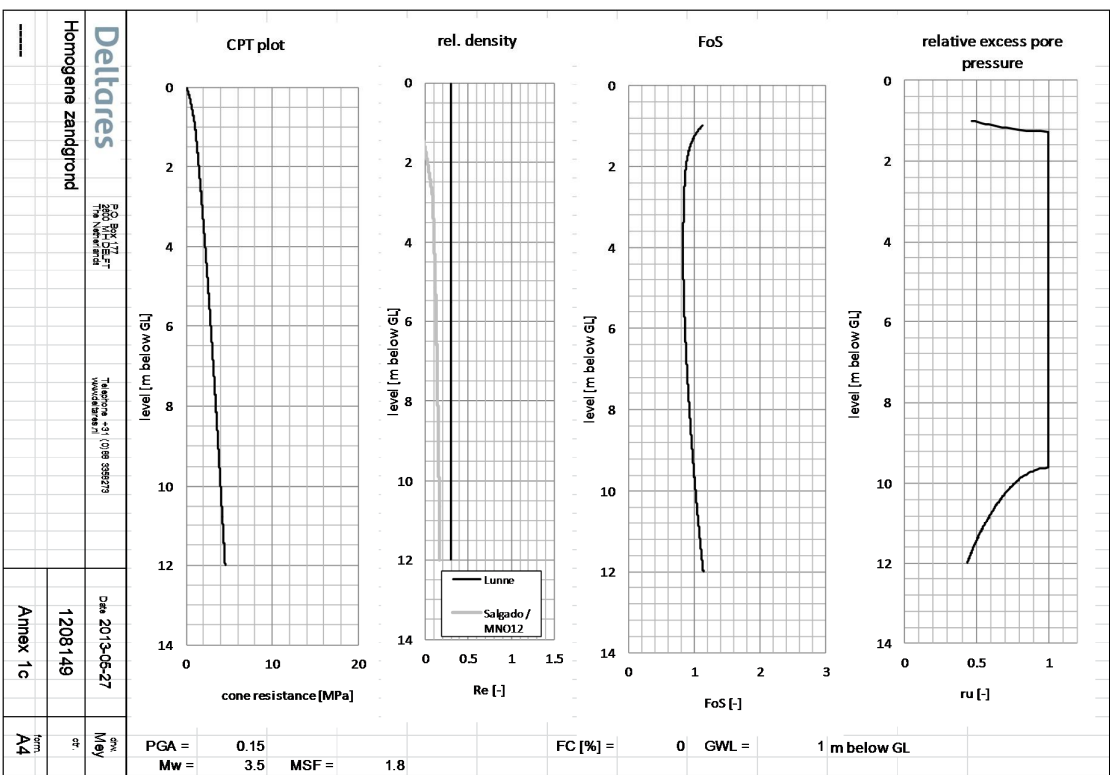
- Wrijvingsgetal 1%.
- Schoon zand (geen fijn materiaal: FC = 0%).
- Grondwaterstand 1 m onder maaiveld.
- Horizontaal maaiveld.

NB: In de figuren is de PGA uitgedrukt in bijvoorbeeld 0,2g, dus 2 m/s<sup>2</sup>.









Uit voorgaande figuren volgt:

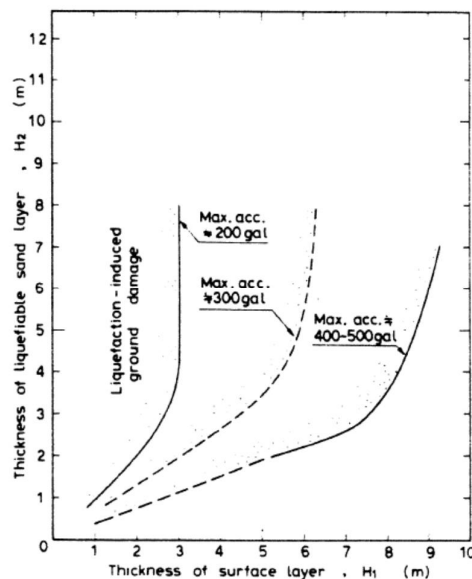
- Voor  $Re = 0,7$  is bij  $PGA = 0,2g$  de wateroverspanning beperkt, bij  $PGA = 0,3 g$  is er over de bovenste 3 m sprake van verweking en bij  $PGA = 0,4 g$  over een grote diepte sprake van verweking.
- Voor  $Re = 0,5$  is bij  $PGA = 0,15 g$  de wateroverspanning beperkt, maar bij  $PGA = 0,2g$  is er over een grote diepte sprake van verweking.
- Voor los zand ( $Re = 0,3$ ) wordt bij  $PGA = 0,1 g$  geen verweking en bij  $PGA = 0,15 g$  wel verweking berekend.

## B.5 Toepasbaarheid voor Groningen

De hiervoor beschreven rekenmethodiek is gebaseerd op tektonische aardbevingen met grote magnitude. De methodiek wordt in Groningen dus gebruikt buiten het geldigheidsgebied waarvoor deze is opgesteld. Om deze reden is een apart deelonderzoek uitgevoerd naar de toepasbaarheid voor de Groningse omstandigheden (Deltares, 2013e).

Tot op heden zijn er in Groningen geen zichtbare tekenen van verweking geobserveerd. Volgens de gebruikte methodiek is er bij los zand en een relatief hoge PGA wel een risico op verweking vanaf waarden iets hoger dan tot nu toe gemeten (vanaf ca 0,15g).

De grondopbouw in Groningen bestaat vaak uit een deklaag (toplaag) van enige meters klei en veen. In de literatuur worden wel grafieken gegeven van de benodigde dikte van de niet verweekte toplaag waarbij er geen zichtbare tekenen van verweking zijn.



Figuur B.10 Benodigde dikte niet verweekte toplaag voor breuk door verweking (uit (Ishihara 1985); N.B. 1 gal = 0,01 m/s<sup>2</sup>).

Volgens deze figuren is een 3 m dikke toplaag van klei en/of veen al voldoende om bij een  $PGA = 0,2g$  geen schade door verweking te hebben.

Volgens deze benadering kan er in het verleden bij gasbevingen wel verweking zijn opgetreden zonder dat dit aan maaiveld zichtbaar was.

Uit het deelonderzoek (Deltares, 2013e) volgt dat er op basis van deze observaties geen onderbouwing is om voor de MSF en/of de  $r_d$  factor een andere waarde te kiezen specifiek voor Groningen afwijkend aan de internationale literatuur. Ook kan de methodiek op basis van de huidige ervaringen niet als te conservatief voor gasbevingen worden beschouwd. Dat de gebruikte methodiek de verwekingsgevoeligheid onderschat lijkt op dit moment niet erg waarschijnlijk, maar is op grond van de huidige ervaringen niet met volledige zekerheid uit te sluiten.

## B.6 Vergelijking met de Eurocode 8

Volgens de Eurocode 8, deel 5, § 4.1.3 (EN1998-5, 2004) mogen eerst de volgende eenvoudige beslissingsregels worden toegepast om te beoordelen of het risico op verweking mag worden verwaarloosd.

- De invloed van verweking op ondiep gefundeerde constructies mag worden verwaarloosd wanneer de zandlaag meer dan 15 diep ligt.
- De kans op verweking van zand mag bij bepaalde zandeigenschappen worden verwaarloosd zolang de grondtype afhankelijke ontwerpwaarde voor de relatieve versnelling ten opzichte van de zwaartekrachtsversnelling ( $\alpha S$ ) kleiner is als 0,15 (§ 4.1.4, clause 8).

Wanneer verweking op grond van bovenstaande regels niet mag worden verwaarloosd, dan mag voor een eenvoudige analyse worden volstaan met een controle op de verhouding tussen de cyclische schuifspanning en de initiële verticale effectieve spanning (*cyclic stress ratio*, *CSR*). Deze veiligheidsfactor mag niet groter worden dan een kritieke waarde (*cyclic resistance ratio*, *CRR*). Onder de kritieke waarde wordt het gedrag elastisch verondersteld. De optredende CSR in bodemlagen mag tot een diepte van 20 meter worden geschat als  $0,65 \alpha S$ , met  $\alpha S$  de verhouding tussen de piekversnelling en de zwaartekrachtversnelling. Annex B van EN1998-5 geeft een normatieve grafiek voor de verwekingsgevoeligheid van een aantal zandsoorten (met verschillende fracties silt) bij een magitude van 7,5, afhankelijk van deze verhouding en slagsondering (SPT) waarden. De annex geeft ook schalingsfactoren *CM* (de Magnitude Scaling Factor) voor het gebruik van deze grafiek bij andere magnitudes. In de Eurocode wordt de bron van deze waarden niet genoemd. De waarden blijken overeen te komen met de bovengrens van de door de NCEER workshop 1996/1998 aanbevolen waarden. In de annex wordt aangegeven dat er als alternatief ook empirische correlaties mogen worden toegepast tussen de CRR en de in Nederland gangbare CPT sondeerwaarden, of tussen de CRR en de snelheid van schuifgolven.

Table B.1 — Values of factor CM

$M_S$	CM
5,5	2,86
6,0	2,20
6,5	1,69
7,0	1,30
8,0	0,67

Tabel 8.1 Magnitude Schalings Factor CM volgens de Eurocode 8 [EN1998-5].



De in deze studie toegepaste methodiek volgens de EERI MNO-12 monograph past conceptueel binnen het raamwerk dat de Eurocode 8 beschrijft. De kwantitatieve invulling wijkt af op de volgende punten:

- De in deze studie gebruikte relatie voor de magnitude scaling factor is bij magnitudes kleiner dan 5,5 veel conservatiever dan de waarden die in de Eurocode worden gegeven. De MSF volgens de Eurocode is dan een factor  $\frac{2,86}{1,8} = 1.56$  groter.
- Bij de berekening van de *CSR* wordt in deze studie een diepte-afhankelijke reductie van de schuifspanning gebruikt, terwijl deze reductie in de hoofdtekst van de Eurocode niet wordt voorzien (een National Annex biedt er wel ruimte voor). Deze reductie leidt op een diepte van 12 m bijvoorbeeld tot een reductiefactor van 0.79 . Hier is de Eurocode dus meer conservatief.

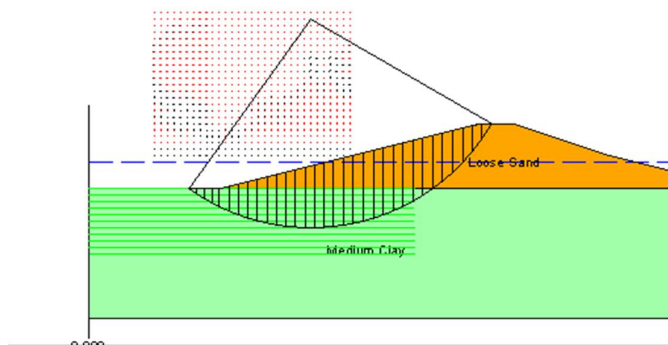
Bij combinatie van de *MSF* en de diepte-afhankelijke reductie blijken de in dit onderzoek gehanteerde formules al met al conservatiever dan de invulling volgens de Eurocode 8.



## C Rekenmethode macro-stabiliteit

### C.1 Pseudo-statische berekening van de grensversnelling

Ter controle van het statisch evenwicht bij taludstabiliteit wordt volgens de Nederlandse toets- en ontwerpvoorschriften voor waterkeringen standaard een glijvlakberekening uitgevoerd, die resulteert in een veiligheidsfactor. Bij potentieel opdrijven van de deklaag boven de onderliggende zandlaag moet naast een cirkelvormig glijvlak (Bishop) ook worden gerekend met een langwerpig glijvlak, bestaande uit een horizontaal deel met twee cirkelvormige delen aan beide einden (Uplift Van).



(m : 34,00 [m]  
m : 26,00 [m]

Radius : 32,00 [m]  
Safety : 0,95

Figuur C.1 Voorbeeld statische stabiliteitsberekening.

In de pseudo-statische berekening als onderdeel van een *Newmark Sliding Block* analyse (zie de volgende paragraaf) wordt de invloed van de aardbeving in rekening gebracht door:

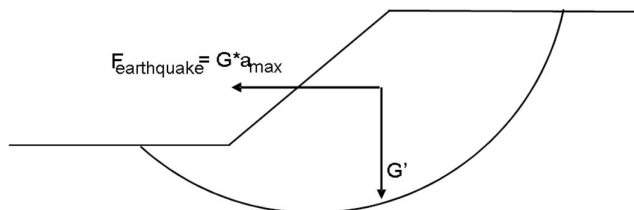
- (1) Een benaderende reductie van de rekenwaarde van de sterkte van het zand en de cohesieve lagen, door waterspanningsgeneratie. Voor de reductie wordt gebruik gemaakt van de relatieve wateroverspanning  $r_u$  in het midden van een laag, zoals berekend volgens § B.3.:

$$\text{Wrijvingshoek: } \phi_{\text{gereduceerd}} = (1 - r_u) \cdot \phi$$

$$\text{Cohesie: } c_{\text{gereduceerd}} = (1 - r_u) \cdot c$$

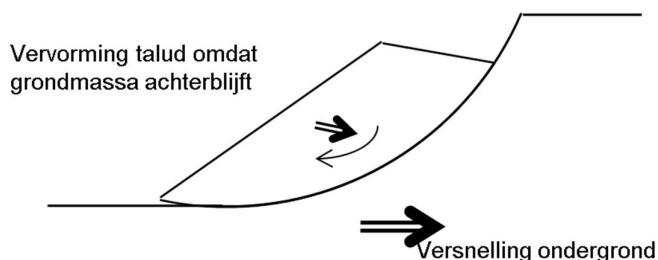
In theorie is het directe gebruik van de berekende waterspanningen te prefereren. Binnen de beschikbare stabiliteitssoftware was dat echter niet op voldoende praktische wijze te realiseren.

- (2) Een extra aandrijvende horizontale kracht, die gelijk is aan de totale massa van het afschuivende volume keer de piekversnelling *PGA* (*Peak Ground Acceleration*).



Figuur C.2 Schematische weergave pseudo-statische berekening.

Het feitelijke mechanisme is niet dat een grondmoot wil versnellen, maar dat de ondergrond een versnelling heeft en dat de grondmoot deze versnelling moet volgen om niet af te schuiven ten opzichte van de ondergrond.



Figuur C.3 Oorzaak taludinstabiliteit bij aardbevingen.

In het potentiële glijvlak moet dus een kracht worden overgebracht die gelijk is aan de grondmassa maal de versnelling. Rekentechnisch komt dit overeen met de schematisatie volgens Figuur C.2.

Door herhaalde berekening van de veiligheidsfactor (*Factor of Safety, FoS*) kan iteratief de waarde van de piekversnelling (*Peak Ground Acceleration, PGA*) worden bepaald waarbij de veiligheidsfactor precies gelijk is aan de minimaal vereiste. Deze bezwijkwaarde wordt  $a_{yield}$  genoemd.

$$a_{yield} = PGA|_{FoS=FoS_{vereist}}$$

In deze studie is aangenomen dat de minimaal vereiste veiligheidsfactor bij het berekenen van de grensversnelling gelijk is aan de volgens de voorschriften vereiste waarde bij een statische stabiliteitsanalyse. Deze vereiste minimale waarde is volgens de voorschriften afhankelijk van het gekozen glijvlakmodel en van de toelaatbare deelfaalkans.

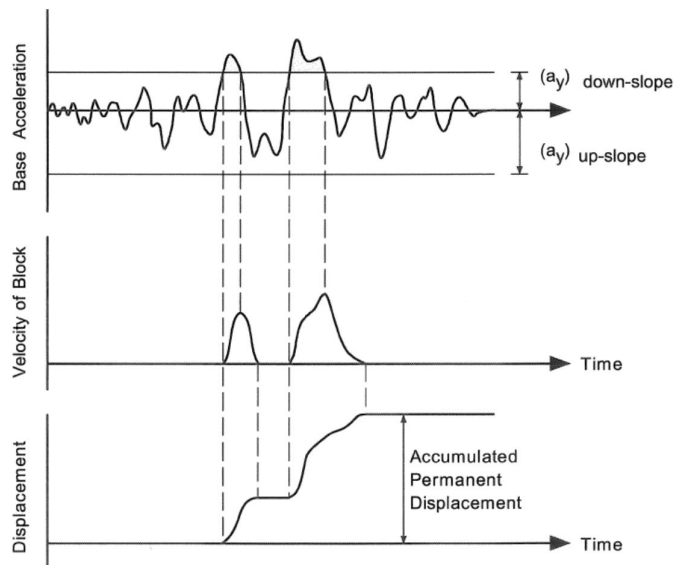
## C.2 Dynamische verplaatsingen met Newmark Sliding block berekeningen

### C.2.1 Achtergrond

De grootte van de vervorming na verlies van statisch evenwicht wordt geschat met behulp van een zogenaamde Newmark analyse, ook wel bekend onder de naam 'sliding block' analyse (Newmark, 1965).

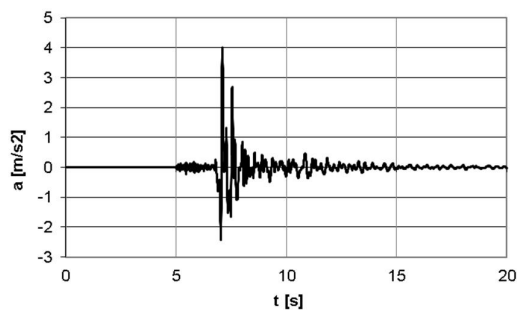
Het oorspronkelijke model bestaat uit een blok op een helling. De ondergrond beweegt met een bepaalde versnelling. Het blok moet deze versnelling volgen en daarvoor is het nodig dat op het grensvlak ondergrond-blok de benodigde kracht wordt overgedragen. Als de kracht om het blok dezelfde versnelling te geven als de ondergrond groter wordt dan de bezwijkwaarde van het grensvlak zal het blok ten opzichte van het grensvlak verschuiven.

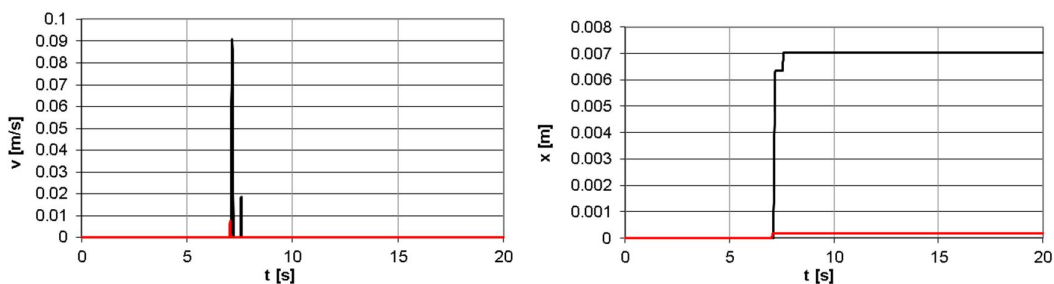
Door vervolgens het gedeelte van het versnellingsignaal boven de grensversnelling twee maal te integreren wordt de optredende verplaatsing gevonden. Zolang de versnelling lager is dan de grensversnelling treedt er geen (verdere) verplaatsing op. Als de versnelling groter wordt zal het blok gaan verplaatsen, en tevens een (toenemende) snelheid krijgen. Als daarna de versnelling lager wordt dan de grensversnelling gaat de snelheid van het blok afnemen totdat deze weer stil ligt.



Figuur C.4 Illustratie procedure berekenen blijvende verplaatsing.

Omdat de grootste (absolute) piekversnelling zowel positief als negatief kan zijn moet de berekening twee keer worden uitgevoerd om het maatgevende geval te vinden. De volgende figuren illustreren de berekening. In de figuren met de snelheid en de versnelling geeft de zwarte lijn het resultaat voor het deel van het aardbevingssignaal met positief teken en de rode lijn het resultaat voor het deel van het aardbevingssignaal met negatief teken.





Figuur C.5 Voorbeeld berekening verplaatsing, versnellingssignaal Huizinge aardbeving, opgeschaald tot  $PGA = 4 \text{ m/s}^2$ ; grensversnelling  $2 \text{ m/s}^2$ .

## C.2.2 Toelaatbare verplaatsing

Op basis van een vergelijking van de Newmark methode met vervormingen in praktijkgevallen (Jibson, 2011) wordt het criterium voor stabiliteitsverlies gedefinieerd als een blijvende verplaatsing kleiner dan 0.15m. Bij de keuze van het criterium is niet in beschouwing genomen dat deze verplaatsing wel tot schade kan leiden voor sommige typen leidingen.

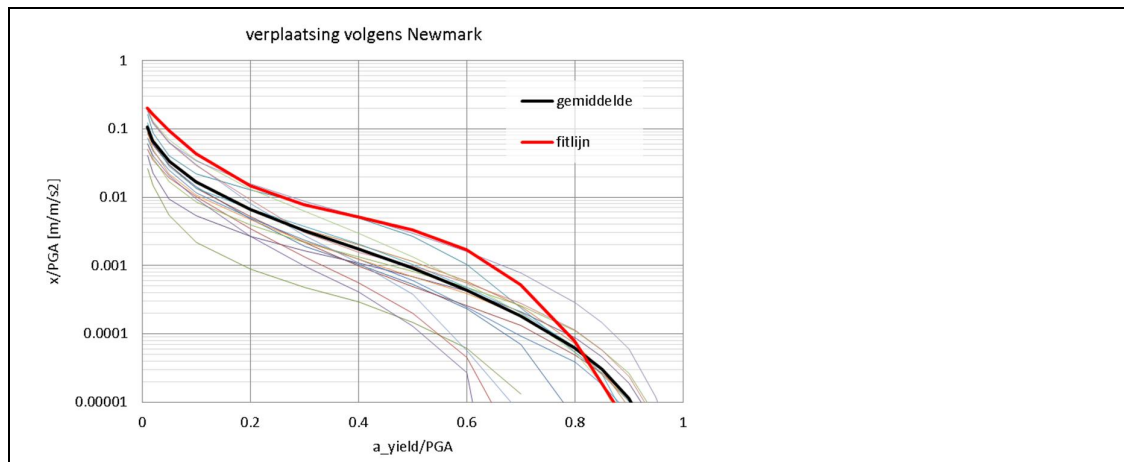
## C.2.3 Relatie tussen verplaatsing en grensversnelling

Voor verschillende Groningse signalen (inclusief de uiteindelijk geselecteerde signalen) is het verband tussen de verplaatsing en de grensversnelling  $a_{yield}$  bepaald. Het resultaat is weergegeven in Figuur C.6. In deze figuur is tevens het rekenkundig gemiddelde van de verplaatsing als functie van de verhouding grensversnellingen – piekversnelling weergegeven.

Voor de implementatie in de vervormingsberekening is een uitdrukking opgesteld voor de lijn die als bovengrens voor de gevonden vervormingen kan worden gebruikt.

$$\log\left(\frac{x}{PGA}\right) = -17 * \left(\frac{a_{yield}}{PGA}\right)^3 + 20 * \left(\frac{a_{yield}}{PGA}\right)^2 - 9.5 * \left(\frac{a_{yield}}{PGA}\right) - 0,6$$

Dit verband is als een rode lijn weergegeven in Figuur C.6. Voor waarden van  $a_{yield}/PGA < 0,6$  geeft deze lijn een bovengrens voor de verplaatsing. Voor waarden van  $a_{yield}/PGA > 0,75$  komt de waarde volgens deze formule meer overeen met een gemiddelde of een verwachtingswaarde. Voor dit gebied zijn de resulterende verplaatsing klein en feitelijk verwaarloosbaar.



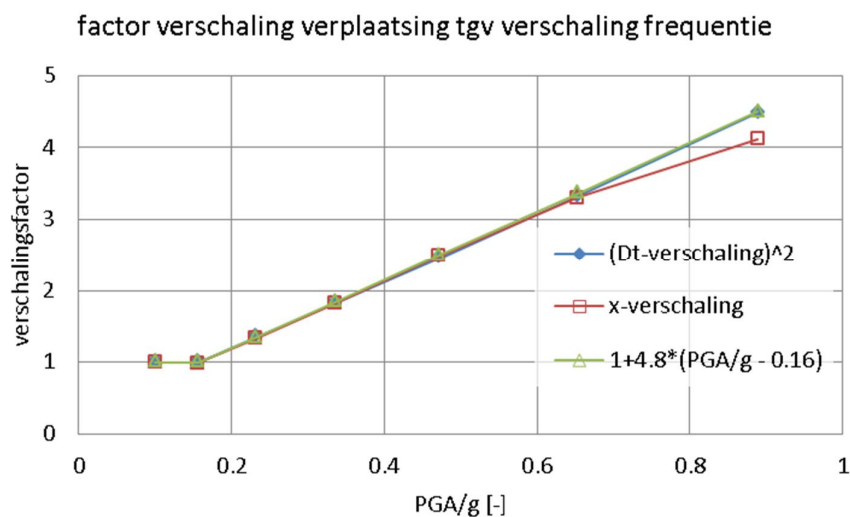
Figuur C.6 Verplaatsing volgens Newmark analyse

Zoals verder uitgelegd in Bijlage I.3.2 moet de verplaatsing vervolgens nog worden gecorrigeerd voor de verscaling van de frequentie, met hulp van de volgende vereenvoudige relatie tussen de schalingsfactor en de piekversnelling ( $PGA$ ).

$$factor = \left[ -1.036 * \left( \frac{PGA}{g} \right)^2 + 2.4963 * \left( \frac{PGA}{g} \right) + 0.63 \right]^2$$

Deze factor is in Figuur C.7 weergegeven, tezamen met de factor volgens de achterliggende waarden. Volgens deze figuur is de verschalingsfactor ook als volgt te schrijven:

- $PGA/g < 0,16$  : factor = 1.
- $PGA/g > 0,16$  :  $factor = 1 + 4.8 * \left( \frac{PGA}{g} - 0.16 \right)$ .



Figuur C.7 Verschalingsfactor verplaatsing voor magnitude

### C.3 Vergelijking met de Eurocode 8

Het in deze studie toegepaste *Newmark Sliding block* model in combinatie met glijcirkels past volledig binnen het raamwerk dat de Eurocode 8 daarvoor geeft.

Volgens de Eurocode 8, deel 5 § 4.1.3.3 (EN1998-5, 2004) is het mogelijk om bij toetsing van taludstabiliteit pseudo-statisch of dynamisch (met modal analysis of directe tijdsintegratie) te rekenen.

- In het geval van een puur pseudo-statische analyse van taludstabiliteit (zonder *Newmark Sliding block* analyse) wordt een extra horizontale belasting voorgeschreven:  $F_h = 0,5 \alpha \cdot S \cdot W$ , met  $W$  het gewicht van het volume van de grond dat wil afschuiven (EN1998-5 § 4.1.3.3) en  $\alpha S$  de verhouding tussen de piekversnelling en de zwaartekrachtversnelling. In de pseudo-statische berekening moet verder rekening worden gehouden met reductie van de stijfheid en sterkte van grond door de dynamische belasting, indien  $\alpha S > 0,15$ . Daarvoor worden geen nadere methoden gegeven.
- Een vereenvoudigde dynamische glijvlakberekening van taludstabiliteit voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (Servicability Limit State) mag volgens EN1998-5 worden uitgevoerd met het Newmark model, op basis van minimaal 3 representatieve accelerogrammen. Er wordt geen criterium gegeven voor de toelaatbare verplaatsing.



## D Rekenmethode kruinzetting

### D.1 Inleiding

De kruinzetting wordt opgebouwd gedacht uit de volgende drie mechanismen:

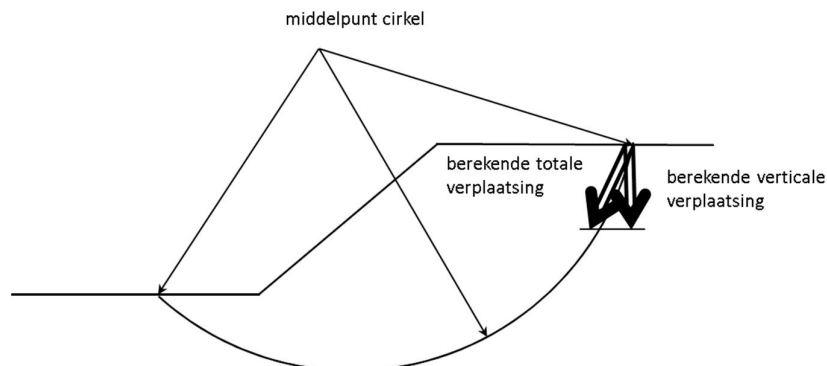
- Afschuiven talud (macro-instabiliteit).
- Verdichting ondergrond (zand).
- *Squeezing*, het zijdelings wegpersen van verweekt zand onder een deklaag door het gewicht van het bovenliggende dijklichaam, zonder dat er sprake is van een afschuiving.

Als er een *sand boil* (zandkrater) ontstaat, wordt er verweekt zand van onder de dijk naar het maaiveld gevoerd. Het effect daarvan op de zetting is naar verwachting beperkt en wordt daarom niet meegenomen.

In de volgende paragrafen worden de gekozen modellen voor de drie beschouwde mechanismen besproken.

### D.2 Niet-doorgaande macro-instabiliteit

De methode Newmark wordt gebruikt voor het voorspellen van kruindaling door niet-doorgaande taludafschuiving. Deze methode is in principe al beschreven in Bijlage C.2. De methode geeft een schatting van de totale verschuiving van de afschuivende grondmoot. Voor de kruindaling is alleen de verticale component hiervan van belang. Daarom wordt voor het bepalen van de kruinzakking de totale verplaatsing ontbonden in een horizontale en verticale component. Hiervoor wordt eerst de richting van de afschuiving bepaald. Als richting wordt genomen de helling van de glijcirkel ter plaatse van de kruin. Deze wordt bepaald uit de intredeplaats van de glijcirkel en het middelpunt van de glijcirkel. Vervolgens wordt met een eenvoudige goniometrische formule de verticale component bepaald.

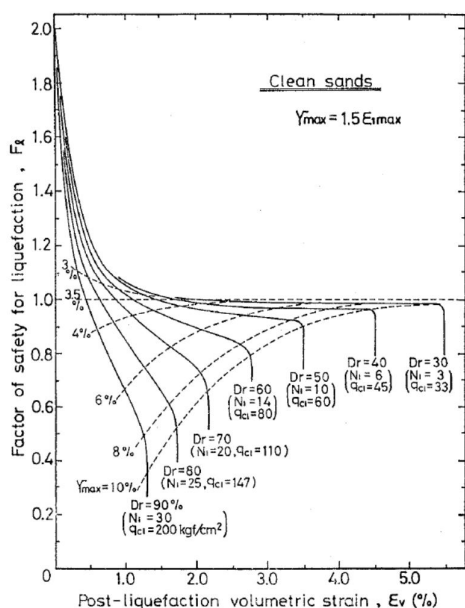


Figuur D.1 Methode berekening verticale component afschuiving

**D.3 Verdichting**

In de literatuur worden diverse modellen voor het bepalen van de verdichting na cyclische belasting beschreven. De meest geciteerde modellen zijn die van Tokimatsu en Seed (Tokimatsu & Seed, 1987) en van Ishihara en Yoshimine (Ishihara & Yoshimine, 1992). Andere modellen zijn die van (Wu, 2002)(2002) en van Cetin et al (Cetin & Bilge, 2012).

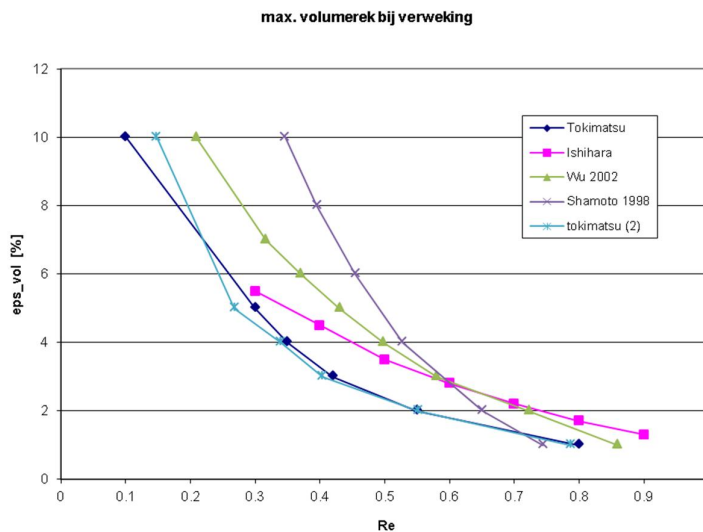
In de Quick Scan (Deltares, 2013a) is gebruik gemaakt van de grafiek van Ishihara & Yoshimine (Figuur D.2).



**Fig. 10. Chart for determining volumetric strain as functions of factor of safety**

*Figuur D.2 Volumerek als functie van veiligheidsfactor tegen verweking en relatieve dichtheid [Ishihara Yoshimine 1992], ook opgenomen in [Ishihara 1993]*

In Figuur D.3 wordt ter vergelijking de maximale volumerek van verschillende methoden weergegeven, als functie van de relatieve dichtheid (Re). Voor de methoden die de SPT-waarde als invoer gebruiken is een correlatie tussen de SPT-waarde en de relatieve dchtheid gebruikt om de maximale volumerek als functie van de relatieve dichtheid te krijgen.



Figuur D.3 Vergelijking maximale verdichting volgens verschillende methoden

Volgens een vergelijking van de verschillende modellen met gemeten maaiveldzettingen (Cetin et al 2009) geven de methoden van Wu (Wu, 2002) en die van Cetin gemiddeld genomen de beste overeenstemming. Het is daarbij overigens niet duidelijk of de gemeten zetting alleen het gevolg is van verdichting of dat deze ook deels wordt bepaald door horizontale verplaatsingen (lateral displacement) en/of door wegpersen van de ondergrond. De resultaten laten zien dat de berekende zetting aanzienlijk kan afwijken van de opgetreden zetting. Dit komt overeen met het algemene beeld dat zettingen door wisselende belastingen alleen met een grote onzekerheidsmarge zijn te voorspellen zodra zand verweekt. Recent laboratoriumonderzoek op het Groningse zand (Deltares, 2013e) bevestigt dit beeld.

Om bovenstaande redenen is binnen de onderhavige studie weer gekozen voor een inschatting die equivalent is met de inschatting volgens Ishihara en Yoshimine. De equivalente functie is direct gerelateerd aan de veiligheidsfactor tegen verweken (zie Bijlage B.2.1). Deze equivalente relatie is gelegd door de voorspelde volumerek volgens Tokimatsu Seed te vermenigvuldigen met een factor van 1,5.

Samenvattend zijn in de onderhavige studie uiteindelijk de volgende formules gebruikt voor de inschatting van kruindaling, op basis van de veiligheidsfactor tegen verweken. Zie verder Bijlage B.2 voor de berekening van deze veiligheidsfactor.

Veiligheidsfactor tegen verweken ( $FoS = \frac{CSR}{CRR}$ )	Volumerek ( $\epsilon_{vol}[\%]$ )
$FoS < 0.8$	$\frac{\epsilon_{vol}}{1.5} = \epsilon_{max} = 13 \cdot \exp(-3.3 \cdot Re)$
$0.8 < Fos < 1.000028844$	$\frac{\epsilon_{vol}}{1.5} = 1 + \frac{1.000028844 - Fos}{1.000028844 - 0.8} \cdot (\epsilon_{max} - 1)$
$1.000028844 < Fos < 1.87$	$\frac{\epsilon_{vol}}{1.5} = -0.097 \cdot \ln(FoS - 1) - 0.014$
$FoS > 1.87$	$\epsilon_{vol} = 0$

## D.4 Zijdelings wegpersen (squeezezen)

### D.4.1 Verkennende eindige elementen berekeningen

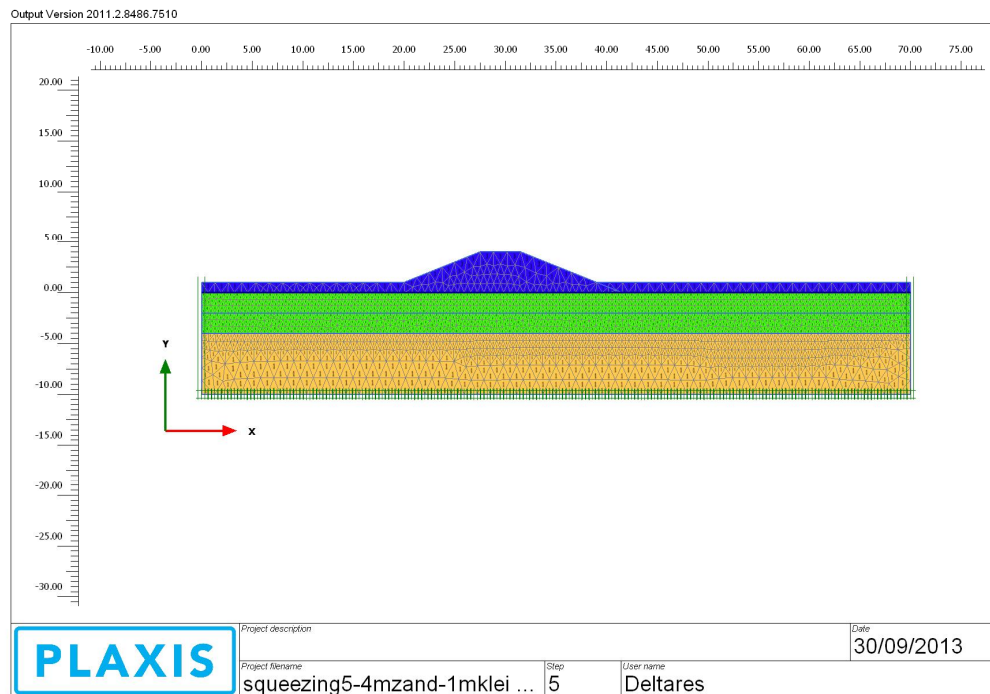
Er zijn geen eenvoudige modellen gevonden om het zijdelings wegpersen (squeezezen) van verweekt zand onder de dijk te modelleren. Daarom zijn berekeningen gemaakt met eindige-elementen software (PLAXIS) voor een geschematiseerde dijkgeometrie, om een indicatie van het effect van wegpersen te krijgen. De gebruikte dijkgeometrie is geïnspireerd op de geometrie van regionale keringen.

De dijk heeft de volgende afmetingen:

- Hoogte 3 m of 5 m.
- Breedte kruin: 4 m.
- Talud: 1:2,5.

De ondergrond bestaat uit een cohesieve toplaag en een verweekte zandlaag. De dikte van de cohesieve toplaag en de zandlaag wordt gevarieerd. Bij berekening squeezing3 en squeezing4 is de dikte gevarieerd door de ligging van de boezembodem te verlagen. Bij de overige berekeningen liggen boezembodem en maaiveld op hetzelfde niveau.

In Figuur D.4 is een voorbeeld gegeven van de berekende geometrie.



Figuur D.4 Voorbeeld geometrie.

Voor de verdere analyse worden de volgende variabele kenmerken van de geometrie gebruikt:

- Dijkhoogte, verschil tussen kruin en maaiveld.
- Dikte cohesieve toplaag.
- Dikte zandlaag.

Voor de eigenschappen van verweekt zand is gerekend met een reststerkte:

- Cohesie  $C = 1$  kPa.
- Wrijvingshoek  $\phi = 5$  graden.

Voor de klei zijn twee varianten beschouwd, klei met een beperkte sterkte en lineair elastisch gedrag van klei (dit laatste is gemodelleerd door de klei een hoge cohesie te geven). De reden hiervan is dat de eerste berekeningen met elasto-plastisch kleigedrag lieten zien dat er een bezwijkvlak ontstond, zodat de kruindaling een combinatie is van wegpersen van verweekt zand en van afschuiven, terwijl dit voor deze berekeningen juist gescheiden beschouwd moet worden.

Voor de stijfheid van het verweekte zand zijn twee varianten beschouwd. Allereerst is verondersteld dat de stijfheid bij verweking niet verandert. Een aantal berekeningen is herhaald waarbij de stijfheid van het verweekte zand sterk is verlaagd. Op deze wijze was het mogelijk om de invloed daarvan op de vervorming na te gaan.

De grondeigenschappen zijn weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel D.1 Gebruikte materiaalparameters

Identification		Pleistoecen	Klei	Los zand MC	Los zand MC verweekt
Identification number		1	3	4	5
Material model		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained	Undrained (A)	Drained	Undrained (A)
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>	16.00	16.00	16.00	16.00
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	20.00	16.00	20.00	20.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No
E	kN/m <sup>2</sup>	50.00E3	2000	10.00E3	10.00E3
$\nu$		0.3000	0.3000	0.300	0.300
G	kN/m <sup>2</sup>	19.23E3	769.2	5000	5000
E <sub>oed</sub>	kN/m <sup>2</sup>	67.31E3	2692	10.00E3	10.00E3
c <sub>ref</sub>	kN/m <sup>2</sup>	1.000	10.00E3	1.000	1.000
$\phi$ (phi)	°	35.00	25.00	30.00	5.000
$\psi$ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard
K <sub>0</sub> determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
K <sub>0,x</sub>		0.4264	0.5774	0.5000	0.9128

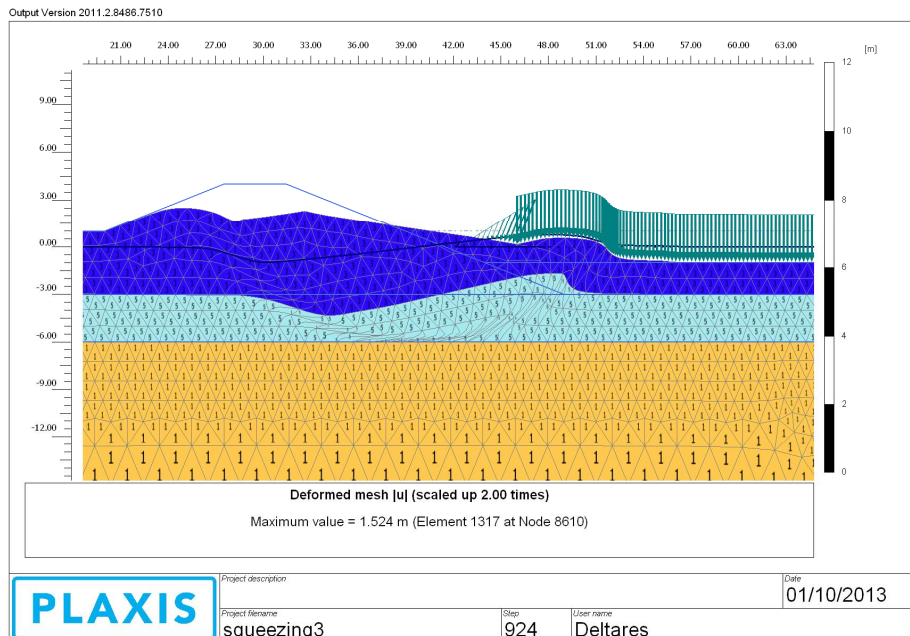
#### D.4.2 Resultaten berekeningen met een elasto-plastische deklaag

In de volgende tabel zijn de resulterende kruindalingen uit de diverse berekeningen verzameld.

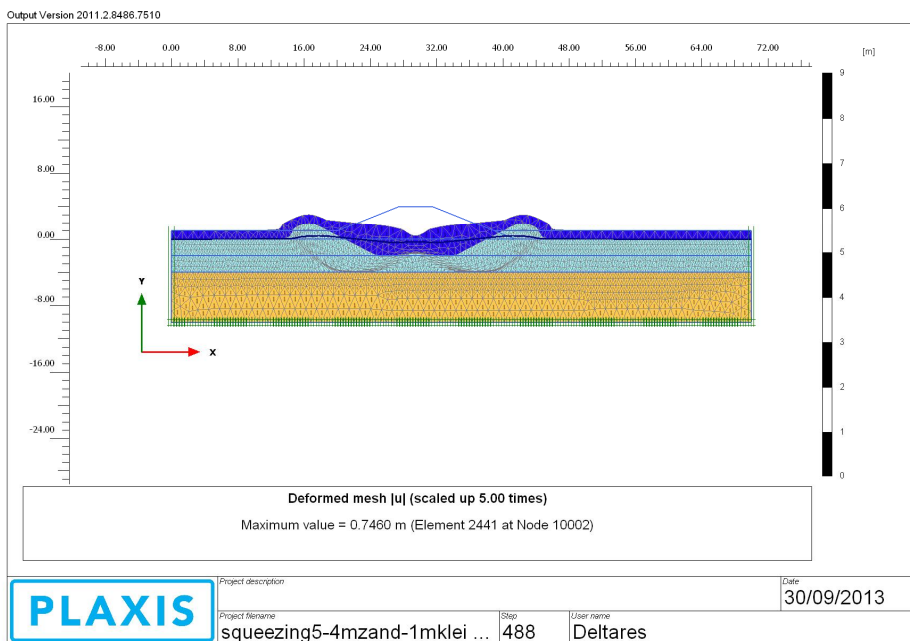
Tabel D.2 Kruindaling, elasto-plastisch gedrag klei

Berekening	$h_{\text{dijk}}$ [m]	$d_{\text{top}}$ [m]	$d_{\text{zand}}$ [m]	Kruindaling [m]
squeezeing3	3	4	4	0,06
	5	2 (verlaagd maaiveld kanaalzijde)	4	1,12
Squeezeing4	3	4	1	0,02
	5	2 (verlaagd maaiveld kanaalzijde)	1	0,17
Squeezeing5	3	1	4	0,75
	3	1	2	0,33
	3	3	2	0,03
Squeezeing6	3	2	4	0,32
	3	2	2	0,1
	3	4	2	0,02
Squeezeing7	5	4	2	0,23
	5	4	4	0,63

De volgende figuren tonen het vervormingsbeeld voor twee van de gevallen. Aan de bezwijkvormen valt te zien dat er sprake is van macro-instabiliteit. Deze bezwijkvorm wordt echter al afgedekt door de rekenmethode voor macro-instabiliteit (Bijlage C) en dient daarom bij de afzonderlijke berekening van de invloed van wegpersen te worden uitgesloten. Dat is gebeurd door de eigenschappen van de deklaag lineair elastisch te veronderstellen, zoals hiervoor beschreven. Deze resultaten worden in de volgende paragraaf gerapporteerd.



Figuur D.5 Voorbeeld bezwijkvorm, berekening squeezeing3



Figuur D.6 Voorbeeld bezwijkvorm, berekening squeezeing5

### D.4.3 Resultaten berekeningen met een elastische deklaag

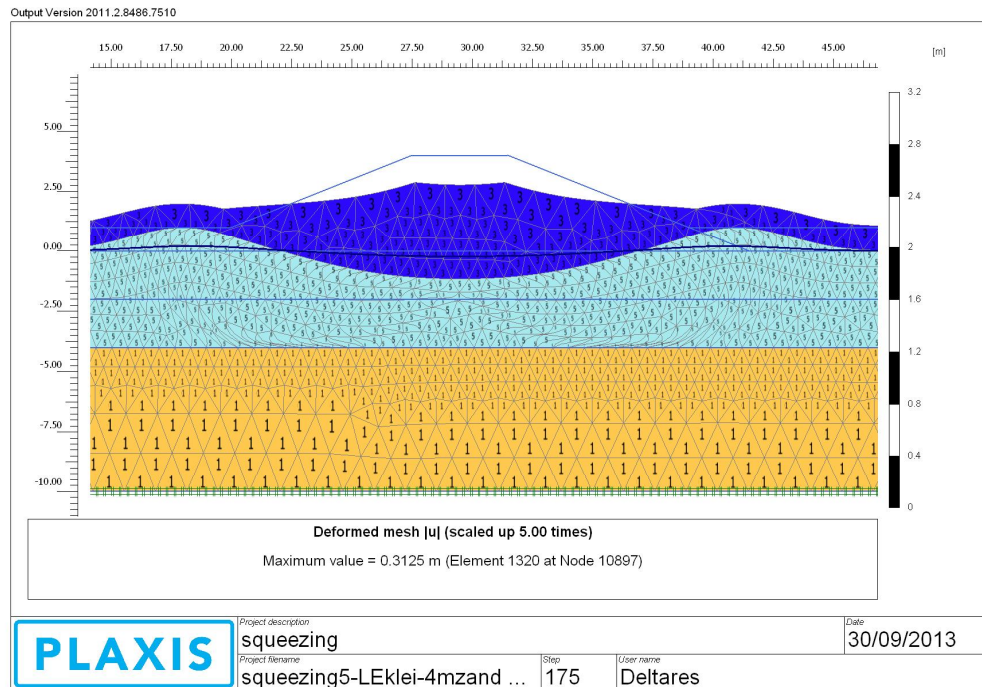
In de volgende tabel zijn de belangrijkste resultaten van de diverse berekeningen verzameld met een elastische deklaag.

Tabel D.3 Kruindaling, elastisch gedrag klei.

Berekening	$h_{dijk}$ [m]	$d_{top}$ [m]	$d_{zand}$ [m]	Kruindaling [m]
Squeezeing3LE	3	4	2	0.05
	5	2	2	0.1
	7	0	2	0.2
Squeezeing4LE	3	4	1	0,015
	5	2	1	0.032
	7	0	1	0,055
Squeezeing5LE	3	1	4	0,26
	3	1	2	0.04
	3	3	2	0.03
Squeezeing6LE	3	2	4	0,12
	3	2	2	0.04
	3	4	2	0.02
Squeezeing7LE	5	4	2	0.06
	5	4	4	0.15

De volgende figuren geven een beeld van het vervormingspatroon waarin nu wel het wegpersen naar voren komt. Bij deze berekening is logischerwijs alleen in de zandlaag iets van een bezwijkvorm te zien.



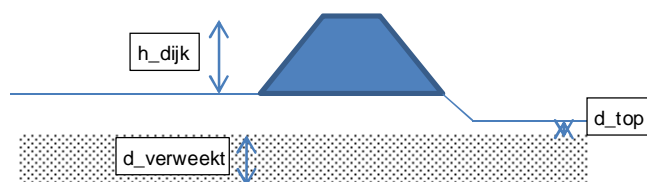


Figuur D.7 Voorbeeld bezwijkvorm, berekening squeezing5.

#### D.4.4 Gekozen benaderingsfunctie

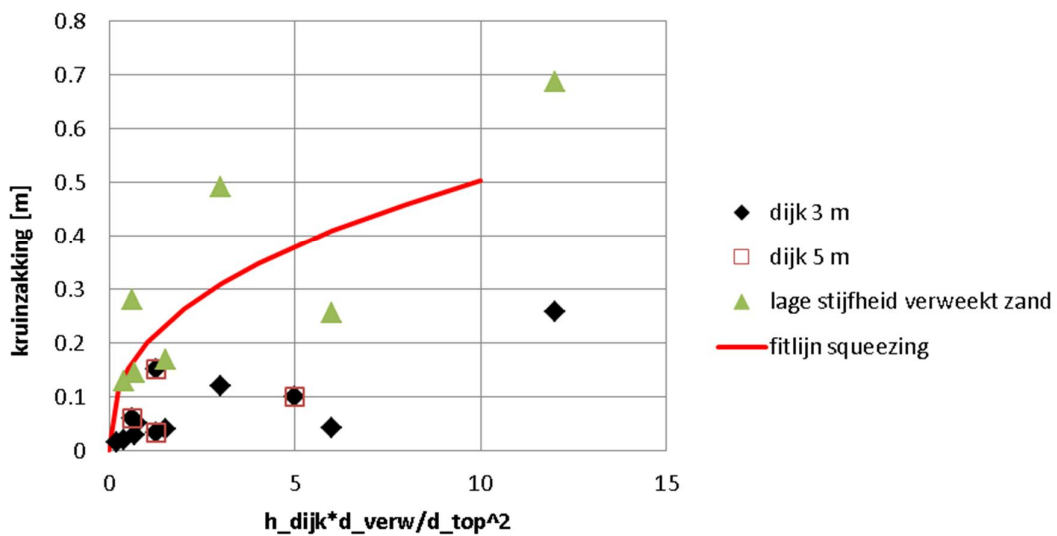
In de gezochte benaderingsfunctie voor kruinzetting door wegpersen moet de invloed van doorgaande macro-instabiliteit worden uitgesloten, omdat hierop afzonderlijk wordt getoetst. Een inschatting van de invloed van het wegpersen van zand bij niet-doorgaande macro-stabiliteit wordt daarom alleen ontleend aan de resultaten van de hiervoor gepresenteerde eindige elementenberekeningen met een lineair-elastische deklaag. Analoog aan Finn (Finn, 2000) gebeurt dat door de voorspelde zettingen door een fit aan de resultaten bij lage stijfheid te relateren aan de parameter  $\frac{h_{\text{dijk}} \cdot d_{\text{verweekt}}}{d_{\text{top}}^2}$ . Hierin is  $h_{\text{dijk}}$  de hoogte van de dijk,  $d_{\text{verweekt}}$  de dikte van de verweekbare zandlaag en  $d_{\text{top}}$  de dikte van de toplaag (zie Figuur D.8). De resulterende kruinzakking  $\Delta z$  is gelijk aan:

$$\Delta z = 0.2 \cdot \left( \frac{h_{\text{dijk}} \cdot d_{\text{verweekt}}}{d_{\text{top}}^2} \right)^{0.4}$$



Figuur D.8 Parameters voor het eenvoudige fitmodel voor wegpersen (squeezing)

## kruindaling door squeezing, LE klei

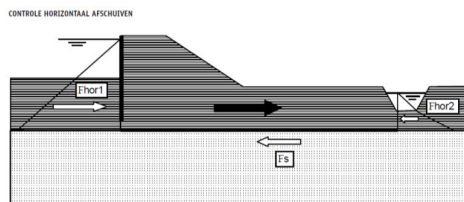


Figuur D.9 Kruindaling door squeezing zoals voorspeld met eindige elementen en zoals gefit

## E Rekenmethode horizontaal evenwicht

### E.1 Inleiding

In het geval van een aardbevingsbelasting of droogte kan bij een dunne effectieve deklaag een scheur ontstaan in de deklaag aan waterzijde. Een dergelijke scheur kan bij lichte veenkades en droogte vervolgens leiden tot verlies van horizontaal evenwicht (Wilnis, 2003). De scheur veroorzaakt rechtstreeks contact tussen het boezemwater en de zandlaag onder de deklaag van klei en/of veen (hydraulische kortsluiting). Door de hydrostatische druk in de scheur en de directe aanpassing van de stijghoogte in de zandlaag kan de kade vervolgens afschuiven langs de grens tussen het zand en de deklaag. Wanneer de aardbeving zorgt voor extra horizontale belasting op de kade en voor wateroverspanningen in het zand wordt het risico op een afschuiving groter.



Voor een toets op deze bezwijkvorm is binnen de DGeoStability software het “Horizontal Balance” model beschikbaar. Dit model gaat uit van de conservatieve aanname dat aan drukzijde (landzijde) met een neutrale horizontale gronddruk wordt gerekend. Dat wil zeggen een gronddruk tijdens de normale situatie. Daarvoor is gekozen omdat er geen duidelijke regels bestaan om te kunnen rekenen met de hogere passieve horizontale gronddruk tijdens bezwijken.

In deze bijlage wordt een onderzoek gerapporteerd naar de situaties waarin de bezwijkvorm wel en niet optreedt (afhankelijke van het gewicht van het kademateriaal) en naar de verschillende methoden die voor elk van deze gevallen geschikt zijn voor stabiliteitsanalyse.

### E.2 Referentie EEM berekeningen

Volgens de leidraad voor de toetsing van regionale keringen (STOWA, 2007) moet op het horizontaal evenwicht gecontroleerd worden, indien er hydraulische kortsluiting kan optreden, en indien het kademateriaal een volumiek gewicht heeft dat lager is dan 12 kN/m<sup>3</sup> (veenkades). De beperkte onderbouwning is gebaseerd op ervaringen met veenkades tijdens droogte. Vanwege deze beperkte onderbouwning wordt bij de toetsing van regionale keringen standaard een modelfactor van 1,2 gehanteerd. Dat wil zeggen dat de vereiste veiligheidsfactor 20 % hoger wordt aangenomen dan nodig is volgens het mechanica-model zelf.

In de provincie Groningen zijn geen kades aanwezig die voor het grootste deel uit veen bestaan. Om te kunnen beoordelen of het mechanisme in Groningen toch relevant kan zijn, zijn twee referentie berekeningen uitgevoerd met eindige-element software (EEM). Eén bij

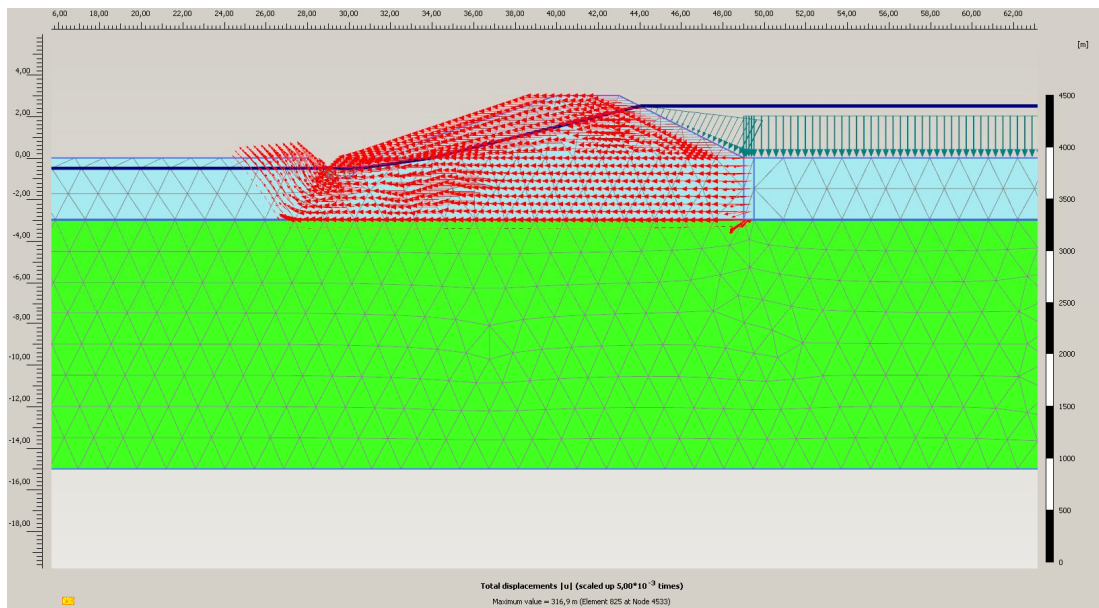
een volumiek gewicht van 11 kN/m<sup>3</sup> (veenkades) en bij 15 kN/m<sup>3</sup> (kleimateriaal, zoals in Groningen).

De volgende procedure is gevolgd voor de berekeningen:

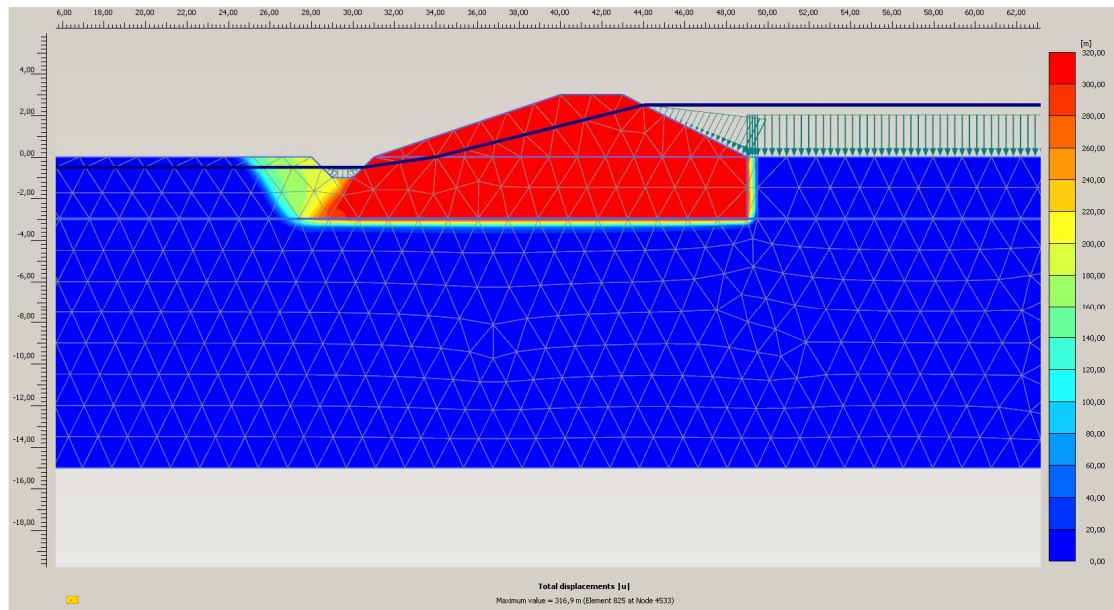
1. De kade heeft afmetingen en een deklaagdikte die beiden representatief zijn voor de situatie in Groningen.
2. Aan de boezemkant is een scheur in de deklaag gemodelleerd, waardoor in de scheur zelf een hydrostatische waterdruk ontstaat en in de zandlaag een directe aanpassing van stijghoogte. De stijghoogte wordt aan landzijde gelimiteerd door het gewicht van de deklaag aldaar.
3. Om verweking te modelleren is de sterkte van het zand gereduceerd tot het niveau waarop de EEM analyse nog net evenwicht geeft.
4. Vervolgens is de restveiligheid tegen afschuiven berekend.

#### E.2.1 Volumiek gewicht = 11 kN/m<sup>3</sup> (veenkades)

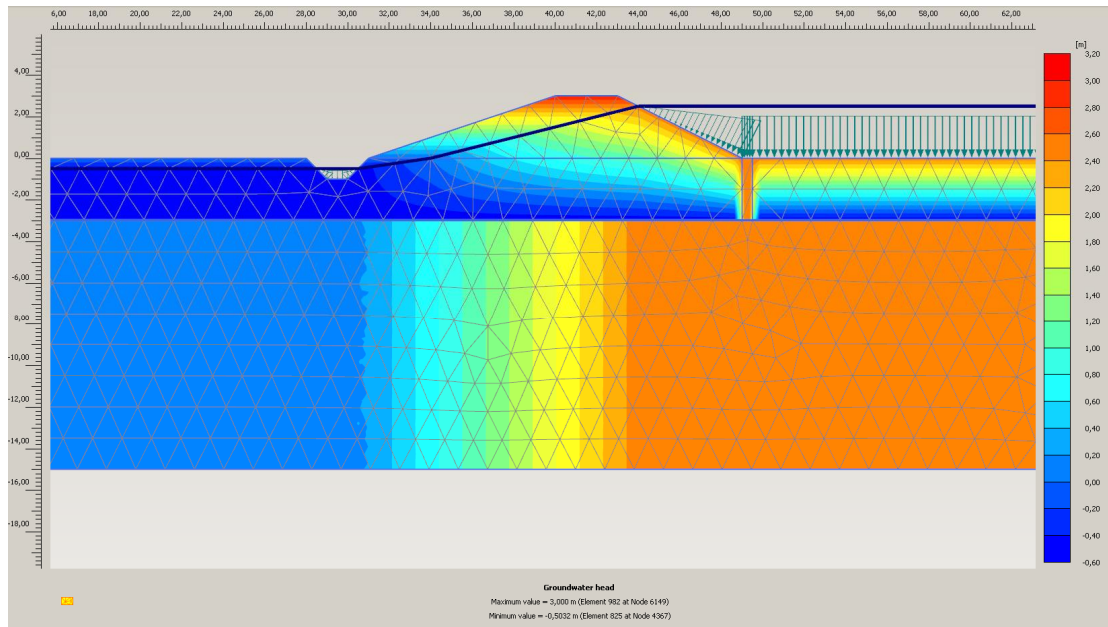
Bij de kade met het lagere volumieke gewicht kan de hoek van inwendige wrijving in de zandlaag gereduceerd worden tot 20 graden (simulatie van het effect van wateroverspanning door aardbevingsbelasting). De daarop volgende berekening van de veiligheidsfactor met een EEM berekeningen resulteert in een veiligheidsfactor van 1,13. Het aangenomen stijghoogteverloop en de verplaatsingen bij bezwijken zijn als volgt.



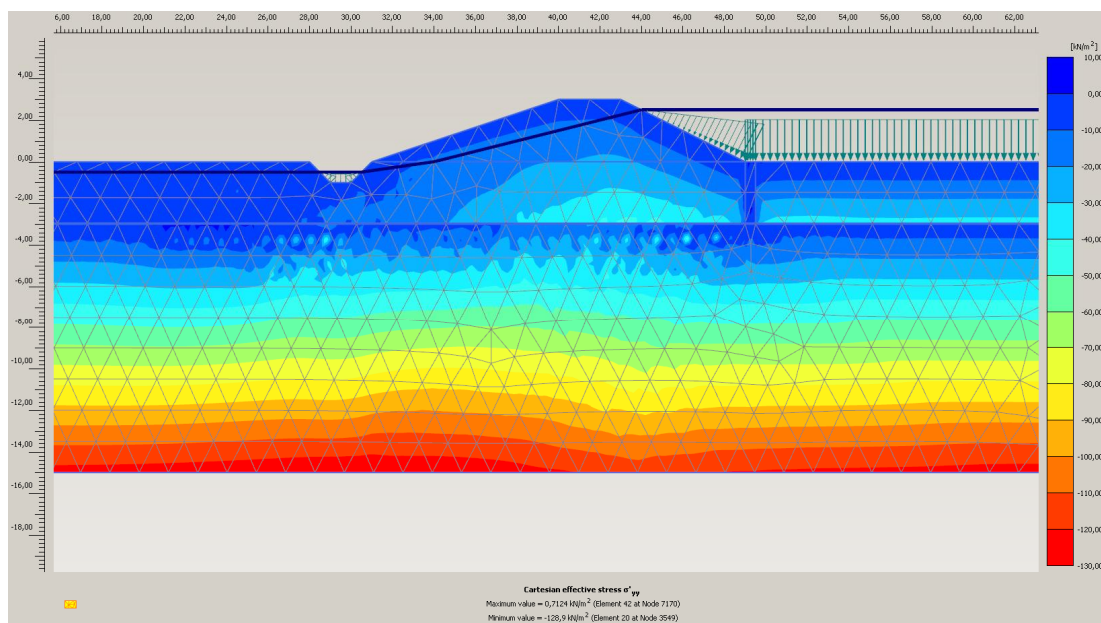
Figuur E.1 Verplaatsingsbeeld (pijltjes) na verlies horizontaal evenwicht.



Figuur E.2 Verplaatsingsbeeld (contouren) na verlies van horizontaal evenwicht



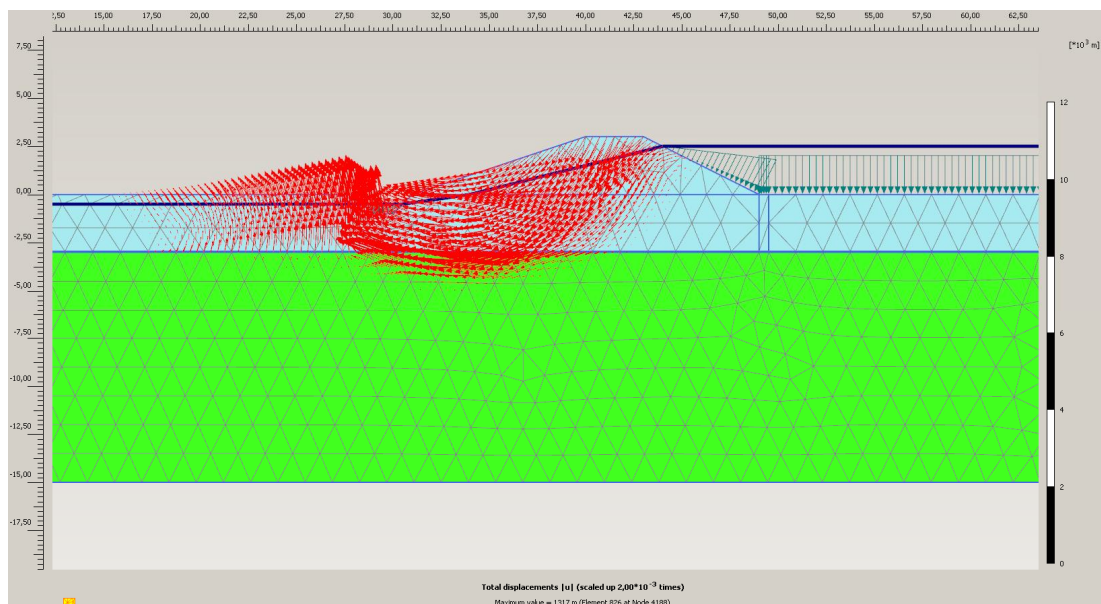
Figuur E.3 Stijghoogtes



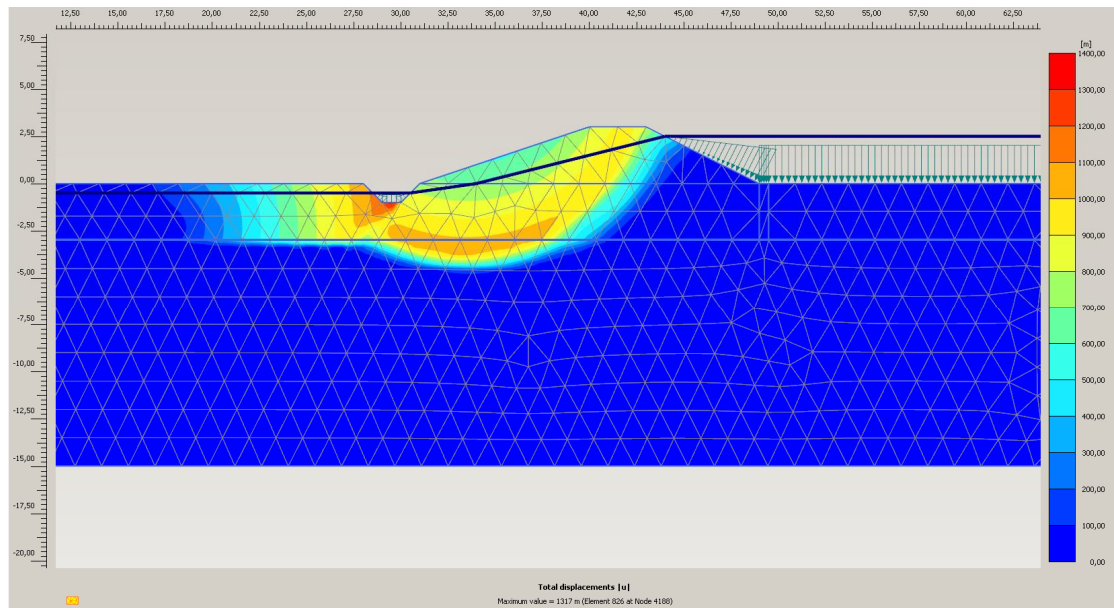
Figuur E.4 Effectieve verticale spanningen

## E.2.2 Volumiek gewicht = 15 kN/m<sup>3</sup> (situatie Groningen)

Bij de kade met het hogere volumieke gewicht kan de hoek van inwendige wrijving in het zand gereduceerd worden tot 14,7 graden. De daarop volgende berekening van de veiligheidsfactor met een EEM berekeningen resulteert in een veiligheidsfactor van 1,24. De verplaatsingen en waterspanningen zijn als volgt.



Figuur E.5 Verplaatsingsbeeld na bezwijken bij een zwaardere kade



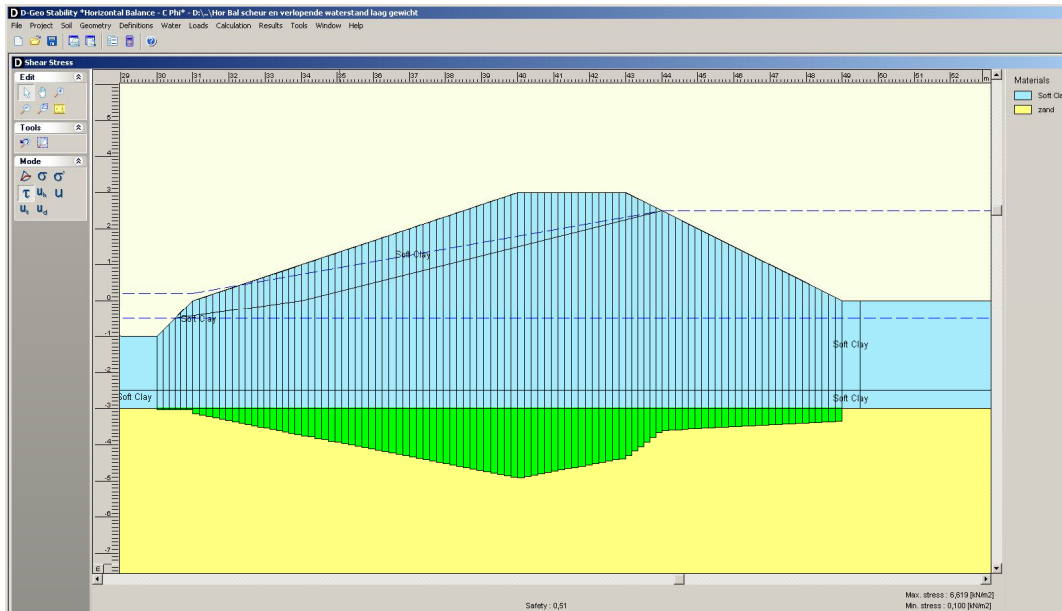
Figuur E.6 Vervormingen(contouren) na bezwijken bij een zwaardere kade

De water- en effectieve spanningen zijn niet gerapporteerd omdat deze hetzelfde zijn als in Figuur E.3 en Figuur E.4.

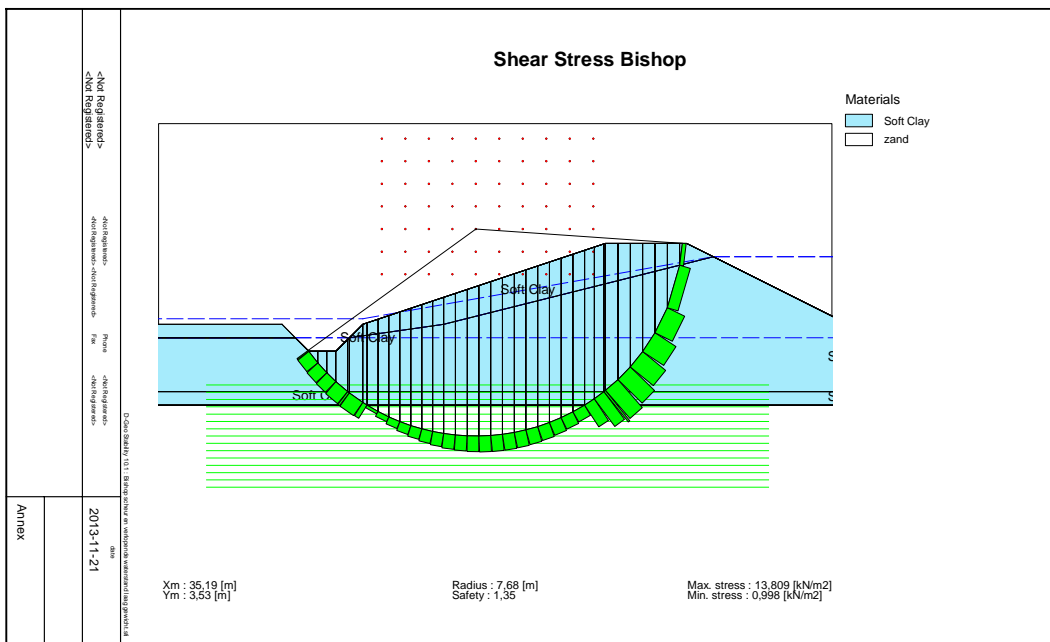
### E.3 Vergelijkende glijvlakberekeningen

Op basis van dezelfde aannames voor geometrie en materiaaleigenschappen (inclusief de gereduceerd sterkte in het zand) zijn analyses gemaakt met de glijvlakmethoden: Horizontal Balance; Bishop; Lift-Van en Spencer-Van der Meij. De laatste methode betreft een rigoureuze evenwichtsbeschouwing, gecombineerd met een vrij glijvlak. De maatgevende glijvlakken zijn gerapporteerd in de volgende secties.

## E.3.1 Volumiek gewicht = 11 kN/m<sup>3</sup> (veenkades)

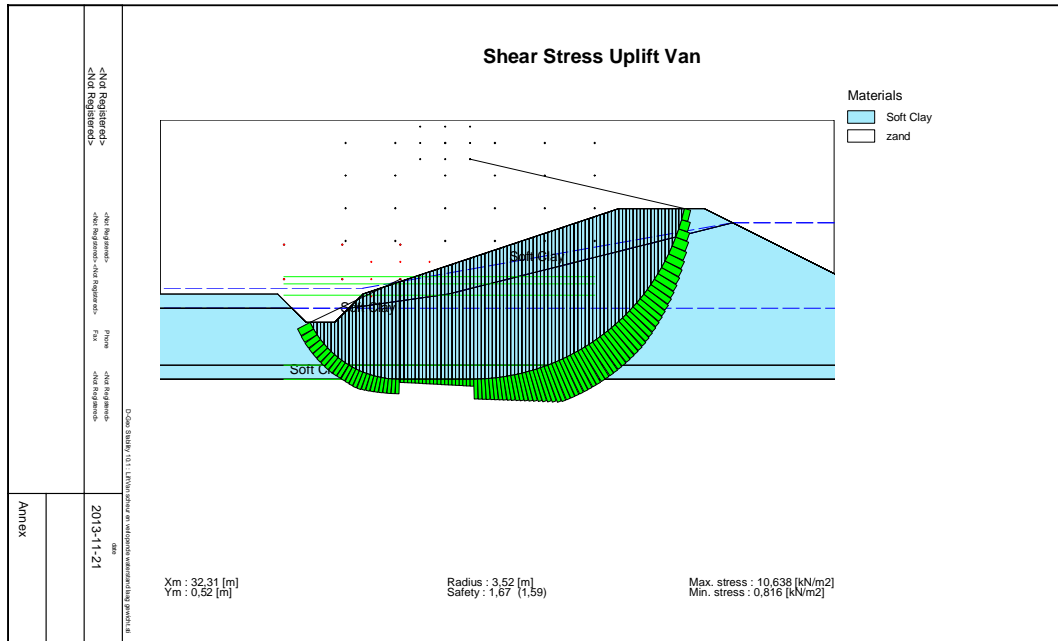


Figuur E.7 Glijvlak volgens Horizontal balance, evenwichtsfactor = 0,51

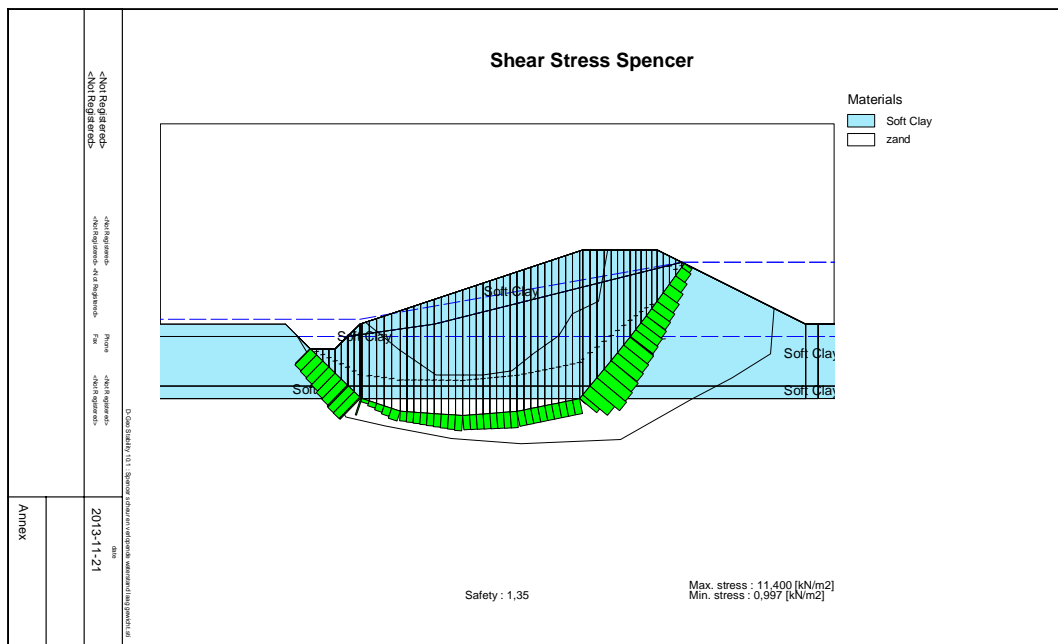


Figuur E.8 Glijvlak volgens Bishop, evenwichtsfactor = 1,35

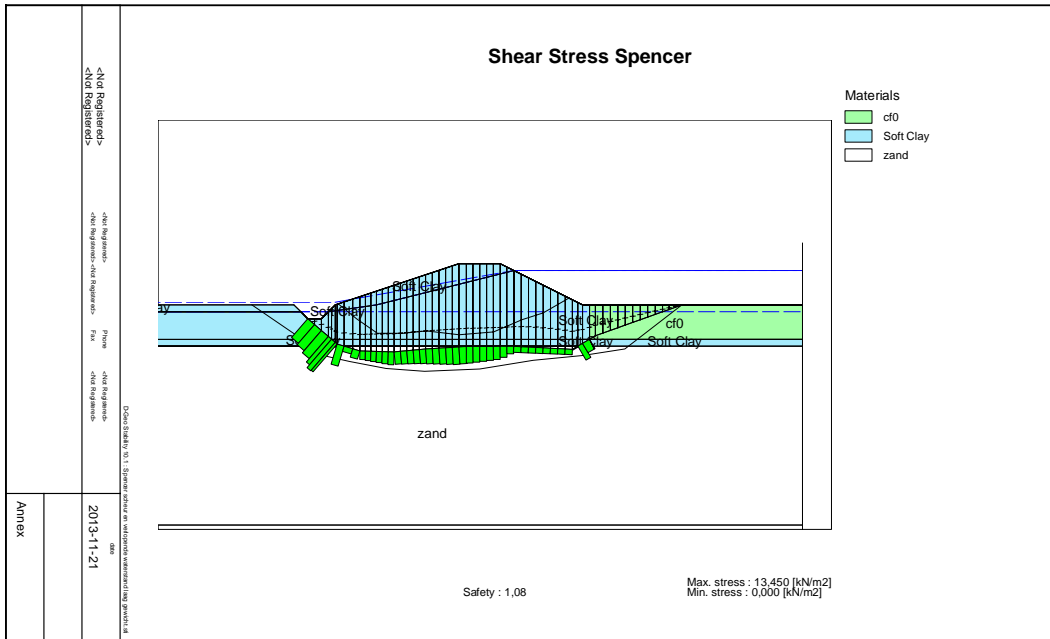




Figuur E.9 Glijvlak volgens Lift-Van, evenwichtsfactor = 1,59

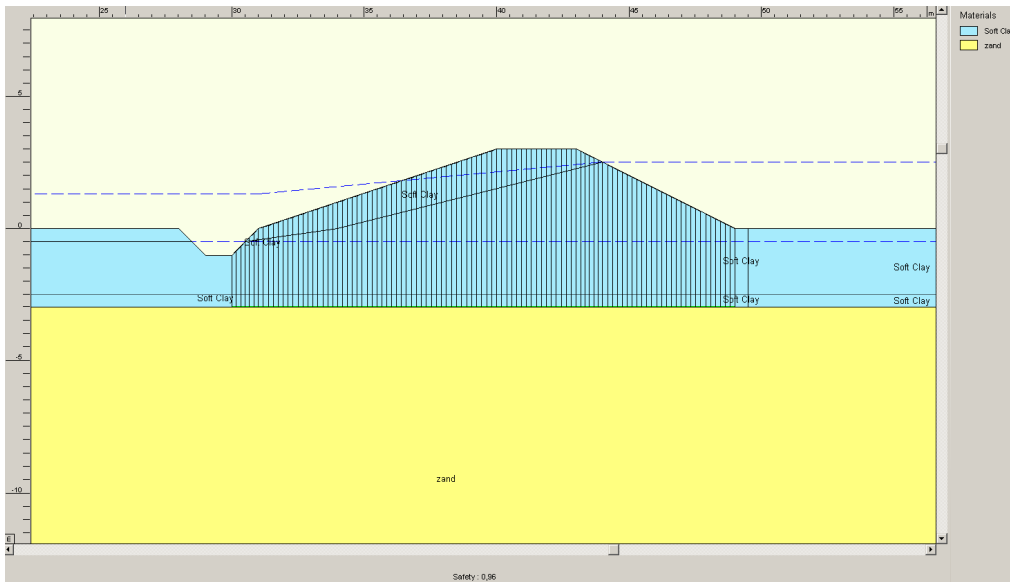


Figuur E.10 Glijvlak volgens Spencer-Van der Meij, gelijkvormig aan Bishop, evenwichtsfactor = 1,35

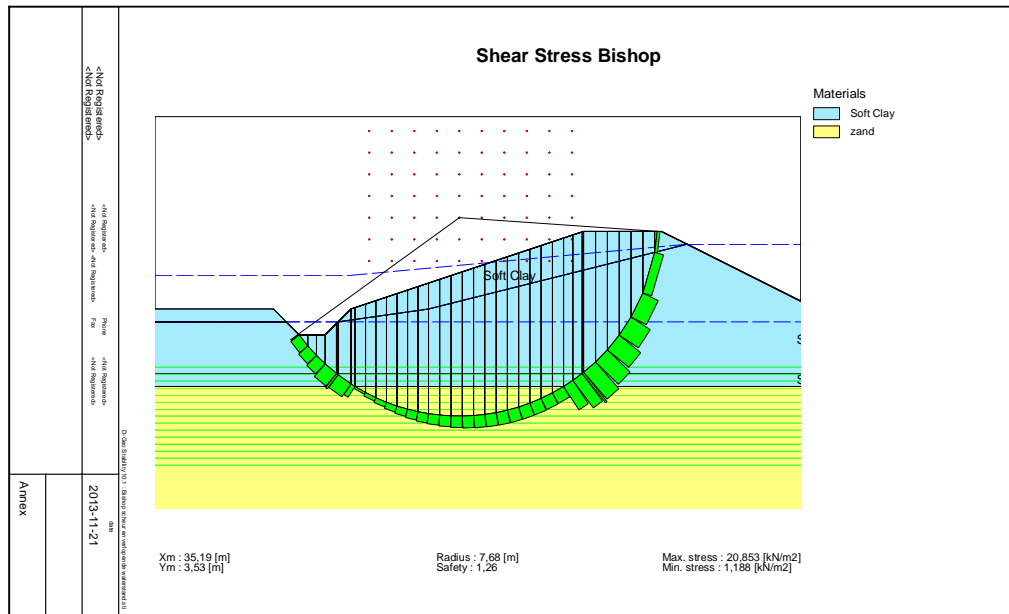


Figuur E.11 Glijvlak volgens Spencer-Van der Meij, gelijkvormig aan Horizontal balance, met simulatie van scheur ((tension cut off), evenwichtsfactor = 1,08

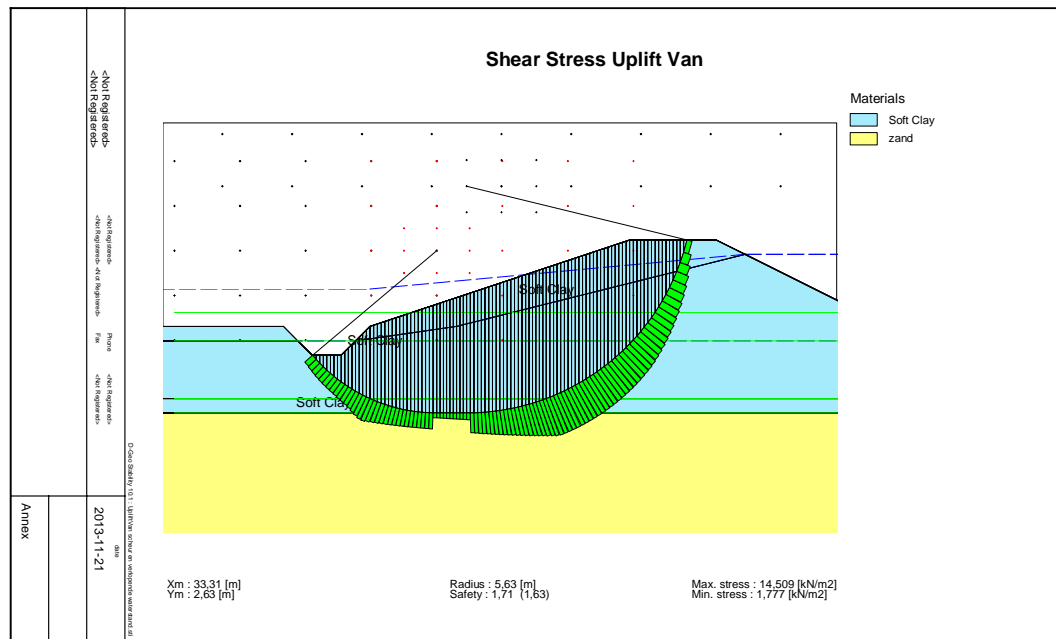
### E.3.2 Volumiek gewicht = 15 kN/m<sup>3</sup> (situatie Groningen)



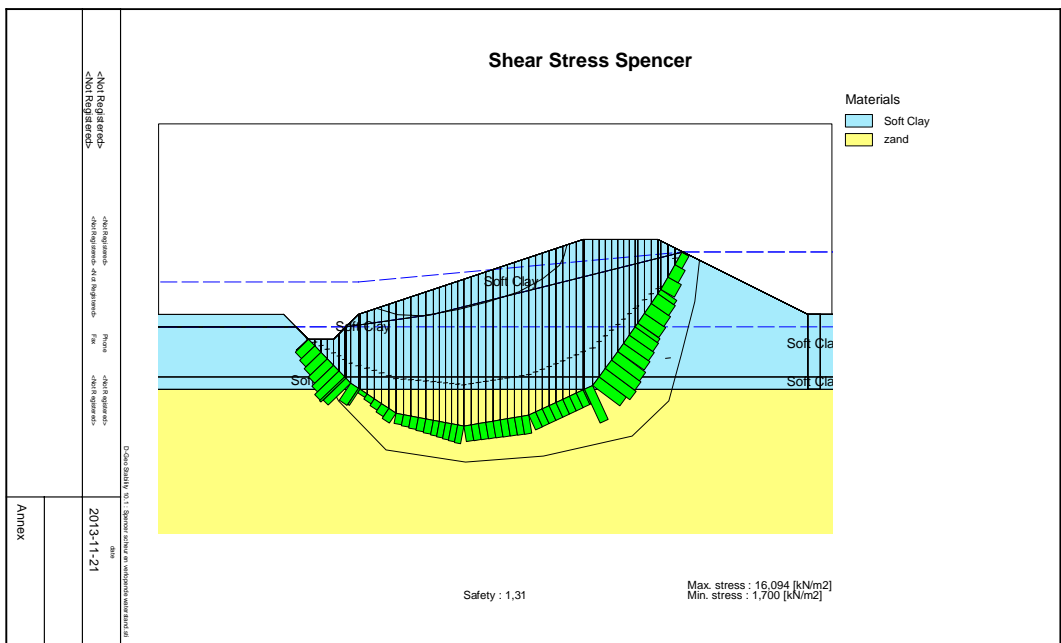
Figuur E.12 Glijvlak volgens Horizontaal evenwicht, evenwichtsfactor = 0,96



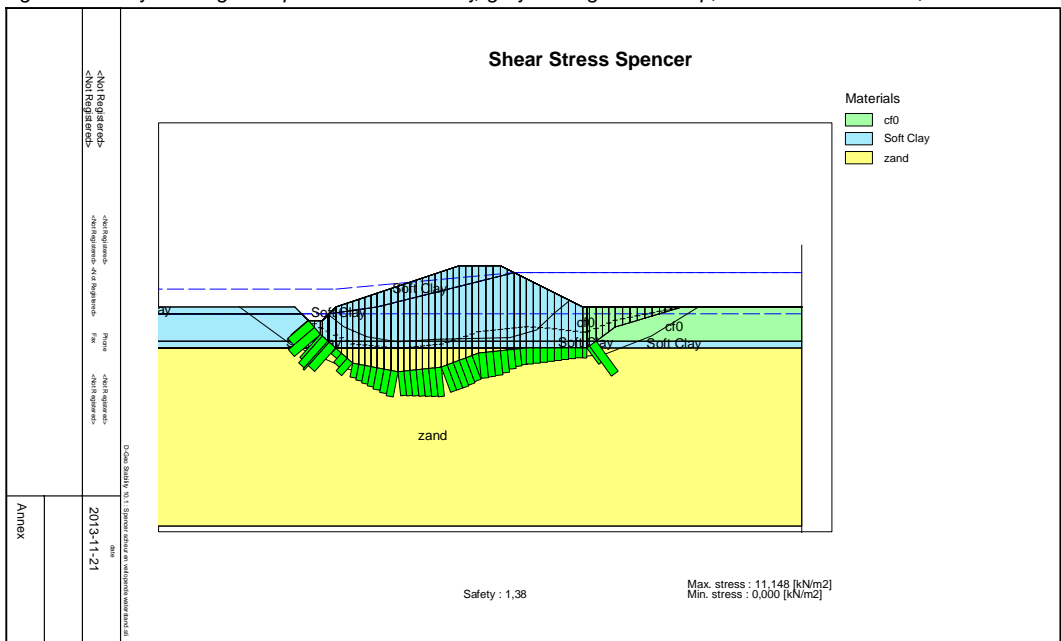
Figuur E.13 Glijvlak volgens Bishop, evenwichtsfactor = 1,26



Figuur E.14 Glijvlak volgens Lift-Van, evenwichtsfactor = 1,63



Figuur E.15 Glijvlak volgens Spencer-Van der Meij, gelijkvormig aan Bishop, evenwichtsfactor = 1,31



Figuur E.16 Glijvlak volgens Spencer-Van der Meij, gelijkvormig aan Horizontal balance, met simulatie van scheur (tension cut off), evenwichtsfactor = 1,38

## E.4 Samenvatting en analyse berekeningen

Tabel E.1 geeft een overzicht van de veiligheidsfactoren uit secties E.2 en E.3. De licht gearceerde cellen geven betrouwbare berekeningsresultaten aan.

Tabel E.1: Vergelijking evenwichtsfactoren

Berekening	$\gamma = 11 \text{ kn/M3}$	$\gamma = 15 \text{ kn/M3}$
EEM/Plaxis	1.13	1.24
Horizontal Balance (HB)	0.51	0.96
Bishop	1.35	1.26
Lift Van	1.59	1.63
Spencer als Bishop	1.35	1.31
Spencer als HB (met scheur)	1.08	1.38

In de analyse wordt er vanuit gegaan dat een EEM analyse leidt tot een realistische waarde van de veiligheidsfactor.

Bij de kade met licht kademateriaal geven de glijvlakmethoden (Bishop, Lift-Van en Horizontal Balance) geen goede waarde van de veiligheidsfactor. De modellen die het horizontaal evenwicht niet goed in beschouwing nemen (Bishop en Lift-Van) overschatten de veiligheidsfactor. Het geïmplementeerde *Horizontal Balance* model geeft daarentegen een forse onderschatting van de evenwichtsfactor (dat wil zeggen: het model is te conservatief). Het gebruik van de huidige implementatie van *Horizontal Balance* zal voor lichte kades kunnen leiden tot onterecht afkeuren, zeker wanneer ook nog de voorgeschreven modelfactor wordt toegepast. De enige glijvlakmethode die, in het geval van de lichte kade, de EEM berekeningen goed kan nabootsen is de methode Spencer, indien de sterkte langs het actieve glijvlak wordt uitgeschakeld om de scheur te simuleren. In dat geval volgt ongeveer dezelfde evenwichtsfactor als bij de EEM analyse.

Bij de kades met zwaarder kademateriaal verandert het mechanisme van een horizontale afschuiving naar een glijcirkel. In dat geval voldoet een glijcirkelmethode volgens Bishop of (in het geval van opdrijven) Lift-Van. Ook hier geeft de huidige implementatie van Horizontal Balance wederom een veiligheidsfactor die significant lager is dan het EEM resultaat.

## E.5 Keuze voor de te gebruiken evenwichtsbeschouwingen

Volgens de ondergrondschematisatie (zie bijlage J) zijn er in de provincie Groningen geen kades met een materiaalgewicht lager dan 12 kN/m<sup>3</sup>. Een beschouwing met het mechanisme Bishop en Lift-Van volstaat dan. De toets op horizontaal evenwicht in D-GeoStability is aantoonbaar te conservatief in vergelijking tot eindige-elementen resultaten. Bij kades met zwaar kademateriaal (zoals in Groningen) benaderen de andere glijvlakmodellen de EEM resultaten beter.



## F Onderbouwing voor aangenomen hydraulische kortsluiting

Volgens de leidraad (STOWA, 2007) moet bij het toetsen van regionale keringen rekening worden gehouden met direct contact tussen boezemwater en de eerste watervoerende zandlaag (hydraulische kortsluiting) indien de effectieve deklaagdikte ter plaatse van de boezem minder is dan twee meter. In het geval van een beschoeiing die tot in de deklaag steekt wordt de effectieve dikte berekend vanaf de onderkant van de beschoeiing.

Figuur F.1 toont de kans op een deklaagdikte van minder dan twee meter ter plaatse de rekenlocaties voor de regionale keringen. Daaruit kan worden geconcludeerd dat de kans in een groot deel van het gebied tussen de 50 en 100 % is.

Figuur F.2 toont de locaties van beschoeiingen, voor zover bekend. De stalen damwanden (het blauwe deel) steken tot in de zandlaag. De overige beschoeiing zal veelal tot in de deklaag steken.

Op grond van beide observaties kan op vrijwel geen enkele locatie worden uitgesloten dat hydraulische kortsluiting optreedt.



Figuur F.1 Kans op deklaagdikte bij regionale keringen minder dan twee meter (criterium voor hydraulische kortsluiting)



*Figuur F.2 Bekende locaties voor beschoeiing (blauw is stalen damwand, bruin is houten beschoeiing, grijs is betonnen damwand, wit is overige) – Een beschoeiing tot in de deklaag is ook een criterium voor hydraulische kortsluiting*



## G Veiligheidsfilosofie

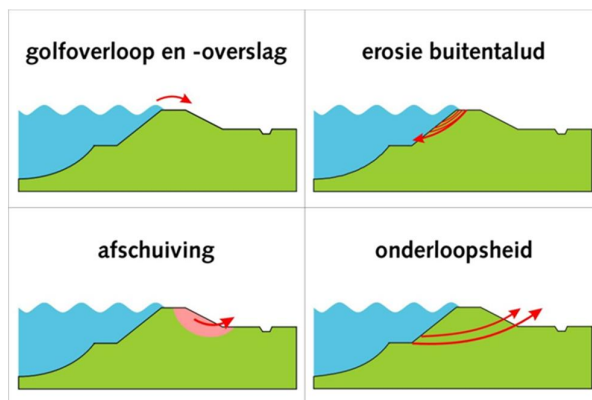
### G.1 Huidige veiligheidsfilosofie waterkeringen (zonder aardbevingen)

#### G.1.1 Toetsvoorschriften

Een overstroming van laaggelegen achterland ontstaat wanneer de kruinhoogte van een waterkering te laag ligt of wanneer de waterkering tijdens een hoge waterstand zijn stabiliteit verliest. Stabiliteitsverlies kan worden veroorzaakt door verschillende oorzaken, waaronder inwendige erosie, uitwendige erosie en afschuiving.

Voor primaire keringen zijn wettelijke voorschriften beschikbaar voor een periodieke toetsing op de veiligheid tegen overstromen. De vigerende voorschriften dateren van 2007 (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2007). Voor regionale keringen is er (eveneens sinds 2007) een leidraad beschikbaar (STOWA, 2007).

Volgens de vigerende voorschriften/leidraad wordt de toetsing op veiligheid per doorsnede uitgevoerd op het deelaspect dat rechtstreeks tot overstroming leidt (overloop door onvoldoende hoogte) en op alle overige aspecten (faalmechanismen) die verlies van stabiliteit kunnen initiëren. Voor dijken en kades zijn de hoogwater gedreven mechanismen: inwendige erosie, gevolg door piping/onderloopsheid; afschuiving (macro-instabiliteit); bezwijken van bekleding aan waterzijde, gevolgd door erosie aan waterzijde; overslag door onvoldoende hoogte, gevolgd door erosie aan bovenzijde en landzijde.



Figuur G.1 Volgens de voorschriften te toetsen hoogwater gedreven bezwijkmechanismen bij dijken en kades

#### G.1.2 Gehanteerde norm

Een toetsing op veiligheid zou in theorie gebaseerd moeten zijn op de jaarkans dat een dijkstrekking met bepaalde lengte overstroomt (overstromingskans). Dit is de gecombineerde kans dat ergens langs deze strekking gedurende het jaar niet wordt voldaan aan het hoogtecriterium of aan een van de stabiliteitscriteria. Op dit moment zijn in Nederland echter alleen normen vastgesteld voor een toegelaten overschrijdingsfrequentie van waterstanden (overschrijdingskans).

- Voor de primaire keringen (zeedijken) in Groningen is door het rijk een toelaatbare terugkeertijd van 4000 jaar (1:4000) vastgesteld. Vanaf 2017 zullen voor de primaire keringen nieuwe normen gaan gelden, die zullen worden gebaseerd op overstromingskansen (doorbraakkansen).
- Voor regionale keringen is door de provincie Groningen een toelaatbare terugkeertijd van de maatgevende hydraulische belasting van 100 jaar vastgesteld. Volgens de provincie zal deze norm in 2023 voor veel regionale keringen aangescherpt worden (Provincie Groningen, 2011). Rond de stad Groningen is voor bepaalde kadetrajecten langs het stedelijk gebied een veiligheidsnorm van 1:1000 gewenst en langs grote delen van de boezem van Hunze & Aa's een norm van 1:300. Achter de kaden met een norm van 1:300 ligt een belangrijk deel van het aardgasveld Slochteren met installaties. Ook liggen hier de lage stedelijke gebieden van Groningen en Winschoten. Verwacht wordt dat in de toekomst voor meer kadetrajecten een veiligheidsnorm van 1:1000 gewenst is vanwege uitbreiding van de bebouwing (bijvoorbeeld Meerstad).

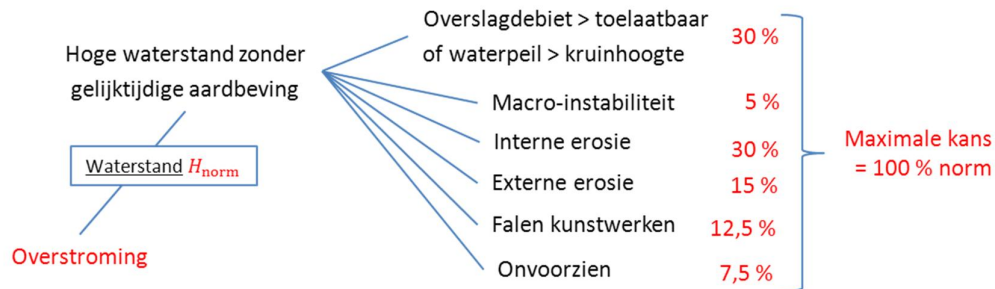
Voor zowel primaire als regionale keringen is in de vigerende voorschriften alleen een norm gesteld aan de jaarlijks toelaatbare overschrijdingskans voor een waterhoogte. Er is dus (nog) geen norm gesteld voor de toelaatbare jaarlijkse overstromingskans van een dijkstrekking met bepaalde lengte. Een dergelijke normstelling is echter wel nodig is om een veiligheidsfilosofie bij aardbevingen te kunnen relateren aan de huidige toetsvoorschriften (primair) en de huidige leidraad (regionaal). Daarom interpreteren we de vigerende normwaarde hierna als de toelaatbare overstromingskans.

### G.1.3 Invloed van de normwaarde op de semi-probabilistische toetsing

De huidige toetsvoorschriften schrijven toeslagen voor op het toetspeil (de waterstand met een overschrijdingskans gelijk aan de norm) en partiële factoren op karakteristieke sterkte-eigenschappen, alvorens deze te gebruiken voor een deterministische toetsing per mechanisme en doorsnede. De partiële factoren in de huidige voorschriften voor primaire keringen zijn op dit moment echter nog niet compleet en consistent onderbouwd op basis van een zogenaamde "faalkansbegroting". Een dergelijke begroting verdeelt de toelaatbare gecombineerde faalkans (met bijbehorende vereiste betrouwbaarheidsindex  $\beta$ )<sup>4</sup> over de toelaatbare deelkans op onvoldoende kruinhoogte en de toelaatbare deelkans op stabiliteitsverlies door elk van de mechanismen afzonderlijk. In het geval van erosie en overslag staat falen overigens niet direct gelijk aan overstromen, maar aan het begin van een proces dat uiteindelijk tot stabiliteitsverlies kan leiden.

Onderstaande figuur geeft een begroting voor rivierdijken, die is gebaseerd op de recente inzichten uit het project VNK2 (Veiligheid Nederland in Kaart), zie (Deltares, 2011). Voor zeedijken en regionale keringen is een dergelijke begroting niet voorhanden.

<sup>4</sup> De betrouwbaarheidsindex  $\beta$  is een maat voor een kans. Hoe groter de index, hoe kleiner de kans.



Figuur G.2 Gebeurtenissenboom en aangenomen faalkansbegroting bij toetsing zonder aardbevingsbelasting

De doorvertaling naar partiële factoren is in de huidige voorschriften voor primaire keringen (VTV2006) het meest volledig doorgevoerd voor het mechanisme macro-instabiliteit. In de volgende toetsronde (vanaf 2017) zal dit in analogie voor meer mechanismen het geval zijn. De materiaalfactor, de schematiseringsfactor en de modelfactor bepalen bij macro-stabiliteit samen de toe te passen sterktereductie voor een enkele doorsnede. Deze factoren zorgen ervoor dat de kans dat niet aan het stabiliteitscriterium wordt voldaan onder vrijwel alle omstandigheden blijft binnen een referentiewaarde van de toelaatbare deelkans. De afzonderlijke "schadefactor" geeft de vertaling naar de werkelijk toelaatbare deelkans, gegeven de actuele normwaarde en de dijk lengte. Ook de leidraad voor regionale keringen maakt voor macro-stabiliteit gebruik van materiaalfactoren, modelfactoren en schadefactoren. De materiaalfactoren en modelfactoren voor regionale keringen worden gelijk gekozen aan die in de VTV. De schadefactor wordt bij regionale keringen alleen afhankelijk gesteld van de normfrequentie, die verschillend is voor elk van de 5 IPO veiligheidsklassen.

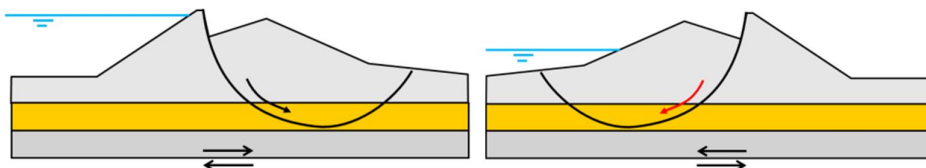
De partiële factoren voor dijken en kades zijn in de vigerende voorschriften alleen in het geval van macro-instabiliteit aantoonbaar bepaald op basis van een toelaatbare faalkans. Om de veiligheidsfilosofie bij aardbevingen voor alle mechanismen aan de vigerende voorschriften te kunnen relateren, veronderstellen we hierna dat de voorgeschreven partiële factoren voor de andere mechanismen impliciet zijn gebaseerd op de faalkansbegroting zoals gegeven in Figuur G.2.

## G.2 De te toetsen scenario's voor bezwijken door aardbeving

### G.2.1 Relevante scenario's bij aardbevingsbelasting

De kades en dijken worden binnen het onderhavige onderzoek getoetst op het optreden van de volgende twee scenario's tijdens en na een aardbevingsbelasting.

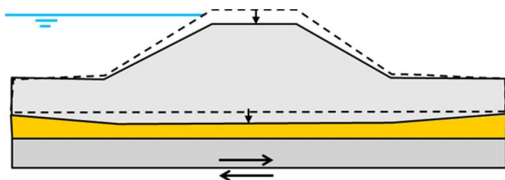
- 1 Doorgaande macro-instabiliteit door aardbevingen. Dat wil zeggen een afschuiving die gepaard gaat met grote verplaatsing.



Figuur G.3 Afschuiven talud aan landzijde (binnenwaarts) of waterzijde (buitenwaarts), onder invloed van aardbevingsbelasting, met gereduceerde sterkte in de zandlaag door wateroverspanningen en met invloed van hydraulische kortsluiting bij een dunne effectieve deklaag

- De volgende keuzes, aannames en uitgangspunten zijn daarbij gehanteerd:
- Voor doorgaande macro-instabiliteit onder invloed van aardbevingsbelasting wordt een verplaatsingscriterium gebruikt.
    - Er wordt altijd getoetst op afschuiving aan landzijde (binnenwaarts).
    - Er wordt getoetst op afschuiving aan waterzijde (buitenwaarts). Voor zeedijken gebeurt dat op basis van de gemeten geometrie. Voor regionale keringen gebeurt dat op basis van een aangenomen onderwatergeometrie en zonder invloed van een eventuele beschoeiing.
    - We gebruiken de conservatieve aanname dat de doorsnede na het optreden van doorgaande macro-instabiliteit tijdens de herstelperiode geen water meer kan keren. We stellen het optreden van een dijk- of kadedoorbraak en dus overstroming. Voor zeedijken is dat een zeer conservatieve aanname, voor boezemkaden is die aanname minder conservatief. We veronderstellen de herstelperiode na doorgaande macro-instabiliteit gelijk aan maximaal 1 jaar. Dit houdt in dat we werken met jaarlijkse overschrijdingskansen voor belastingen.
    - Overeenkomstig de Eurocode 8 moet rekening worden gehouden met de tijdelijke wateroverspanningen die zich tijdens de cyclische aardbevingsbelasting opbouwen in zandlagen. Deze waterspanningen zorgen voor tijdelijke sterktevermindering.

## 2 Kruindaling, gevolgd door overslag of overloop tijdens de herstelperiode.



Figuur 8.1 Kruindaling door een combinatie van vervorming van de zandlaag (wegdrukken en compactie) en niet-doorgaande afschuiving

De volgende keuzes, aannames en uitgangspunten zijn daarbij gehanteerd:

- Toetsing vindt plaats door de berekende kruinligging na daling te vergelijken met de benodigde kruinhoogte ter voorkoming van overslag en overloop bij de toelaatbare overschrijdingskansen.
- De kruindaling kan een gevolg zijn van niet-doorgaande macro-instabiliteit (gepaard met beperkte verplaatsing) en/of van vervorming van de verweekbare zandlagen onder de waterkering.

- De vervorming van de onderliggende zandlaag is het gevolg van wegpersen tijdens de verweking en van de verdichting (compactie) die daarna nog optreedt.
- We veronderstellen de herstelperiode na ontoelaatbare kruindaling gelijk aan maximaal 1 jaar. Dit houdt in dat we werken met jaarlijkse overschrijdingskansen voor belastingen.

Kruindaling leidt bij de zeedijken pas tot overstroming indien er binnen de herstelperiode een combinatie van waterstand en golfoploop optreedt waarbij de kruinhoogte onvoldoende is. Hier wordt de redelijk arbitraire aanname gedaan is dat de maximale herstelperiode 1 jaar bedraagt<sup>5</sup>.

## G.2.2 Uitgesloten scenario's en effecten

De volgende effecten en scenario's zijn binnen deze studie bewust uitgesloten.

- Extra risico's op piping door aardbeving zijn uitgesloten, omdat er in het ontwerp van de benodigde verbetering zonder aardbeving al rekening is gehouden met hydraulische kortsluiting.
- Een toetsing op uitsluitend horizontaal evenwicht is in het geval van de Groningse keringen uitgesloten op grond van een vergelijking van verschillende glijvlakmethoden met de resultaten van eindige-elementenberekeningen. (zie bijlage E).
- Er wordt geen rekening gehouden met de invloed van verticale versnellingen op macro-instabiliteit. De motivatie daarvoor is dat deze versnellingen niet zullen leiden tot aanpassing van de effectieve spanningen in de zandlagen, zolang het zand zich ongedraineerd gedraagt.
- Er wordt geen rekening gehouden met de belastingverandering op de waterkering door waterbeweging tijdens een aardbeving. Dit effect wordt alleen significant geacht bij diep en breed water, zoals bij stuwdammen.
- Er is om praktische redenen (nog) geen rekening gehouden met het bezwijken van leidingen in waterkeringen als gevolg van niet-doorgaande macro-instabiliteit.

---

*5 De keuze voor een herstelperiode van 1 jaar is vermoedelijk conservatief. Pas wanneer de herstelperiode kleiner zou worden dan 6 maanden leidt dat voor primaire keringen overigens tot een kleinere gecombineerde overstromingskans. De jaarstatistiek voor extreme waterstanden is namelijk gebaseerd op de 6 wintermaanden. Een tussentijdse beheersmaatregel (zandzakken) wordt verder niet als herstel gezien, maar zal in praktijk wel het risico reduceren.*

- Er is om praktische redenen (nog) geen rekening gehouden met vervolgeffecten na doorbraak van een deel van de waterkering. Daaronder vallen bijvoorbeeld de gevolgen van een overstroming, of het effect op de stabiliteit van een lage waterstand, die kan optreden door het leegstromen van een boezem.

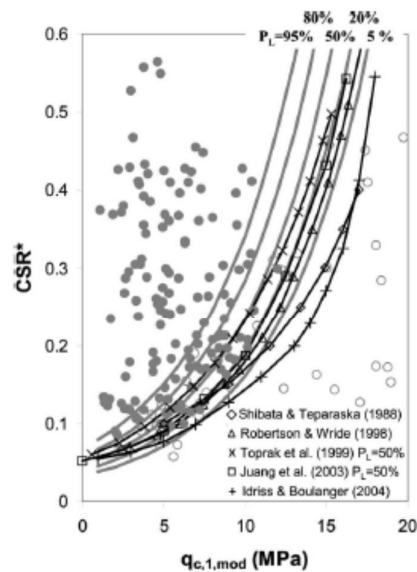
### G.3 De betrouwbaarheid van de toegepaste schematisaties en rekenmodellen

#### G.3.1 Berekenen van de veiligheid tegen verweken en daaraan gekoppelde wateroverspanning

De veiligheidsfactor tegen cyclisch verweken en de daaraan gekoppelde wateroverspanning worden berekend met de methoden zijn beschreven in Appendix B. Deze methoden zijn grotendeels gebaseerd op de EERI monograph MNO-12 (Idriss & Boulanger , 2008) en gangbaar bij de analyse van tektonische aardbevingen.

De verborgen veiligheden in de geadopteerde modellen worden in de achterliggende literatuur niet voldoende expliciet gemaakt. Binnen deze studie kan daarom alleen aannemelijk worden gemaakt dat de gekozen relaties conservatief zijn door vergelijking met empirie of met de Eurocode 8.

- De empirische correlatie van Idriss & Boulanger die in deze studie wordt gebruikt voor het berekenen van de cyclic resistance ration  $CRR_{7.5}$  uit de genormaliseerde conusweerstand (zie § B.2.2) kan worden gezien als een conservatieve benadering. De volgende figuur (Moss, et al., 2006) maakt dat aannemelijk, op grond van een analyse van een reeks van praktijkgevallen. Wanneer er geen correctie wordt toegepast voor de fijne fractie in het zand (zoals in praktijk wel gebruikelijk), dan wordt de gekozen correlatie daarmee nog conservatiever.



**Fig. 7.** Comparison of recommended curves with previous deterministic and probabilistic “clean” sand curves

*Figuur G.1* Waarschijnlijkheidsinterval voor de correlatie tussen CRR en conusweerstand voor schoon zand (Moss, et al., 2006)

- De berekening en schaling van de  $CSR$ , in combinatie met de diepteafhankelijke reductie (§ B.2.3) leidt bij magnitude kleiner dan 5,5 uiteindelijk tot  $CSR$  waarden die (op elke diepte tot 15 meter) conservatiever zijn dan de waarden die zouden volgen met de Eurocode 8.
- De gebruikte uitdrukking voor de berekening van de wateroverspanningen in zand (§ B.3) valt binnen de enkele gevonden referentie voor een bandbreedte (Tokimatsu & Yoshimine, 1983), met een tendens naar de conservatieve kant.

### G.3.2 Doorgaande macro-instabiliteit (buitenwaarts en binnenwaarts)

De te hanteren mechanicamodellen voor macro-stabiliteit bij aardbeving zijn al beschreven in Appendix B. Het principe achter de berekening is dat eerst de grenswaarde van de versnelling wordt uitgerekend waarbij er zonder blijvende verplaatsing nog net krachterevenwicht is. Zodra de piekwaarde groter is dan de grenswaarde volgt daarop nog een eenvoudige dynamische berekening van de blijvende verplaatsing langs het glijvlak (volgens Newmark). Met deze methode is de afgelopen decennia internationaal al veel ervaring opgebouwd.

Omdat verplaatsingen na stabiliteitsverlies niet voldoende nauwkeurig kunnen worden voorspeld, wordt na stabiliteitsverlies als conservatief overstromingscriterium gehanteerd dat er binnen de benodigde herstelperiode geen waterstand mag optreden die hoger is dan de buitenteen. In het geval van regionale keringen (waar de waterstand altijd hoger is dan de buitenteen) staat stabiliteitsverlies dus gelijk aan overstroming.

Het criterium voor doorgaande macro-instabiliteit wordt gerelateerd aan een maximaal toelaatbare verplaatsing langs het afschuifvlak van 0,15 m.

Op basis van een vergelijking van de Newmark methode met schade door afschuiving in praktijkgevallen (Jibson, 2011) wordt het criterium voor stabiliteitsverlies gedefinieerd als een blijvende verplaatsing groter dan 0,15 m. Hier wordt dus een verplaatsingscriterium gehanteerd als criterium voor een bezwijktoestand (Ultimate Limit State). Impliciete veronderstelling bij dit verplaatsingscriterium is dat de sterkte langs het glijvlak daarna is afgenomen (softening), ook al is er geen eenvoudig model beschikbaar om dat eenduidig en expliciet te kunnen kwantificeren. Bij het hier gehanteerde verplaatsingscriterium valt overigens niet uit te sluiten dat leidingen die door het glijvlak worden doorsneden zullen bezwijken.

Overeenkomstig de huidige toetspraktijk wordt voor de hydraulische component van de stijghoogte een eenvoudig stationair verloop verondersteld. Deze stationaire aanname geldt als zeer conservatief. Eveneens overeenkomstig de toetspraktijk wordt bij primaire keringen aan landzijde een zogenaamde “dempingsfactor” op de stijghoogte toegepast, die wordt bepaald op basis van stijghoogteberekeningen of -metingen. Bij regionale keringen wordt als zeer conservatieve aanname altijd hydraulische kortsluiting verondersteld. De eerste watervoerende laag komt dan in direct contact met het boezemwater. In dat geval wordt dus geen enkele demping verondersteld.

### G.3.3 Kruindaling, gevolgd door overslag of overloop

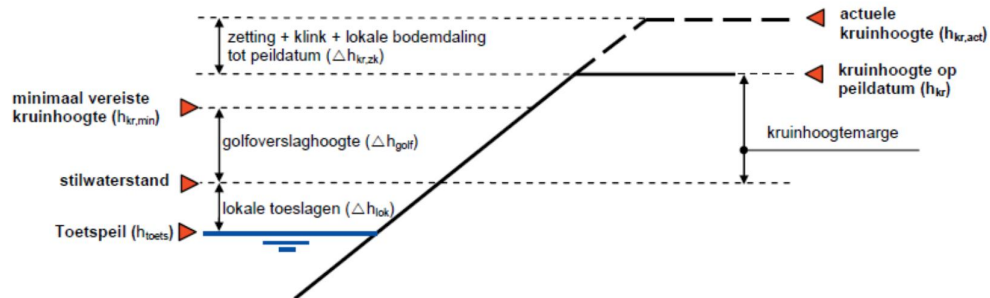
In Appendix D is al beschreven welke globale modellen en correlaties in de huidige studie gebruikt zijn om te voorspellen of verweking zal optreden en welke voor kruinzakking door vervorming van de waterkering en de onderliggende verweekbare zandlaag.

Deze globale modellen zijn gebaseerd op eenvoudige geometrische eigenschappen, en geijkt op (beperkte) praktijkgegevens en resultaten van meer geavanceerde eindige-elementenberekeningen (met veel meer parameters). De kwantitatieve voorspelling van alle vervormingsmodellen na afschuiven en/of verweking kent echter een hoge mate van onzekerheid en spreiding wanneer deze wordt vergeleken met in de praktijk opgetreden vervormingen. Ook de verschillende geavanceerde eindige-elementenmodellen en de onzekere grondparameters in deze modellen leiden tot resultaten die sterk kunnen verschillen van elkaar en van de werkelijkheid.

Voorspellingen van kruinzettingen met de huidige modellen en parameterinschattingen gaan gepaard met een zeer grote, en niet eenduidig te kwantificeren onzekerheid. Bij gebrek aan voldoende betrouwbare, eenduidige en geaccepteerde modellen zijn deze voorspellingen daarom vooralsnog vooral bruikbaar voor een relatieve indicatie van meer en minder gevoelige zones. De modellen zijn niet geschikt voor het direct berekenen van een benodigde kruinverhoging.

Als bezwijkcriterium geldt dat er binnen de benodigde herstelperiode (aannee: 1 jaar) geen waterstand mag optreden die hoger is dan de minimaal vereiste kruinhoogte voor de combinatie van waterstand en overslagdebiet (zie onderstaande figuur). De minimaal vereiste hoogte (het hydraulisch belastingniveau) moet probabilistisch worden bepaald, op basis van de toelaatbare overschrijdingskans van het maximaal toelaatbare overslagdebiet.





Figuur G.4 Schematische weergave van de benodigde kruinhoogte ter voorkoming van overloop en overslag

### G.3.4 Interne erosie

Het te hanteren mechanisch model en bezwijkcriterium voor interne erosie is gelijk aan die voor een reguliere toetsing. Ingeval van regionale keringen wordt in deze studie al tijdens de reguliere toetsing (zonder aardbevingen) gerekend met hydraulische kortsluiting (zie § G.3.2). Vanwege deze conservatieve aanname is geen aanvullende analyse nodig indien hydraulische kortsluiting pas onder invloed van aardbevingen zou ontstaan.

### G.3.5 Ondergrondschematisatie

Een ondergrondschematisatie is nodig voor de verwekingsberekening, voor de pseudo-statische stabiliteitsberekening, voor de berekening van interne erosie en voor de schatting van kruinzetting. De schematisatie betreft de ligging van de lagen en de voor de berekening relevante materiaal-eigenschappen van die lagen.

- In het geval van de zeedijken wordt per dijkvak de ondergrondschematisatie gebruikt uit de laatste toetsing. Er wordt aangenomen dat deze deterministische schematisatie representatief is voor het getoetste dijkvak, en tevens voldoende conservatief.
- Voor de regionale keringen zijn binnen deze studie door geologen ondergrondscenario's opgezet, met hulp van de voor dat gebied beschikbare sonderingen en boringen. Dat wil zeggen dat per strekking een aantal mogelijke grondprofielen met significante kans van voorkomen zijn gedefinieerd. In de berekeningen worden in eerste instantie alle profielen meegenomen, om daarmee achteraf te kunnen bepalen bij welk profiel de laagste veiligheidsfactor wordt gevonden. De benodigde representatieve waarden voor de relevante materiaaleigenschappen van de grondsoorten in die lagen (met een overschrijdingskans of overschrijdingskans van 5 %) zijn geschat op basis van expertkennis.

## G.4 Toelaatbare extra faalkans bij aardbevingen

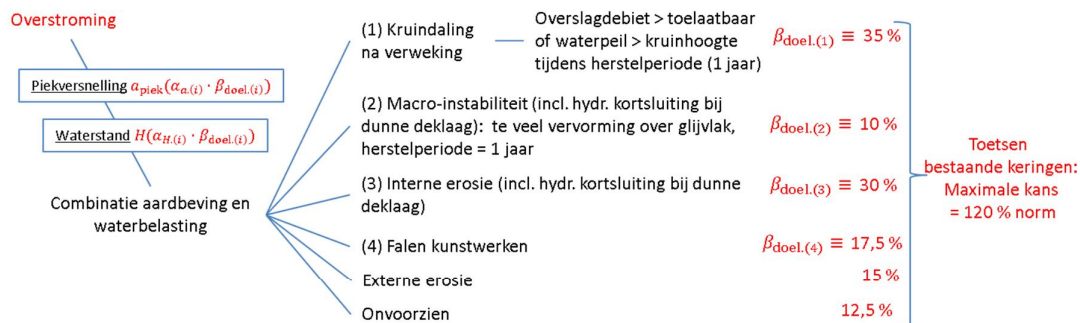
In § G.1.2 is al de veronderstelling geponeerd dat de toelaatbare overstromingskans zonder aardbevingen gelijk is aan de normwaarde voor de overschrijdingskans van een waterstand. In § G.1.3 is al de veronderstelling geponeerd dat de partiële factoren in de huidige toetsregels gebaseerd zijn op de faalkansbegroting in Figuur G.2. Wanneer er aan de huidige toetsregels wordt voldaan veronderstellen we dus dat de overstromingskans zonder aardbevingsbelasting maximaal 100 % van de normwaarde is.

Wanneer aardbeving tot een significante extra kans op overstroming leidt, dan kan de totale overstromingskans voor bestaande keringen groter worden dan 100 % van de normwaarde. Voor het toetsen van deze bestaande keringen voor de combinatie van waterbelasting en aardbeving is dus een keuze nodig voor de extra toelaatbare overstromingskans. Het primaat voor deze keuze ligt uiteraard bij het nationaal en provinciaal bestuur.

Na overleg met enkele experts uit het “Expertise Netwerk Waterveiligheid” is besloten om in deze studie voor bestaande keringen te rekenen met twee mogelijke keuzes: 100 % en 120 % van de normwaarde, wanneer er zowel op waterbelasting als op aardbevingsbelasting wordt getoetst. De 20 % extra ruimte wordt internationaal ook gebruikt voor constructies. Er is dan een extra faalkansruimte van 20 % voor de faalmechanismen die tijdens een aardbeving een verhoogde kans van optreden hebben.

## G.5 Rekenwaarden voor de belasting door aardbeving en hoogwater

Figuur G.5 geeft een schematische weergave van de bij toetsing te beschouwen bezwijkscenario's voor een combinatie van waterbelasting en aardbeving, in het geval van een keuze voor 20 % extra faalkansruimte.



### Zonder kalibratie

- Bepaal  $\beta_{doel(i)}$  uit de aangenomen verdeling van de toelaatbare overstromingskans
- Bepaal per spoor de maatgevende combinatie: A:  $\alpha_a = 0.28$ ,  $\alpha_H = 0.7$   
 B:  $\alpha_a = 0.7$ ,  $\alpha_H = 0.28$   
 C:  $\alpha = 0.0$ ,  $H = H_{norm}$  (de toetsituatie zonder aardbevingen)

### Met kalibratie

$\beta_{doel}$ ,  $\alpha_H$  en  $\alpha_a$  volgen uit representatieve faalkansberekeningen

Figuur G.5: Gebeurtenissenboom en faalkansbegroting bij keuze voor 20 % extra faalkansruimte bij aardbevingsbelasting

Als basis is uitgegaan van de realistische faalkansbegroting zonder aardbevingen, zoals gegeven in Figuur G.2. Zonder probabilistische berekeningen is het niet op voorhand duidelijk

wat een realistische verdeling is van de totaal toelaatbare extra faalkans over de scenario's, en welke combinatie van overschrijdingskans voor aardbevingen en waterstand per scenario moet worden gehanteerd. Zonder probabilistische kalibratie moet voor deze verdeling dus een aanname worden gedaan. De extra 20 % faalkansruimte is daarom gelijk verdeeld over de vier toetssporen waar een aardbevingsbelasting van invloed is.

Dit leidt tot een verruimde toelaatbare kans voor de relevante toetssporen bij een combinatie van waterstand en aardbeving, zoals gepresenteerd in Figuur G.5 en in Tabel G.3. In de tabel zijn ook de bijbehorende doelwaarden voor de betrouwbaarheidsindex  $\beta$  gegeven voor regionale en primaire keringen. Deze zijn bepaald op basis van een normwaarde van 1/100 voor regionale keringen en 1/4000 voor primaire keringen. Er is dus nog geen rekening gehouden met de geplande aanscherping van de norm voor onderdelen van de regionale keringen (tot 1/300 en 1/1000).

Tabel G.1 Mogelijke verdeling van de toelaatbare faalkans over de bezwijkscenario's

Toetsspoor	Toelaatbare deelkans	$\beta_{\text{doel}}$ Regionaal (norm 1/100)	$\beta_{\text{doel}}$ Primair (norm 1/4000)
(1) Overslag en Overloop na kruindaling	35 % norm	2,70	3,75
(2) Doorgaande afschuifvervorming door macro-instabiliteit	10 % norm	3,09	4,06
(3) Interne Erosie in geval van hydraulische kortsluiting	35 % norm	2,70	3,75
(4) Kunstwerken	17,5 % norm	2,92	3,92

In Figuur G.5 is schematisch aangegeven hoe we op een semi-probabilistische wijze de combinatie van aardbevingsbelasting en hoogwater in rekening kunnen brengen. Er kan dan bezwijken optreden bij verschillende combinaties van deze belastingen. Het is onwaarschijnlijk dat de extreme situaties voor aardbeving en waterstand tegelijk kunnen optreden. Het is daarom te conservatief om te toetsen op een belastingcombinatie waarin de rekenwaarden voor elk van de belastingen een overschrijdingskans heeft die gelijk is aan de norm. Voor de combinatie mag daarom binnen een semi-probabilistische methodiek worden gewerkt met overschrijdingskansen voor de belastingen die zijn gerelateerd aan een invloedsfactor  $\alpha$  en de doelwaarde van de minimaal benodigde betrouwbaarheidsindex  $\beta$  [CUR190, 1997].

Zonder probabilistische kalibratie moeten volgens twee belastingcombinaties worden onderzocht, waarbij de aardbevingsversnelling  $a$  en de waterbelasting  $H$  beurtelings dominant worden verondersteld (CUR, 1997). De dominante belasting moet worden gebaseerd op een kleinere overschrijdingskans (dus een hogere rekenwaarde) dan de niet-dominante belasting. Zonder voorkennis kan gebruik worden gemaakt van een gestandaardiseerde conservatieve schatting voor de invloedsfactoren  $\alpha$ . Voor de dominante belasting is deze schatting  $\alpha = 0,7$ . Voor de niet-dominante belastingen is deze schatting  $\alpha = 0,28$ .

- 1 In de eerste door te rekenen combinatie wordt de waterstand dominant verondersteld:  $\alpha_H = 0,7, \alpha_a = 0,28$ .
- 2 In de tweede combinatie door te rekenen wordt de aardbevingsbelasting dominant gesteld:  $\alpha_H = 0,7, \alpha_a = 0,28$ .

Voor consistentie met de huidige toetsmethodiek moet tenslotte ook het geval zonder aardbevingen worden doorgerekend, waarbij de overschrijdingskans van de belasting gelijk wordt gesteld aan de toelaatbare overstromingskans.

- 3 In de derde door te rekenen combinatie wordt alleen gerekend met een waterbelasting, waarvan de overschrijdingskans gelijk aan de toelaatbare deelskans wordt gesteld:  $\alpha_H = 1, \alpha_a = 0$ .

Wanneer er een probabilistische kalibratie zou worden uitgevoerd, dan volgen daaruit de per mechanisme te hanteren doelwaarden voor de  $\beta$  en de waarden voor de invloedsfactoren  $\alpha$ . Een dergelijke kalibratie is doorgaans minder conservatief dan de hier gekozen standaardwaarden.

De verschillende doelwaarden voor de betrouwbaarheidsindex van de afzonderlijke mechanismen, in combinatie met de invloedsfactoren voor dominante en niet-dominante belasting, leiden tot de overschrijdingskansen voor de in combinatie toe te passen rekenwaarden voor de aardbevingsbelasting en waterstand, zoals gepresenteerd in Tabel G.2 (regionaal) en Tabel G.3 (primair).

Tabel G.2 Overschrijdingskansen voor rekenwaarden van de belastingen bij de doelwaarden van de betrouwbaarheidsindex voor regionale keringen

Mechanisme	$\beta_{\text{doel}}$ (norm: 1.2/100)	Overschrijdingsfrequentie voor de rekenwaarde van de belasting Regionaal	
		Niet dominant ( $\alpha = 0,28$ )	Dominant ( $\alpha = 0,7$ )
(1) Overslag en Overloop na kruindaling	2,70	1/3.9	1/33.4
(2) Doorgaande afschuifvorming door macro-instabiliteit	3,09	1/4.6	1/65.0

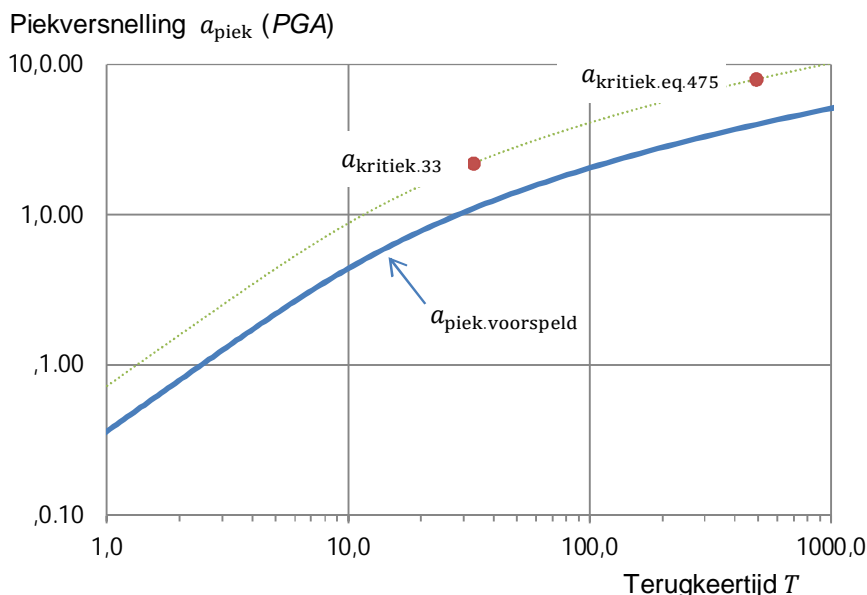
Mechanisme	$\beta_{\text{doel}}$ (norm: 1.2/4000)	Overschrijdingsfrequentie voor de rekenwaarde van de belasting Primair	
		Niet dominant ( $\alpha = 0,28$ )	Dominant ( $\alpha = 0,7$ )
(1) Overslag en Overloop na kruindaling	3,75	1/6.3	1/231.5
(2) Doorgaande afschuifvorming door macro-instabiliteit	4,06	1/7.3	1/441.5

Tabel G.3 Overschrijdingskansen en –frequenties voor rekenwaarden van de belastingen bij de doelwaarden van de betrouwbaarheidsindex voor primaire keringen

Mechanisme	$\beta_{\text{doel}}$ (norm: 1/100)	Overschrijdingsfrequentie voor de rekenwaarde van de belasting Regionaal	
		Niet dominant ( $\alpha = 0,28$ )	Dominant ( $\alpha = 0,7$ )
(3) Overslag en Overloop na kruindaling	2,75	1/6.4	1/36.3
(4) Doorgaande afschuifvorming door macro-instabiliteit	3,29	1/5.2	1/93.6

Mechanisme	$\beta_{\text{doel}}$ (norm: 1/4000)	Overschrijdingsfrequentie voor de rekenwaarde van de belasting Primair	
		Niet dominant ( $\alpha = 0,28$ )	Dominant ( $\alpha = 0,7$ )
(3) Overslag en Overloop na kruindaling	3,79	(1/6.4	1/250.7
(4) Doorgaande afschuifvorming door macro-instabiliteit	4,21	1/7.9	1/629.6

Voor de meest ongunstige ondergrondscenarios en belastingcombinaties kunnen de kritieke versnellingen bij verschillende terugkeertijden per mechanisme weer worden uitgedrukt in een equivalente kritieke piekversnelling bij 475 jaar. De reden daarvoor is dat dit een eenvoudige vergelijking mogelijke maakt tussen de voorspelde waarde (de belasting) en de kritieke waarde (de sterkte), voor verschillende mechanismen en combinaties tezamen. De omrekening naar de equivalente piekversnelling bij 475 jaar vindt plaats door aan te nemen dat de verhouding tussen de voorspelde en de kritieke waarden op een bepaalde locatie gelijk blijft. Dit principe wordt geïllustreerd in Figuur 4.12. Op deze logaritmische schaal wordt het resultaat van deze omrekening gepresenteerd als een translatie langs de kansverdeling, na voorafgaande verschuiving naar de kritieke waarde.



Figuur G.6: Voorbeeld van de bepaling van de equivalente kritieke piekversnelling bij een terugkeertijd van 475 jaar uit een berekende kritieke versnelling bij een terugkeertijd van 33 jaar

**G.6 Schadefactoren voor macro-stabiliteit bij de bepaalde normen**

In de voorschriften voor het toetsen van macro-stabiliteit wordt de invloed van de norm op de toelaatbare veiligheidsfactor verwerkt in een zogenaamde schadefactor. Hierna wordt aangegeven van welke waarden gebruik is gemaakt, in overeenstemming met de voorschriften.

G.6.1 Regionaal

Afhankelijk van toegestane overschrijdingsfrequentie zijn schadefactoren afgeleid voor macrostabiliteit. De frequenties staan in Tabel G.4.

Tabel G.4 Schadefactoren behorende bij gegeven overschrijdingsfrequenties

Kadeclass	Overschrijdingsfrequentie gemiddeld per jaar	Schadefactor stabiliteit
II	1/30	0,85
III	1/100	0,90
IV	1/300	0,95
V	1/1000	1,00

Op dit moment zijn alle regionale keringen in kadeclass 3 ingedeeld. Bij het op orde maken van de keringen is daarom een schadefactor van 0,90 gebruikt. Wanneer aan 100 % van de norm getoetst wordt, wordt automatisch getoetst aan de schadefactor van 0,90. Bij het oprekken van de norm naar 120 procent neemt de faalkansruimte voor macrostabiliteit volgens Figuur G.5 toe van 5% naar 10%. Dit betekent dat de overschrijdingsfrequentie van 1/100 naar 1/50 jaar gaat. Interpolatie van Tabel G.4 geeft een schadefactor rond de 0,87 bij deze overschrijdingsfrequentie.

### G.6.2 Primair

Bij de A keringen wordt de schadefactor in principe bepaald door de dijkkringlengte en de jaarlijkse overschrijdingsfrequentie. De A keringen van dijkkring 6 hebben een schadefactor van 1,18 voor binnenwaartse- en 1,12 voor buitenwaartse stabiliteit. Aan deze waarde wordt getoetst wanneer aan 100% van de norm getoetst wordt. Wanneer aan 120% van de norm wordt getoetst, worden respectievelijk waarden van 1,16 en 1,10 gehanteerd.

### G.6.3 Samenvatting

Tabel G.5 vat de gehanteerde schadefactoren samen.

*Tabel G.5 Schadefactoren behorende bij gegeven overschrijdingsfrequenties*

Type waterkering	Schadefactor bij 100% van de norm	Schadefactor bij 120% van de norm
Primair (binnen-/buitenwaarts)	1,18/1,12	1,16/1,10
Regionaal	0,90	0,87

## G.7 Rekenwaarden voor sterkteparameters

De voorgeschreven partiële veiligheidsfactoren voor macro-stabiliteit veronderstellen we ook van toepassing bij het pseudo-statisch bepalen van de versnelling waaronder geen verplaatsing optreedt. Daarbij wordt de "schadefactor" wel aangepast aan de toelaatbare kans.

Voor berekening van de veiligheid tegen verweken wordt in overeenstemming met de huidige praktijk gewerkt met de verborgen veiligheidsfactoren in de internationaal gangbare modellen.

Bij het berekenen van kruinzakking na verweking, met eenvoudige modellen alleen gebaseerd op geometrische parameters, domineert de modelonzekerheid (zie § G.3). Het toepassen van rekenwaarden heeft bij deze modellen daarom weinig betekenis.





## H Hydraulische belastingen

### H.1 Primaire keringen (zeedijken)

#### H.1.1 Gebiedsbeschrijving

De primaire waterkeringen die in deze studie zijn beschouwd betreffen de zeedijken die het noordoostelijke deel van het dijkkringgebied 6 beschermen tegen overstromingen vanuit de Waddenzee, zie Figuur H.1. Het traject is ca. 90 km lang. Dijkkring 6 heeft een veiligheidsnorm of overschrijdingsfrequentie van 1/4.000 per jaar.



Figuur H.1 Ligging zeedijken studiegebied (Bron: HR2006)

#### H.1.2 Hydraulische belastingen

Maatgevende hydraulische belastingen voor de primaire keringen langs de Waddenzee worden bepaald door hoge waterstanden en golfoverslag door wind. Een hydraulisch belastingniveau wordt gedefinieerd als de benodigde kruinhoogte waarbij precies wordt voldaan aan een geldend golfoverslagcriterium. Het golfoverslagdebiet voldoet daarbij precies aan het vooraf gekozen toelaatbaar debiet. Om een bepaald hydraulisch belastingniveau te bepalen zijn gegevens nodig over hoge waterstanden (en bijbehorende overschrijdingsfrequenties) en optredende golfcondities (hoogte en periode).

De berekeningen ten behoeve van het belastingniveau met betrekking tot de primaire waterkeringen zijn uitgevoerd met Hydra-K. Dit betreft een probabilistisch model dat ontwikkeld is voor het bepalen van de hydraulische randvoorwaarden voor de wettelijke toetsing van de primaire waterkeringen langs de kustwatersystemen. Hydra-K is in het kader van HR2006 gebruikt om de hydraulische randvoorwaarden af te leiden voor de derde toetsronde van de primaire keringen langs de Hollandse kust en zeeland (Rijkswaterstaat, 2007). In het kader van WTI-2011 is Hydra-K uitgebreid met het kustgebied van de

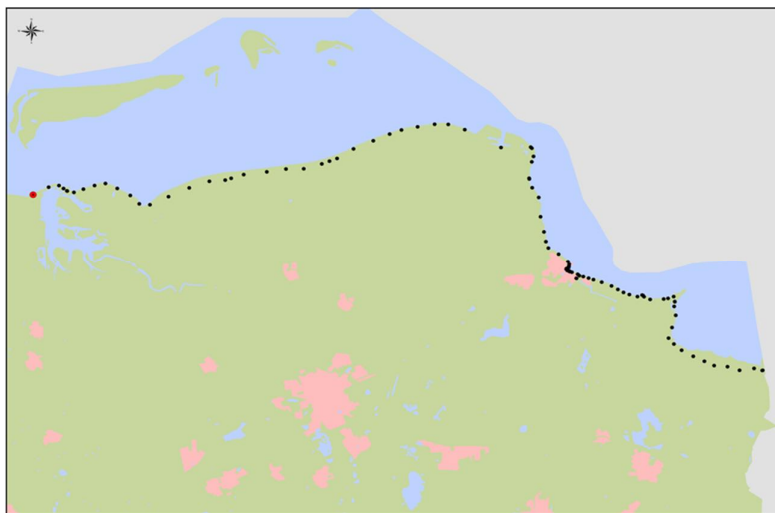
Waddenzee. Hydra-K is in het kader van WTI-2011 dan ook gebruikt voor de afleiding van de concept hydraulische randvoorwaarden HR2011 (Deltares, 2012).

Hydra-K extrapoleert metingen van wind, waterstand en golfparameters naar extreme niveaus. De geëxtrapoleerde offshore condities worden getransformeerd naar golfbelastingen voor de kering met behulp van een opzoektabel. Deze tabel geeft de met het golfmodel SWAN bepaalde golfparameters voor een groot aantal combinaties van waterstand, windsnelheid en windrichting. De SWAN resultaten worden opgeslagen in de database KustDB, die als invoer dient voor Hydra-K. Met de rekenmethode binnen Hydra-K worden dan vele combinaties van de belastingvariabelen waterstand, golfhoogte, -periode en -richting gewogen tegen een faalcriterium, zoals een maximaal toelaatbaar overslagdebiet. Hydra-K berekent een set van combinaties die leiden tot falen bij een vastgestelde normfrequentie.

De keten van de HR bepaling bestaat feitelijk uit drie stappen:

1. Bepalen van de extreme waarden statistiek van wind, waterstand en offshore golfparameters.
2. Genereren van opzoektabel voor vertaling van offshore naar nearshore golfcondities op basis van SWAN golfberekeningen.
3. Bepalen van maatgevende waterstanden en nearshore golfcondities per faalmechanisme voor een vastgestelde normfrequentie met behulp van Hydra-K.

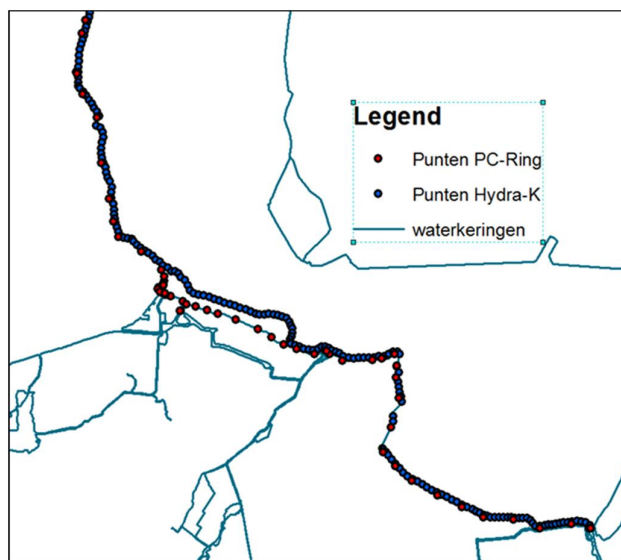
Een gedetailleerde beschrijving van deze stappen is te vinden in Achtergrondrapportage van HR2006 en WTI-2011 (Rijkswaterstaat, 2007), (Deltares, 2012). Een belangrijk verschil tussen de vigerende HR2006 en concept HR2011 voor de primaire keringen langs de kust van de Waddenzee is dat er in WTI-2011 nieuwe uitvoerlocaties zijn gedefinieerd en gebruikt. Gevolg hiervan is dat er geen dijkgegevens beschikbaar zijn voor de nieuwe set locaties.



Figuur H.2 Overzicht beschouwde locaties langs de Groningse zeedijken

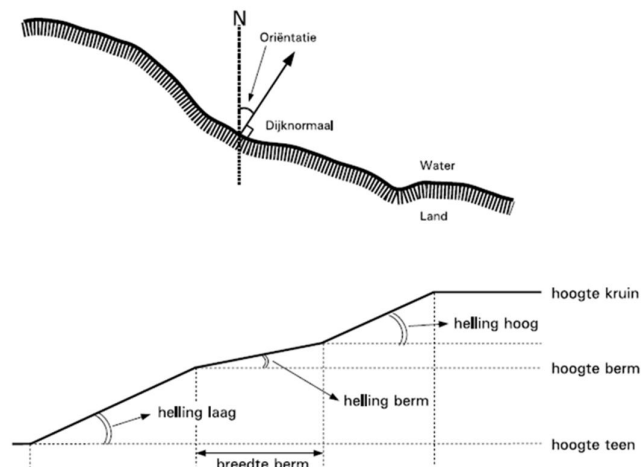
Voor een set locaties verspreid over de noordoostelijke kust van de Waddenzee zijn berekeningen gemaakt met Hydra-K Wadden, zie Figuur H.2 voor een overzicht. Hierbij is de database van WTI-2011 gebruikt. De berekeningen zijn uitgevoerd voor het faalmechanisme overslag. Dit betekent dat het resultaat van een berekening de benodigde kruinhoogte of het belastingniveau betreft. Een ander belangrijke invoer voor golfoverslagberekeningen met Hydra-K betreft de dijkgegevens (profielen, oriëntatie e.d.). Deze komen uit PC Ring en

betreffen de geschematiseerde profielen en zijn gebaseerd op gegevens die in het kader zijn VNK-2 zijn verzameld en gebruikt (VNK-2, dijkkring 6). Echter, de uitvoerlocaties uit PC Ring (grotendeels gebaseerd op HR2006) komen niet overeen met de nieuwe uitvoerlocaties van WTI-2011 die in Hydra-K zitten. Daarom zijn de uitvoerlocaties door middel van GIS aan elkaar gelinkt. Omdat in Hydra-K veel locaties zijn opgenomen, was het mogelijk om elke locatie uit PC Ring te linken aan een locatie van Hydra-K. Vervolgens is visueel bekeken of de oriëntatie nog correct is en waar nodig aangepast. Alleen bij Delfzijl is het verschil tussen de locaties uit PC Ring en Hydra-K relatief groot omdat de locaties van Hydra-K op een relatief grotere afstand uit de dijk liggen (buiten de schermdijk), zie Figuur H.3. Het effect van de schermdijk op de berekeningsresultaten wordt verwaarloosd. Mogelijk wordt in dit deelgebied dus gerekend met enigszins zwaardere (en dus conservatieve) randvoorwaarden.



Figuur H.3 Ligging locaties VNK (PC Ring) en Hydra-K locaties

Figuur H.4 geeft weer hoe de profielen in Hydra-K moeten worden geschematiseerd.



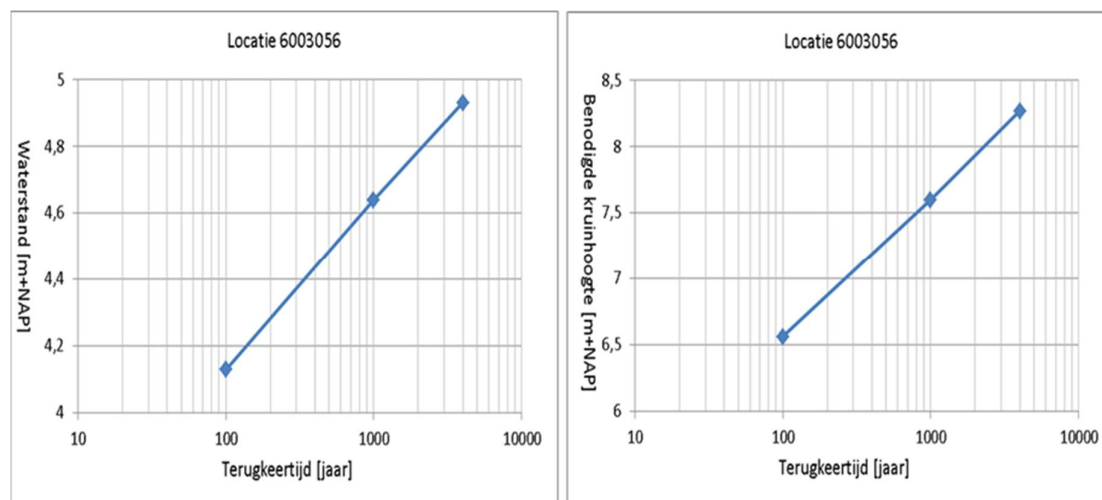
Figuur H.4 Voorbeeld profiel-schematisatie in Hydra-K

Om de dijkprofielen uit PC Ring op te nemen in Hydra-K moesten sommige profielen nog aangepast worden. Onderstaand enkele aanpassingen die noodzakelijk blijken te zijn om te kunnen rekenen met Hydra-K:

- Als er in PC-Ring geen buitenkruinlijn wordt gedefinieerd, wordt het hoogste punt gebruikt.
- Wanneer er geen berm is gedefinieerd in PC-ring, wordt er voor de Hydra-K berekeningen een berm van 1 mm aangebracht.
- De maximale helling van een berm staat in Hydra-K op 0,12. In de profielen uit PC-Ring is de helling in sommige gevallen groter. Dit traject wordt daarom niet als berm gezien. Aangezien in Hydra-K alleen een ondertalud, een berm en een boventalud gedefinieerd kan worden, moet het traject bij een van de andere trajecten getrokken worden. Om te bepalen bij welk traject het getrokken moet worden, worden de verschillende hellingen met elkaar vergeleken. Wanneer de helling van het midden traject dicht bij de helling van het ondertalud ligt, zal het hierbij gevoegd worden. Wanneer de helling van het middentraject dicht bij de helling van het boventalud ligt, zal het hierbij gevoegd worden.
- Wanneer het boventalud niet breed genoeg is voor Hydra-K wordt het boventalud verder doorgetrokken (merk op dat bij de berekening de benodigde kruinhoogte wordt bepaald).
- Wanneer het ondertalud niet breed genoeg is voor Hydra-K wordt het ondertalud doorgetrokken waardoor een grotere waterdiepte kan ontstaan. Daarom zijn de bermen wat hoger gelegd.
- Indien helling boven/ondertalud te flauw is moet de helling gelijk worden gesteld aan de minimale toelaatbare helling in Hydra-K.

### H.1.3 Resultaten berekeningen zeedijken

Voor de set gekozen locaties beschreven in Figuur H.2 zijn berekeningen gemaakt met Hydra-K voor een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 1/l/s/m. Dit is conform WTI-2011. Hierbij zijn verschillende terugkeertijden beschouwd: 7, 100, 230, 450, 1000 en 4000 jaar (Hydra-K rekent in principe voor elke willekeurige herhalingstijd de bijbehorende waterstand of hydraulische belasting). Per locatie bestaat het resultaat uit de relatie tussen enerzijds waterstanden en benodigde kruinhoogtes en anderzijds de terugkeertijden zoals weergegeven in Figuur H.5.

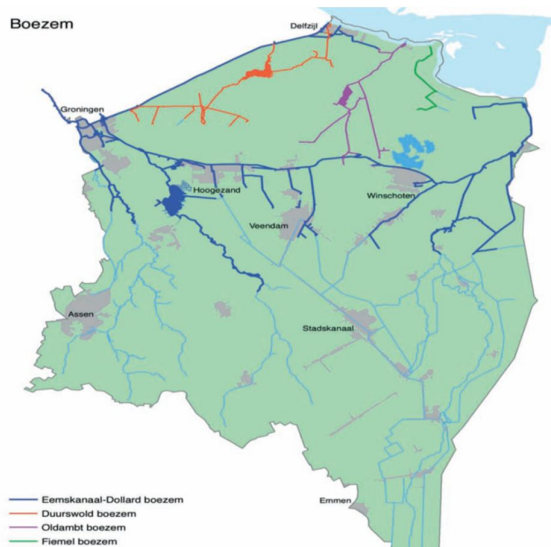


Figuur H.5 Relatie tussen berekende waterstand, benodigde kruinhoogte en herhalingsijd voor gekozen locatie met code 6003056 (rood aangegeven in Figuur H.2)

## H.2 Regionale keringen

### H.2.1 Gebiedsbeschrijving

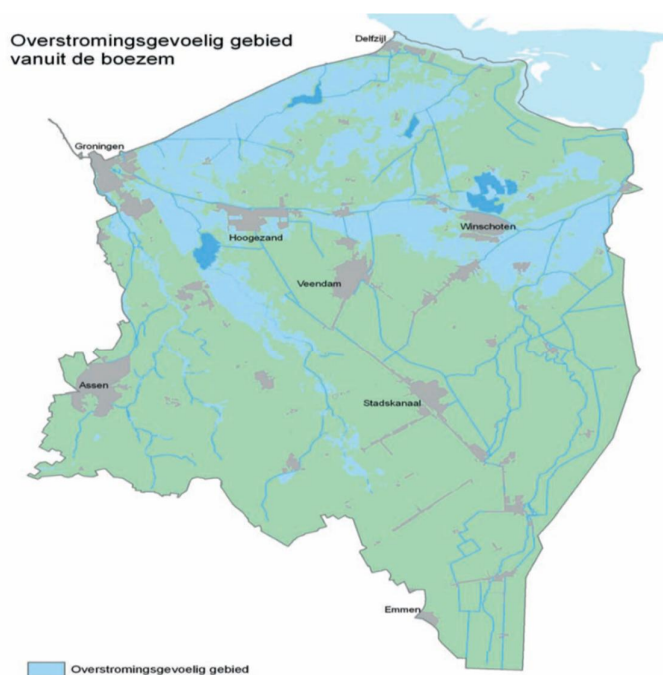
De regionale keringen die in deze studie zijn beschouwd liggen in de beheergebieden van de waterschappen Noorderzijlvest en Hunze en Aa's. Het beheergebied van het waterschap omvat globaal het oostelijke deel van de provincie Groningen en het noordoostelijke deel van de provincie Drenthe. Het beheergebied van het waterschap Noorderzijlvest ligt globaal in het noorden van de provincie Drenthe, het noorden en het westen van de provincie Groningen en het Lauwersmeergebied in de provincie Friesland.



Figuur H.6 Boezemstelsels in het beheergebied van Hunze en Aa's

Binnen het beheergebied van Hunze en Aa's fungeert een hoofdboezemsysteem (het Eemskanaal-Dollardstelsel) en een zestal watersystemen: Hunze, Drentsche Aa, Westerwolde, Veenkoloniën, Oldambt/Fiemel en Duurswold. Van deze gebieden worden laatstgenoemde twee bemalen; de overige vier gebieden lozen voor een belangrijk deel onder vrij verval. De natuurlijke afstroming in het gebied loopt van zuid naar noord. De afwatering vindt plaats op de Eems en de Dollard. In extreme situaties met veel neerslag kunnen ook waterbergingsgebieden worden ingezet, waardoor de boezemcapaciteit wordt vergroot. De totale lengte van de waterkeringen of kades langs de boezems bedraagt ca. 700 km. Figuur H.6 geeft een overzicht van de boezemstelsels in het beheergebied van Hunze en Aa's.

In Figuur H.7 is aangegeven welke gebieden binnen het waterschap Hunze en Aa's kunnen overstromen bij het falen van een regionale kering.



*Figuur H.7 Overstromingsgevoelige gebieden in het Beheergebied van Hunze en Aa's*

Het beheergebied van het waterschap Noorderzijlvest maakt deel uit van de deelstroomgebieden Rijn-Noord en Neder-Eems. De Drentse bekken, het Zuidelijk Westerkwartier, het Reitdiepgebied en een belangrijk deel van het Noordelijk kleigebied wateren via de Electraboezem bij Lauwersoog onder vrij verval af op de Waddenzee, zie Figuur H.8 voor een overzicht. Bij gestremde lozing wordt de Electraboezem bemalen en fungeert het Lauwersmeer als bergboezem. Enkele kustpolders en het Fivelingo gebied wateren af op de Eems en de Waddenzee met een combinatie van vrij verval en bemaling.



Figuur H.8 Boezemsysteem in het beheergebied van het waterschap Noorderzijlvest

### H.2.2 Hydraulische belastingen

Maatgevende hydraulische belastingen in de boezemstelsels in deze studie worden bepaald door hoge waterstanden en golfoverslag door wind. Ten aanzien van de boezemsystemen geldt voor het hydraulische belastingniveau dezelfde definitie als gegeven in paragraaf H.1.2. Hoge waterstanden in de boezems ontstaan hoofdzakelijk als de spuicapaciteit gestremd is. Deze stremming kan ontstaan door hoge waterstanden op de Waddenzee, die voor een belangrijk deel optreden bij (extreme) Noordwesten wind. Daarnaast speelt de hoeveelheid neerslag in het gebied een belangrijke rol bij het optreden van hoogwaterstanden.

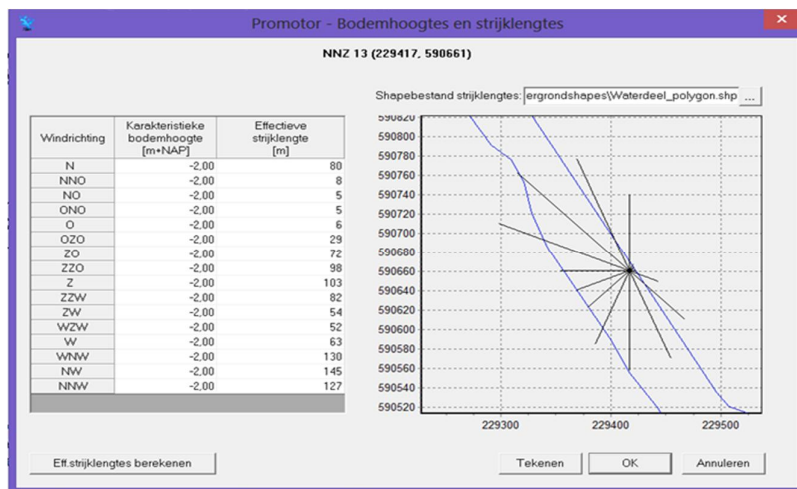
Voor verschillende boezemsystemen in het studiegebied zijn in verschillende studies waterstanden behorende bij relevante herhalingstijden bepaald. De betreffende studies zijn gebaseerd op de zogenoemde stochastenmethode en modelberekeningen waarbij relevante grootheden (neerslag, zeewaterstanden, e.d.) random worden beschouwd. Het betreft:

- SOBEK-modellering Duurswold, schematisatie, calibratie en resultaten; Grontmij Nederland B.V. Assen 23 mei 2013.
- Hoogwaterberekeningen Oldambtboezem, Technische achtergronden en resultaten; Grontmij Nederland B.V. Assen, 14 juni 2013.
- Statistische Analyse extreme waterstanden; HKV LIJN IN WATER; PR2443.20; mei 2013.
- Upgrade simulatiemodel Waterschap Noorderzijlvest; Herontwerp, uitbreiding en herijking van de SOBEK-modelschematisatie van het watersysteem van Noorderzijlvest; Siebe Bosch Hydroconsult; januari 2011.

Ten aanzien van de Eemskanaal- en Dollardboezem zijn waterstanden en bijbehorende herhalingstijden beschikbaar voor slechts twee stations: Zuidbroek en Tutjeshut (HKV, 2013). In overleg met de beheerder zijn op basis van waterstanden op deze twee stations schattingen gemaakt voor waterstanden op meerdere stations langs de betreffende boezem. De vigerende maatgevende boezempeilen van 1.30 m+NAP langs het Eemskanaal en 1.50 m+NAP langs de rest van de boezem zijn hierbij, samen met de gegevens op de stations

Zuidbroek en Tutjeshut, leidend (persoonlijke communicatie met de heer Jolink van Hunze en Aa's). Hierbij is verder rekening gehouden ruimtelijke variabiliteit als gevolg van o.a. verhang en lokale bergingscapaciteit. In overleg met de beheerder zijn hiervoor schattingen gemaakt en verdisconteerd in lokale waterstanden; deze schattingen variëren voor Aa van maximaal +0.05 m (geleidelijk toenemend) voor de zuidelijke kanalen die aantakken aan het Winschotendiep en (maximaal) +0.10 m voor de Westerwoldse Aa. Voor de watergang die het Zuidlaardermeer verbindt met het hoofdboezem wordt in verband met berging in het meer maximaal -0.10 m (geleidelijk afnemend) gehanteerd. Voor de watergang ten zuiden van het meer geldt +0.05 m geleidelijk toenemend. Op deze manier zijn waterstanden voor verschillende herhalingstijden bepaald op meerdere locaties verspreid over het hele Eemskanaal-Dollardboezem.

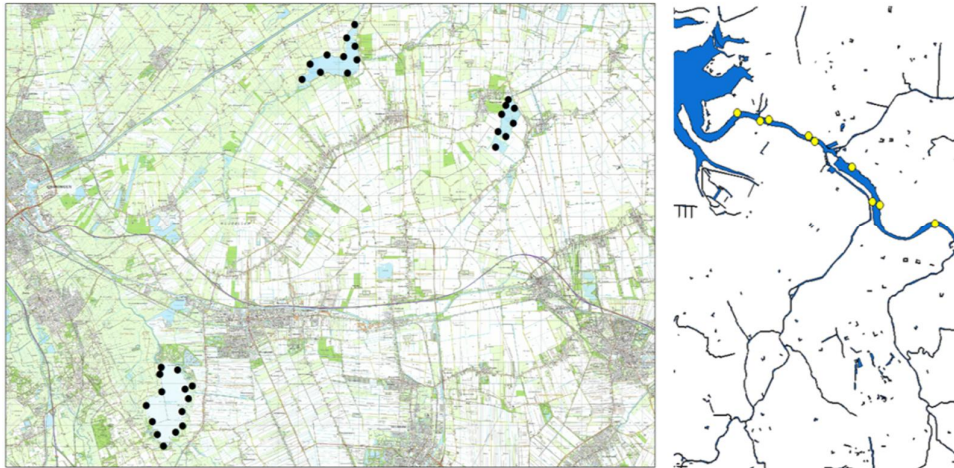
Wind bepaalt de mate van golfgroei op boezemstelsels. De golfgroei wordt naast windsterkte (snelheid en richting) ook bepaald door (effectieve) strijklengtes en waterdieptes. Figuur H.9 laat een voorbeeld zien van strijklengtes voor verschillende richting sectoren.



Figuur H.9 Voorbeeld effectieve strijklengtes voor verschillende richtingen

Er liggen drie meren en één (relatief) breder boezemdeel in het studiegebied; dit betreft Hondhalstermeer, Schildmeer, Zuidlaardermeer en Reitdiep. De golfgroei en benodigde kruinhoogtes in deze vier gebieden zijn bepaald met het programma PROMOTOR (STOWA, 2010). PROMOTOR is een probabilistisch model voor het bepalen van de hydraulische belastingen voor regionale keringen. Figuur H.10 geeft een overzicht van de gekozen locaties langs de meren en benedenstrooms deel van Reitdiep. PROMOTOR genereert op basis een shape bestand van de boezems zelf de benodigde strijklengtes en golfcondities (significante golfhoogte en golfperiode). De shape bestanden zijn geleverd door het waterschap. De berekeningen met PROMOTOR zijn, evenals die met Hydra-K voor de zeedijken, gebaseerd op een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 1l/s/m. De berekende waakhoogtes voor de bredere wateren liggen in de orde van 20 cm met uitschieters van bijna 30 cm.





*Figuur H.10 Gekozen locaties langs Schildmeer, Hondhalstermeer, Zuidlaardermeer (links) en benedenstrooms deel van Reitdiep in Noorderzijlvest (rechts)*

Behalve bovenvermelde meren en breder water zijn de watergangen en kanalen in het studiegebied relatief niet breed genoeg en zal daardoor de golfgroei beperkt zijn. Het Eemskanaal is ca. 75 m breed. Het Winschoterdiep dat zuidelijk aansluit op het Eemskanaal is soms wat smaller. De watergang naar het Zuidlaardmeer, evenals de watergangen die meer zuidelijk lopen vanaf het Zuidlaardmeer, is ca. 20 m breed. Voor de wateren zuidelijk van het Schildmeer is de watergang afwateringskanaal ca. 25 m breed. Het Slochterdiep dat daarop aansluit is ca. 10 m breed. Zuidelijk van het Hondhalstermeer zijn de watergangen ca. 20 m breed. Bovenstrooms dit meer loopt het Termunterzijldiep; deze is op bepaalde stukken 20 á 30 m breed. Het Westervoldse Aa is ca. 50 m breed. Voor alle watergangen in het beheergebied van Noorderzijlvest met uitzondering van het benedenstroomse deel van Reitdiep gelden breedtes van maximaal 60 m.

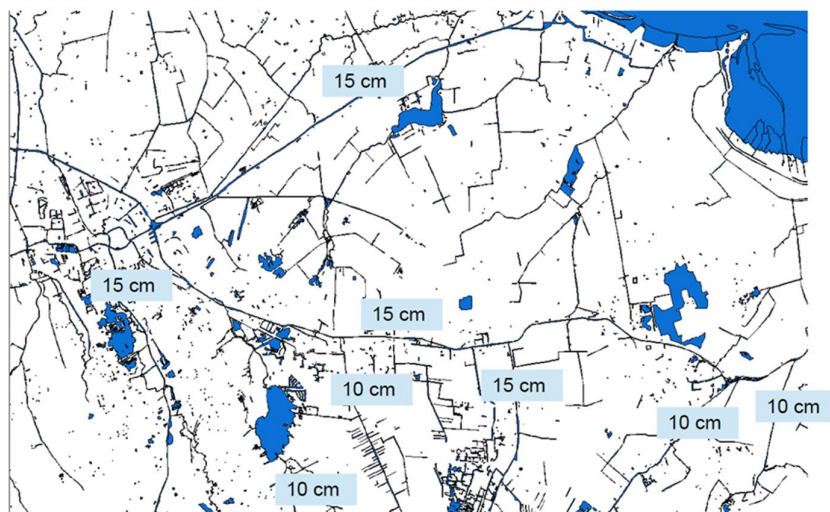
Bij kortere strijklengtes en/of ondiepere watergangen zal dus de golfgroei relatief beperkt/marginaal blijven. Om die reden is de golfbelasting voor alle watergangen in het studiegebied met uitzondering van de wateren beschreven in Figuur H.10, in beschouwing genomen door middel van een waakhoogte. Deze wordt op de (maatgevende) waterstand gesuperponeerd om de benodigde kruinhoogte te verkrijgen. Conform de opzet van de berekening van de hydraulische belastingen voor het Bovenrivierengebied (Hydra-R) zijn hierbij bovengemiddelde windsnelheden (orde 13.0 m/s) uit de maatgevende windrichtingen toegepast (TAW, 1989).

Per watergang zijn op basis van haar breedte en gemiddelde waterdiepte schattingen gemaakt van de benodigde waakhoogtes. Deze zijn bepaald aan de hand van de gegevens in Tabel H.1. Deze gegevens zijn bepaald met behulp van enkele verkennende berekeningen met Bretschneider (TAW, 1989).

Tabel H.1 Te hanteren waakhoogtes bij gegeven strijklengtes

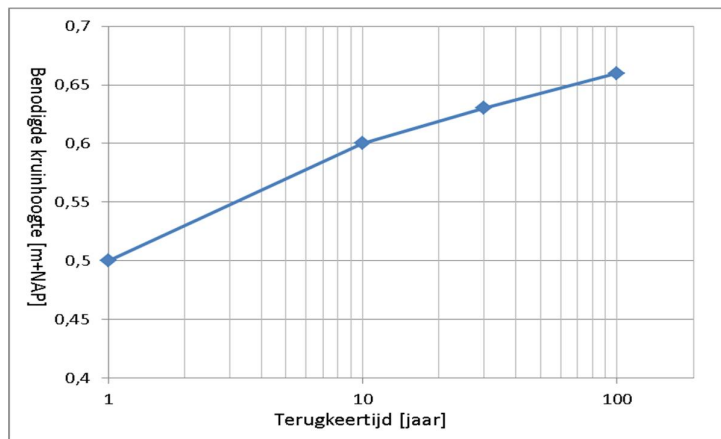
Strijklengte	Waterdiepte	Significante golfhoogte	Waakhoogte
< 10 m	> 0.5 m	0.00 - 0.05	05 cm
> 10 m & < 50 m	> 0.5 m	0.02 – 0.10	10 cm
> 50 m & > 75 m	> 0.5 m	0.05 – 0.11	15 cm
> 75 m & > 100 m	> 0.5 m	0.06 – 0.13	20 cm
> 100 m	N.v.t	Berekenen	Berekenen

Figuur H.11 geeft de toegepaste waakhoogtes in de Eemskanaal- Dollardboezem weer. Met uitzondering van het benedenstroomse deel van Reitdiep, zie Figuur H.10, wordt voor de boezemsystemen in het beheergebied van Noorderzijlvest overal 10 cm waakhoogte toegepast.



Figuur H.11 Toegepaste waakhoogtes voor de Eemskanaal- Dollardboezem

Er zijn benodigde kruinhoogtes bepaald voor een set representatieve locaties verspreid over het hele boezemstelsel in het studiegebied. Dit is gebeurd voor 4 herhalingstijden: 10, 30, 65 en 100 jaar. Voor de boezems van Hunze en Aa's is ook T = 4 beschouwd. Een voorbeeld voor een locatie in de monding van het Reitdiep is gegeven in Figuur H.12.



Figuur H.12 Berekende benodigde kruinhoogte voor de locatie in de monding van het Reitdiep



# I Accelerogrammen

## I.1 Geselecteerde signalen

Het berekenen van verwekingsgevoeligheid en verplaatsingen door aardbevingen (als onderdeel van macrostabiliteitsanalyses en kruinzettingsanalyses) moet volgens de Eurocode 8 plaatsvinden met minimaal 3 accelerogrammen. Deze accelerogrammen beschrijven de horizontale versnelling aan het maaiveld als functie van tijd.

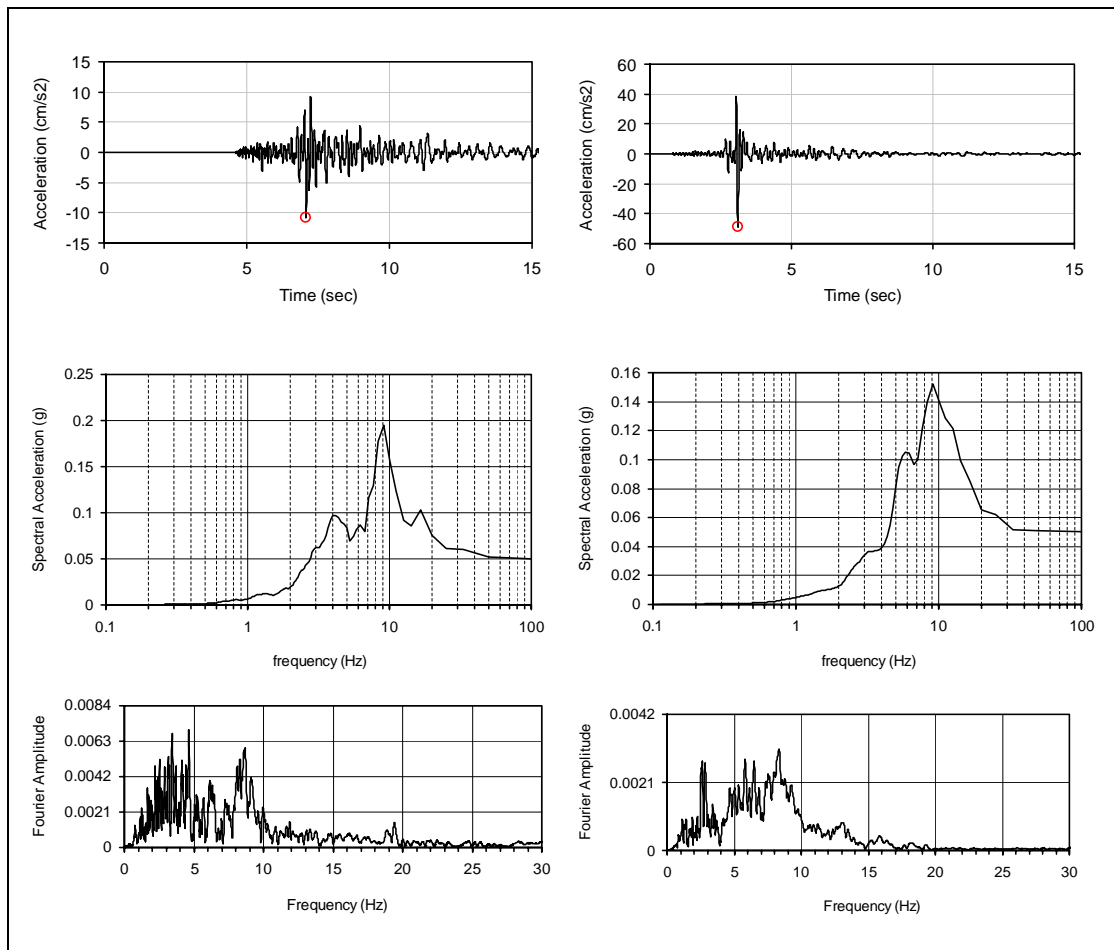
Voor de vorm van de accelerogrammen zijn op grond van hun karakteristieken in eerste instantie de volgende drie representatieve Groningse signalen gekozen uit de door het KNMI beschikbaar gestelde dataset van aardbevingen (events). Deze dataset is ook gebruikt in de NAM studie naar een voor Groningen geldige "*Ground Motion Prediction Equation*" door Bommer (Bommer, 2013).

- 1 Event 1: Westeremden, opnemer 060808MID3 – simpel signaal, 1 piek.
- 2 Event 6: Huizinge, opnemer 120816WSE – complex signaal, meerdere pieken.
- 3 Event 8: Zandweer, opnemer 130207KANT – tussenliggend signaal.

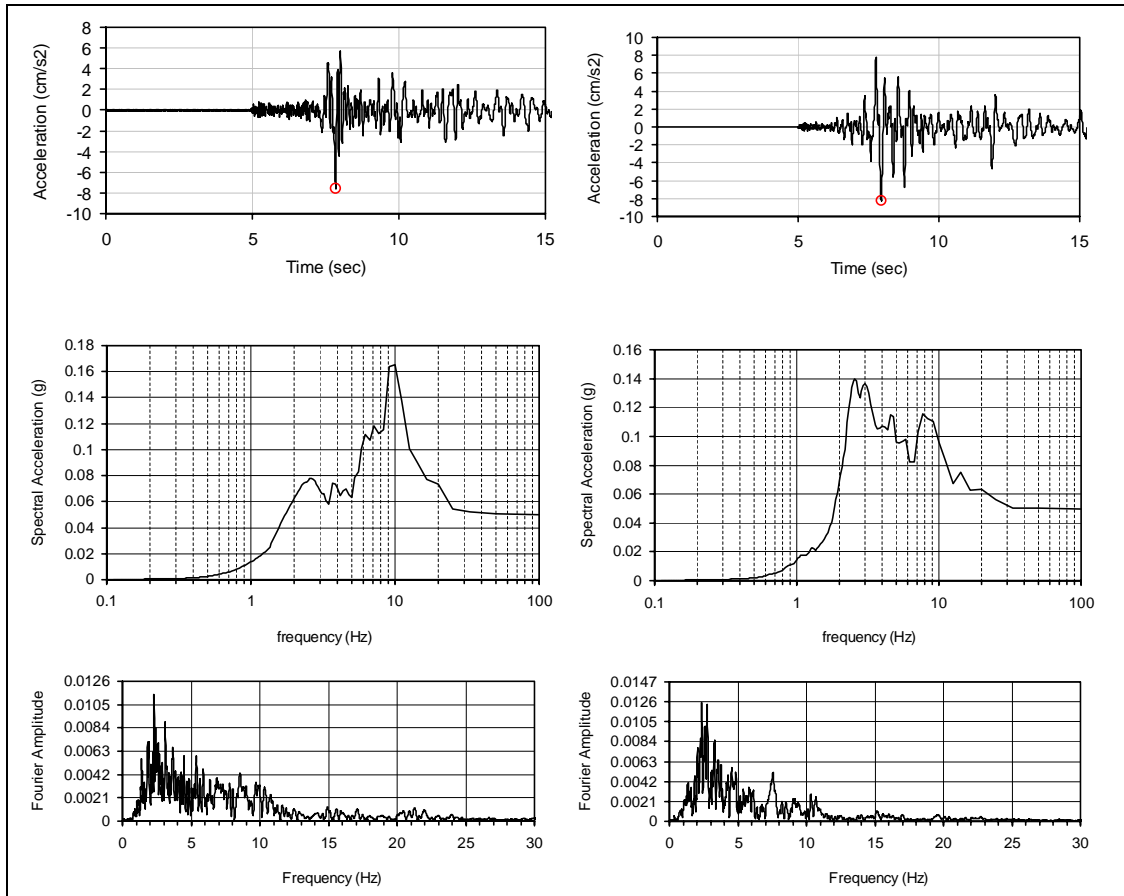
Na analyse van de karakteristieke lengte van de signalen, het aantal effectieve wisselingen (bijlage I.2) en de verwachte waarden van deze karakteristieken bij magnituden  $M_w > 5$ , is hieraan nog een event toegevoegd:

- 4 Event 5: Hoeksmeer, opnemer 110627WSE – groter aantal wisselingen.

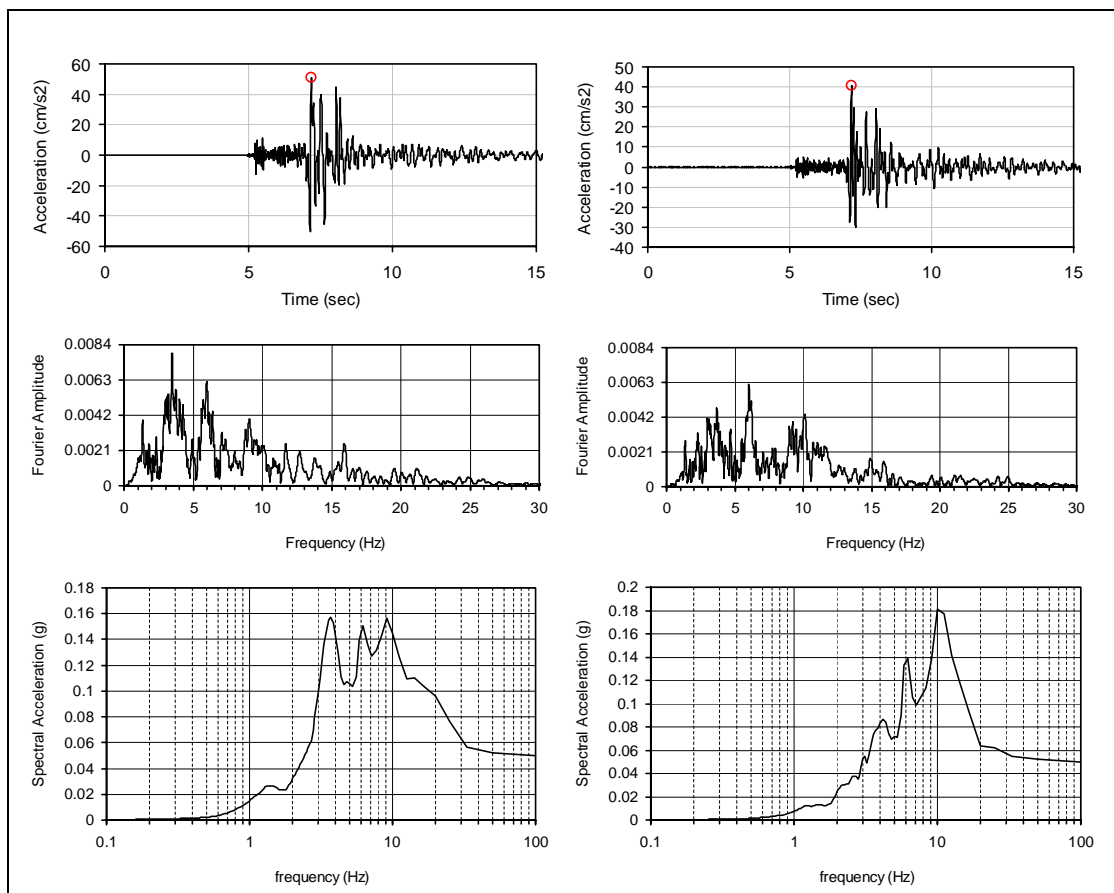
Van elk event is zowel de radiale als de transversale component in de berekening meegenomen. In de volgende figuren wordt per event het accelerogram gegeven (radiaal en transversaal), samen met de spectrale versnelling en de Fourier amplitude.



Figuur I.1 Event 1 (1060808mid3): radiaal (links) en transversaal (rechts)

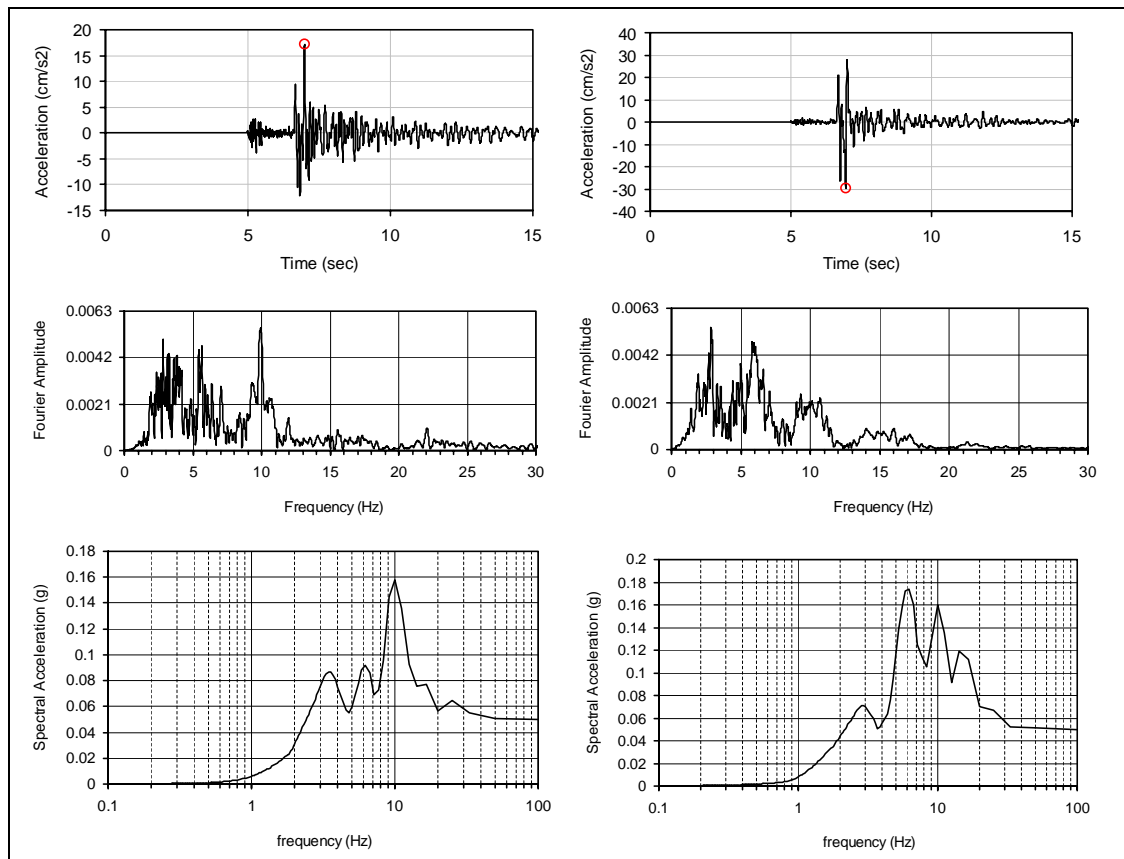


Figuur I.2 Event 5 (110627wse): radiaal (links) en transversaal (rechts)



Figuur I.3 Event 6 (120816wse): radiaal (links) en transversaal (rechts)





Figuur I.4 Event 8. (130207kant): radiaal (links) en transversaal (rechts)

## I.2 Het aantal effectieve wisselingen

### I.2.1 Inleiding

Het aantal effectieve wisselingen is gebruikt als een van de selectiecriteria voor de uiteindelijk in de berekening gebruikte signalen. In de volgende subparagrafen wordt volgens twee methoden bepaald wat het aantal equivalente wisselingen is voor de selecteerde signalen.

### I.2.2 Methode gebaseerd op amplitude

Stafford en Bommer (Stafford & Bommer, 2009) hebben generieke formules gegeven voor het voorspellen van het aantal effectieve wisselingen. Zij stellen dat de met *rainflow counting* getelde half-wisselingen ( $u_i$ ) gerelateerd aan de maximale amplitude ( $u_{max}$ ) de meest objectieve methode is om gemeten signalen te karakteriseren en om modelsignalen te voorspellen.

De formule luidt:

$$N_{RR}(2.0) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{2T_n} \left( \frac{u_i}{u_{max}} \right)^2$$

De waarde 2.0 in haakjes correspondeert met de waarde van de exponent. Deze exponent bepaalt de relatieve waarde van de verschillende (half-)wisselingen.

### I.2.3 Methode gebaseerd op de verwekingsgraad van zand

Voor het verband tussen de belastingamplitude, de dichtheid en het aantal cycli tot verweking van zand in ongedraineerde situaties wordt vaak de volgende empirische relatie gebruikt (zie bijvoorbeeld [Rahman Jaber 1986]):

$$\frac{CSR}{a \cdot D_R} = N_{liq}^{-b}$$

Met:

- $CSR$  Cyclic stress ratio, verhouding schuifspanningsamplitude en initiële spanning.
- $D_R$  relatieve dichtheid.
- $N_{liq}$  aantal cycli tot verweking.
- $a, b$  empirische parameters.

Herschrijven van deze relatie geeft:

$$N_{liq} = \left( \frac{CSR}{a \cdot D_R} \right)^{-1/b}$$

Er is sprake van verweking wanneer het aantal equivalente cycli in een aardbeving groter of gelijk is aan  $N_{liq}$ . Het relatieve gewicht van een willekeurige belastingwisseling is dus:

$$\left( \frac{CSR}{CSR_{ref}} \right)^{-1/b} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{2T_n} \left( \frac{u_i}{u_{max}} \right)^{-1/b}$$

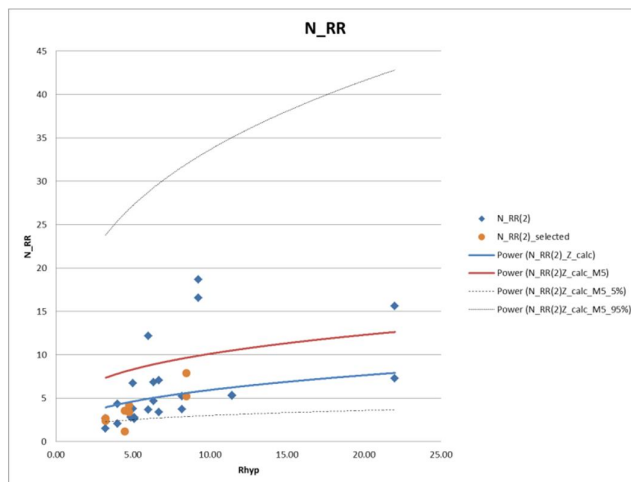
Voor het optellen van belastingwisselingen met verschillende amplitude kan de macht  $1/b$  dus worden gebruikt om het relatieve gewicht van een belastingwisseling bij verweking te bepalen. De grootte van de empirische parameter  $b$  is in praktijk ongeveer 0,2. Hieruit volgt dat  $1/b$  ongeveer 5 is.

### I.2.4 Berekening van effectieve wisselingen voor de geselecteerde signalen

Een samenvatting van de berekende effectieve wisselingen volgens de hierboven beschreven methode is gegeven in onderstaande tabel. Hierin is voor de geselecteerde signalen ook het voor verweking relevante aantal wisselingen ( $N_{RR(5)}$ ) gegeven.

Event	signaal	richting	eventmagnitude	event PGA	$N_{RR(2)}$	$N_{RR(5)}$
1	060808mid3	ra	3.4	10.84	3.57	0.89
		ta	3.4	48.54	1.19	0.66
6	1208162030wse	ra	3.6	50.97	4.21	1.92
		ta	3.6	40.79	3.40	1.00
8	130207kant	ra	3.2	17.23	2.71	0.70
		ta	3.2	29.60	2.42	1.28
5	110627wse	ra	3.4	7.55	7.90	1.06
		ta	3.4	8.25	5.26	1.29

De berekende waarden van  $N_{RR(2)}$  zijn vergeleken met de predictierelaties voor  $N_{RR(2)}$  van Stafford en Bommer voor de equivalente magnitude, haarddiepte en hypocentrale afstand. De gevonden waarden zijn geplot in Figuur I.5. In deze figuur zijn ook de waarden berekend voor een magnitude van 5.



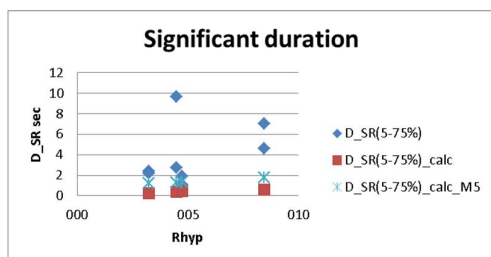
*Figuur I.5 Aantal effectieve wisselingen tegen hypocentrale afstand. De lijnen geven de volgens Stafford & Bommer berekende waarden aan voor de event magnitude en voor een magnitude M=5. De punten geven de waarden aan zoals berekend op basis van verwekingsgevoeligheid. Voor de magnitude M=5 zijn ook de berekende 5% en 95% betrouwbaarheidsinterval gegeven*

Het aantal effectieve wisselingen van de signalen van de gekozen events ligt gemiddeld iets onder de voor dezelfde parameters berekende waarde. Wanneer dezelfde signalen gebruikt worden bij hogere magnitudes neemt dit verschil toe, maar de waarden liggen nog binnen de 5% betrouwbaarheidsgrens. De signalen met een aantal wisselingen dat hoger ligt dan berekend voor een M=5 zijn signalen met een lagere PGA dan berekend.

Het signaal van Event 5: Hoeksmeer, opnemer 110627wse, is aan de oorspronkelijke 3 signalen toegevoegd als signaal met een aantal wisselingen dat het dichtst bij de berekende waarde voor M=5 ligt.

De duur van de geselecteerde signalen is geanalyseerd door de significante duur van de trilling te vergelijken met de berekende waarde voor dezelfde parameters en voor een magnitude M=5. In Figuur I.6 is te zien dat de waargenomen significante duur in praktisch alle

gevallen groter is dan de berekende duur. Opschaling van de frequentie vergroot dit verschil. De conclusie is dat in het geval van de Groningse aardbevingen een groot deel van de trillingsenergie zit in de niet-effectieve wisselingen na de eigenlijke trilling. Dit geldt overigens ook voor de niet-geselecteerde signalen.



Figuur 1.6 Significante duur van de geselecteerde signalen ten opzichte van de berekende duur bij de event magnitude en bij een M=5 magnitude

De gekozen signalen (met name het signaal van Hoeksmeer) passen wat betreft aantal wisselingen dus goed bij het verwachte aantal wisselingen bij een M=5 aardbeving. De overige signalen hebben een wat lager aantal wisselingen. De duur van de gekozen signalen (uitgedrukt in significant duration) is in praktisch alle gevallen minimaal gelijk aan de te verwachten duur bij een M=5 aardbeving.

### I.3 Verschaling van de signalen

Voor de analyse van de gevolgen van geïnduceerde aardbevingen in Groningen met hogere magnitudes dan de tot nu toe geregistreerde, tot een magnitude van 5 of hoger, zijn representatieve aardbevingssignalen nodig. De algemene aanbeveling (in de normen) om uit te gaan van een gemeten signaal bij een ongeveer overeenkomende situatie (diepte, magnitude, afstand, type aardbeving) kan in dit geval niet worden gevolgd omdat dergelijke signalen niet beschikbaar zijn in de Groningse situatie. Om toch representatieve signalen beschikbaar te hebben worden de geregistreerde aardbevingssignalen verschaald naar hogere magnitudes.

Een hogere (moment) magnitude betekent dat er meer energie vrijkomt tijdens de aardbeving. Dit kan alleen als het gemobiliseerde breukvlak groter is en/of dat de verplaatsing in de breuk groter is dan bij de geregistreerde beving. Verwacht wordt dat dit tot gevolg heeft dat niet alleen de versnelling moet worden verschaald, maar dat waarschijnlijk ook de frequentie inhoud moet worden verschaald en dat er meer wisselingen ontstaan.

Methoden om deze verschaling uit te voeren zijn in de literatuur slechts spaarzaam beschreven. Hieronder worden relaties tussen magnitude en trillingsperiode, responsiespectrum, aantal wisselingen en duur van de trilling nader beschouwd en wordt vervolgens een keuze gemaakt voor de in de voorliggende studie toe te passen verschaling.

#### I.3.1 Piekversnelling

De verschaling betreft in de eerste plaats de piekwaarde bij de beschouwde kans van optreden, die verkregen is uit de door het KNMI uitgevoerde *Probabilistic Seismic Hazard*

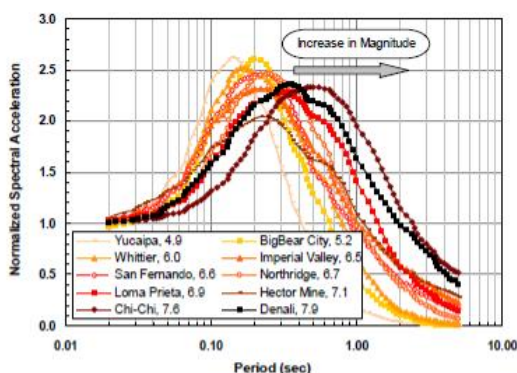
*Analysis.* De amplitude van de gekozen signalen wordt rekenkundig opgeschaald tot de gewenste amplitude.

### 1.3.2 Frequentie

Bekend is dat bij hogere magnituden de piekfrequentie afneemt. Voor de bepaling van de verplaatsing wordt dit in het algemeen meegenomen door de grootte van de tijdstap te verscalen. Populair gezegd komt dit neer op het horizontaal uit elkaar trekken van het signaal.

De spaarzame literatuur voor het verscalen van de frequentie inhoud is gericht op de piekperiode in een responspectrum.

In een publicatie van USGS (Kalkan & Chopra, 2010) wordt de volgende figuur gegeven, die een verband tussen de magnitude en het responspectrum weergeeft (Figuur 3).



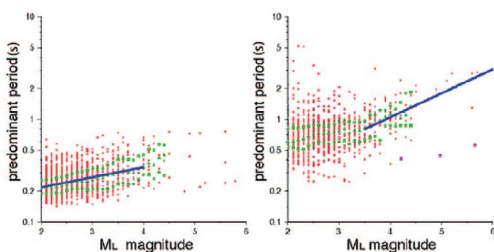
Figuur 1.7 Response spectra voor verschillende aardbevingen [Kalkan, Chopra 2010]

Hieruit is per aardbeving (magnitude) een piekperiode te bepalen. Daarvoor is de periode bij de top van het responspectrum gebruikt.

In (Olivieri & Schweitzer, 2007) worden de volgende formules voor het verband tussen magnitude en piek periode gegeven. De bijbehorende grafieken worden gegeven in Figuur 1.8.

$$M_L = 8.69 + 10.66 \cdot \log(T_p) \quad \text{for } 2.0 < M_L < 4.0$$

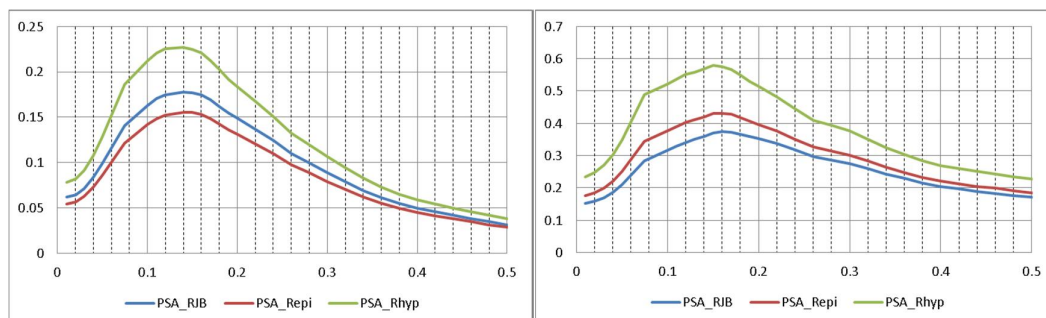
$$M_L = 3.91 + 4.28 \cdot \log(T_p) \quad \text{for } 3.5 < M_L < 6.0$$



Figuur 1.8 Data from (Olivieri & Schweitzer, 2007)

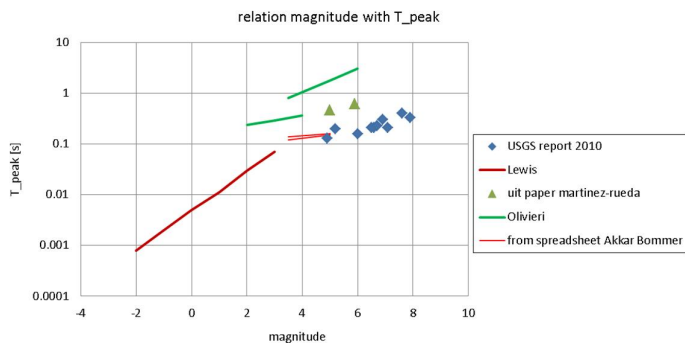
Ook uit (Lewis & Ben-Zion, 2008) is af te leiden dat de piekperiode toeneemt bij toename van de magnitude.

Akkar et al. (Akkar, Sandikkaya, & Bommer, 2013 ) geven een set vergelijkingen om de response spectra te voorspellen als functie van een aantal parameters van een aardbeving. Met deze vergelijkingen zijn de response spectra berekend voor aardbevingen met magnitudes  $M = 3.5$  en  $M = 5$ . De resultaten zijn grafisch weergegeven in de volgende figuren.



Figuur I.9 Response spectra voor  $M = 3.5$  en  $M = 5$  aardbevingen, afschuiving zoals in Groningen (normal faulting), vlg. [Akkar et al 2013]

Alle literatuur geeft aan dat de piekperiode toeneemt met de magnitude. Er is wel een aanzienlijke spreiding. In aanmerking genomen dat de GMPE studie van Akkar et al. momenteel als de meest op Groningen toepasbare wordt beoordeeld wordt in analogie de extrapolatie hiervan, die samenvalt met de gegevens van Kalkan en Chopra, als de best op Groningen toepasbare relatie beschouwd.



Figuur I.10 Relatie tussen  $T_{\text{piek}}$  en magnitude, volgens verschillende bronnen

Dit resulteert in de volgende relatie:

$$\frac{T_{\text{piek}}}{T_{\text{piek.ref}}} = \exp(0.3M - M_{\text{ref}})$$

Met:

$T_{\text{piek}}$  De periode tussen de pieken bij magnitude  $M$  of piekversnelling  $PGA$   
 $T_{\text{piek.ref}}$  De waarde van  $T_{\text{piek}}$  voor het ongeschaalde accelerogram  
 $M_{\text{ref}}$  De waarde van  $M$  voor het ongeschaalde accelerogram

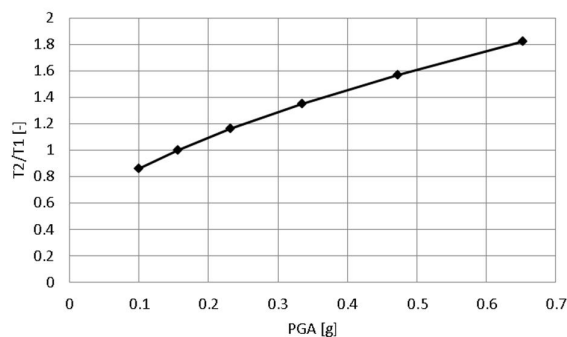
De kansberekening met betrekking tot de stabiliteit van de waterkeringen is gebaseerd op de kansverdeling van de piekversnelling (PGA). Hiervoor is de relatie tussen magnitude en piekperiode omgerekend naar een relatie tussen versnelling en piekperiode.

Om het verband tussen versnelling en magnitude te bepalen is met de methode (Akkar, Sandikkaya, & Bommer, 2013 ) voor diverse magnituden de piekversnelling berekend. Gerekend is met voortplantingssnelheid  $C_s = 184$  m/s, diepte 3 km, afstand 0 km en een representatieve waarde van mediaan plus een keer de standaardafwijking.

Tabel 8.2 Verband magnitude en PG, volgens (Akkar, Sandikkaya, & Bommer, 2013 )

Magnitude	PGA [g]
3	0,10
3,5	0,156
4	0,232
4,5	0,335
5	0,472
5,5	0,653

Dit verband is grafisch weergegeven in Figuur I.11.



Figuur I.11 Verband magnitude en PG, volgens (Akkar, Sandikkaya, & Bommer, 2013 )

Ten behoeve van de berekeningen is door deze punten een lijn gefit.

$$\frac{T_{\text{piek}}}{T_{\text{piek.ref}}} = -1.036 * \left(\frac{PGA}{g}\right)^2 + 2.4963 * \left(\frac{PGA}{g}\right) + 0.63$$

In de berekening van de verplaatsing met de *Newmark Sliding Block* methode (Bijlage C.2) is de verplaatsing vanwege de dubbele integratie van de versnelling evenredig is met het kwadraat van de versnelling van de tijdschaal.

#### I.4 Vertaling van maaiveld naar basis

Voor de diverse analyses wordt het geselecteerde versnellingssignaal op verschillende wijzen gebruikt.

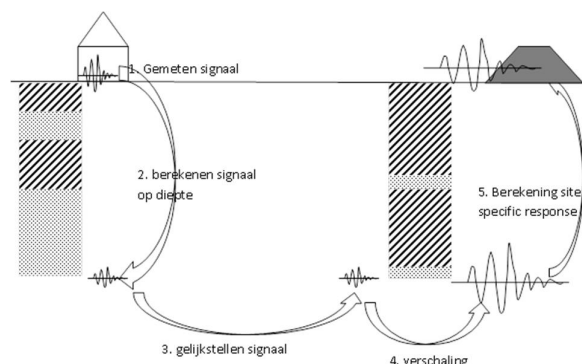
Voor de relatief eenvoudige berekeningen die alleen een piekversnelling gebruiken wordt direct de kansverdeling van de piekversnellingen aan het maaiveld gebruikt. Dit betreft met name de berekeningen voor de stabiliteit en zetting van de waterkeringen.

Voor de kunstwerken en voor enkele ondersteunende eindige-elementen berekeningen is wel een dynamische responsieberekening uitgevoerd. In deze berekeningen moet een accelegram aan de basis van het model worden ingevoerd. De procedure om het accelerogram aan de basis af te leiden uit het door het KNMI gegeven accelegram aan maaiveld bestaat uit de volgende stappen:

- Op basis van het uitgevoerde grondonderzoek bij de stations wordt een grondlagenschematisatie ter plaatse vastgesteld.
- Met programma's als EERA en/of SHAKE2000 wordt vervolgens het versnellingssignaal op 30 m diepte bepaald dat het gemeten versnellingssignaal aan maaiveld geeft.
- Dit signaal op diepte wordt verschaald voor de gewenste magnitude en piekversnelling.
- Met het aldus verschaalde signaal wordt vervolgens de respons op de te onderzoeken locatie (met de daar geldende grondlagenschematisatie) berekend.

Voor de verschaling van de magnitude wordt een verschaling van het frequentie spectrum toegepast. Voor de verschaling van de piekversnelling wordt het signaal (de versnelling) op diepte verschaald met een factor  $PGA_{ontwerp}/PGA_{gemeten}$ . Hierin is  $PGA_{gemeten}$  de piekversnelling van het gemeten signaal. De  $PGA_{ontwerp}$  is de piekversnelling aan maaiveld waarvoor de constructie moet worden getoetst. Het aldus verschaalde signaal is invoer voor de berekening.

In de volgende figuur is deze procedure schematisch weergegeven.



Figuur I.12 Procedure voor vertalen signaal naar de basis



## J Ondergrondschematisatie

### J.1 Inleiding

Ondergrondschematisaties zijn nodig om de stabiliteit en kerende hoogte van waterkeringen te kunnen doorrekenen met modellen voor macrostabiliteit, piping en verweking. De ruimtelijke variatie van grondeigenschappen wordt in deze schematisaties samengevat door middel van discrete ruimtelijke eenheden, lagen genoemd. Deze lagen hebben een stationaire ruimtelijke verdeling met beperkte spreiding in de waarden van grondmechanische parameters.

Voor de primaire keringen is er voor stabiliteit en piping gebruik gemaakt van een deterministische schematisering van de laagopbouw op regelmatige afstand langs de kering, gebaseerd op sondeergrafieken.

Voor regionale keringen (en ter controle ook voor primaire keringen) zijn zogenaamde grondopbouwscenario's samengesteld voor verschillende dijkstrekkingen. Deze geven de kans op aantreffen van geologische eenheden (lagen) in de ondergrond, de mogelijke verticale stapelingen ervan en de dikte van elke laag. De gekozen vorm is specifiek geschikt voor analyse van waterkeringen met de gekozen modellen.

Aan groepen van grondlagen met eenzelfde aard en wijze van voorkomen zijn geotechnische eigenschappen en parameterwaarden toegekend. Toekenning heeft plaatsgevonden op basis van de fenomenologische karakterisering van de lagen. De gebruikte informatie betreft de grondsoort, sondeer- en boorstaten en de plaats van de laag gegeven de lokale systematiek van de ontstaansgeschiedenis. Op basis van deze informatie en correspondentie met vergelijkbare lagen elders worden ook de parameterwaarden geschat.

### J.2 Methodiek

#### J.2.1 Vaststellen grondopbouw met scenario's

Grondopbouwscenario's gaan uit van geologische eenheden (oftewel lagen) en hun geometrie (dikte, diepteligging) binnen deelgebieden. Het mogelijk aanwezig zijn van eenheden wordt per deelgebied vastgesteld, samen met de ruimtelijke relaties tussen de eenheden. Daarvoor worden boor- en sondeerstaten in het (deel-) gebied gecombineerd met geologisch inzicht in de ontstaansgeschiedenis. Met dezelfde gegevens en informatie wordt ook de kans van aantreffen van de verschillende lagen in het deelgebied bepaald. Er wordt vervolgens vastgesteld welke verticale stapelingen van lagen in het deelgebied kunnen voorkomen en wat voor elke stapeling de kans van aantreffen is. Deze kans op een stapeling (grondopbouwscenario) wordt bepaald op basis van de kans van aantreffen van elk van de lagen in de stapeling.

In gebieden waar de grondopbouw bestaat uit een zeer beperkte en systematische combinatie van een beperkt aantal groepen van lagen, wordt elk van die lagen voor dat gehele gebied vastgelegd. Bijvoorbeeld: in een gebied met een grondopbouw die bestaat uit slechts veenbedekking op een zandondergrond worden deelgebieden onderscheiden met een min of meer uniforme kansverdeling voor categorieën van veendikten. Voor gebieden

waar de grondopbouw uit een complex van lagen kan bestaan, worden alle mogelijke stapelingen van lagen in scenario's vastgesteld met een meer gedetailleerde analyse.

Voor het evalueren van het optreden van verweken van zandpakketten in de ondergrond is de informatie over de karakteristieken van zandpakketten gecombineerd met gegevens uit boor- en sondeerstaten. Voor de ondergrond vanaf 8 meter onder maaiveld zijn echter in grote delen van het projectgebied slechts beperkte waarnemingen (boringen en sonderingen) beschikbaar. Op basis van grondopbouwgegevens en informatie over het systeem van de opbouw ter plaatse is het projectgebied voor elk van de onderscheiden typen zand ingedeeld in statistisch homogene deelgebieden, voor wat betreft dikte en diepteligging van de bovenkant van het zandpakket. Voor de deelgebieden is de kansverdeling van diepteligging en dikte vastgesteld op basis van de beschikbare grondopbouwgegevens (boorstaten en sondeergrafieken) en het type zandafzetting. Op basis van de statistieken is een conservatief enkelvoudig scenario gekozen voor zandvoorkomens, ten behoeve van de evaluatie van verweking.

#### J.2.2 Toewijzen parameterwaarden

De grondlagen in een deelgebied worden ingedeeld in groepen met dezelfde materiaaltyping en met vergelijkbare karakterisering in sondeer- en boorstaten. De indeling in groepen en de wijze van toekennen van parameterwaarden hangt samen met het doel van de schematisering. Voor het onderhavige project zijn er, mede in verband met de beperkte beschikbare tijd, voor de verschillende lagen slechts een beperkt aantal grondtypen onderscheiden. Voor elk van deze lagen zijn rekenwaarden voor de parameters vastgesteld, op basis van expertise. De parameters vertegenwoordigen voor stabiliteitsbeschouwingen een geschatte ondergrens voor de representatieve waarden van de rekenwaarden van de grondsoort. Waar lage parameterwaarden een grote invloed hebben voor de stabiliteit, zoals bij dikkere lagen met grote invloed op de stabiliteitsfactor, zijn relatief lage waarden voor de rekenwaarden gekozen. Voor de evaluaties waarbij verweking van zandlagen in de ondergrond een rol speelt, is voor de zandeigenschappen uitgegaan van modale waarden van de sondeerweerstand.

#### J.3 Brongegevens voor de schematisatie

Voor het schematiseren van de ondergrond in het projectgebied is gebruik gemaakt van grondopbouwgegevens in de DINO database van de Geologische Dienst Nederland (TNO, Nederland). Waar de dichtheid van grondonderzoek te gering werd geacht is gebruik gemaakt van door de betreffende waterschappen beschikbaar gesteld grondonderzoek en op projectbasis verkregen aanvullend lokaal grondonderzoek. Daarnaast is er gebruik gemaakt van onder andere het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN). Ad hoc is ook nog gebruik gemaakt van andere geologische karakterisering van het gebied (TNO Geologische Dienst rapportages, Deltares rapportages).

De ruimtelijke dichtheid van de informatie uit deze bronnen is voldoende voor het karakteriseren en vaststellen van de opbouw van de ondergrond voor strekkingen van de waterkeringen met een lengte van 200 m of meer. De variaties in dikte, diepteligging van eenheden en de kans van aantreffen van grondopbouwscenario's worden voor die strekkingslengte zodanig vastgesteld dat dit een representatieve karakterisering van de variatie in grondopbouw oplevert, waarbij kan worden uitgesloten dat er aanmerkelijk slechtere omstandigheden voorkomen.

### J.3.1 Stabiliteit en piping

#### J.3.1.1 *Primaire keringen*

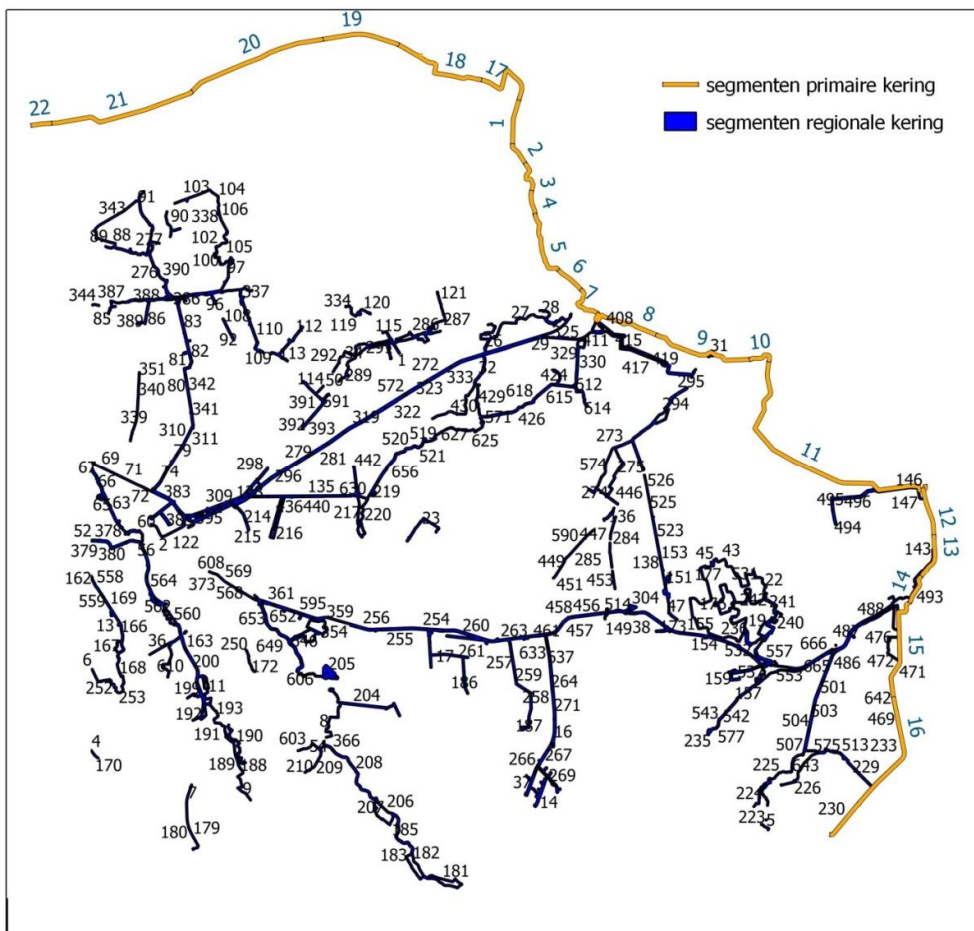
De gebruikte grondopbouw en grondparameters voor de analyse van primaire keringen zijn gebaseerd op de gegevens die zijn gebruikt voor de 3e veiligheidstoetsing (Royal Haskoning, 2010a), (Royal Haskoning, 2010b). Ter vergelijking is er ook een globale stochastische schematisering gemaakt met grondopbouwscenario's (zie Tabel J.1). Bij vergelijking blijkt de deterministische grondopbouw die is toegepast in de toetsing aan te sluiten op de meest waarschijnlijke grondopbouw uit de stochastische schematisering (en dus niet op de meest conservatieve).

#### J.3.1.2 *Regionale keringen*

Ten behoeve van de evaluatie van stabiliteit zijn ook ondergrondscenario's opgesteld voor de regionale waterkeringen. De strekkingen met verschillende sets van ondergrondscenario's zijn weergegeven in de Figuur J.1. Een volledige tabel met de verschillende scenario's voor alle segmenten is vanwege de grote omvang niet in de rapportage opgenomen, maar wel in de beschikbare DAM schematisatie.

De variatie in grondsoorten in het gebied is samengevat in een twaalftal grondsoorten (zie Tabel J.2). In paragraaf J.5 zijn de parameterwaarden voor deze grondsoorten gegeven.

Voor de evaluatie van het optreden van piping zijn de waterkeringen in het projectgebied ingedeeld in strekkingen met overeenkomstige ligging van de bovenkant van het bovenste zand en met overeenkomstige korreldiameter  $d_{70}$ . Er is eerst een kansverdeling opgesteld voor de  $d_{70}$  en voor de ligging van de bovenkant van het zandpakket. Voor de specifieke doorlatendheid zijn rekenwaarden vastgesteld, op basis van gegevens die in het VNK II project zijn gebruikt. Voor de dikte van de zandpakketten is voor het hele gebied een rekenwaarde vastgesteld van 25 m, met de volgende motivatie: (i) een geringere dikte komt slechts bij uitzondering voor en (ii) een dikte van meer 25 m betreft heeft weinig invloed op het berekende kritieke verhang over de waterkering.



*Figuur J.1 De indeling van de waterkeringen in segmenten met eenzelfde stochastische grondopbouw. De nummering verwijst naar de tabellen met de specificatie van de grondopbouw voor het segment (NB de tabellen zijn vanwege de omvang niet in druk in de rapportage opgenomen)*

Tabel J.1 Voorbeeld van de tabel met de scenario's voor schematisering van de ondergrond van segmenten van de regionale waterkeringen. Polygon\_id: segment nummer, soilscenario\_id: grondopbouw scenario in het segment, p\_scenario: kans op aantreffen van het betreffende scenario in het segment, soi\_layer\_#: laagnummer met grondsoort identificatie, top\_layer\_#: bovenkant in m -mv van de laag met corresponderende #

polygon_id	soilscenario_id	p_scenario	soi_layer_1	soi_layer_2	soi_layer_3	soi_layer_4	soi_layer_5	soi_layer_6	soi_layer_7	soi_layer_8	top_layer_1	top_layer_2	top_layer_3	top_layer_4	top_layer_5	top_layer_6	top_layer_7	top_layer_8
281	1	0.450	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB	PeaL	SanB	0.00	0.25	2.50	3.00	6.50	7.00	7.25	7.75
281	2	0.350	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	1.50	3.00	4.50	5.50		
281	3	0.200	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	1.50	2.00	3.50	5.00		
282	1	0.450	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	2.50	3.00	6.50	7.00		
282	2	0.350	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	1.50	3.00	4.50	5.50		
282	3	0.200	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	1.50	2.00	3.50	5.00		
283	1	0.400	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	3.50	4.75	6.50	7.00		
283	2	0.600	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB	PeaL	SanB	0.00	0.25	3.50	4.00	4.50	5.75	5.75	6.25
284	1	0.400	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	3.50	4.75	6.50	7.00		
284	2	0.600	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	3.50	4.00	4.50	5.75		
285	1	1.000	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	SanB	SanB			0.00	0.25	1.25	2.00	3.50	5.00		
286	1	0.050	ClaS	ClaU	SanB	ClaL	PeaL	SanB	PeaL	SanB	0.00	0.25	6.00	2.25	6.00	6.25	5.75	6.25
286	2	0.250	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	4.00	4.75	9.50	10.25		
286	3	0.400	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	SanB				0.00	0.25	2.25	2.75	7.75			
286	4	0.250	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	3.00	3.25	7.50	8.00		
286	5	0.050	ClaS	ClaU	SanB	ClaL	PeaU	ClaL	SanB		0.00	0.25	6.00	1.50	4.50	4.75	5.75	
287	1	0.050	ClaS	ClaU	SanB	ClaL	PeaU	ClaL	SanB		0.00	0.25	6.00	3.50	3.75	4.50	5.00	
287	2	0.250	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB	SanB		0.00	0.25	4.00	4.75	9.50	10.25	5.00	
287	3	0.400	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	SanB	ClaL	PeaL	SanB	0.00	0.25	2.25	2.75	7.75	6.75	7.25	7.75
287	4	0.250	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	3.00	3.25	7.50	8.00		
287	5	0.050	ClaS	ClaU	SanB	SanB					0.00	0.25	6.00	5.75				
288	1	0.100	ClaS	ClaU	SanB	ClaL	SanB				0.00	0.25	6.75	3.50	5.00			
288	2	0.100	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaU	ClaL	SanB		0.00	0.25	4.75	5.50	6.75	9.25	9.75	
288	3	0.500	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	2.75	3.25	4.50	5.25		
288	4	0.300	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	3.50	4.00	5.50	6.50		
289	1	0.800	ClaS	ClaU	SanB	ClaL	PeaU	ClaL	PeaL	SanB	0.00	0.25	6.00	2.25	3.00	3.75	5.75	6.25
289	2	0.000	ClaS	ClaU	PeaU	ClaL	PeaL	SanB			0.00	0.25	3.25	4.00	6.50	7.50		

Tabel J.2 Grondsoorten die zijn gebruikt voor de schematisering van de ondergrond in scenario's

soil ID	type			
SanS	zand bij maaiveld			
ClaS	klei aan maaiveld			
ClaU	klei			
CISs	zandige klei			
PeaT	veraard mineraalrijk veen			
PeaU	veen			
ClaL	klei diepe if ClayM<=0.5 ClaM=CIMo			
CIMo	klei organisch			
PeaL	veen onder klei			
SanB	zand basis			
LoaB	keileem/klei basis			
SanM	zand tussenlaag			

### J.3.2 Verweking van zand voor primaire en regionale waterkeringen

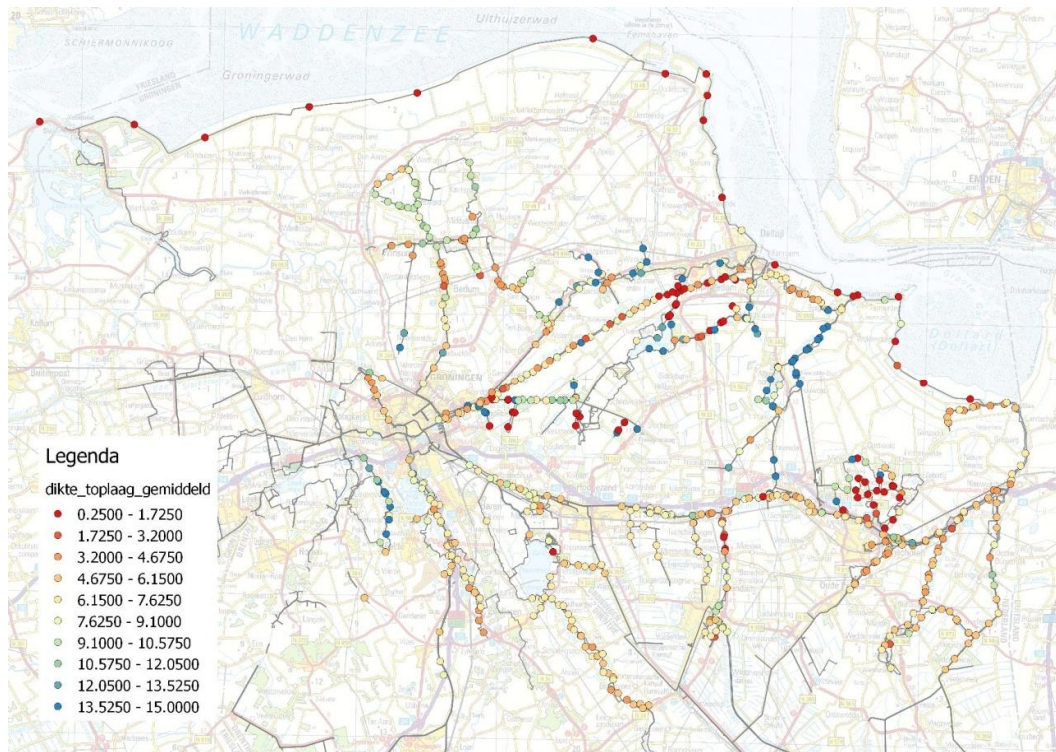
Voor verwekingsanalyse van zand is informatie nodig tot tenminste 15 meter onder maaiveld. Het projectgebied is voor elk van de onderscheiden typen zand ingedeeld in statistisch homogene deelgebieden voor wat betreft de dikte en de diepteligging van de bovenkant van het zandpakket. Voor de deelgebieden is de kansverdeling van aanwezigheid, diepteligging en dikte vastgesteld op basis van de beschikbare boor- en sondeerstaten en op basis van informatie over karakteristieken van de zandafzettingen. Voor alle rekenlocaties is met deze informatie de kansverdeling vastgesteld van de diepteligging en de dikte, voor elk van de onderscheiden typen zand. De tabel met de gegevens over de ligging en dikte van de zandpakketten is vanwege de grote omvang niet in de rapportage opgenomen. Met de statistieken van de zandpakketten en de overwegingen over de invloeden op verweking is vervolgens een enkelvoudig scenario voor grondopbouw vastgesteld. Dit scenario betreft een eerste zandlaag direct onder de deklaag, met een conservatief gekozen rekenwaarden voor de dikte (8 meter) en de conusweerstand (9 Mpa). Daaronder (tot een diepte van 15 meter) een eventuele tweede zandlaag, met een rekenwaarde voor de conusweerstand van 39 Mpa.

De voor verweking in het gebied relevante zandeenheden zijn in Tabel J.4 weergegeven. Naast deze eenheden is ook de informatie verzameld voor zandpakketten van andere geologische formaties (Drachten, Peelo en Urk). Deze zanden komen niet veel in het relevante dieptebereik voor en zijn bovendien niet verwekingsgevoelig vanwege de voorbelasting met honderden meters landijs.

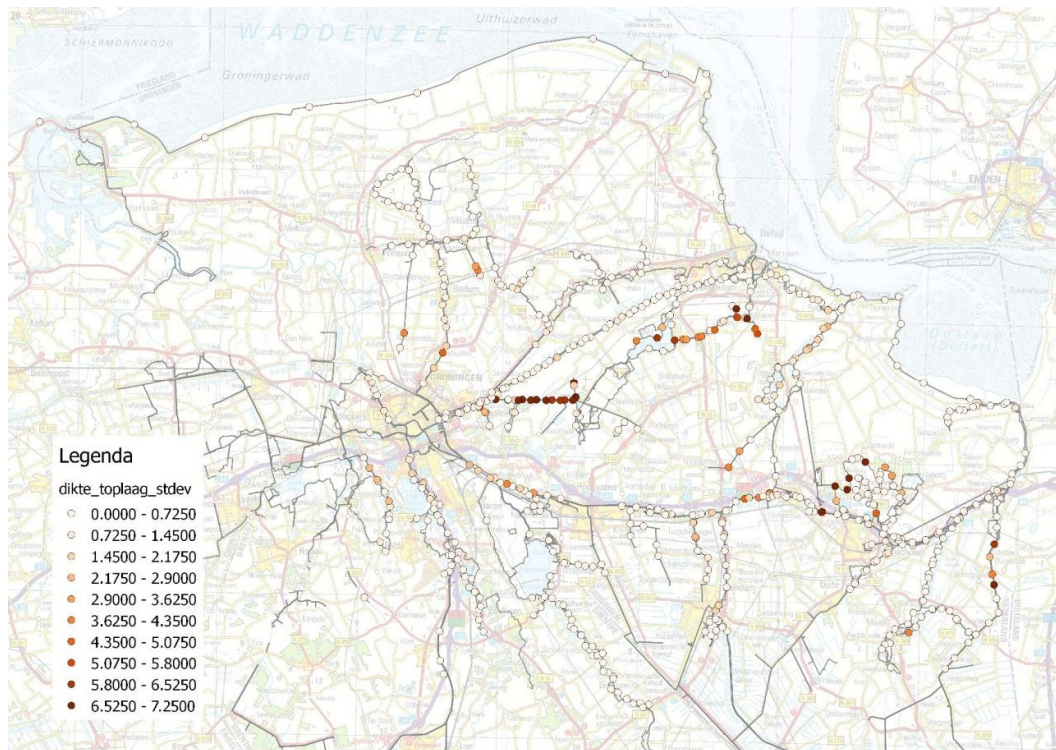
### J.4 Dikte van de deklaag in de rekenpunten

De dikte van de deklaag (toplaag van klei en veen) is belangrijk voor de verwekingsgevoeligheid van de zandlagen daaronder. Hoe dikker de deklaag is, hoe minder verwekingsgevoelig de zandlaag daaronder is. Figuur J.2 toont de gemiddelde deklaagdikte van de verschillende ondergrondscenario's die op de rekenlocaties afzonderlijk zijn doorgerekend.

Figuur J.3 toont de standaardafwijking van de deklaagdiktes in de verschillende scenario's. De waarde is groot op de locaties waar sprake is van lokale heterogeniteiten (wel of geen zandgeul).



Figuur J.2 Dikte van de deklaag (klei en veen) in de rekenpunten: gemiddelde waarde in meters



Figuur J.3 Dikte van de deklaag (klei en veen) in de rekenpunten: standaardafwijking in meters

## J.5 Parameterwaarden voor geotechnische eigenschappen

### J.5.1 Primaire keringen

Zoals al eerder gemeld, zijn de berekeningen van de stabiliteit van het grondlichaam in principe uitgevoerd met parameterwaarden zoals gebruikt voor de 3<sup>e</sup> toetsing van de dijk. Voor sommige locaties heeft echter een herwaardering van deze parameters plaatsgevonden, indien ze voor een bepaalde grondsoort zeer conservatief bleken en nader onderzoek waarschijnlijk tot hogere sterkte leidt. Voor de berekening van het mogelijk optreden van piping zijn eveneens de waarden aangenomen voor de verschillende parameters zoals die in de 3<sup>de</sup> toetsronde zijn gebruikt.

Tabel J.3 Waarden voor de verschillende grondparameters zoals gebruikt in de analyse

Grondnaam [-]	$\gamma$ Droog [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ nat [kN/m <sup>3</sup> ]	C [kPa]	phi [graden]	Consolidatiegraad tgw verkeersbelasting [%]
Bekledingklei	15.90	15.90	3.30	14.60	0
Bermmateriaal_zand	17.00	19.00	0.00	30.00	100
Dense Aggregate	19.00	21.00	0.00	0.00	0
Dijkklei	15.90	15.90	3.30	20.00	0
Dijkzand	15.50	17.30	0.00	27.10	100
grind/puin	18.00	20.00	0.00	34.00	100
Humeuze klei	12.30	12.30	2.00	19.00	0
Klei	15.00	15.00	2.00	19.00	0
klei diep	17.00	17.00	2.00	19.00	0
Klei humeus	13.00	13.00	2.00	19.00	0
Klei vast (bekleding)	17.00	17.00	2.00	19.00	0
Klei zandig	12.70	15.00	1.00	21.00	0
klei zwak zandig	15.00	15.00	1.00	21.00	0
Klei, humeus	13.00	13.00	2.00	19.00	0
Klei, zandig	15.00	15.00	1.00	21.00	0
KLEI, zwak zandig	16.90	16.90	1.00	21.00	0
Loose Aggregate	17.00	19.00	0.00	34.00	100
Loose Aggregate (1)	15.40	18.40	0.00	34.00	100
Medium Clay	15.00	17.50	2.00	19.00	0
Oude zeeklei	14.10	15.90	2.00	19.00	0
Peat	12.00	12.00	1.00	17.00	0
Soft Clay	14.00	14.00	2.00	19.00	0
Stiff Clay	19.00	19.00	2.00	19.00	0
Teelaarde	17.00	17.00	2.00	19.00	0
Veen	12.00	12.00	1.00	17.00	0
WL_Dijkzand	15.50	17.30	0.00	27.10	100
WL_KLEI	16.75	16.75	2.00	19.00	0
WL_Klei humeus	13.00	13.00	2.00	19.00	0
WL_Oude zeeklei	14.10	15.90	2.00	19.00	0
WL_Veen	12.00	12.00	1.00	17.00	0
WL_ZAND	18.00	20.00	0.00	25.70	100
WL_Zand (1)	13.60	16.40	0.00	25.70	100



WL_zand (watervoerend pak)	18.00	20.00	0.00	25.70	100
WL_Zand, los	17.00	19.00	0.00	22.90	100
WL_Zand, matig	18.00	20.00	0.00	25.70	100
ZAND	18.00	20.00	0.00	25.70	100
Zand (1)	13.60	16.40	0.00	25.70	100
zand (antropogeen)	18.00	20.00	0.00	25.70	100
Zand kleilig	15.00	15.00	2.00	19.00	100
Zand, los	17.00	19.00	0.00	22.90	100
Zand, matig	18.00	20.00	0.00	25.70	100

Ten aanzien van de verweking van het zand vormt de conusweerstand,  $q_c$  de basis voor de parameterwaarden voor de berekening. Er wordt uitgegaan van de voor het gebied geschatte gemiddelde waarde van de modale waarde van de conusweerstand in sonderingen voor de verschillende onderscheiden zandlagen in het gebied. Het gemiddelde en de modale waarden zijn geschat aan de hand van enige 10-tallen sondeergrafieken voor elk van de zandeenheden in het gebied. Naast de modale waarden zijn waarden voor ongeveer de 5<sup>de</sup> en 95<sup>ste</sup> percentiel van de conusweerstand geschat voor de betreffende intervallen in sondeerstaten. Tevens is de spreiding van de schatting van het gemiddelde vastgesteld als afwijking van de visueel geschatte extremere waarden ten opzichte van het gemiddelde (aangenomen als zijnde 2x standaard deviatie). De diepteligging van de diepteintervallen die zijn gebruikt voor de schattingen is van 8 tot 20 m –mv. In dit diepteinterval is er geen herkenbare invloed van de effectieve verticale spanning op de conusweerstand voor de betreffende zandlagen herkenbaar in de sondeerstaten.

*Tabel J.4 Conusweerstandswaarden voor de verschillende typen zand gebruikt in de analyse van verweking. Gegeven zijn het geschatte gemiddelde van de modale waarden van enige 10-tallen sondeergrafieken voor het betreffende zand en de geschatte 5de en 95ste percentielwaarden daarvoor. Er is geen effect van de effectieve verticale spanning herkenbaar voor het diepteinterval 8 – 15 m –mv*

zandlaag type	modaal [MPa]	5% [MPa]	95% [MPa]	2x SD modale waarde [Mpa]
Naaldwijk zanden	15	10	25	3
Boxtel dekzand	12	5	30	3
Eem zanden fijnkorrelige eenheden	15	10	30	3
Drente zanden	45	30	70	6

### J.5.2 Regionale keringen

In Tabel J.5 zijn de rekenwaarden weergegeven die worden gebruikt voor de parameters van de verschillende grondsoorten. De waarden zijn vastgesteld aan de hand van beschikbaar grondonderzoek in het gebied zoals die voor het toetsen van regionale keringen is gebruikt en waarden die worden gebruikt voor het toetsen van waterkeringen op dezelfde grondsoorten elders in noord Nederland (Friesland, Noord Holland). De grondsoorten in de tabel zijn combinaties van verschillende typen grond die vanwege de aard van dit onderzoek

zijn samengenomen. Er is daarom een correctie toegepast voor de waarden in de tabel om te voorzien in het effect van de daardoor veroorzaakte grotere spreiding en de daarmee gepaard gaande aanpassing van de rekenwaarde.

Tabel J.5 Waarden voor de verschillende grondparameters voor stabiliteitsberekeningen zoals gebruikt in de analyse

Grondnaam [-]	Waterdoorlatend [ja/nee]	Droog volumiek gewicht [kN/m <sup>3</sup> ]	nat volumiek gewicht [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kPa]	phi [graden]	consolidatiegraad tbv verkeersbelasting [%]
ClaL	nee	14,0	14,0	2,0	17,5	0
ClaS	nee	14,0	14,0	2,0	17,5	0
ClaU	nee	14,0	14,0	2,0	17,5	0
CIMo	nee	14,0	14,0	2,0	17,5	0
CISs	nee	14,0	14,0	2,0	17,5	0
HA-dijk-gem	nee	14,0	14,0	2,0	17,5	0
HA-dijk-klei	nee	18,0	20,0	0,0	30,0	0
HA-dijk-kleiig	nee	14,0	14,0	2,0	17,5	0
HA-dijk-zand	nee	18,0	20,0	0,0	30,0	100
HA-dijk-zandig	nee	18,0	20,0	0,0	30,0	100
HA-dijk-zandveen	nee	18,0	20,0	0,0	30,0	100
HA-klei	nee	14,0	14,0	2,0	17,5	0
HA-veen	nee	10,5	10,5	1,0	15,0	0
HA-zand	nee	18,0	20,0	0,0	30,0	100
LoaB	nee	14,0	14,0	2,0	17,5	0
PeaL	nee	10,5	10,5	1,0	15,0	0
PeaT	nee	10,5	10,5	1,0	15,0	0
PeaU	nee	10,5	10,5	1,0	15,0	0
SanB	ja	18,0	20,0	0,0	30,0	100
SanM	ja	18,0	20,0	0,0	30,0	100
SanS	ja	18,0	20,0	0,0	30,0	100

Voor de evaluatie van het verweken van zand onder de regionale waterkeringen worden de parameterwaarden op dezelfde wijze vastgesteld als voor de primaire keringen; Zie daarvoor paragraaf J.3.2 van deze bijlage.

Tabel J.6 Waarden voor de verschillende grondparameters voor piping berekeningen zoals gebruikt in de analyse

Grondnaam [-]	Doorlatendheid [m/s]	D70 [mu m]	White's constante [-]	rolhoekweerstand [graden]
SanB	2,0E-04	160	0,25	43,0
SanM	1,0E-04	130	0,25	43,0
SanS	5,0E-05	140	0,25	43,0



## **K Benodigde verbetering bij toetsing zonder aardbeving**

### **K.1 Inleiding**

Niet alle waterkeringen voldoen op dit moment aan de wettelijke eisen. Deze bijlage presenteert de aanpassing die geleverd moet worden om de huidige kering aan de eisen te laten voldoen indien dit nog niet het geval is.

### **K.2 Resultaten zeedijken**

De primaire waterkeringen (zeedijken) dienen periodiek getoetst te worden op relevante faalmechanismes. Er zijn drie mogelijke kwalificaties, te weten “voldoende”, “onvoldoende” of “geen oordeel”. Wanneer een primaire kering het oordeel “voldoende” krijgt, voldoet deze kering aan de wettelijke eisen. Bij “onvoldoende” voldoet de kering niet aan de gestelde eisen, en zal deze versterkt moeten worden. Bij “geen oordeel” kan, aan de hand van de beschikbare data, (nog) niet met zekerheid gezegd worden of de kering aan de eisen voldoet.

Bij het dimensioneren van de benodigde versterkingen worden de toetsresultaten als uitgangspunt gehanteerd. Bij een oordeel “onvoldoende” wordt direct een versterking ontworpen. Dit is echter voorbarig wanneer er “geen oordeel” uitgesproken wordt. Binnen deze studie is het echter niet mogelijk het benodigde onderzoek uit te voeren dat benodigd is om een definitief oordeel geven volgens de toetsprocedures.

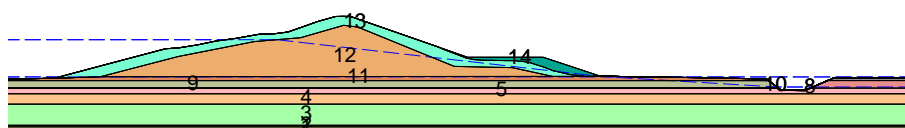
De aardbevingsanalyse gaat uit van dijken die op orde zijn, gegeven de vigerende regelgeving. Bij de dijken die “geen oordeel” hebben gekregen is dit rekenkundig niet altijd het geval. Deze secties moeten ten behoeve van de analyse versterkt worden, maar het is niet duidelijk of dit via betere parameters (meer onderzoek) of via een daadwerkelijke verbetering moet. Een nieuw ontwerp is alleen reëel bij een uiteindelijke kwalificatie “onvoldoende”.

Ten behoeve van de studie zijn alle invoerparameters kritisch bekeken. De waarden volgens de toetsing voor een grondsoort binnen een geologische formatie zijn op elkaar afgestemd waar ze per dwarsprofiel verschillend waren gekozen. Wanneer de waarden volgens de toetsing onrealistisch laag zijn, is hier een meer realistische waarde voor gekozen, bijvoorbeeld conform tabel 1 van de NEN 6740. Wanneer de kering alsnog niet aan de norm voldoet, is een verbetering met een berm bepaald, zodanig zodat de aan de uitgangssituatie voldaan wordt en de weerstand tegen een aardbevingsbelasting kan worden bepaald.

Figuur K.1 toont de primaire keringen en het bijbehorende toetsoordeel.



Figuur K.1 Primaire keringen, met ligging van de macrostabiliteitsvakken, en de bijbehorende conclusies uit de derde toetsronde



Figuur K.2 Profiel dat ten behoeve van het op orde brengen voor macrostabiliteit een berm heeft gekregen

Figuur K.2 toont een aangepast profiel van een primaire waterkering. De berm (met aanduiding grondlaag '14') is ontworpen om het beginprofiel daadwerkelijk op orde te brengen. Het is echter niet aannemelijk dat dit profiel het daadwerkelijke ontwerp zal worden, omdat de aangenomen eigenschappen voordien kunnen worden bijgesteld op basis van nader grondonderzoek. Daarom wordt in Figuur K.3, Figuur K.5 en Figuur K.6 geen indicatie gegeven voor een eventueel benodigde profielverbreding van primaire keringen.

### K.3 Resultaten regionale keringen

De regionale keringen zijn tot op heden nog niet getoetst op alle relevante faalmechanismes. Daarom is binnen dit onderzoek een bepaling van de benodigde verbetering uitgevoerd, op basis van een globale toetsing met conservatieve aannames. De aardbevingsanalyses zijn vervolgens uitgevoerd met de fictief al versterkte kades.

De waterkeringen worden dus – gegeven de schaarse ondergronddata – eerst zo ontworpen dat ze op basis van conservatieve schematisaties voldoen aan de vigerende toetsvoorschriften zonder aardbevingen. Dit globale ontwerp heeft plaatsgevonden op basis

van de mechanismes overloop/overslag voor de hoogte, en piping en macro-stabiliteit voor de breedte van de waterkeringen. Figuur K.3 toont welke kades zeker aan de voorschriften voldoen, en welke kades volgens de huidige aannames verbreed of verhoogd moeten worden om aan de norm te gaan voldoen.

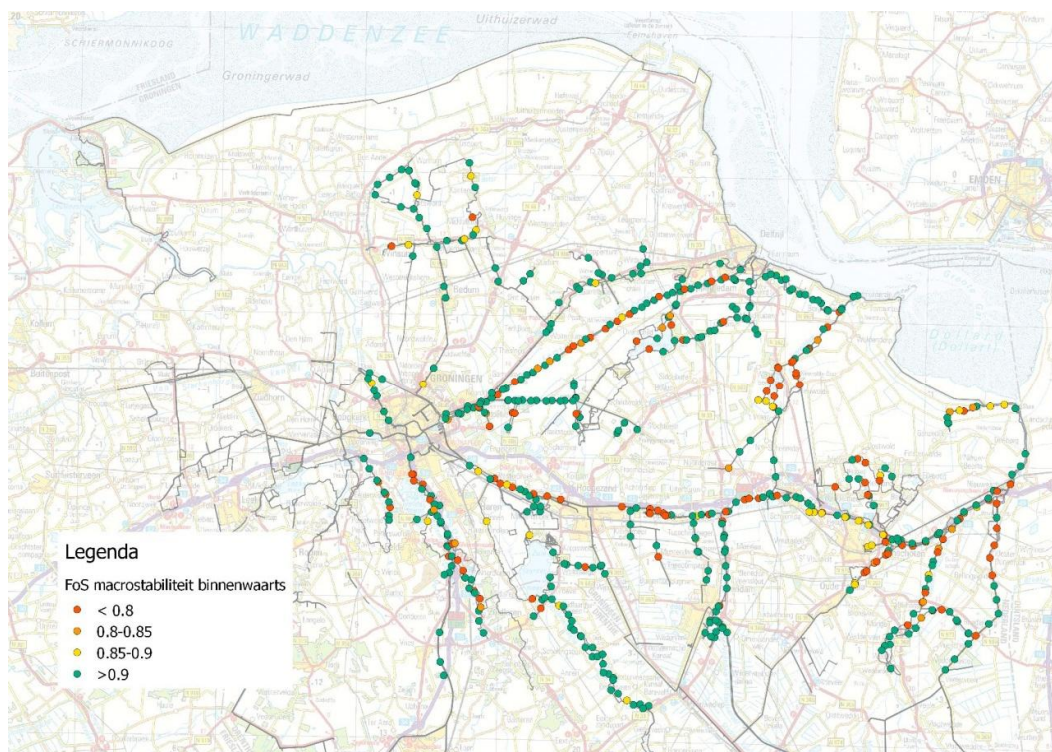


Figuur K.3 Overzicht van te verbeteren strekkingen voor kruinhoogte en dijkbasisbreedte (geel=hoogtetekort, blauw=breedtetekort, oranje=beide, op basis van het meest ongunstige ondergrondscenario)

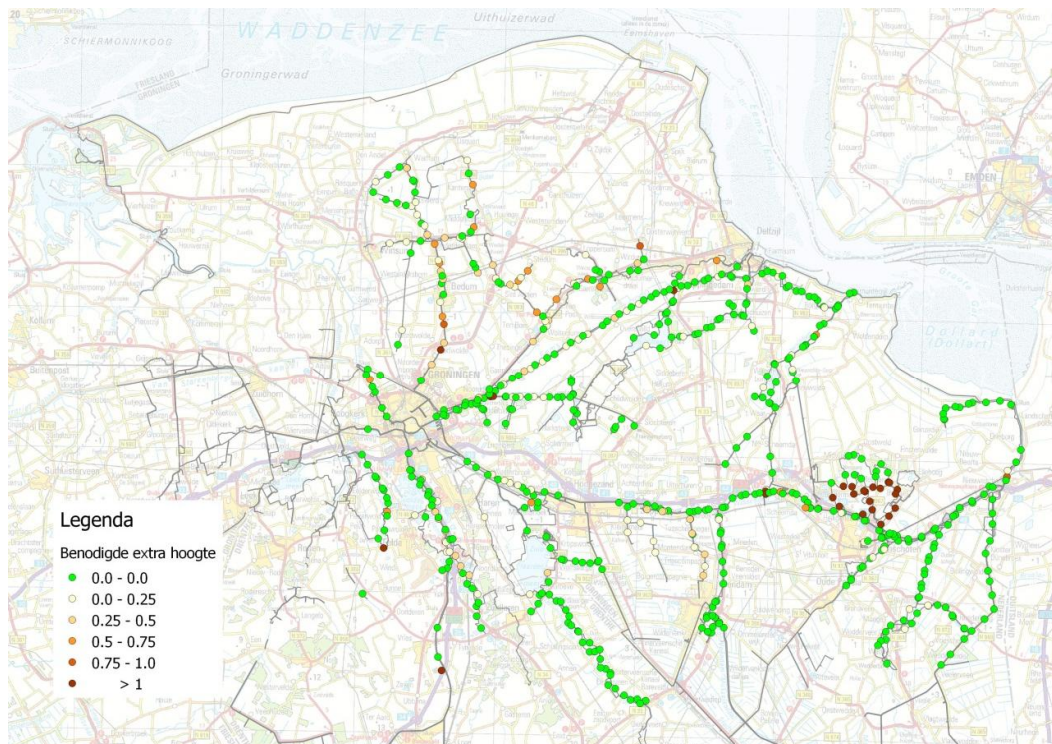
Een groot deel van de kades kan niet direct worden goedgekeurd, bij het consequent gebruik van het meest ongunstige ondergrondscenario (bijlage J) en gegeven de constatering dat hydraulische kortsluiting vrijwel nergens kan worden uitgesloten (zie bijlage F). Figuur K.4 geeft ter prioritering een overzicht van de berekende veiligheidsfactoren voor macrostabiliteit (binnenwaarts). Figuur K.5 en Figuur K.6 geven een indicatie van de mate waarin de betreffende kades op grond van deze aannames verbreed en verhoogd moeten worden om aan de norm te voldoen.

Figuur K.7 geeft een indruk van de invloed van de aangenomen hydraulische kortsluiting. In deze figuur is geen hydraulische kortsluiting aangenomen in alle rekenpunten waar de kans op een deklaag minder dan twee meter verwaarloosbaar is. De invloed blijkt gering.

Figuur K.8 toont een profiel dat voldoet. Figuur K.9, Figuur K.11, Figuur K.10 en Figuur K.12 tonen, ter illustratie, hoe de betreffende maatregelen er uit zien bij een willekeurige doorsnede.

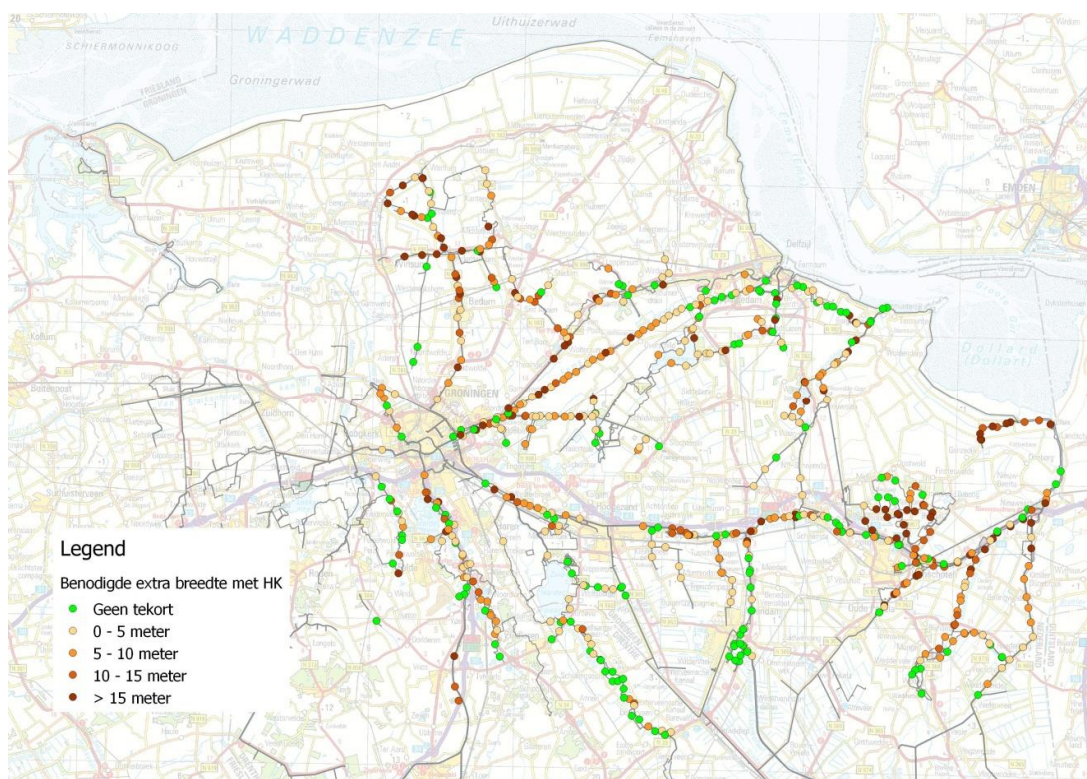


Figuur K.4 Overzicht van de veiligheidsfactor macrostabiliteit binnenwaarts bij het meest ongunstige ondergrondscenario

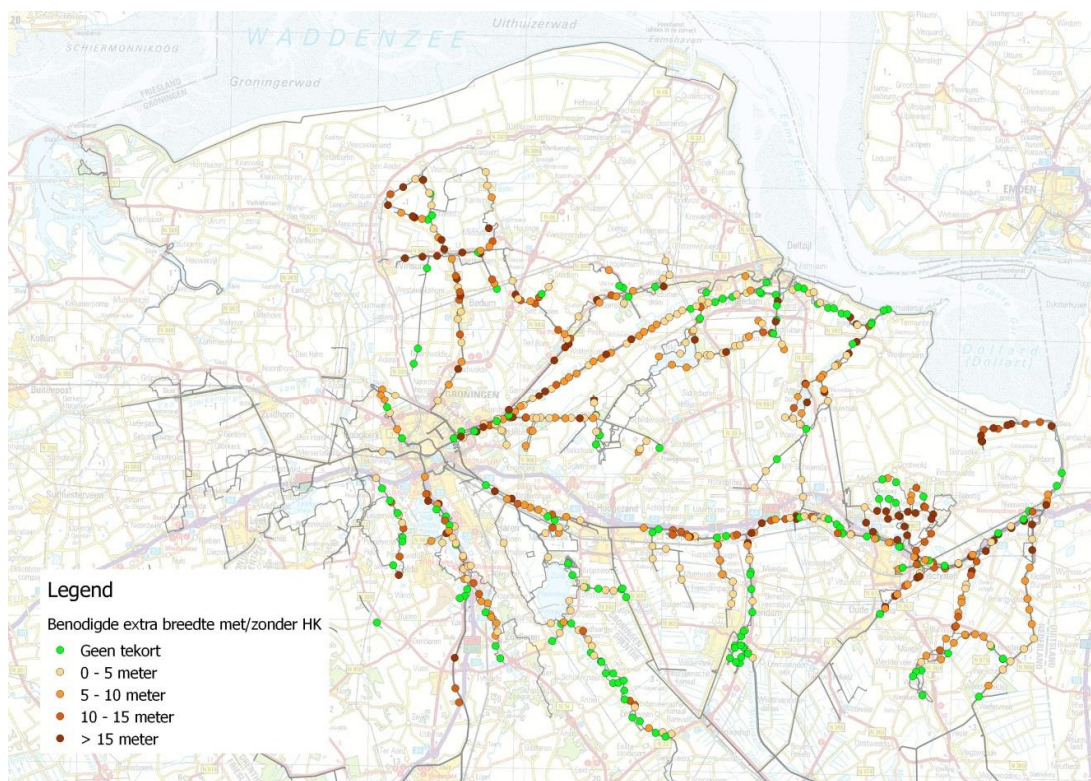


Figuur K.5 Overzicht van de benodigde extra hoogte

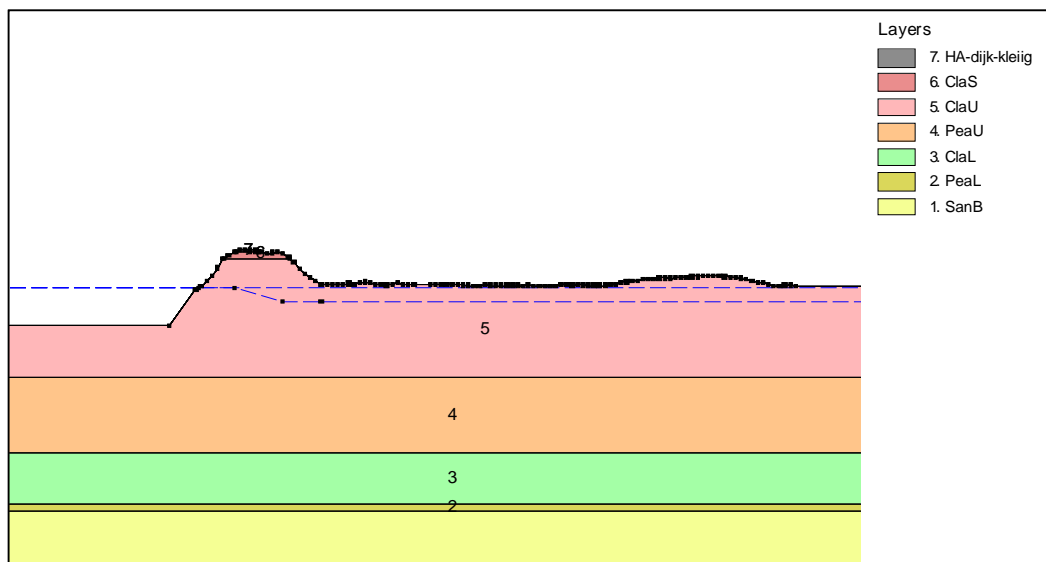




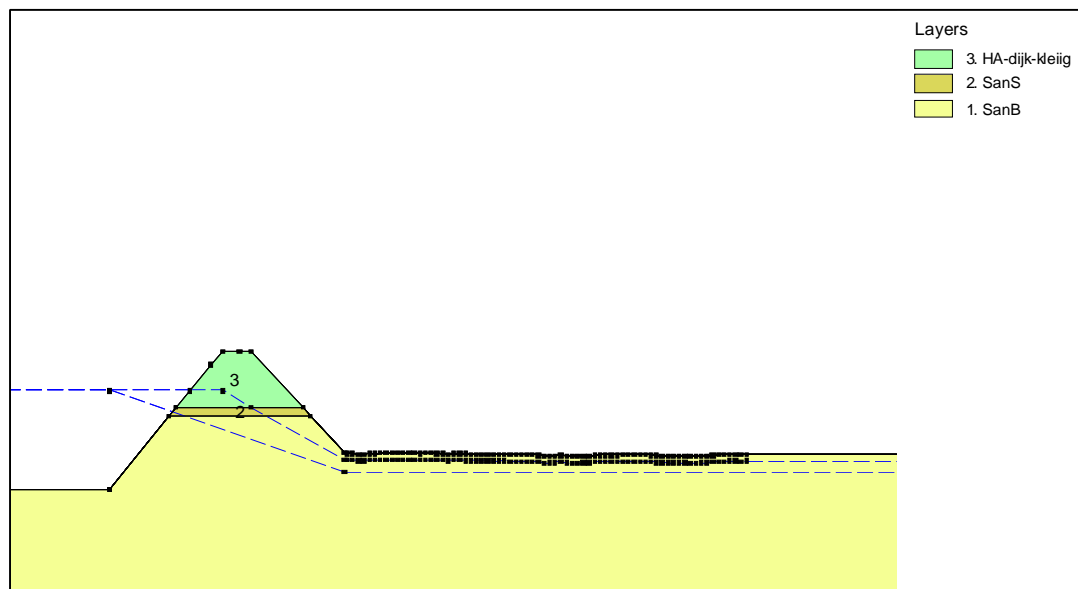
Figuur K.6 Overzicht van de benodigde extra breedte vanwege piping en macrostabiliteit bij het meest ongunstige ondergrondscenario en overal hydraulische kortsluiting



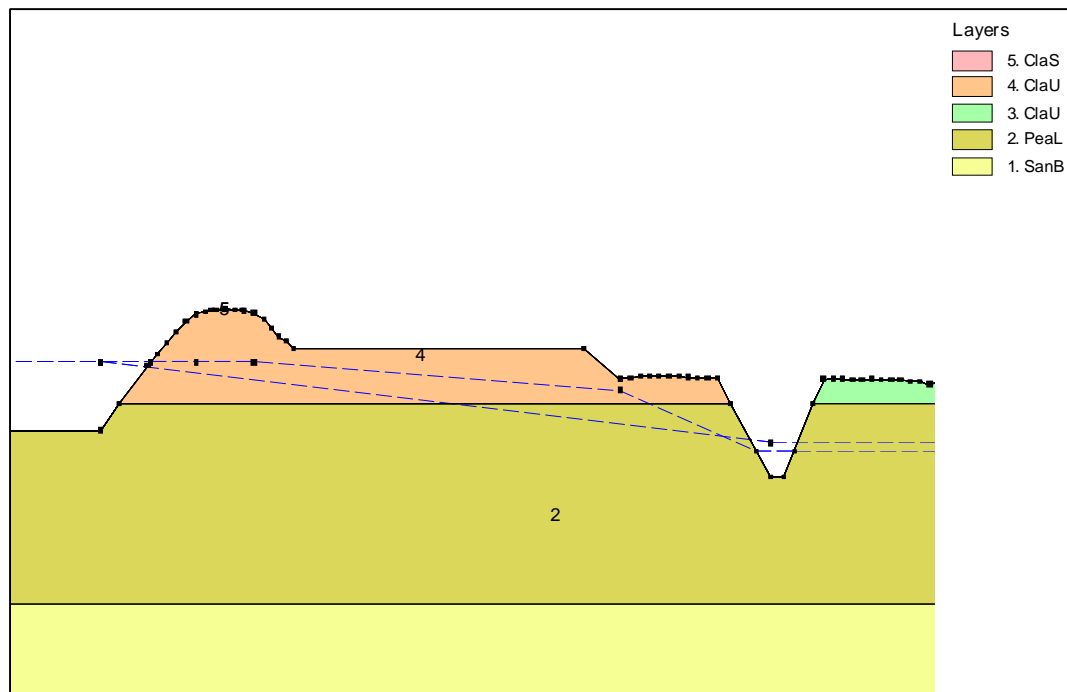
Figuur K.7 Overzicht van de benodigde extra breedte vanwege piping en macrostabiliteit bij het meest ongunstige ondergrondscenario, onder aanname dat hydraulische kortsluiting zich beperkt tot deklagen onder de waterbedding met een dikte minder dan 2 meter)



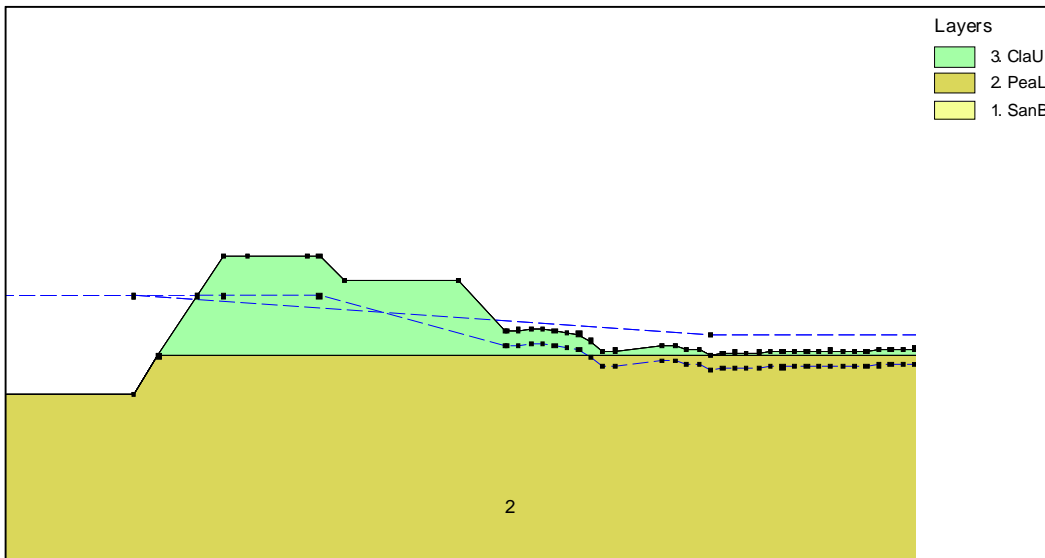
Figuur K.8 Voorbeeld van profiel dat voldoet



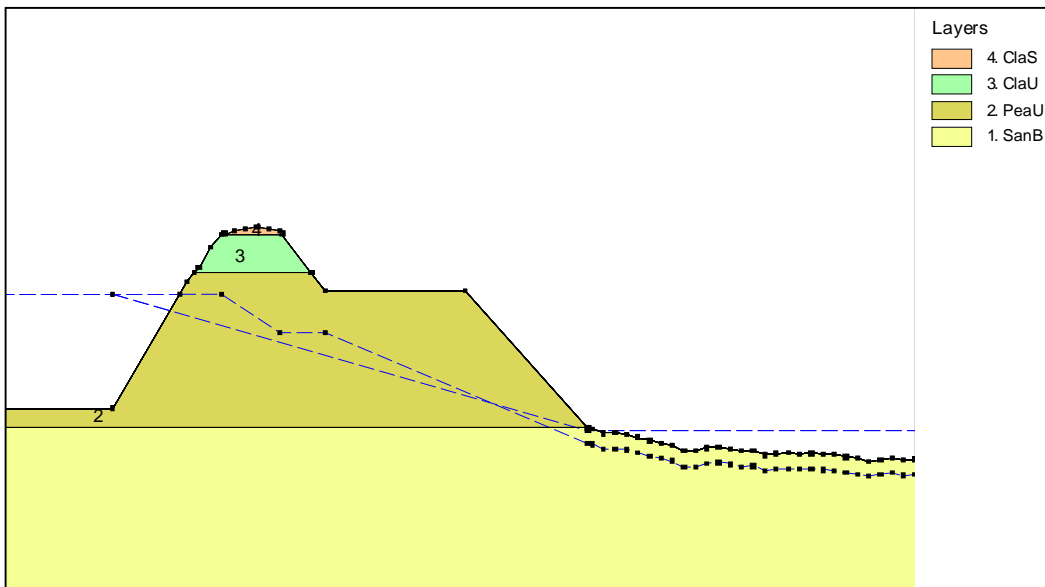
Figuur K.9 Voorbeeld aangepast profiel ten behoeve van erosie/overslag (verhoging)



Figuur K.10 Voorbeeld aangepast profiel macrostabiliteit dmv berm



Figuur K.11 Voorbeeld aangepast profiel hoogte en macrostabiliteit



Figuur K.12 Voorbeeld aangepast profiel ten behoeve van piping

## L Rekenresultaten met aardbeving bij 100 % norm

### L.1 Inleiding

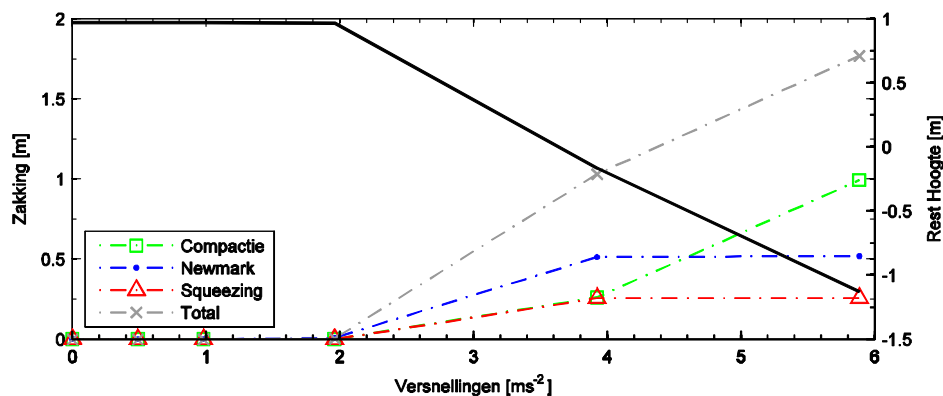
Deze bijlage presenteert tussenstappen en varianten die gebruikt zijn ter verificatie van het rekenproces.

### L.2 Kwetsbaarheidscurves voor alle doorsneden

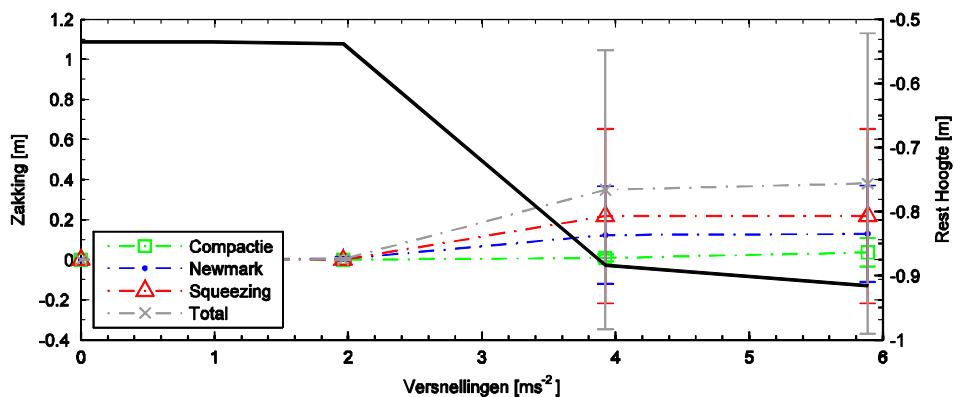
Onderstaande figuren geven voorbeelden van de als tussenstap in elk doorsnede berekende verbanden tussen de kruindaling, en de piekversnelling alsmede tussen de “Newmark Sliding Block” verplaatsingen en de piekversnellingen bij een dominante aardbevingsbelasting (dus in combinatie met een lage waarde voor de waterstand). Deze zogenaamde kwetsbaarheidscurves zijn berekend voor de actuele waarde van de piekversnelling, dat wil zeggen onafhankelijk van de daaraan verbonden terugkeertijd. De kwetsbaarheidscurves maken het mogelijk om de sterkte van de doorsnede daarna eenvoudig te analyseren bij verschillende terugkeertijden.

#### L.2.1 Kruindaling

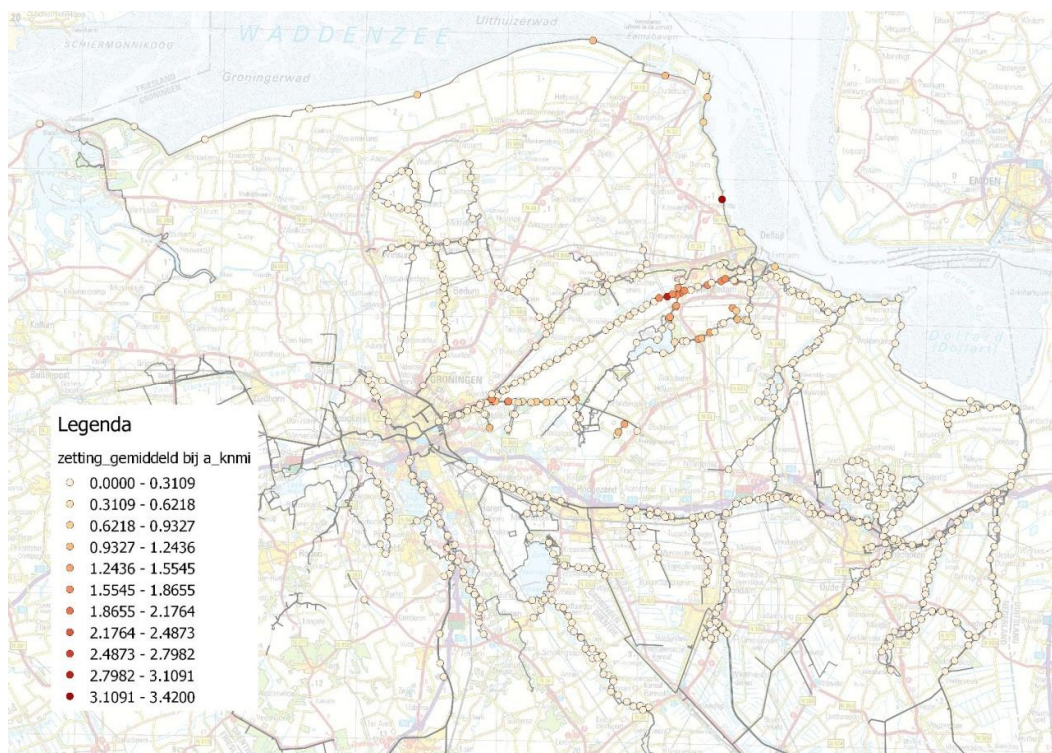
De berekende kruindaling kent drie bijdragen, te weten: compactie, wegpersen/squeezing en afschuiven volgens de Newmark Sliding Block methode. Voor alle doorsnedes zijn kwetsbaarheidscurves gegenereerd om inzicht te geven in de verschillende bijdragen aan het eindresultaat. Figuur L.1 en Figuur L.2 geven voorbeelden van een dergelijke curve voor respectievelijk een zeedijk en een boezemkade.



Figuur L.1 Voorbeeld van de berekende kruindaling (m) bij een zeedijk (en 1 ondergrondscenario), onder invloed van piekversnelling ( $\text{m/s}^2$ ), met de bijdragen daaraan van compactie, squeezing en niet-doorgaande macro-instabiliteit. De zwarte lijn geeft de reserve die de kruin na zakking nog heeft (resthoogte)



Figuur L.2 Voorbeeld van het gewogen gemiddelde en de standaardafwijking van de berekende kruindaling in meters over alle ondergrondscenario's bij een regionale kering, onder invloed van piekversnelling ( $m/s^2$ ), met de bijdragen daaraan van compactie, squeezing en macro-instabiliteit

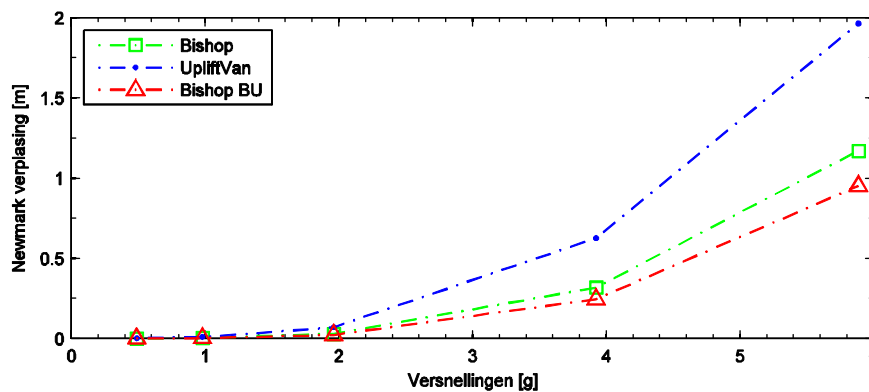


Figuur L.3 De over alle ondergrondscenario's gemiddelde kruindaling in meters volgens de kwetsbaarheidscurve, bij de door KNMI voorspelde waarde voor de piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar)

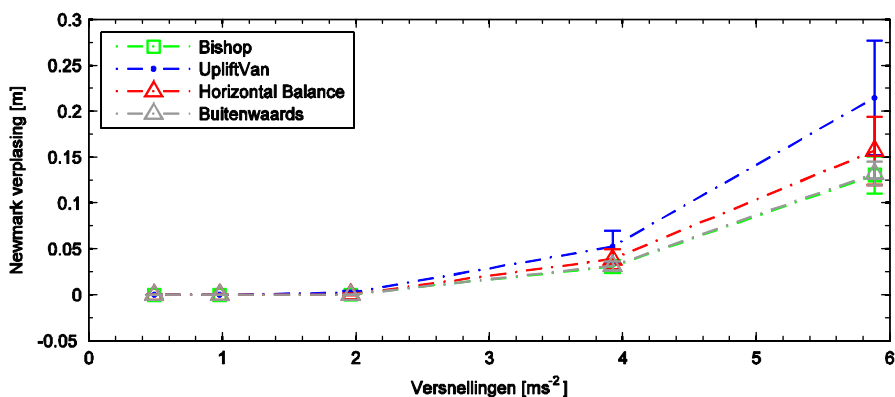


Figuur L.4 De standaardafwijking over alle ondergrondscenario's volgens de kwetsbaarheidscurve, bij 1 waarde van de door KNMI voorspelde piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar). De standaardafwijking bij de zeedijken is nul, omdat daar maar met een ondergrondscenario is gerekend

## L.2.2 Macro-stabiliteit



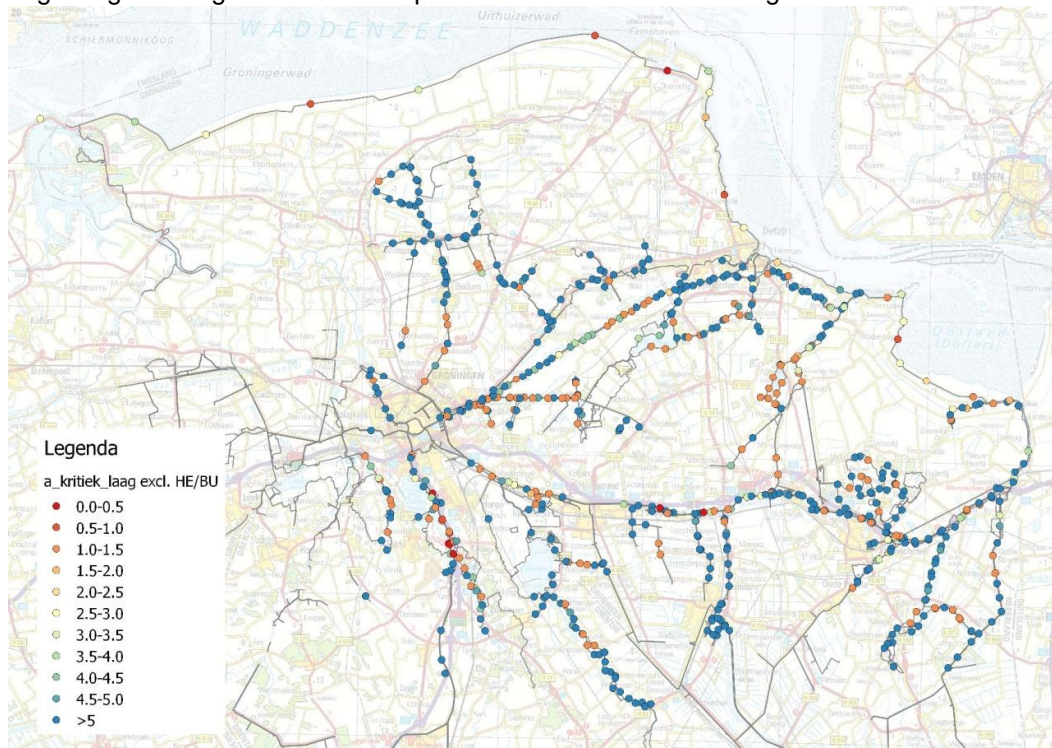
Figuur L.5 Voorbeeld van de berekende Newmark Sliding Block verplaatsing in meters bij een zeedijk (en 1 ondergrondscenario), onder invloed van piekversnelling ( $m/s^2$ ) voor Bishop binnenwaarts, Uplift Van binnenwaarts, en Bishop buitenwaarts



Figuur L.6 Voorbeeld van het gewogen gemiddelde en de standaardafwijking van de berekende Newmark Sliding Block verplaatsing in meters over alle ondergrondscenario's bij een regionale kering, onder invloed van piekversnelling ( $m/s^2$ ) voor Bishop binnenwaarts, Uplift Van binnenwaarts, Horizontaal Evenwicht binnenwaarts. en Bishop buitenwaarts

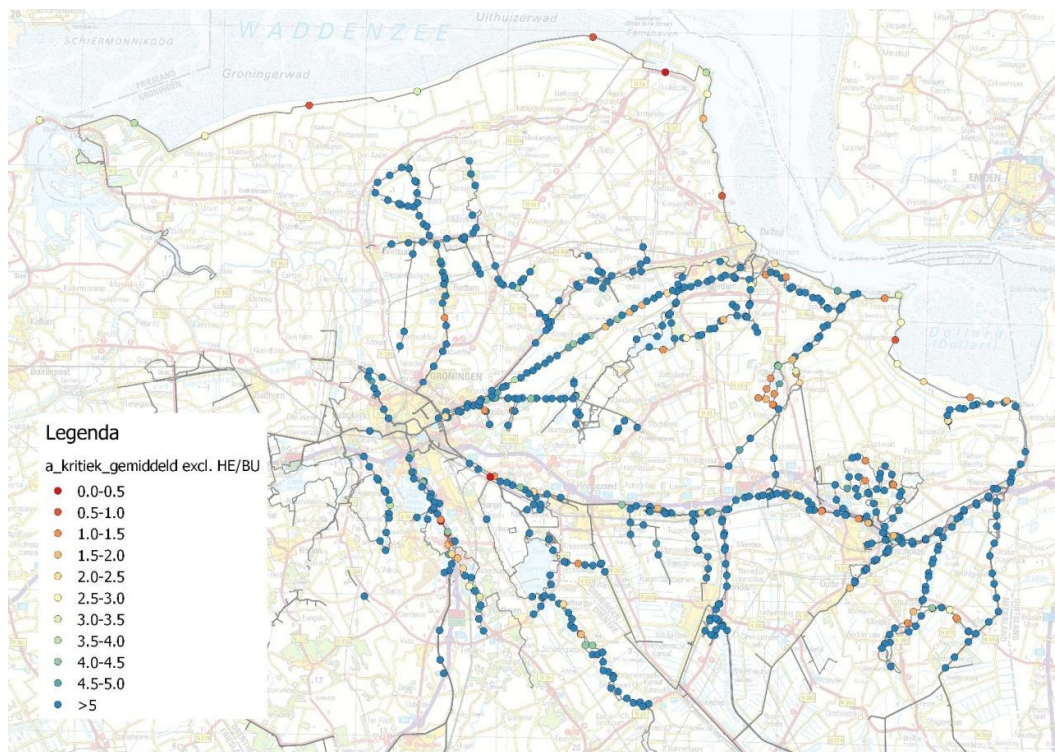
### L.3 Resultaten basisgeval (excl. buitenwaartse stabiliteit en horizontaal evenwicht)

De figuren in deze sectie tonen de rekenstappen die uiteindelijk resulteren in de restversnellingen. Inzicht in de invloed van de geologie wordt gegeven door zowel het meest ongunstige ondergrondscenario te presenteren als de verwachtingswaarde hiervan.

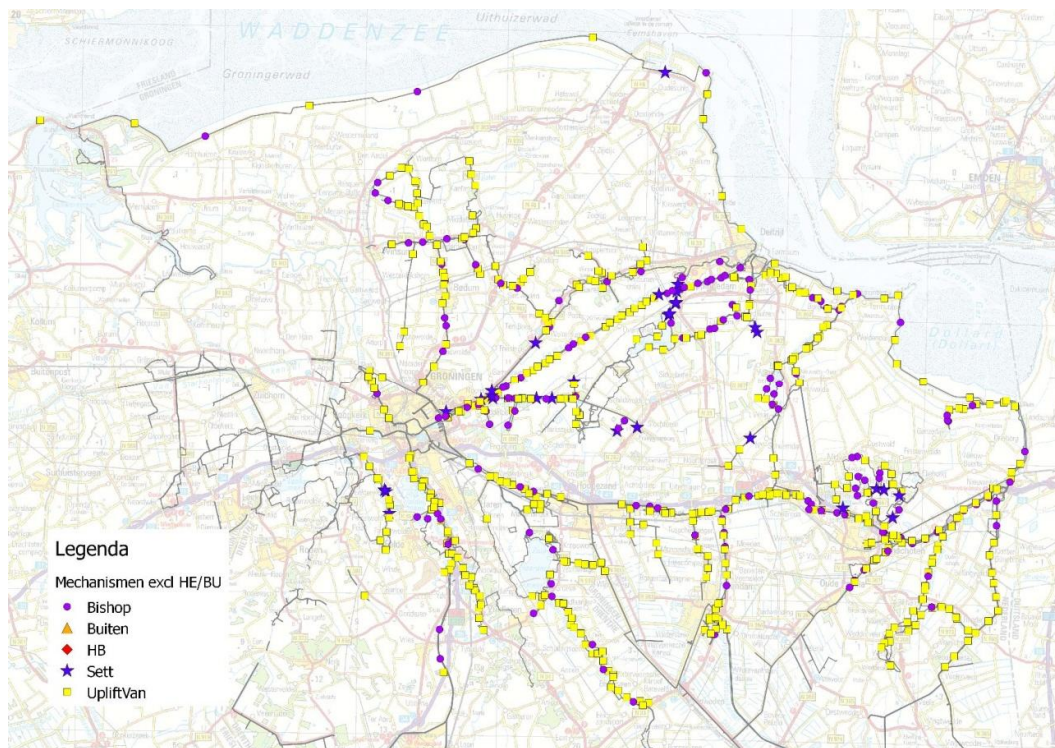


Figuur L.7 Kritieke piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) voor het meest ongunstige ondergrondscenario

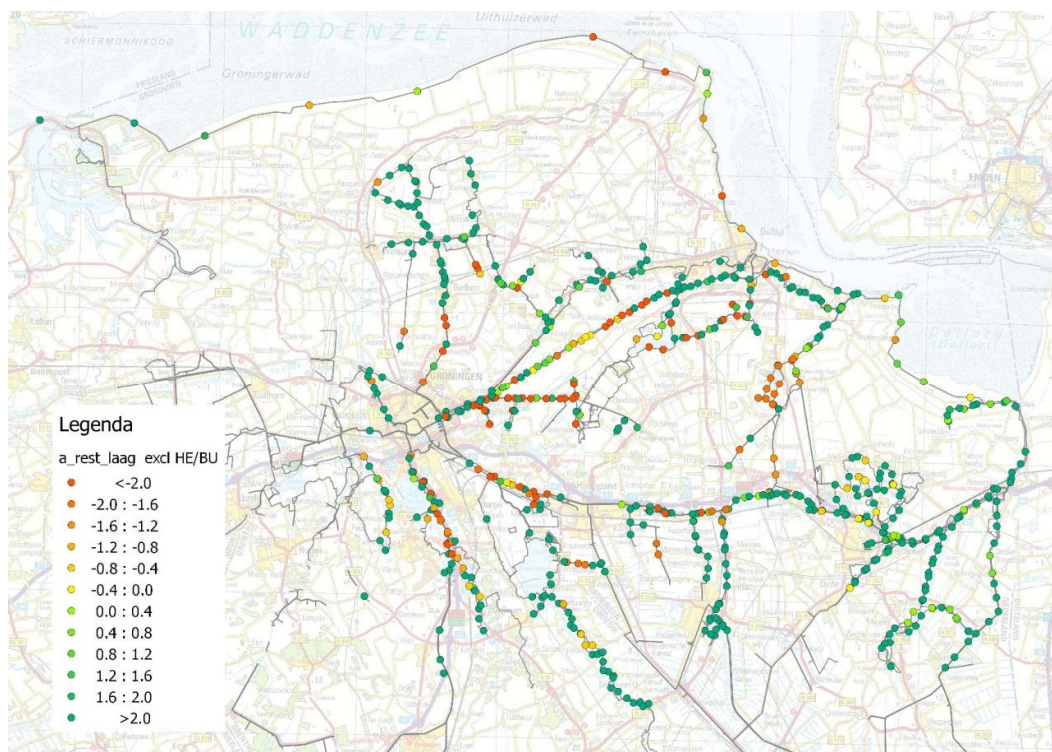




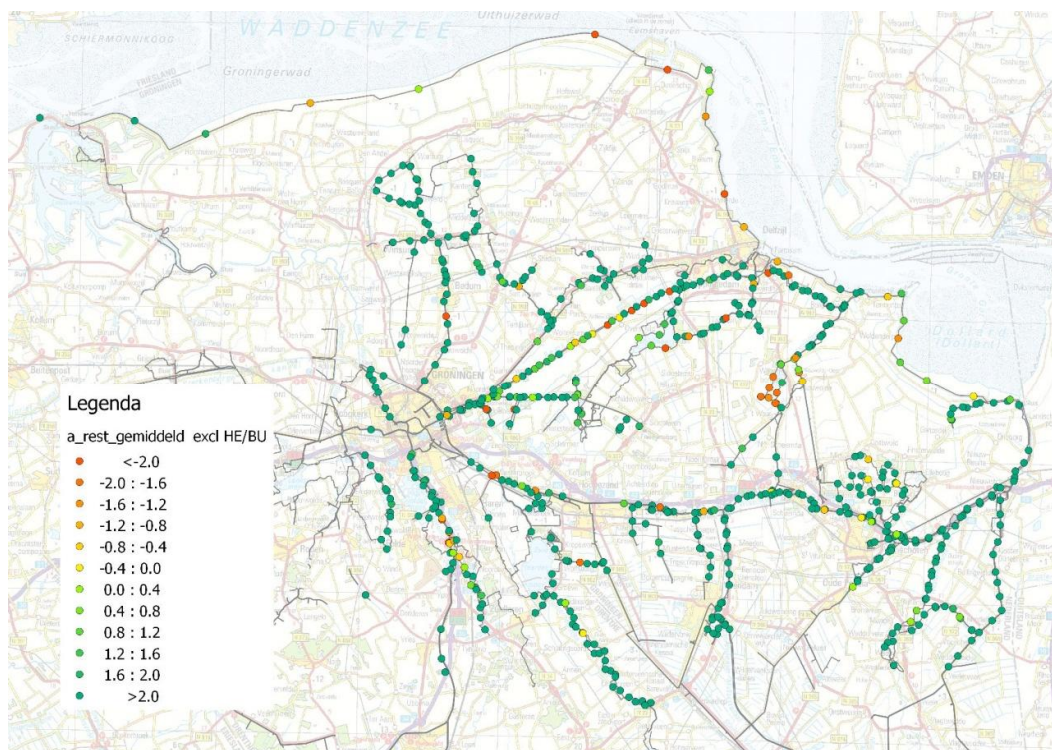
Figuur L.8 Gemiddelde kritieke piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) voor alle ondergrondscenario's



Figuur L.9 Maatgevend mechanisme

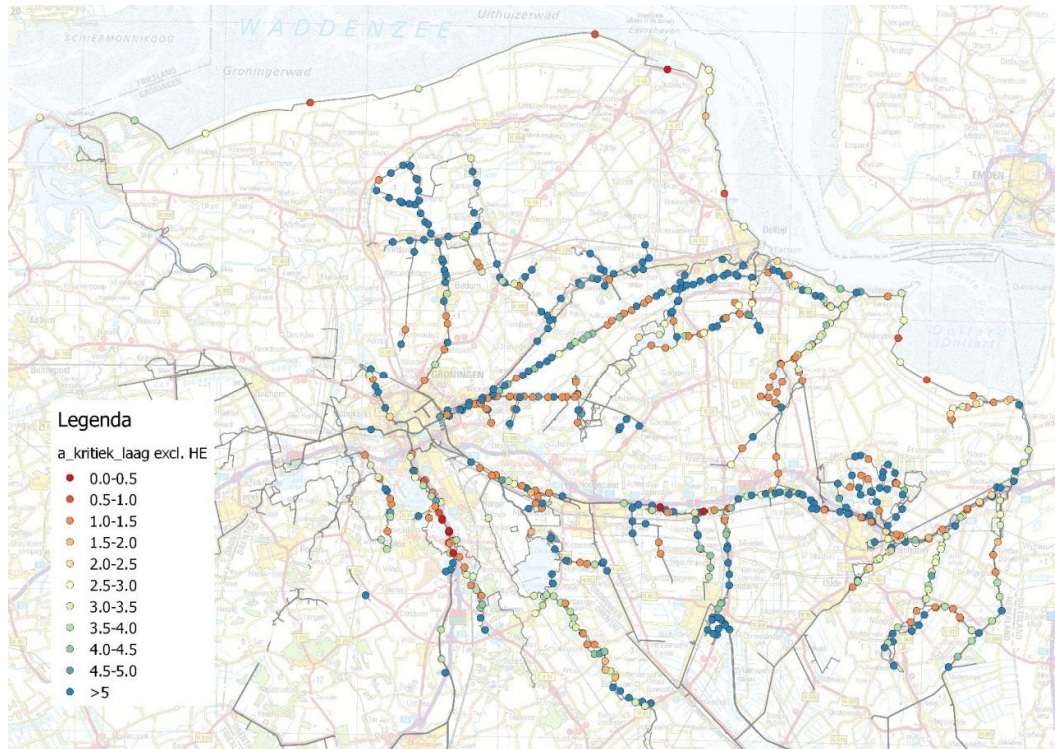


Figuur L.10 Restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) bij het meest ongunstige ondergrondscenario

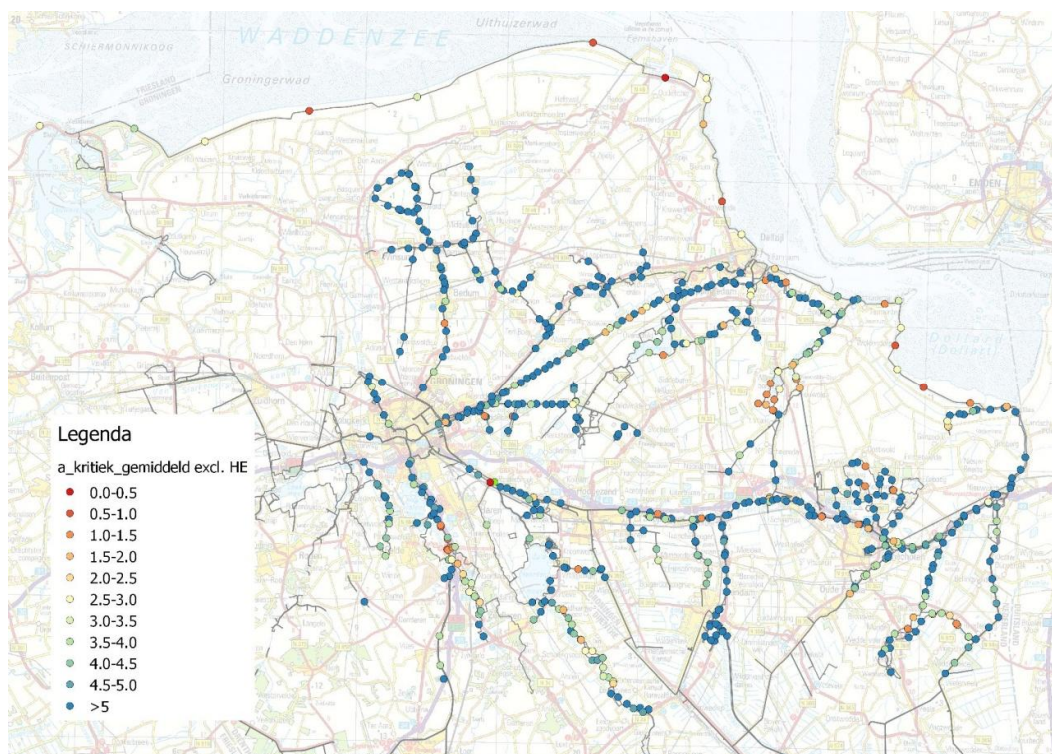


Figuur L.11 Restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar), gemiddeld over alle ondergrondscenario's

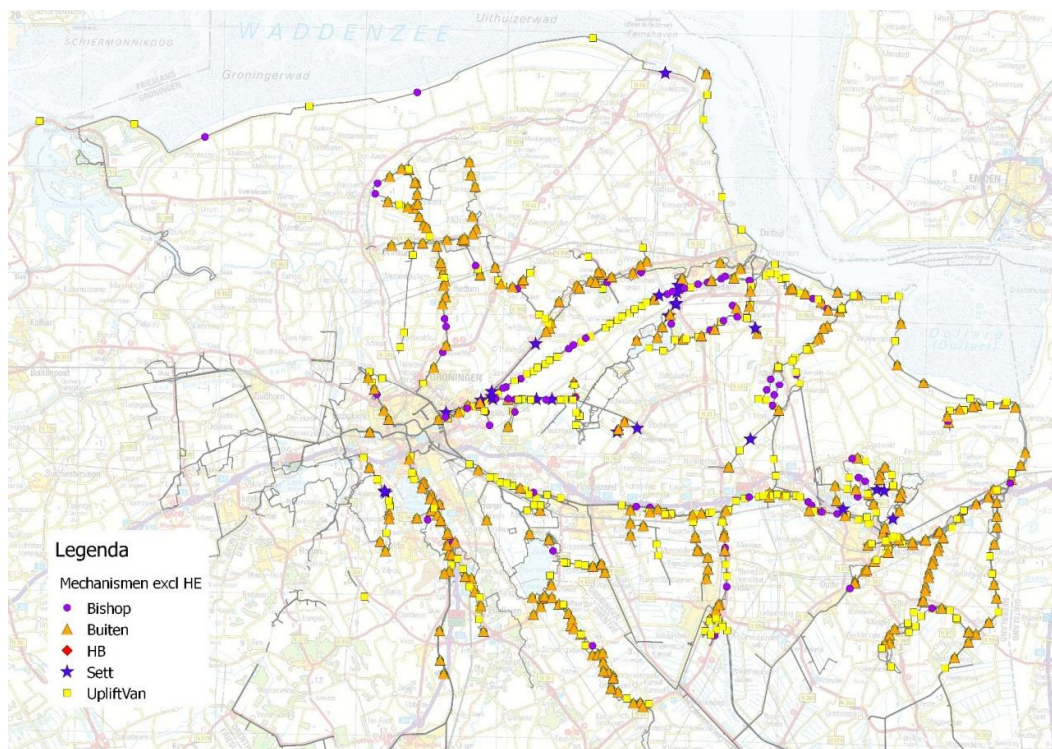
#### L.4 Resultaten inclusief buitenwaartse stabiliteit



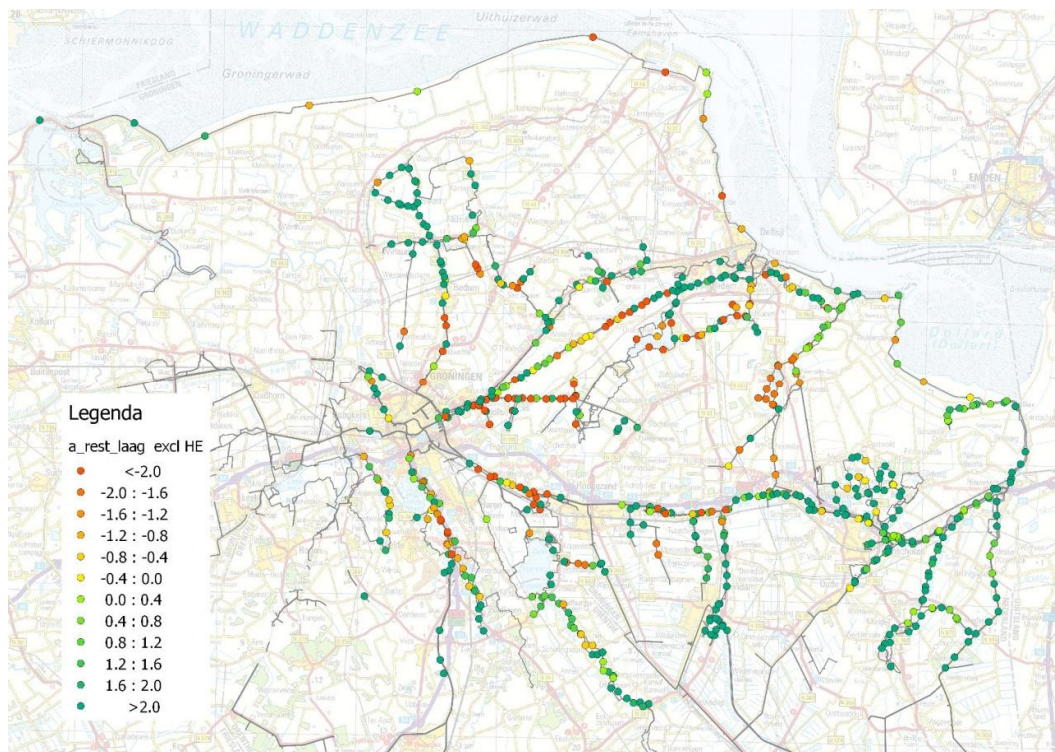
Figuur L.12 Kritieke versnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) bij meest ongunstige ondergrondscenario, inclusief stabiliteit buitenwaarts



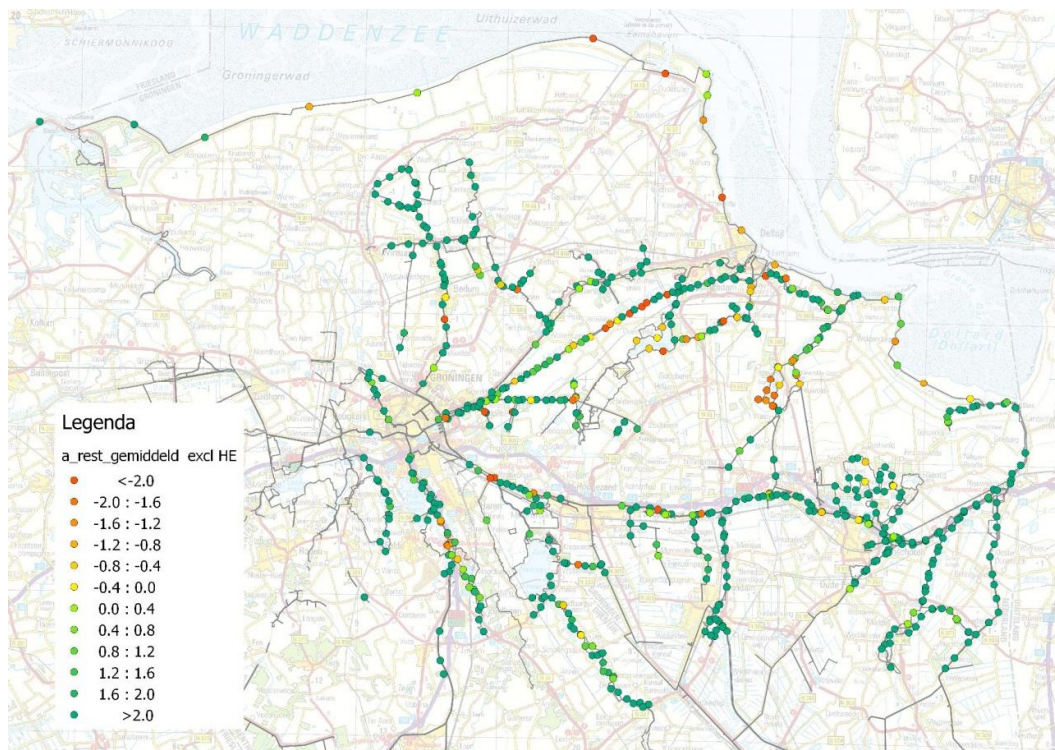
Figuur L.13 Kritieke versnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) gemiddeld over de ondergrondscenario's, inclusief stabiliteit buitenwaarts



Figuur L.14 Maatgevend mechanisme inclusief buitenwaarts

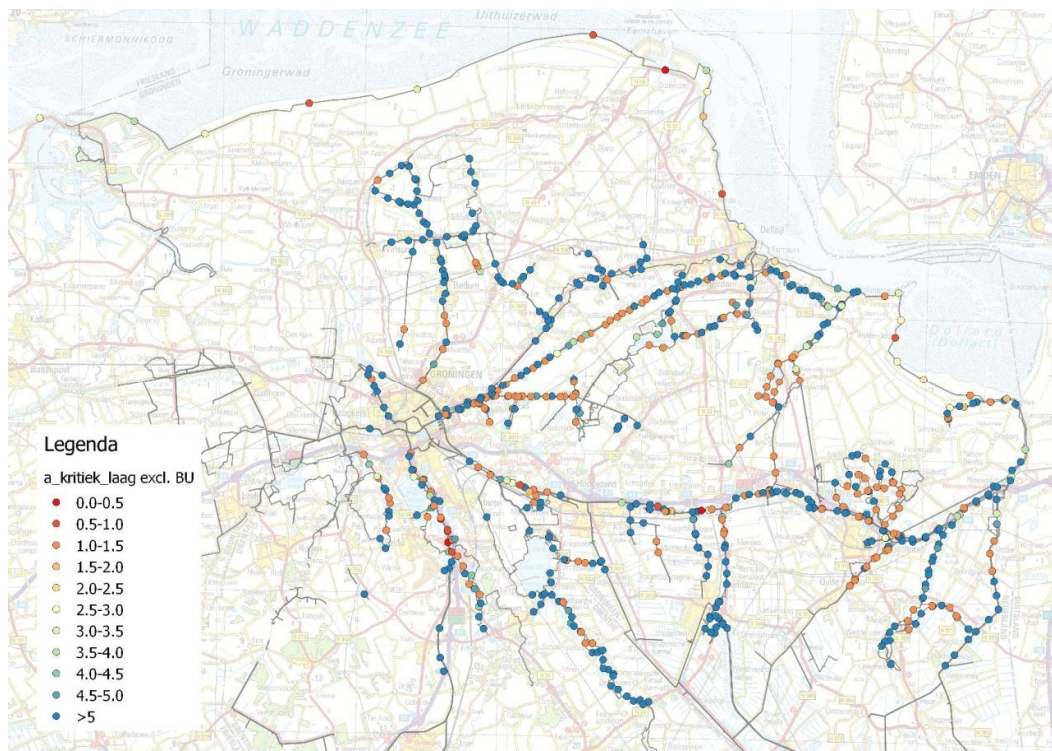


Figuur L.15 Restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) bij het kritieke ondergrondscenario, inclusief buitenwaarts

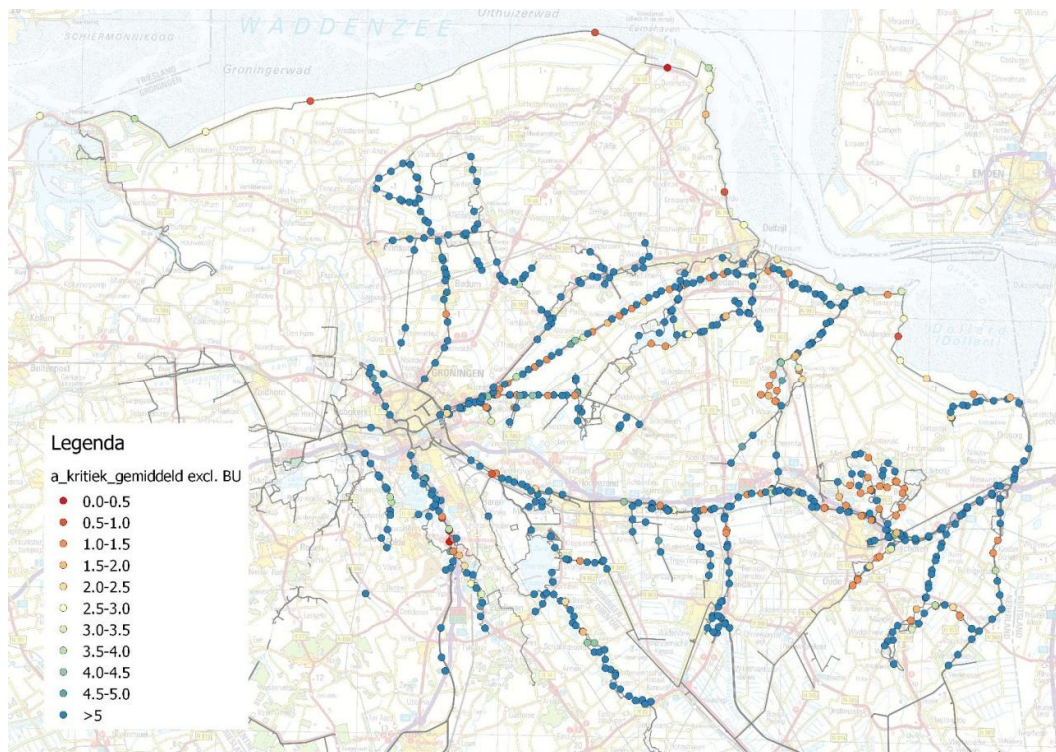


Figuur L.16 Restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) gemiddeld over alle ondergrondscenario's, inclusief buitenwaarts

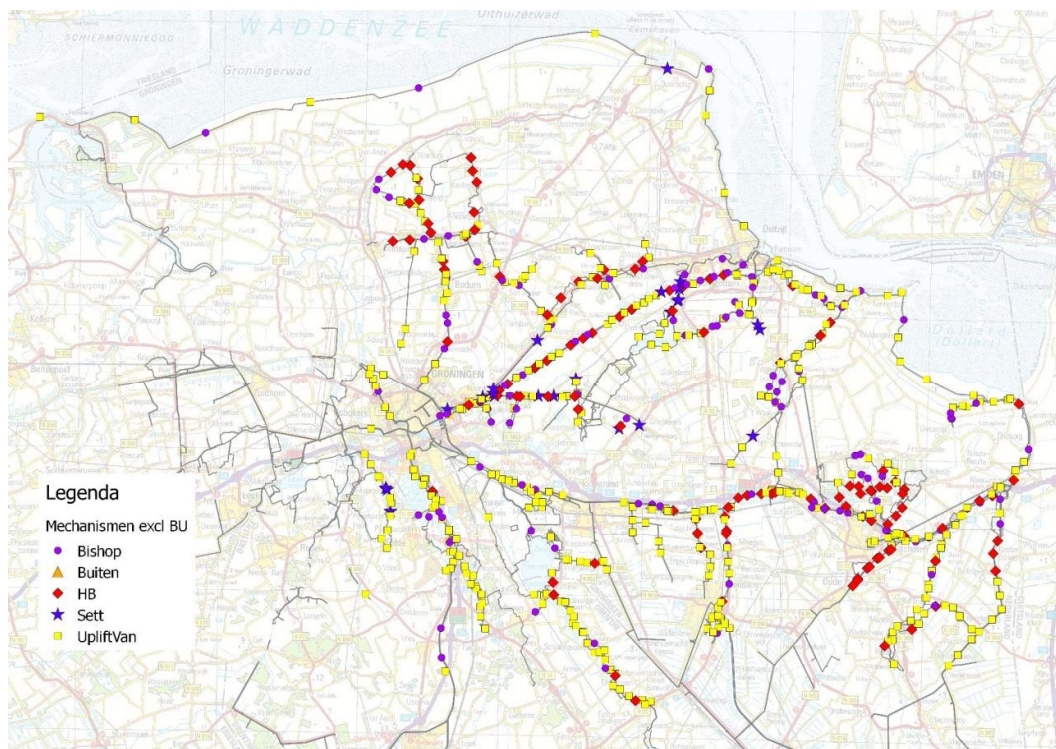
## L.5 Resultaten incl. horizontaal evenwicht



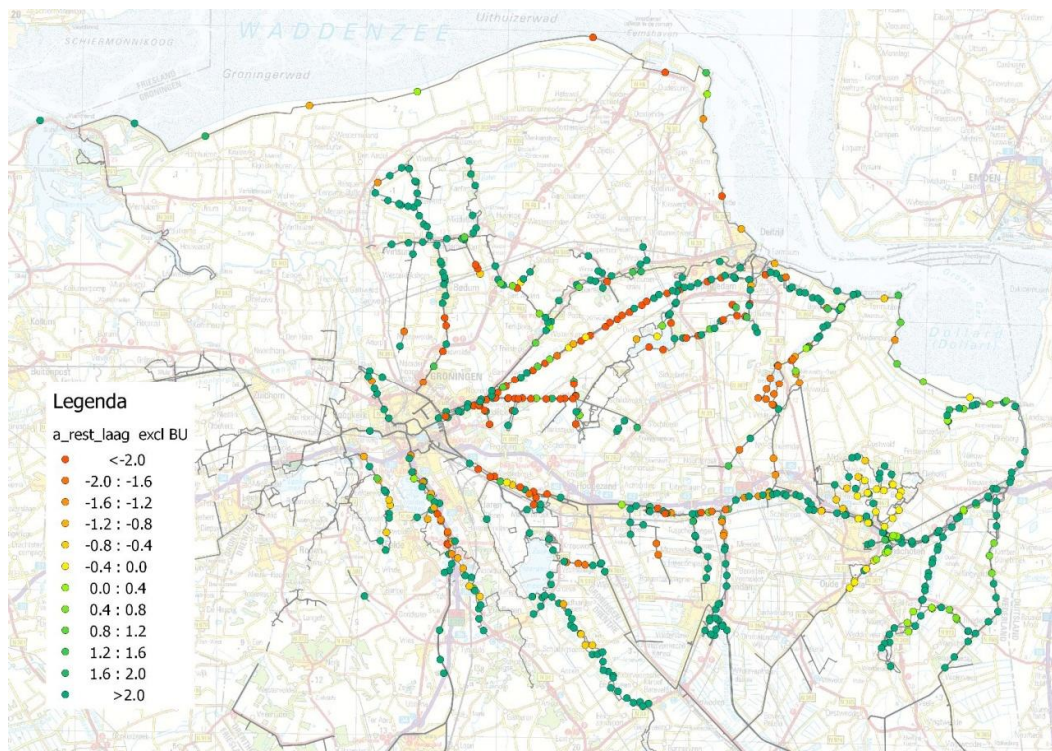
Figuur L.17 Kritieke versnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) bij meest ongunstige ondergrondscenario, inclusief horizontaal evenwicht



*Figuur L.18 Kritieke versnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) gemiddeld over alle ondergrondscenario's, inclusief horizontaal evenwicht*

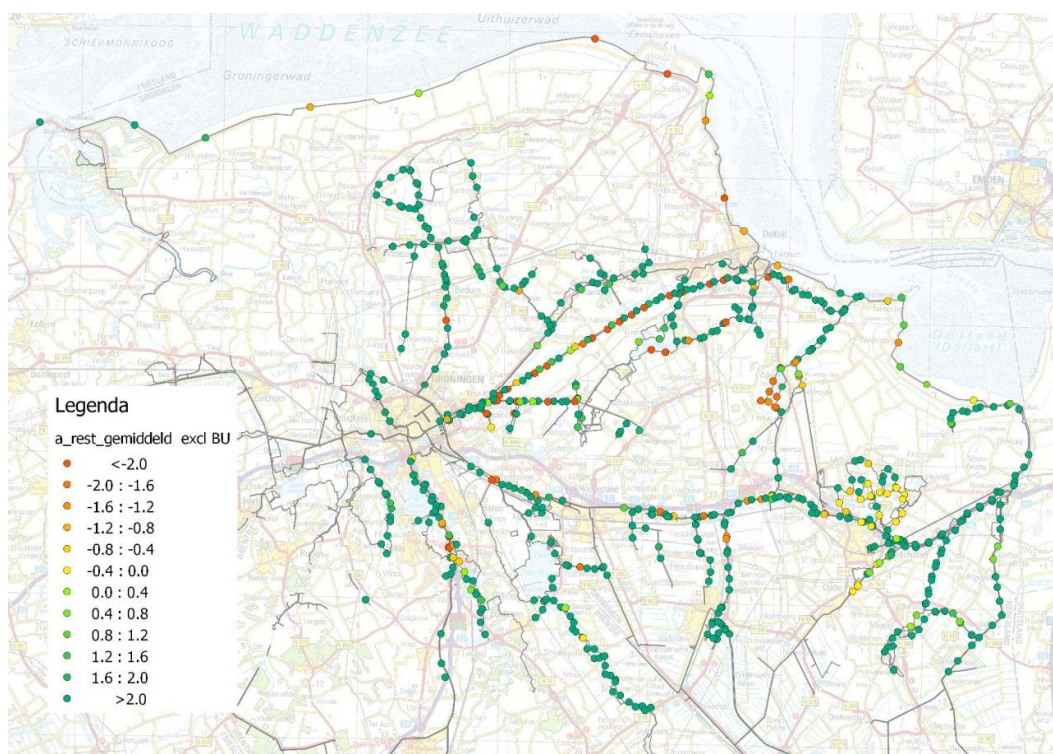


*Figuur L.19 Maatgevend mechanisme inclusief horizontaal evenwicht*



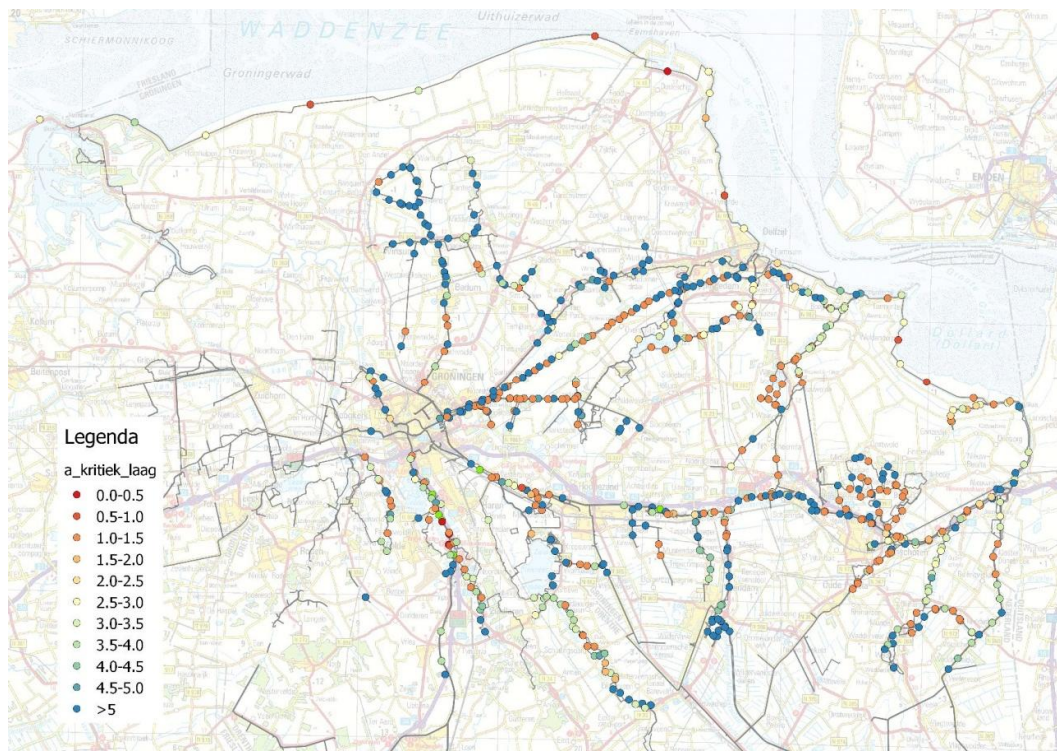
Figuur L.20 Restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) voor het meest ongunstige ondergrondscenario, inclusief horizontaal evenwicht



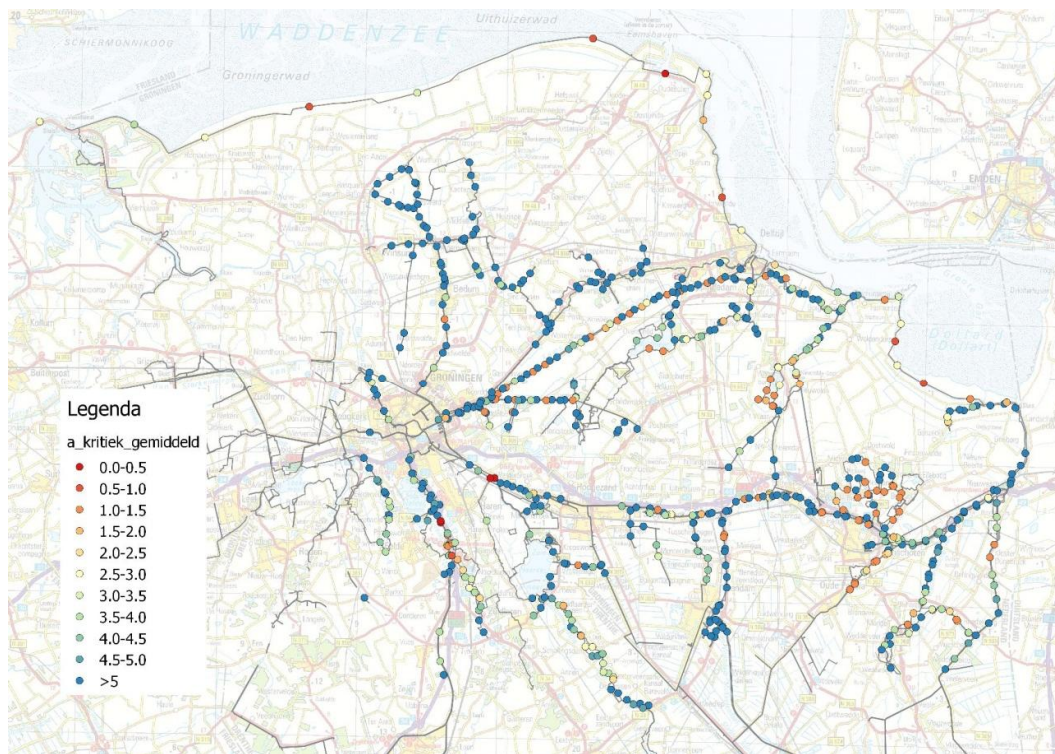


Figuur L.21 Gemiddelde restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) over alle ondergrondscenario's inclusief horizontaal evenwicht

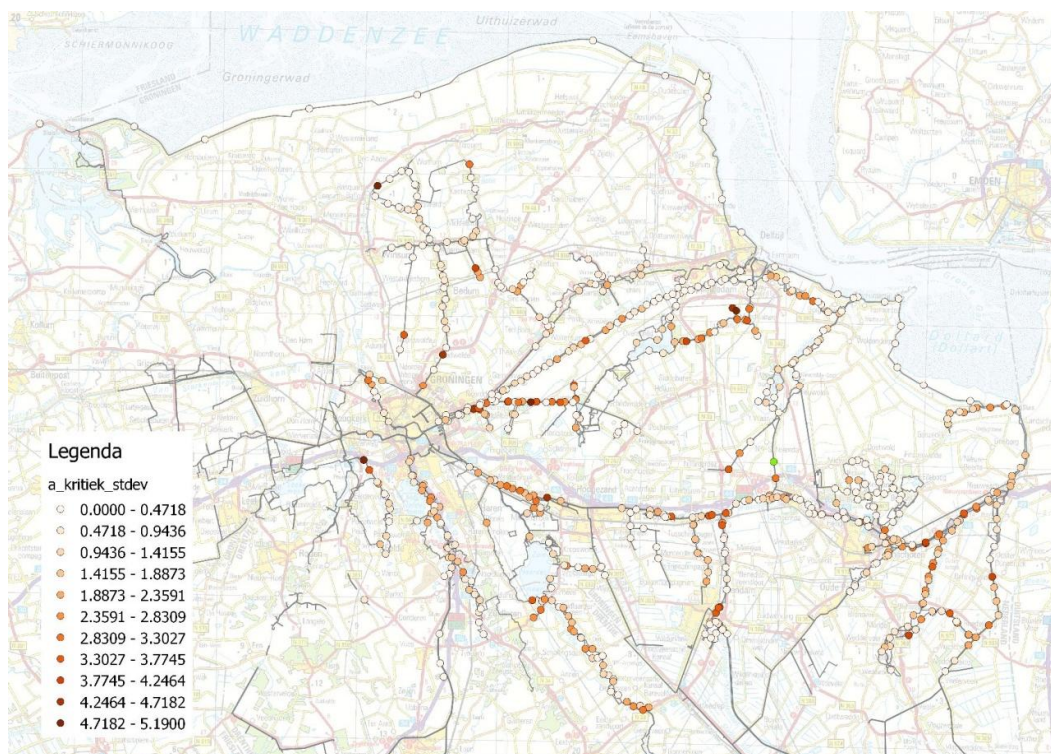
## L.6 Resultaten incl. buitenwaartse stabiliteit en horizontaal evenwicht



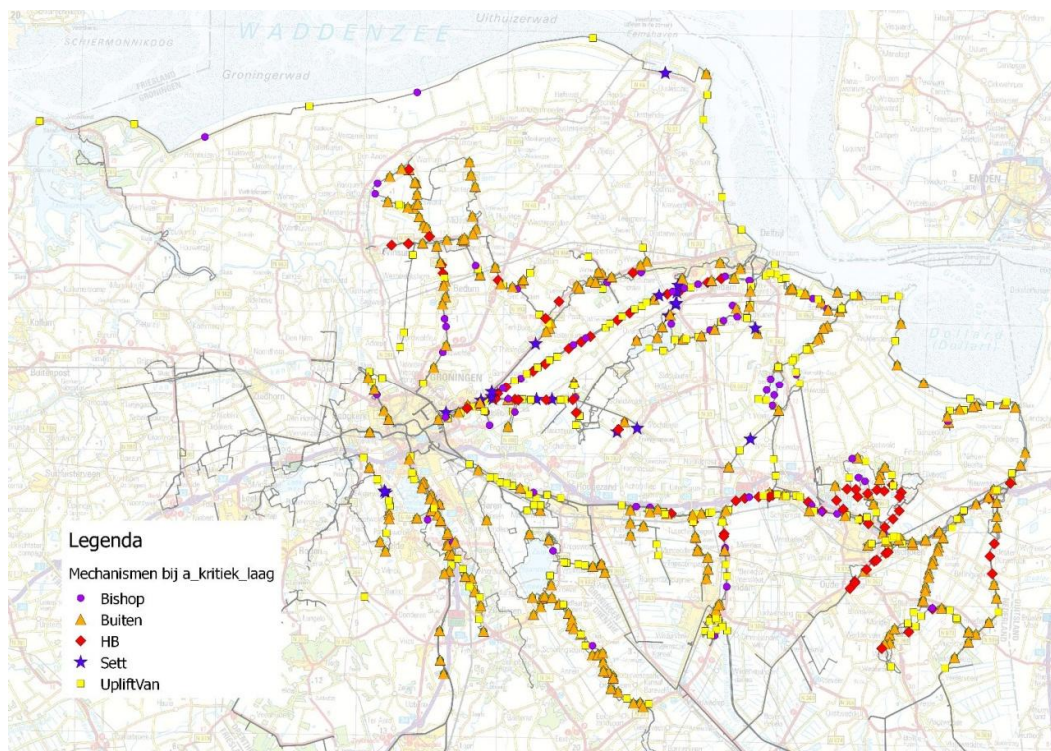
Figuur L.22 Kritieke versnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) voor het meest ongunstige ondergrondscenario, inclusief stabiliteit buitenwaarts en horizontaal evenwicht



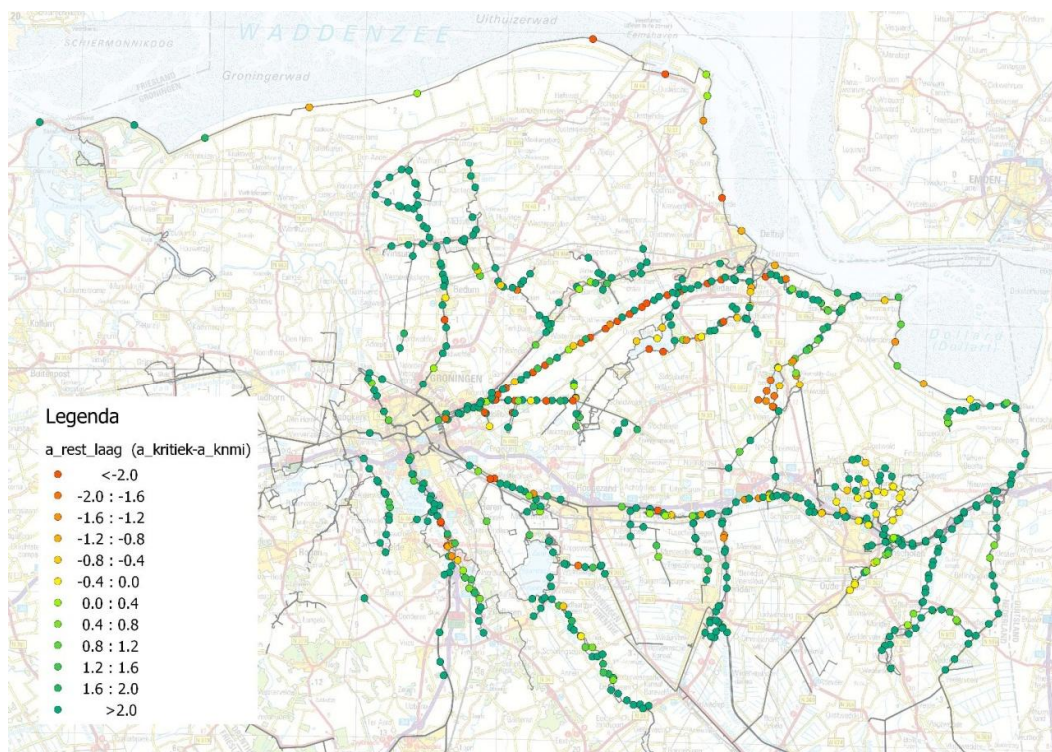
*Figuur L.23 Gemiddelde kritieke versnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) over alle ondergrondscenario's, inclusief stabiliteit buitenwaarts en horizontaal evenwicht*



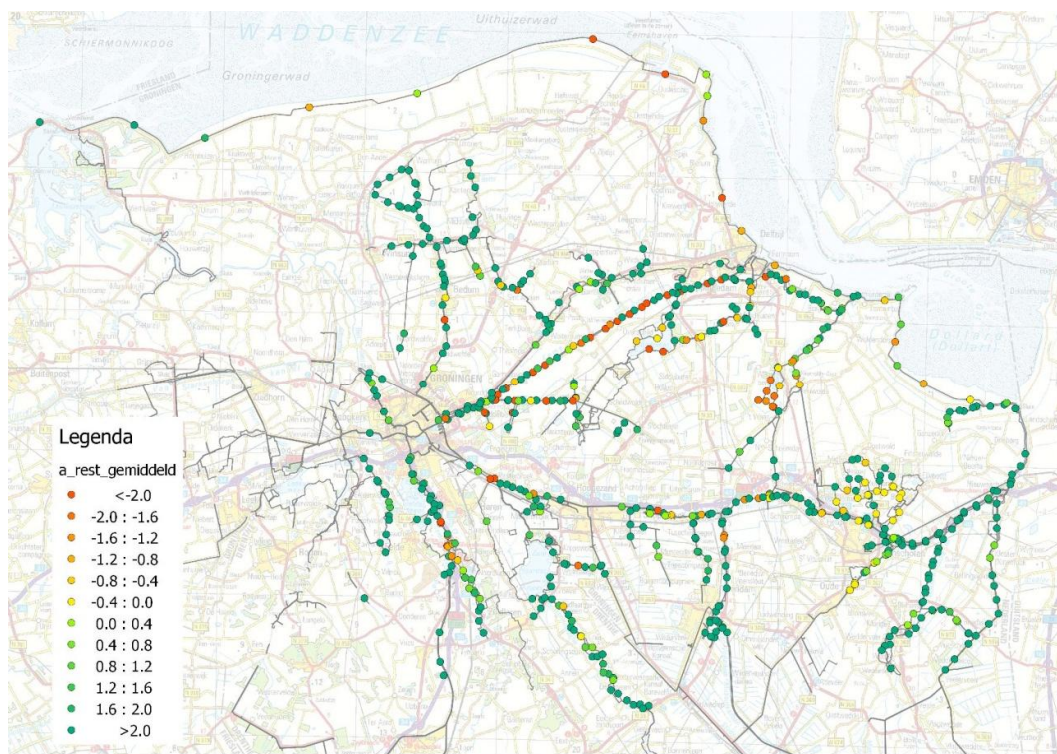
Figuur L.24 Standaardafwijking op kritieke piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) over alle ondergrondscenario's, inclusief buitenwaarts en horizontaal evenwicht



Figuur L.25 Maatgevend mechanisme inclusief buitenwaarts en horizontaal evenwicht



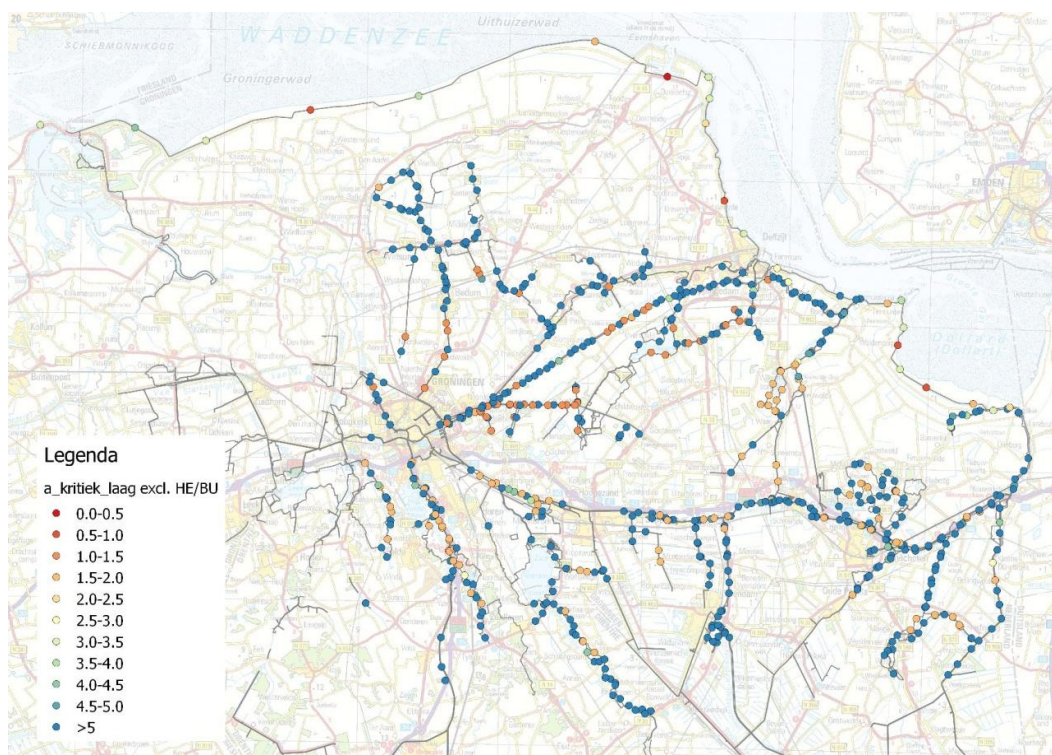
Figuur L.26 Restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) voor het meest ongunstige ondergrondscenario, inclusief buitenwaarts en horizontaal evenwicht



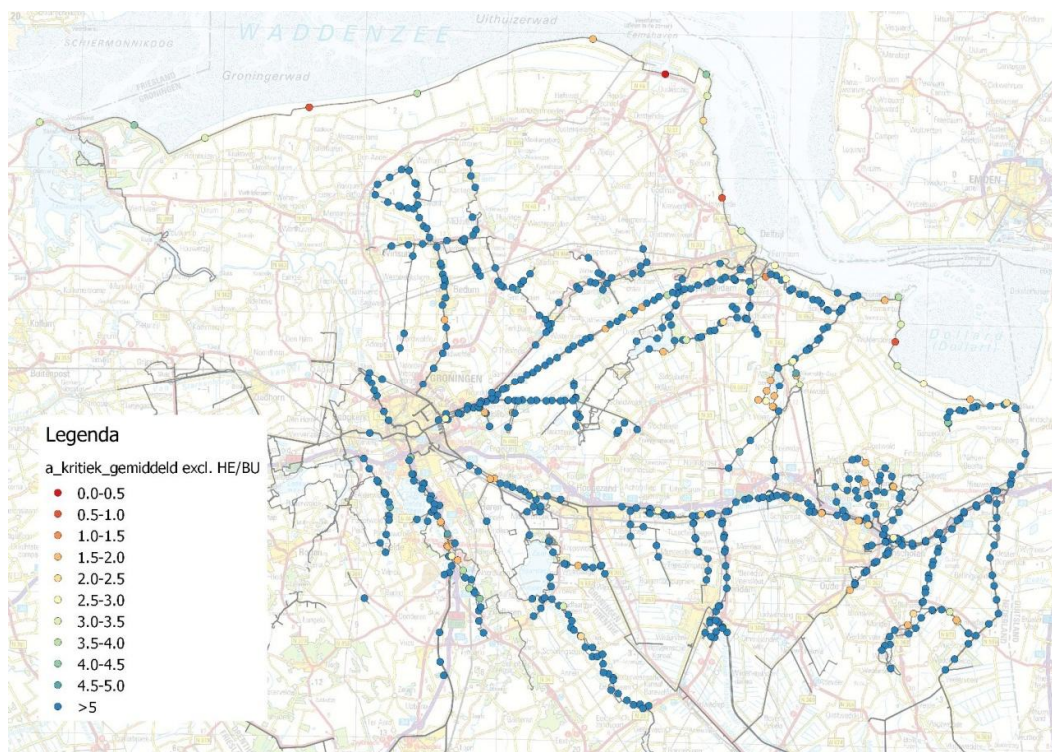
Figuur L.27 Gemiddelde restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) over alle ondergrondscenario's, inclusief buitenwaarts en horizontaal evenwicht

## M Rekenresultaten met aardbeving bij 120 % norm

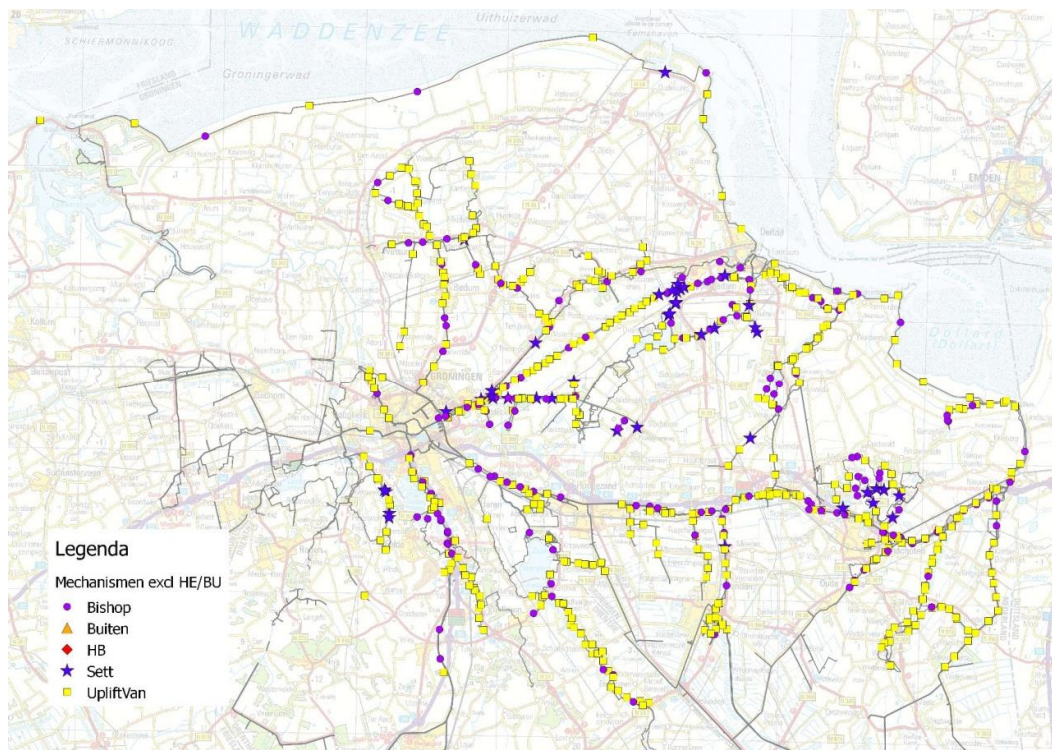
### M.1 Resultaten basisgeval (excl. buitenwaartse stabiliteit en horizontaal evenwicht)



Figuur M.1 Kritieke piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) voor het meest ongunstige ondergrondscenario

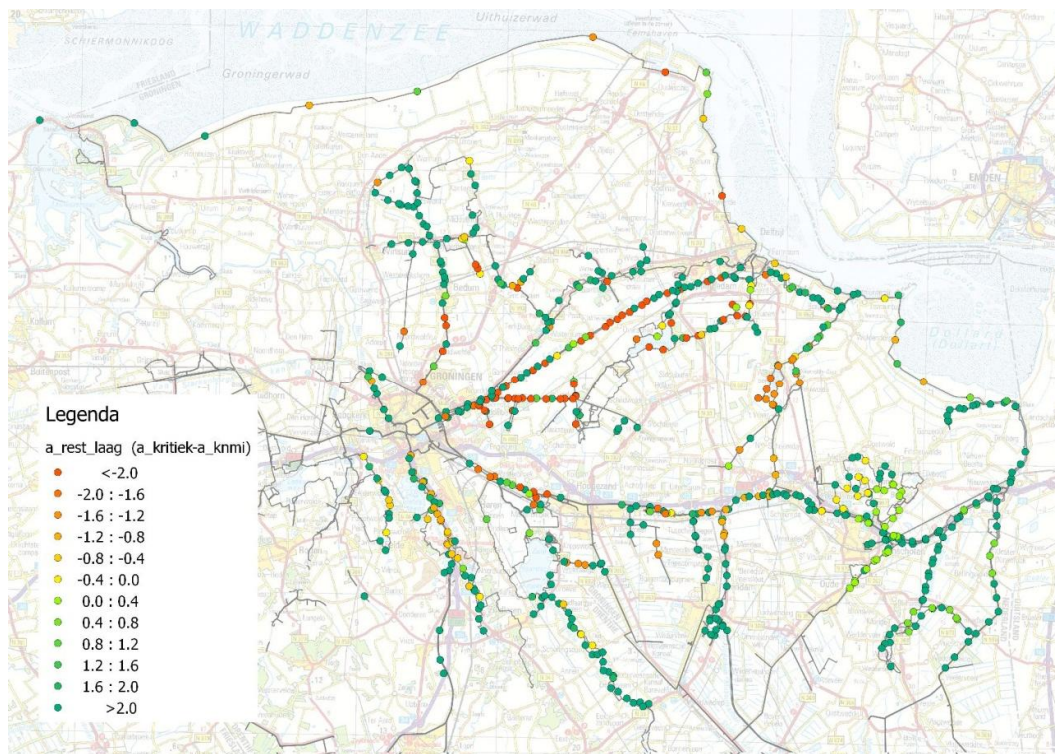


Figuur M.2 Gemiddelde kritieke piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) voor alle ondergrondscenario's

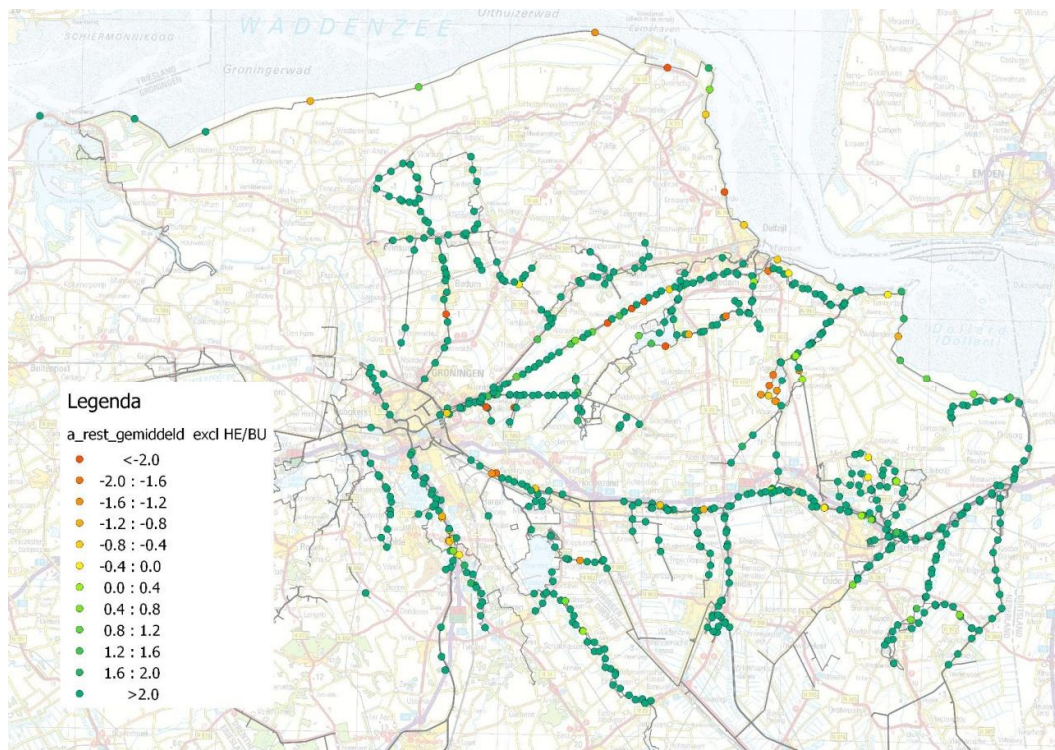


Figuur M.3 Maatgevend mechanisme



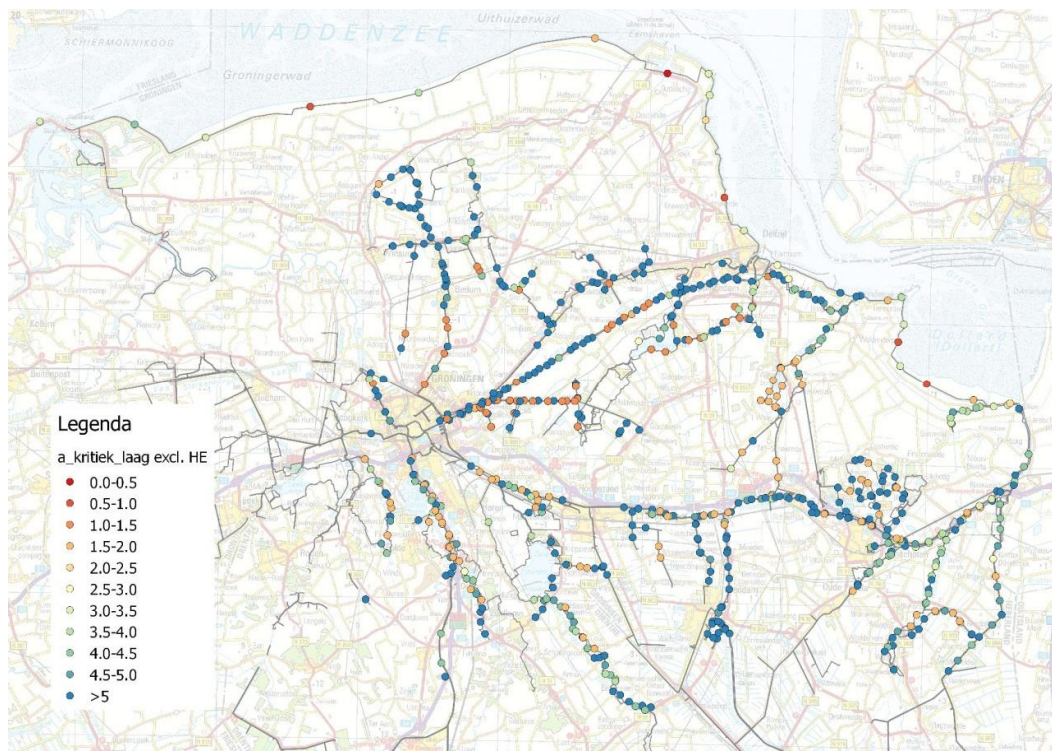


Figuur M.4 Restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) bij het meest ongunstige ondergrondscenario

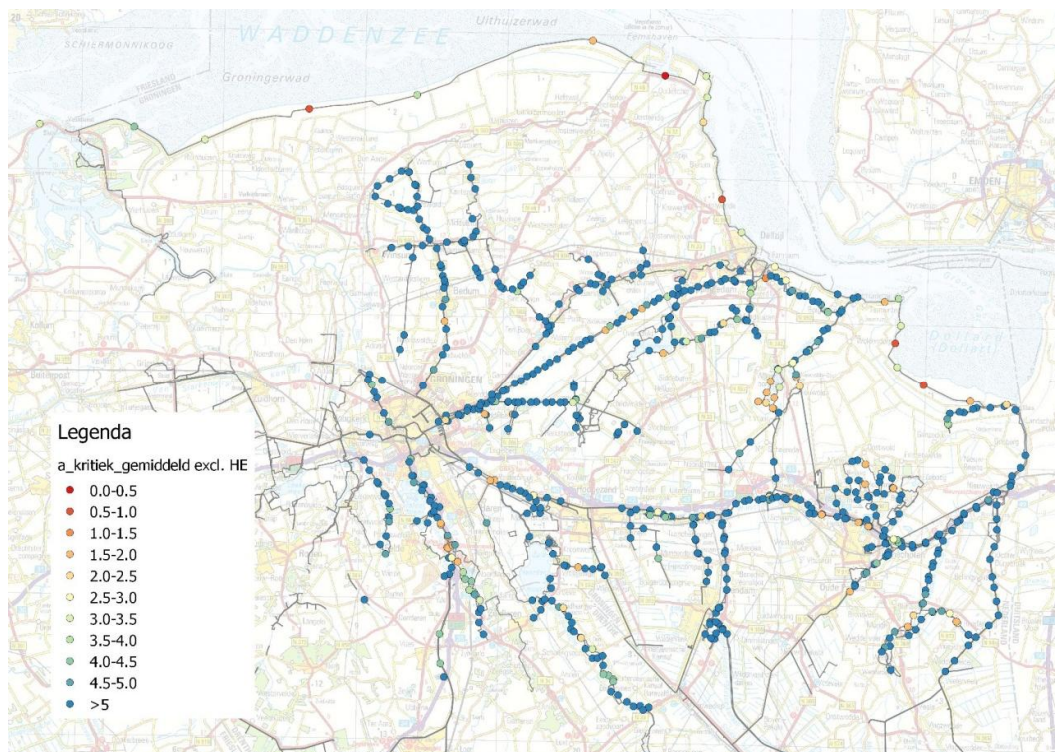


Figuur M.5 Restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar), gemiddeld over alle ondergrondscenario's

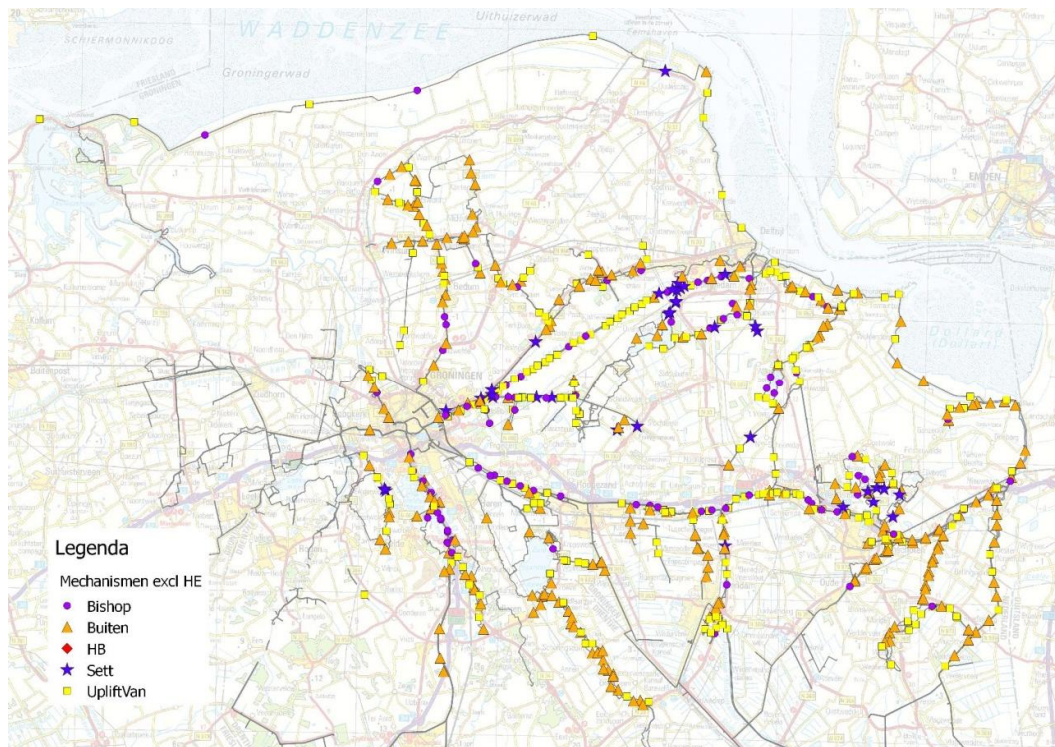
## M.2 Resultaten inclusief buitenwaartse stabiliteit



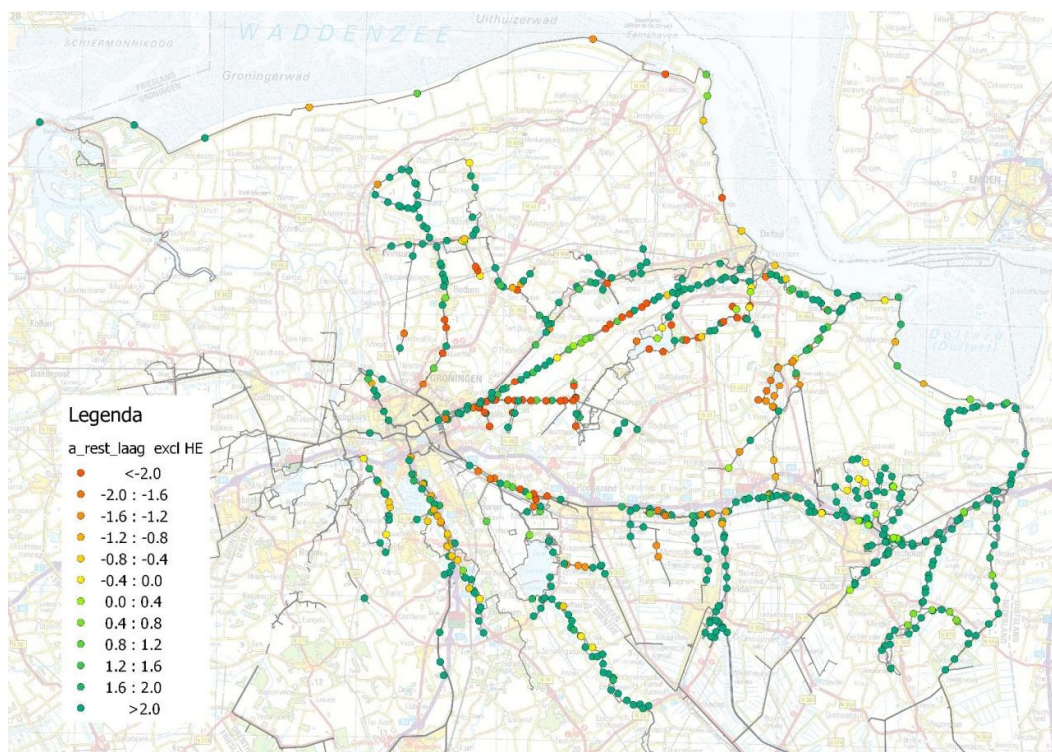
Figuur M.6 Kritieke piekversnelling (m/s<sup>2</sup>, 1:475 per jaar) bij meest ongunstige ondergrondscenario, inclusief stabiliteit buitenwaarts



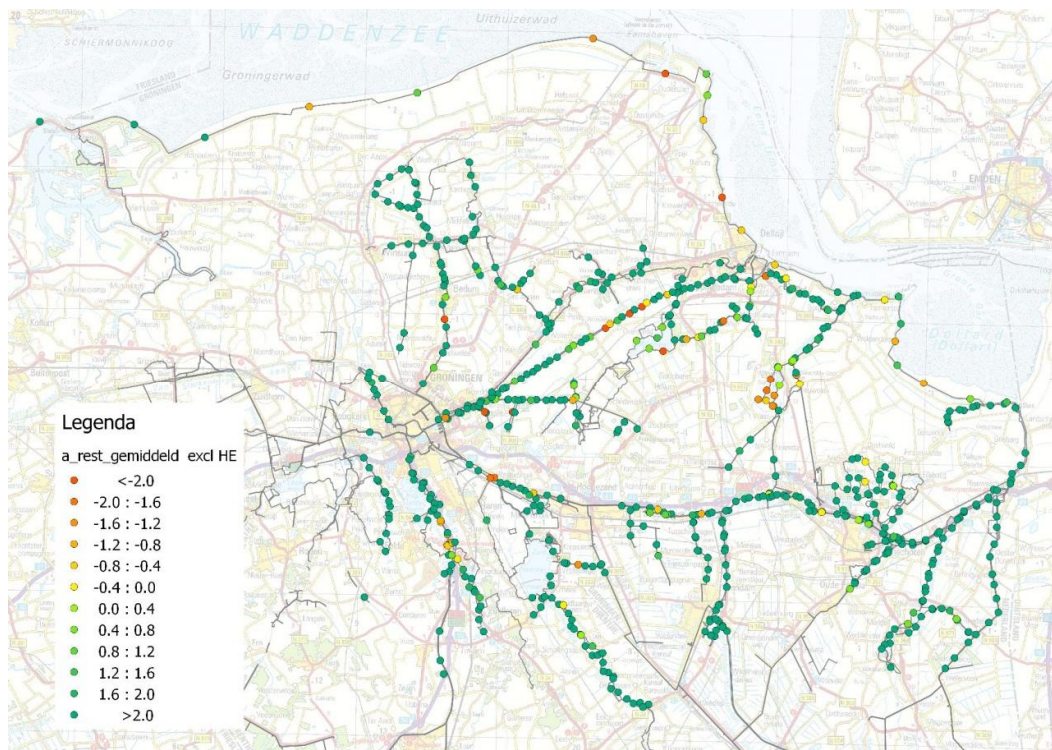
Figuur M.7 Kritieke piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) gemiddeld over de ondergrondscenario's, inclusief stabiliteit buitenwaarts



Figuur M.8 Maatgevend mechanisme inclusief buitenwaarts

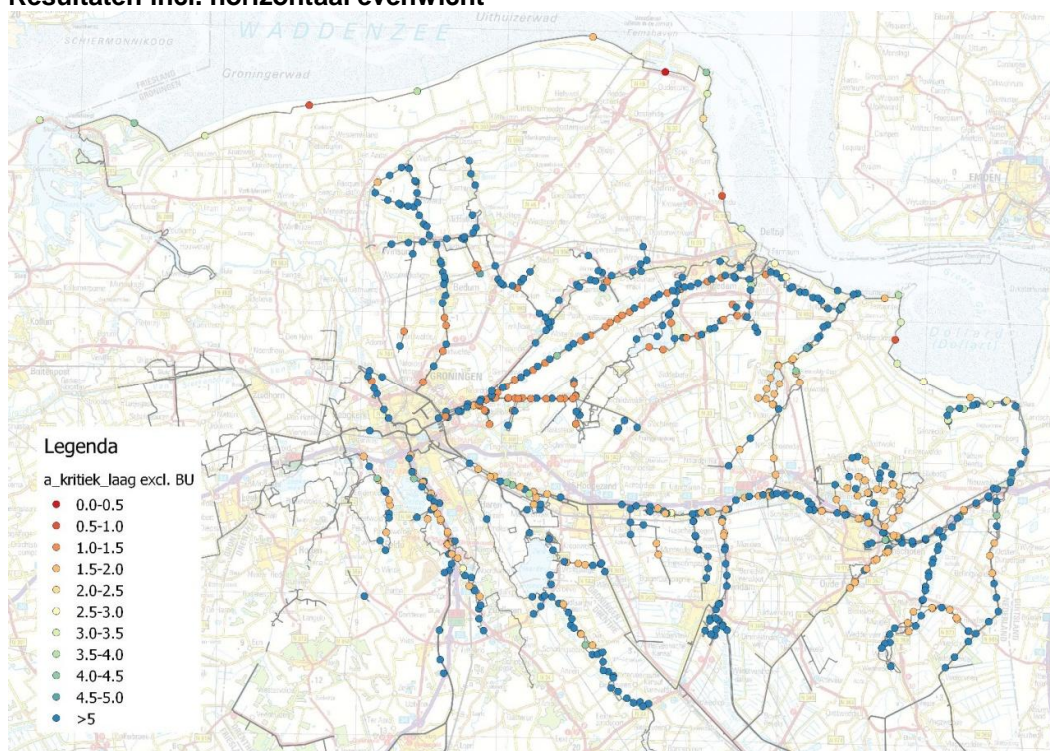


Figuur M.9 Restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) bij het kritieke ondergrondscenario, inclusief buitenwaarts

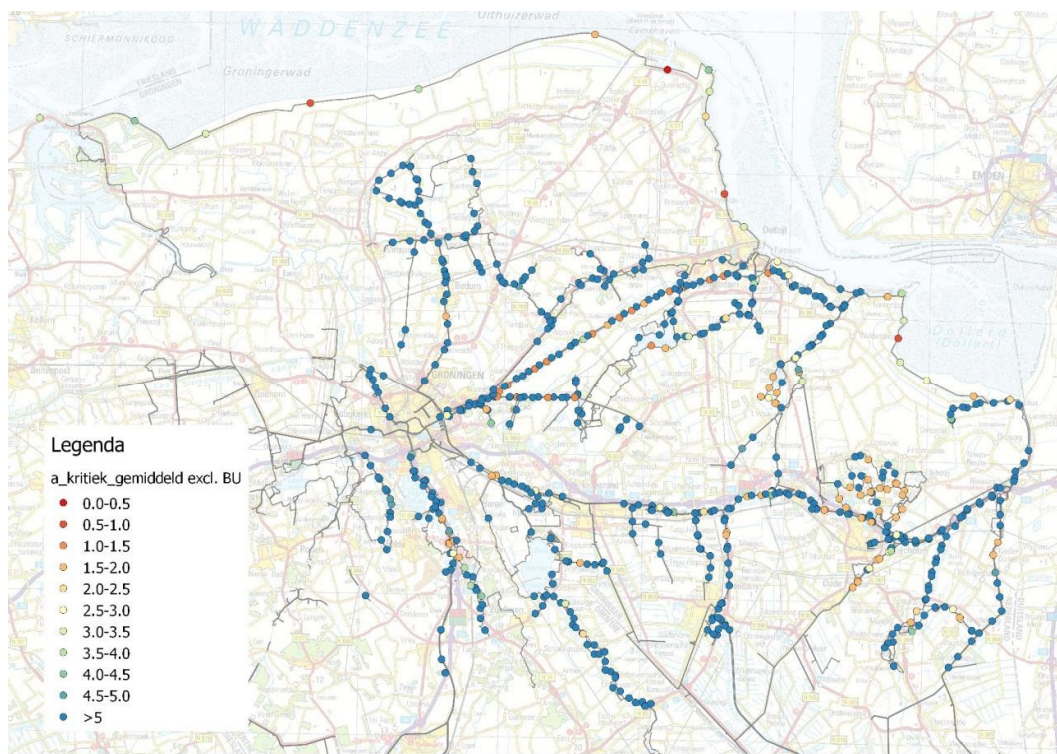


Figuur M.10 Restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) gemiddeld over alle ondergrondscenario's, inclusief buitenwaarts

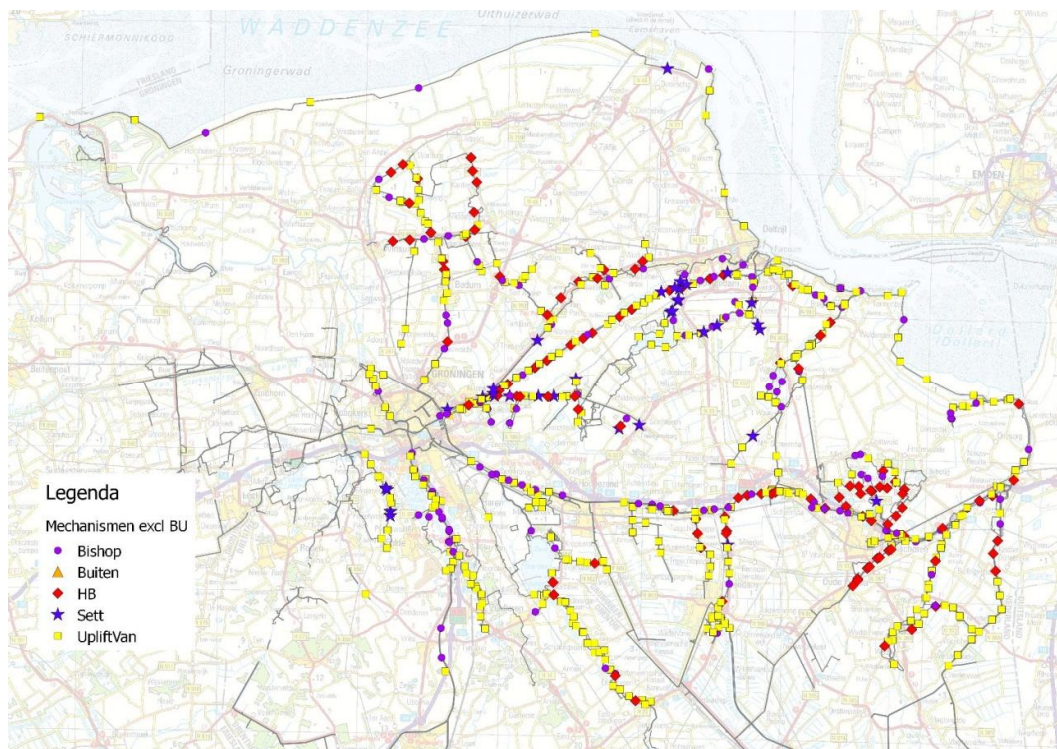
### M.3 Resultaten incl. horizontaal evenwicht



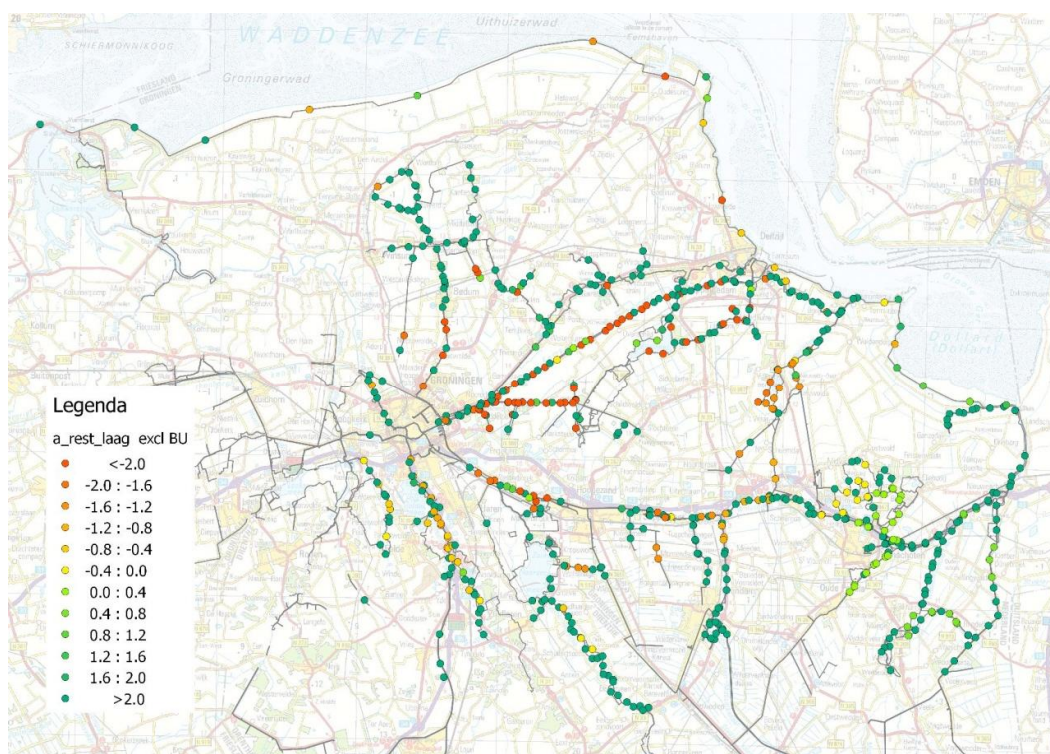
Figuur M.11 Kritieke versnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) bij meest ongunstige ondergrondscenario, inclusief horizontaal evenwicht



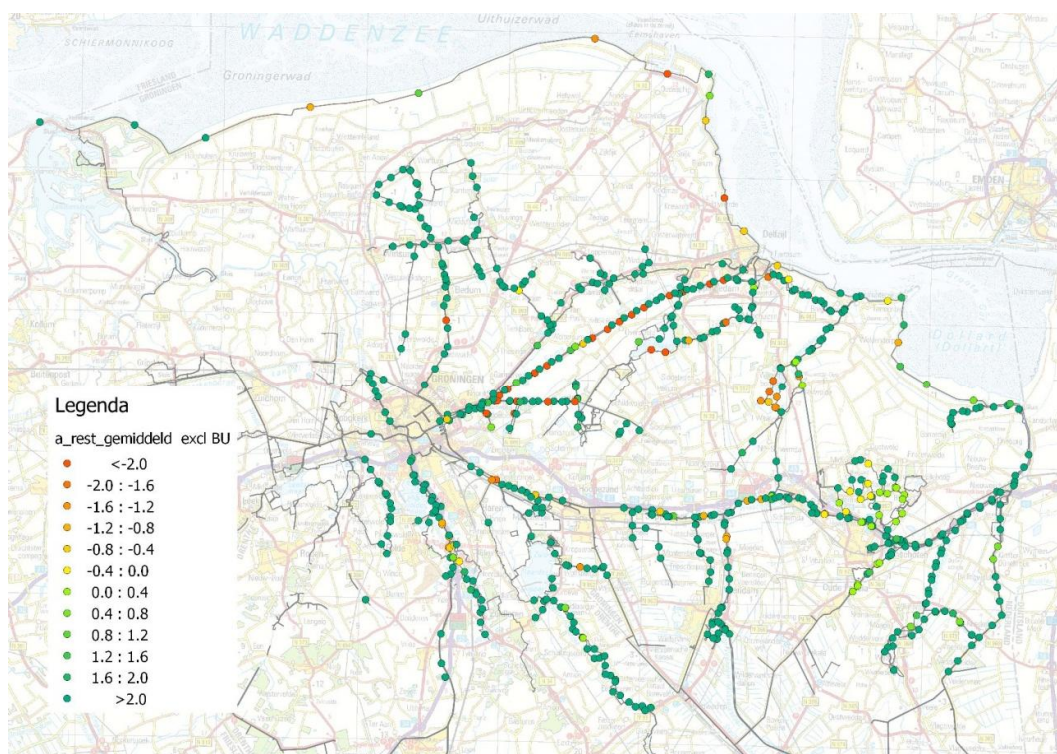
Figuur M.12 Kritieke versnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) gemiddeld over alle ondergrondscenario's, inclusief horizontaal evenwicht



Figuur M.13 Maatgevend mechanisme inclusief horizontaal evenwicht



Figuur M.14 Restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) voor het meest ongunstige ondergrondscenario, inclusief horizontaal evenwicht



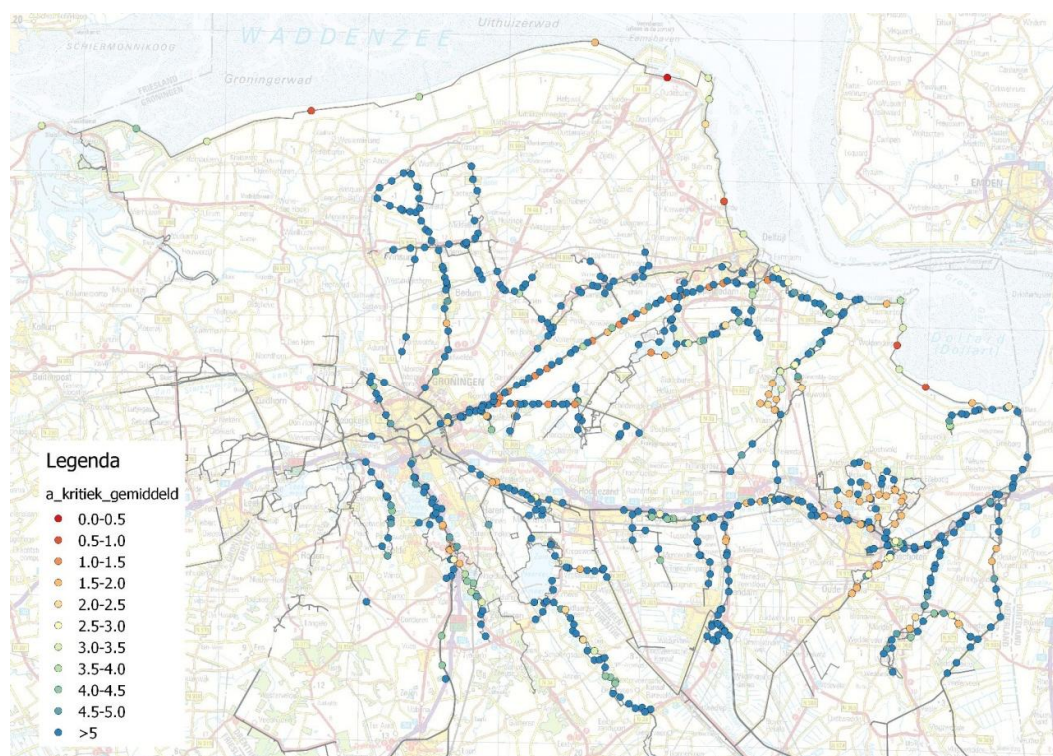
Figuur M.15 Gemiddelde restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) over alle ondergrondscenario's inclusief horizontaal evenwicht



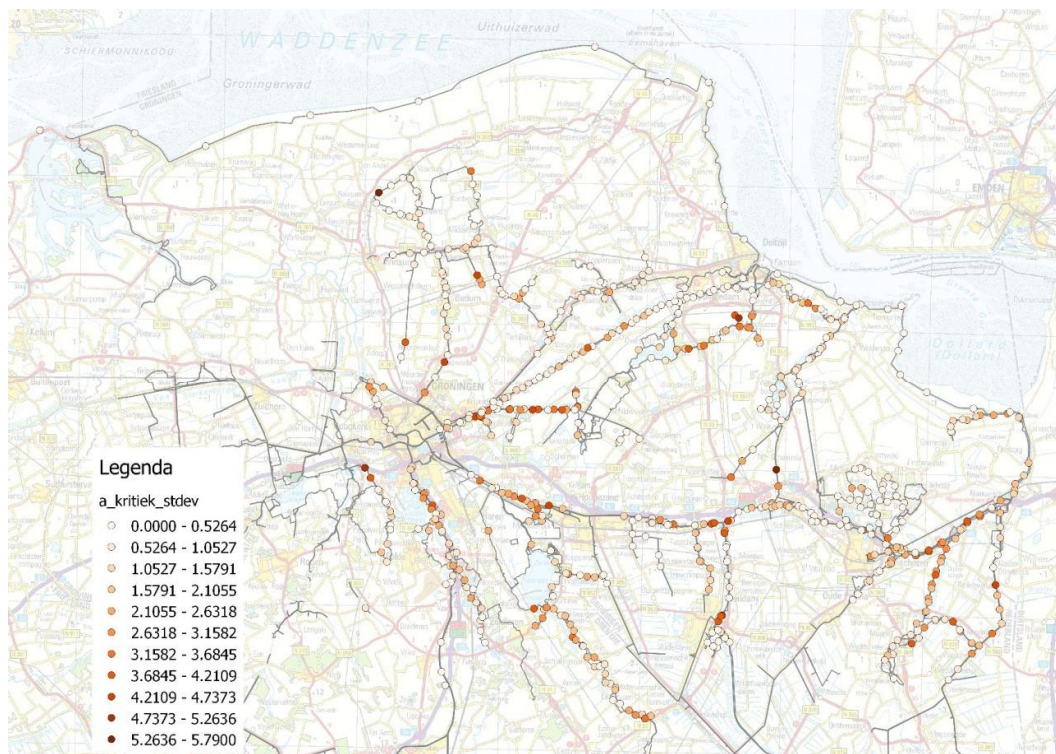
#### M.4 Resultaten incl. buitenwaartse stabiliteit en horizontaal evenwicht



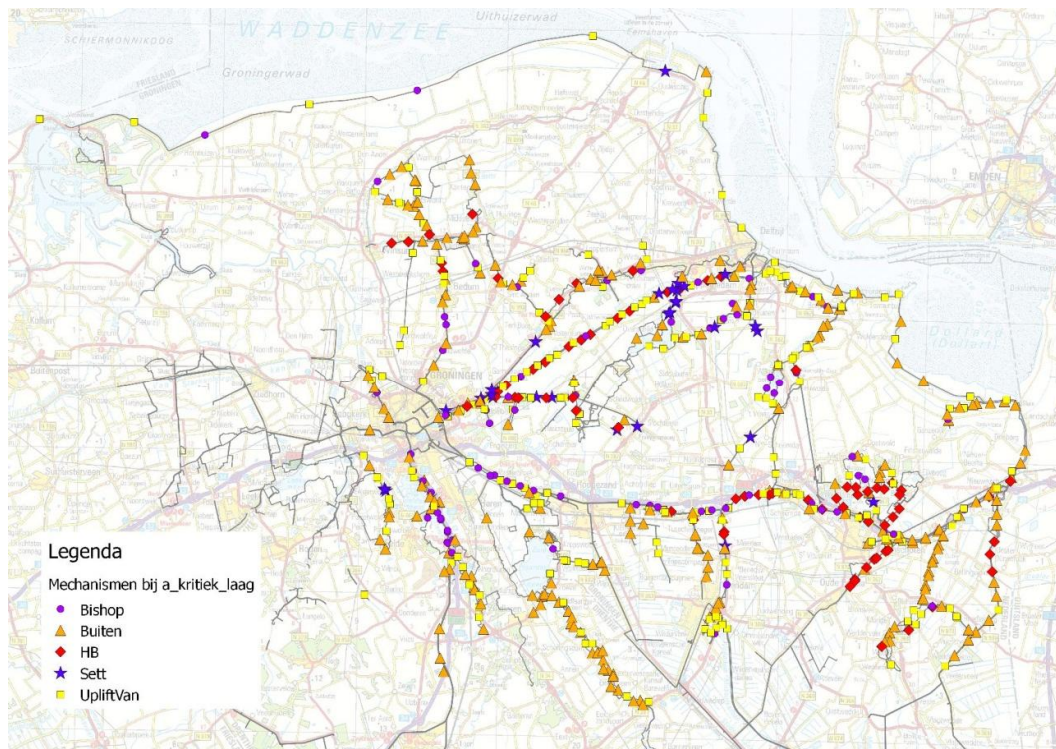
Figuur M.16 Kritieke piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) voor het meest ongunstige ondergrondscenario, inclusief stabiliteit buitenwaarts en horizontaal evenwicht



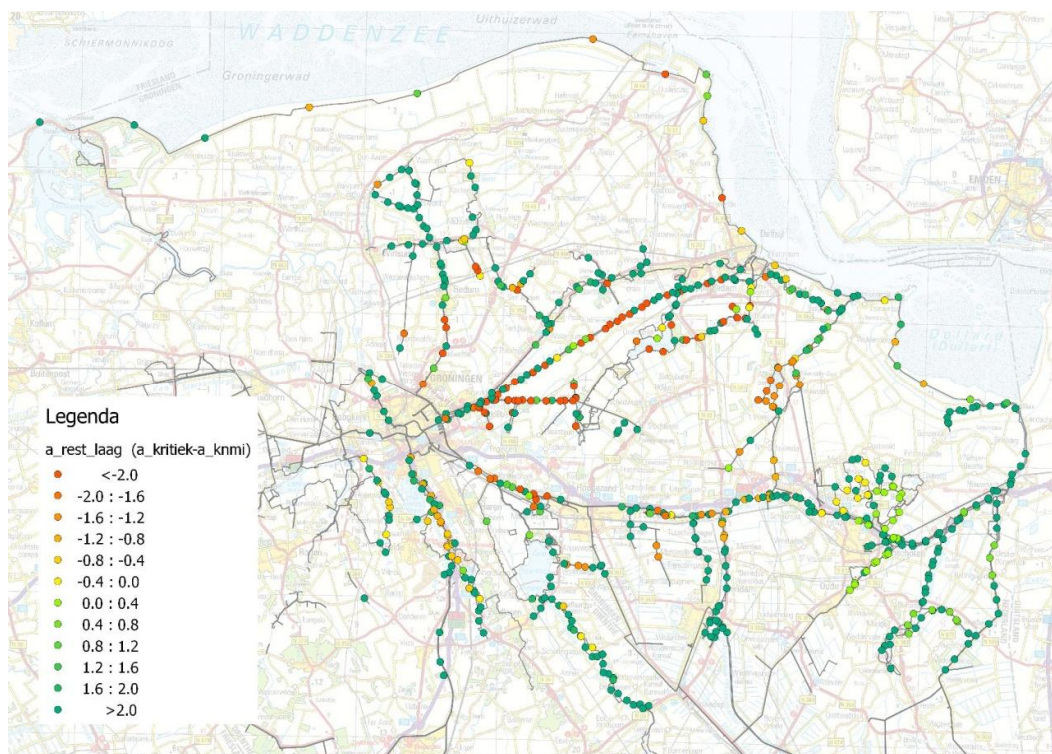
*Figuur M.17 Gemiddelde kritieke versnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) over alle ondergrondscenario's, inclusief stabiliteit buitenwaarts en horizontaal evenwicht*



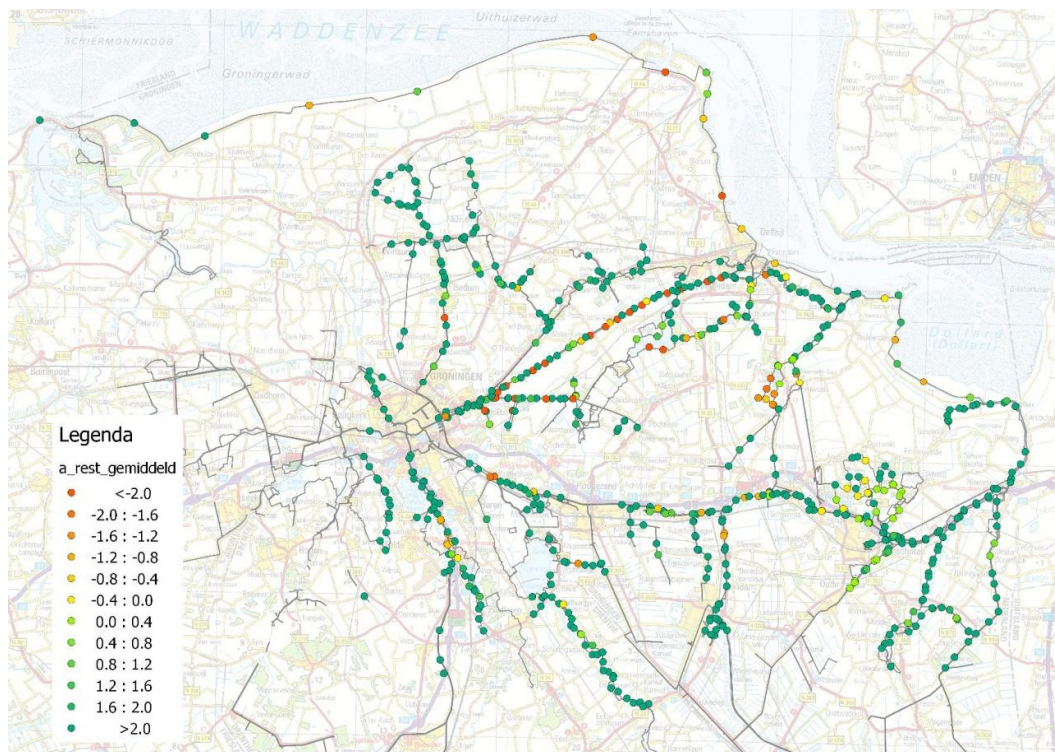
*Figuur M.18 Standaardafwijking op kritieke piekversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) over alle ondergrondscenario's, inclusief stabiliteit buitenwaarts en horizontaal evenwicht*



*Figuur M.19 Maatgevend mechanisme inclusief stabiliteit buitenwaarts en horizontaal evenwicht*



Figuur M.20 Restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) voor het meest ongunstige ondergrondscenario, inclusief buitenwaarts en horizontaal evenwicht



*Figuur M.21 Gemiddelde restversnelling ( $m/s^2$ , 1:475 per jaar) over alle ondergrondscenario's, inclusief buitenwaarts en horizontaal evenwicht*



## N Berekening aardbevingsgevoelige lengtes

### N.1 Zeedijken

Tabel N.1 specificeert de dijkvakken die verbreed moeten worden om aan de huidige normen te blijven voldoen bij de door KNMI voorspelde kansverdeling voor piekversnellingen.

Tabel N.1 Dijkvakken die verhoogd of verbreed moeten worden om aan de norm te blijven voldoen bij een representatieve beving

Vak	Lengte	Verbetermaatregel		
		verhogen	Verbreden 100%	Verbreden 120%
1A (Delfzijl)	0.36			
1B	0.74			
1C	5.00		X	X
1D	4.70		X	X
2A	1.80		X	X
2B	onbekend			
2C (Eemshaven)	3.79			
2D (Eemshaven)	Binnenhaven	Nader onderzoek		
2E	9.50		X	X
2F	6.00			
2G	9.00		X	X
2H	8.00			
2I (Lauwersoog)	6.00			
2J (Lauwersoog)	2.80			
B1	0.70			
B2.1	3,05		X	
B2.2	2,50		X	X
B2.3	4,25			
B2.4	2,30		X	X
B3	2.20			
B4	3.70		X	X
B5	0.40			
B6	6.40			
B7	0.50			
B8	1.40		X	X

## N.2 Regionale keringen bij 100% norm

De volgende gebieden voldoen niet aan de normen, gegeven door het KNMI voorspelde kansverdeling voor piekversnellingen.

- A. Eemskanaal.
- B. Kades tussen Stedum en Bedum.
- C. Kades rondom het Schildmeer, Hondhalstermeer en het Slochterdiep.
- D. Kades langs en ten zuiden van het Winschoterdiep tot aan Winschoten (westzijde) en het Oldambtmeer.

Tabel N.2 specificeert het aantal kilometers in de betreffende gebieden die verbreed moeten worden om aan de huidige normen te blijven voldoen bij de door KNMI voorspelde kansverdeling voor piekversnellingen.

Tabel N.2 *Kadelengtes in gebieden die verbreed moeten worden om aan 100% van de norm te voldoen bij een representatieve beving*

Gebied	Kilometers te verbreden o.b.v. gemiddelde ondergrond	Kilometers te verbreden o.b.v. meest ongunstige ondergrond
A	3+6	6+8
B	2	5
C	1+2+6	10+6+9
D	10+5+9	18+7+35
<b>Totaal</b>	<b>Ongeveer 45 kilometer</b>	<b>Ongeveer 105 kilometer</b>

## N.3 Regionale keringen bij 120% norm

Tabel N.3 specificeert het aantal kilometers in de betreffende gebieden die verbreed moeten worden om aan 120% van de huidige normen te voldoen bij de door KNMI voorspelde kansverdeling voor piekversnellingen

Tabel N.3 *Kadelengtes in gebieden die verbreed moeten worden om aan 120% van de norm te voldoen bij een representatieve beving*

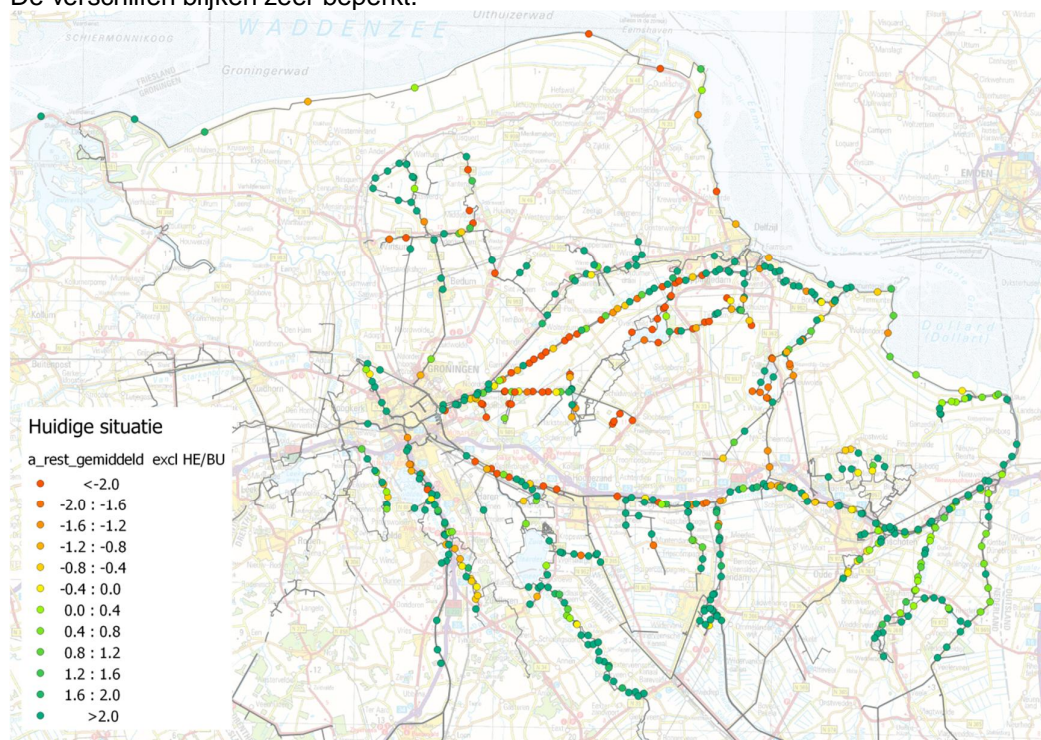
Gebied	Kilometers te verbreden
A	1+4
B	2
C	1+2+6
D	8+2+8
<b>Totaal</b>	<b>Ongeveer 35 kilometer</b>

## N.4 Regionale keringen, huidige dwarsprofielen.

Ter prioritering van de maatregelen is ook de restversnelling op de huidige dwarsprofielen bepaald. Dat wil zeggen de profielen zonder fictieve verbetering. Figuur N.1 toont de restversnelling voor de huidige profielen voor wat betreft macro-stabiliteit en hoogte, gemiddeld over de ondergrondscenario's. Om inzicht te krijgen in het maatgevende



mechanisme, is ook Figuur N.2 toegevoegd. In deze figuur is het hoogtecriterium uitgesloten. De verschillen blijken zeer beperkt.



Figuur N.1 Restversnelling (m/s<sup>2</sup>, 1:475 per jaar), gemiddeld over alle ondergrondscenario's bij de huidige profielen voor macro-stabiliteit binnenwaarts en hoogte



Figuur N.2 Restversnelling, exclusief hoogte, (m/s<sup>2</sup>, 1:475 per jaar), gemiddeld over alle ondergrondscenario's bij de huidige profielen voor macro-stabiliteit binnenwaarts

Tabel N.4 specificeert een schatting van het aantal te verbeteren kilometers, dat wil zeggen het aantal kilometers met een restzetting kleiner dan nul.

Tabel N.4 Kadelenktes in gebieden die verbreed en/of verhoogd moeten worden om bij een aardbevingsbelasting te voldoen aan het beoordelingscriterium bij 100% van de norm

Gebied	Aantal kilometers met negatieve restversnelling	
	Macro-stabiliteit binnenwaarts en hoogte	Alleen macro-stabiliteit binnenwaarts
A	16+14	16+13
B	8	8
C	10+8+5	6+8+5
D	20+6+24	18+6+24
<b>Totaal</b>	<b>Ongeveer 110 kilometer</b>	<b>Ongeveer 105 kilometer</b>

## O Rekenmethode zettingsvloeiing

### O.1 Inleiding

In deze bijlage wordt een voorstel gedaan voor een methode om het effect van aardbevingen op het voorland te toetsen.

Een aardbeving kan alleen een vloeiing kan initiëren door verweking van zand. Uitgangspunt is dus dat een bresvloeiing niet kan worden geïnitieerd door een aardbeving. De piekversnelling en de wateroverspanning zijn in de hierna voorgestelde methode vertaald naar een equivalente taludversteiling. Het versteilde talud kan vervolgens worden getoetst op het optredingscriterium (gemiddeld 1:7 en nergens steiler dan 1:4 over gemiddeld 5 m). Bij deze toetsing wordt uitgegaan van statische verweking van zand. Statische verweking betreft de opbouw van wateroverspanningen door het ineensinken van het losgepakte korrelskelet. Hiervoor is in principe maar één voldoende grote belastingsverandering nodig. De empirische correlaties tussen belastingscycli, pakking en wateroverspanningen zoals toegepast voor zandlagen onder de dijken zijn hier dus niet van toepassing. Of statische verweking optreedt en welke wateroverspanning wordt opgebouwd wordt bepaald door een combinatie van spanningstoestand en pakking van het zand. De spanningstoestand wordt bepaald door taludhelling en –hoogte. Of verweking optreedt kan redelijk goed bepaald worden met computermodellen als SLIQ2D. Voor de bepaling van de wateroverspanningen die vervolgens optreden (die bovendien voldoende lang aanhouden om tot een vloeiing te leiden) zijn minder methoden beschikbaar. Hiervoor zullen dus aannames gemaakt worden.

- In § O.2 worden de twee kritische locaties beschreven.
- In § O.3 wordt de voorgestelde rekenmethode gegeven.
- In § O.4 wordt de rekenmethode gevalideerd.

### O.2 Kritische locaties

Bij de locatie Vierhuizergat zijn in 2012 maatregelen genomen door het aanbrengen van een bestorting. Deze maatregelen hebben bestaan uit het verhogen van de geulbodem direct voor de dijk en het vastleggen van de bodem met stortsteen. Daarnaast is vanaf de teen een talud onder 1:4 opgebouwd bestaande uit stortsteen. Uitgaande van erosie als enige trigger, kan het optreden van een zettingsvloeiing worden uitgesloten.

De Eemshaven ligt buitendijks, wat betekent dat de keringen langs de haven secundaire keringen zijn. Op verzoek van Groningen Seaports en het waterschap Noorderzijlvest heeft Royal Haskoning deze keringen getoetst met het toetstinstrumentarium voor primaire keringen. Tijdens baggerwerkzaamheden ten behoeve van de uitbreiding van de Wilhelminahaven heeft er zich in 2011 een vloeiing voorgedaan.



Figuur 4.10 Beschikbaarheid lodingen voor dijkssecties 1 tot en met 5

Figuur 0.1 Op voorlandstabiliteit getoetste trajecten bij de Eemshaven

Traject 4 en 5 konden goedgekeurd worden omdat langs deze trajecten er geen geul aanwezig is. Traject 3 en 4 blijken beide onvoldoende te scoren op het schadelijkheids criterium en optredingscriterium en is daarom aanbevolen grondonderzoek te doen om de aanwezigheid van verwekingsgevoelige lagen vast te stellen. Voor zover bekend is deze analyse niet uitgevoerd. Op grond daarvan is voor trajecten 1, 2 en 3 geen oordeel gegeven voor zettingsvloeiing.

### 0.3 Rekenmethode met equivalente taludversteiling

De invloed van relatieve wateroverspanning en horizontale piekversnelling wordt benaderd onder aanname van een oneindig lang talud.

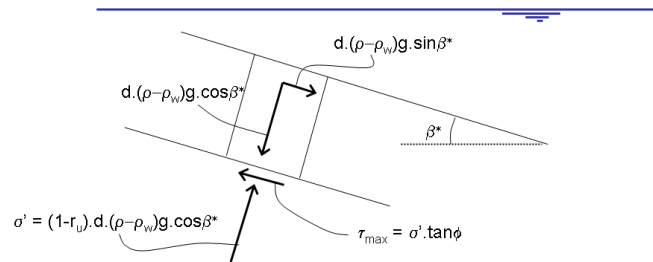
- De invloed van relatieve wateroverspanning ( $r_u$ ) is dan:

$$FoS(r_u) = \frac{\tau_{max}}{d(\rho - \rho_w)g \cdot \sin \beta^*} = \frac{(1 - r_u) \cdot d(\rho - \rho_w)g \cdot \cos \beta^* \cdot \tan \varphi}{d(\rho - \rho_w)g \cdot \sin \beta^*} = (1 - r_u) \cdot \frac{\tan \varphi}{\tan \beta^*}$$

Waarin:

$\tau_{max}$	maximale schuifspanning [kPa]
$\rho$	volumiek gewicht verzadigde grond [kN/m <sup>3</sup> ]
$\rho_w$	volumiek gewicht water [kN/m <sup>3</sup> ]
$g$	zwaartekrachtversnelling [m/s <sup>2</sup> ]
$d$	dikte laag [m]
$\beta^*$	taludhelling [°]
$\varphi$	interne hoek van wrijving [°]

Zie ook onderstaande figuur:



Figuur 0.2 Spanningen op een zandelement in een onder water helling, inclusief het effect van relatieve wateroverspanning  $r_u$ .

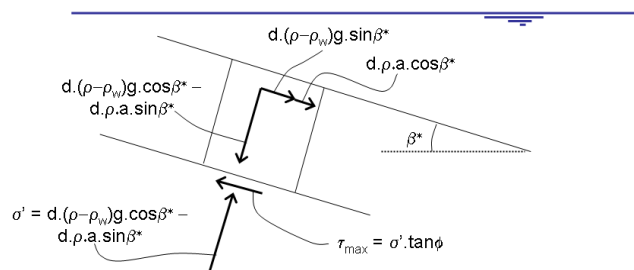
- De veiligheidsfactor gegeven een horizontale piekversnelling kan worden berekend met:

$$\begin{aligned}
 FoS(a) &= \frac{\tau_{\max}}{d(\rho - \rho_w)g \cdot \sin \beta^* + d \cdot \rho \cdot a \cdot \cos \beta^*} = \frac{\{d(\rho - \rho_w)g \cdot \cos \beta^* - d \cdot \rho \cdot a \cdot \sin \beta^*\} \cdot \tan \phi}{d(\rho - \rho_w)g \cdot \sin \beta^* + d \cdot \rho \cdot a \cdot \cos \beta^*} \\
 &= \frac{1 - \alpha_{ruw} \cdot \tan \beta^*}{\tan \beta^* + \alpha_{ruw}} \cdot \tan \phi = \frac{1 - \alpha_{ruw} \cdot \tan \beta^*}{1 + \alpha_{ruw} / \tan \beta^*} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \beta^*}
 \end{aligned}$$

waarin  $\alpha_{ruw}$  de relatieve versnelling onder water is (er wordt dus vanuit gegaan dat het gehele talud zich onder water bevindt):

$$\alpha_{ruw} = \frac{\rho}{(\rho - \rho_w)} \cdot \frac{a}{g}$$

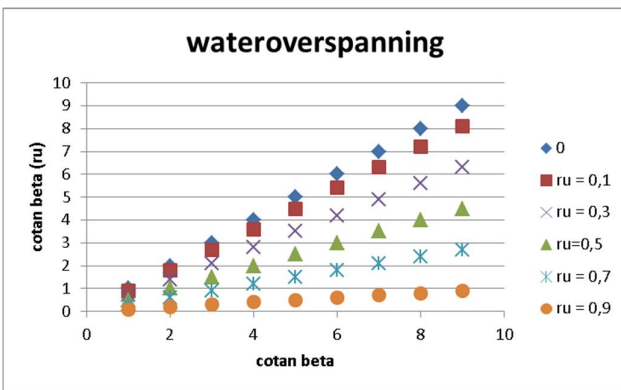
Zie onderstaande figuur:



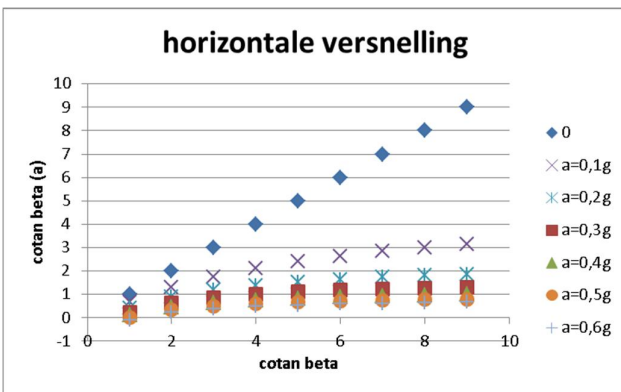
Figuur 0.3 Spanningen op een zandelement in een onderwaterhelling, inclusief het effect van een horizontale versnelling

De berekende reductie van de veiligheidsfactor door een wateroverspanning of horizontale versnelling kan ook worden toegepast op de hellingshoek  $\tan \beta$ .

Onderstaande figuren geven de resultaten, uitgaande van  $\phi = 30^\circ$  voor het niet verweekte zand.



Figuur 0.4 Reductie van hellingshoek (cotan  $\beta$ ) ten gevolge van wateroverspanningen, gegeven een oneindig lang talud.



Figuur 0.5 Reductie van hellingshoek (cotan  $\beta$ ) ten gevolge van een horizontale piekversnelling , gegeven een oneindig lang talud

Bij gelijktijdig optreden van de versnelling en wateroverspanning (vooral bij een gasbeving met slechts enkele pieken waarschijnlijk een erg conservatieve aanname), kunnen de figuren gecombineerd worden.

Volgens de Handreiking Voorland Zettingsvloeiing ten behoeve van de derde toetsronde (Rijkswaterstaat, 2012) kan de kans op het optreden van een vloeïng berekend worden met:

$$P(\text{flowslide}) = \left(\frac{H_R}{25m}\right)^2 \cdot \left(\frac{3,5}{\cot \beta^*}\right)^6 \cdot \left(\frac{1}{10}\right)^{10(R_n - 0,4)} \cdot 0,1 / km + P(\text{breaching})$$

Dit levert de volgende resultaten op:

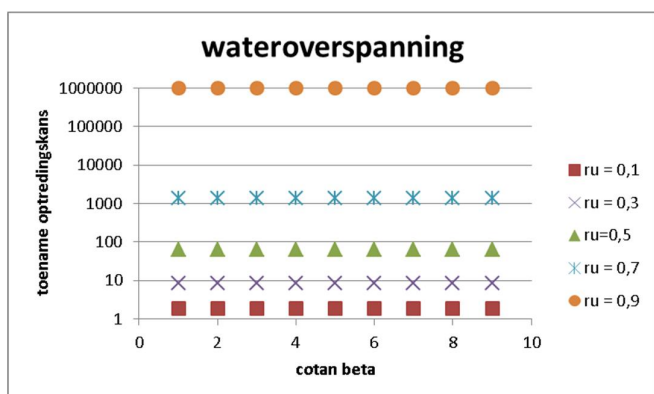
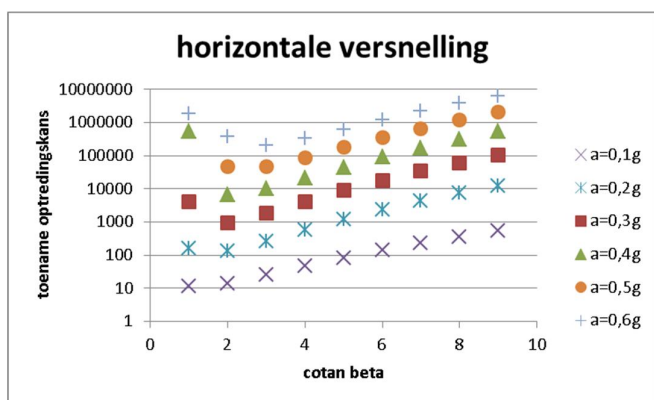


Figure 8.2 Toename van optredingskans ten gevolge van wateroverspanningen, gegeven een oneindig lang talud



Figuur 0.6 Toename van optredingskans ten gevolge van horizontale versnelling, gegeven een oneindig lang talud

Voor taluds flauwer dan 1:2 geldt dat de invloed van de horizontale piekversnelling op de optredingskans van een vloeïng toeneemt naarmate het talud flauwer is. Dit komt omdat gekeken wordt naar de relatieve invloed op de optredingskans en niet naar de absolute waarde ervan.

## 0.4 Validatie van de rekenmethode

Ter validatie van de nauwkeurigheid van de benadering van een oneindig lang talud zijn in D-GeoStability aanvullende berekeningen uitgevoerd voor een cirkelvormig glijvlak in een recht maar eindig talud, waarbij gevarieerd is in taludhelling en -hoogte. Daarbij is gekeken naar de invloed van wateroverspanningen in een laag (dus sterktereductie langs een gedeelte van het glijvlak in plaats van langs het gehele schuifvlak). Net als in de berekeningen aan een oneindig talud is onderzocht met welke taludversteiling een belasting in de vorm van een horizontale versnelling of wateroverspanning overeenkomt.

Samenvatting van uitgangspunten:

- Zandtalud, volledig onder water, bestaande uit niet-verweekt en verweekt zand.
- Een situatie van een 1:7 talud is beschouwd, omdat die de gemiddelde taludhelling is waarin in de eenvoudige toets het optreden van een vloeïng precies kan worden uitgesloten.
- Sterkte niet verweekt zand:  $\phi = 30^\circ$ .

- Sterkte verweekt zand: variabel.

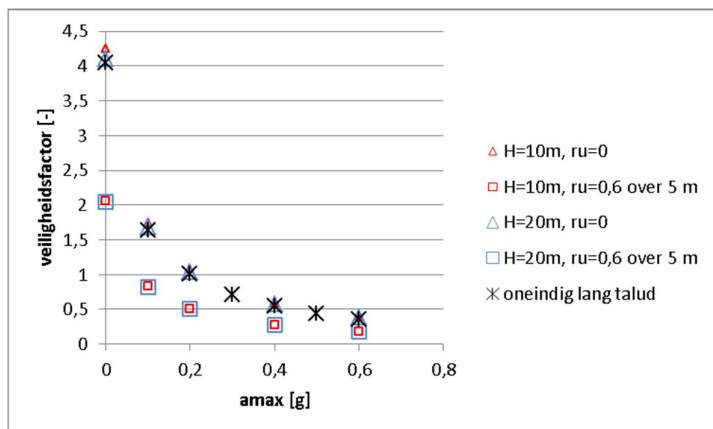
Verweking van de zandlagen is in rekening gebracht door  $\tan\phi$  te reduceren via vermenigvuldiging met de relatieve wateroverspanning  $r_u$ .

Relatieve wateroverspanning $r_u$ [-]	$\phi(r_u)$ [°]
0	30,0
0,4	19,0
0,6	13,0
0,8	6,6

Twee scenario's met betrekking tot het verweekte gebied zijn beschouwd:

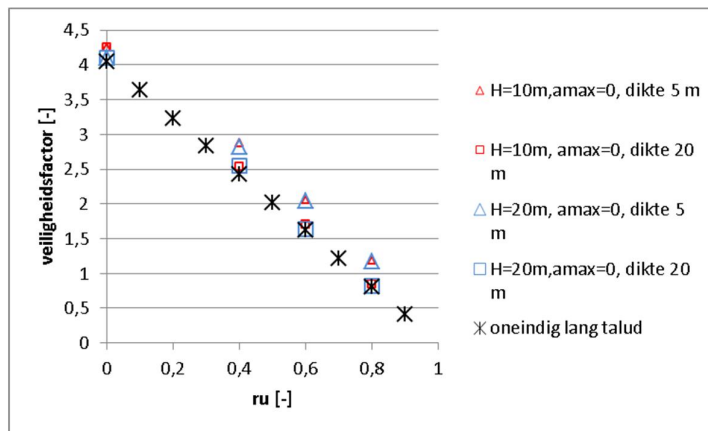
- Compleet verweekt talud (om te kunnen vergelijken met berekeningen oneindig talud).
- Verweking van een 5 m dikke horizontale laag. In de Handreiking Voorland wordt ervan uitgegaan dat er minimaal over 5 m verweking moet optreden om tot een vloeijing te kunnen leiden. In geval van het 10 m hoge talud is de onderste helft verweekt, in geval van het 20 m hoge talud is de bovenste helft van de onderste helft verweekt (dus tussen mv-10 en mv-15 m).

Onderstaande figuren geven de resultaten.



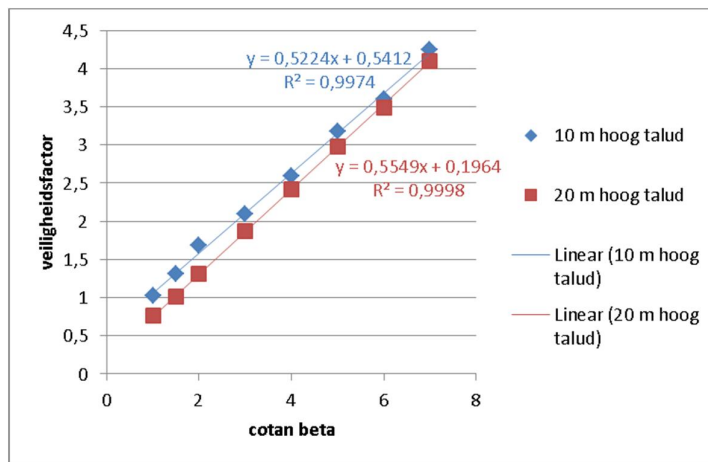
Figuur 0.7 Relatie veiligheidsfactor en horizontale piekversnelling ( $a_{max}$ ) zonder wateroverspanningen en met een relatieve wateroverspanning van 0,6 voor een recht, onder water 1:7 zandtalud van 10 en 20 m hoog met sterkte  $\phi = 30^\circ$ , met een Bishop glijvlak. Tevens weergegeven zijn de resultaten van een oneindig lang 1:7 talud





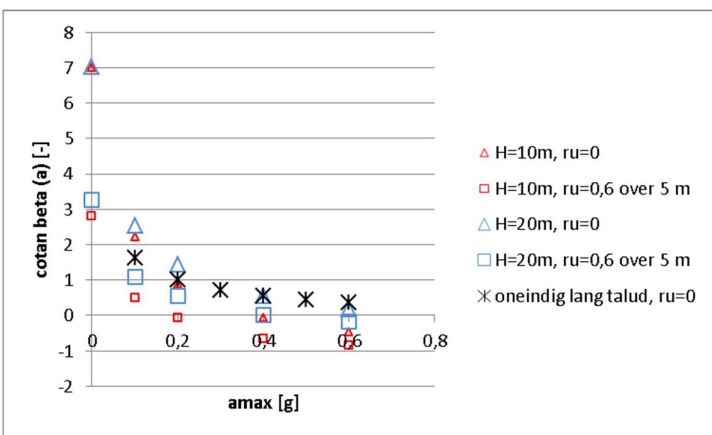
Figuur 0.8 Relatie veiligheidsfactor en relatieve wateroverspanning (ru) in een 5 m en 20 m dikke laag voor een recht, onder water 1:7 zandtalud van 10 en 20 m hoog met sterkte  $\phi = 30^\circ$ , met een Bishop glijvlak. Tevens weergegeven zijn de resultaten van een oneindig lang 1:7 talud

Onderstaande figuur geeft de met Bishop berekende veiligheidsfactoren van een 10 en 20 m hoog, recht onder water talud bestaande uit zand met  $\phi = 30^\circ$  en geen cohesie.

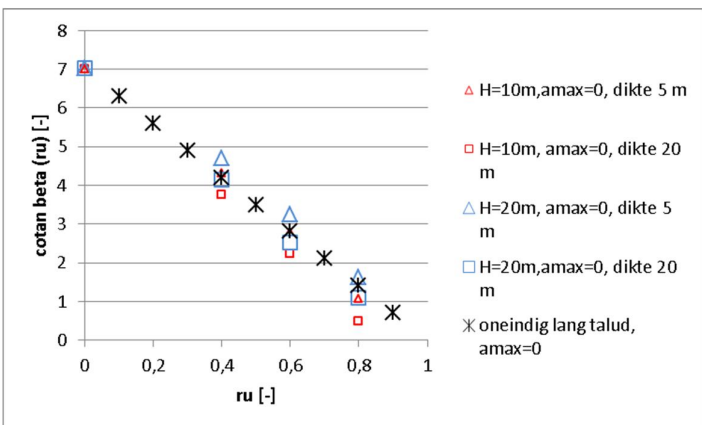


Figuur 0.9 Relatie veiligheidsfactor en hellingshoek (cotan beta) voor een recht, onder water zandtalud met sterkte  $\phi = 30^\circ$  met een Bishop glijvlak

Via de in de figuur gegeven correlaties kunnen de veiligheidsfactoren gegeven een wateroverspanning of horizontale versnelling omgerekend worden in een equivalente taludversteiling. Zie onderstaande figuren.



Figuur 0.10 Relatie equivalente taludversteiling en horizontale piekversnelling zonder wateroverspanningen en met een relatieve wateroverspanning van 0,6 voor een recht, onder water 1:7 zandtalud van 10 en 20 m hoog met sterkte  $\varphi = 30^\circ$ , met een Bishop glijvlak. Tevens weergegeven zijn de resultaten van een oneindig lang 1:7 talud



Figuur 0.11 Relatie equivalente taludversteiling en relatieve wateroverspanning (ru) in een 5 m en 20 m dikke laag voor een recht, onder water 1:7 zandtalud van 10 en 20 m hoog met sterkte  $\varphi = 30^\circ$ , met een Bishop glijvlak. Tevens weergegeven zijn de resultaten van een oneindig lang 1:7 talud

Conclusie: met een oneindig lang talud kunnen glijcirkelberekeningen goed benaderd worden als het gaat om de invloed van wateroverspanningen en piekversnellingen op de veiligheidsfactor en equivalente taludversteiling. Zoals verwacht doet taludhoogte er niet toe. Verweking in een zandlaag van beperkte dikte zorgt uiteraard voor een geringere reductie van de veiligheidsfactor dan verweking van het gehele zandpakket.

## 0.5 Toepassing van de rekenmethode

Een nadere analyse van zettingsvloeiing op de twee kritische locaties (Vierhuizergat en Eemshaven) is niet uitgevoerd om de volgende redenen:

- Bij de locatie Vierhuizergat is in 2012, in verband met het dichterbij komen van de geul richting dijk, op het onderwater over een lengte van ca 900 m een bestorting aangebracht. Daarbij is de bodem van de geul verhoogd en vastgelegd met stortsteen en is vervolgens vanaf de teen een talud onder 1:4 opgebouwd bestaande uit stortsteen. Een bestorting voorkomt verdere versteiling en

verdieping van het talud, waarmee één van de triggers voor het optreden van verweking weggenomen is. Verweking door een aardbeving wordt hiermee echter niet voorkomen. Thans zijn er geen methoden beschikbaar om het effect van bestorting op de stabiliteit van de vooroever gegeven verweking te kwantificeren. Daarmee is de methode zoals hierna beschreven slechts zeer beperkt toepasbaar. Wel voert Deltares in opdracht van Rijkswaterstaat onderzoek uit naar de werking van bestorting. De resultaten hiervan komen waarschijnlijk medio 2014 beschikbaar.

- De Eemshaven ligt buitendijks, wat betekent dat de keringen langs de haven secundaire keringen zijn. Op verzoek van Groningen Seaports en het waterschap Noorderzijlvest heeft Royal Haskoning deze keringen getoetst met het toetstinstrumentarium voor primaire keringen. De criteria uit de eenvoudige toetsing zijn daarom waarschijnlijk zeer conservatief.