

Optimalisatie Dijkontwerp - Heterogeniteitsaspecten Ondergrond

Case Dijkambacht - Analyses Dijkontwerp

Projectnummer
CO-720205/7

Versie
4 Definitief

-

Opgesteld in opdracht van
Rijkswaterstaat Dienst Weg- en
Waterbouwkunde
Delft Cluster
GeoDelft



Postbus 69
NL-2600 AB Delft
Stieltjesweg 2
NL-2628 CK Delft

Telefoon (015) 269 35 00
Telefax (015) 261 08 21
info@geodelft.nl
www.geodelft.nl

Postbank 234342
Bank MeesPierson NV
rek.nr. 25.92.35.911
KvK 541146461 Delft

Rapportnummer
CO-720205/7

Datum
oktober 2001

Versie
4 Definitief

Aantal pagina's
52

Type rapport
Onderzoek

Titel / subtitel
Optimalisatie Dijkontwerp -
Heterogeniteitsaspecten Ondergrond / Case
Dijkambacht - Analyses Dijkontwerp

Projectnaam
Optimalisatie Dijkontwerp

Projectleider(s)
Dr.ir. A.R. Koelewijn

Samenvatting rapport

Voor een concrete situatie is nagegaan wat de mogelijkheden zijn van probabilistische rekenmethoden met betrekking tot de faalmechanismen piping/opbarsten en binnenwaartse macrostabiliteit voor het ontwerp van een dijkverzwaring.

Ten gevolge van diverse complicaties, met name met betrekking tot de te hanteren modellering van de ondergrond, zijn de oorspronkelijke doelstellingen niet gehaald. Het onderzoek heeft wel waardevolle inzichten opgeleverd met betrekking tot de mogelijkheden van probabilistische rekenmethoden en de veiligheid van waterkeringen in relatie tot het uitgevoerde grondonderzoek.

Projectbegeleider(s)
Ir. E.O.F. Calle
Ir. M.Th. van der Meer (Fugro
Ingenieursbureau)

Overige leden projectteam
Ir. E.H. Rob (Witteveen+Bos)
Ir. L.W.A. Zwang (Fugro Ingenieursbureau)

Referentie opdrachtgever
02.02.05 (Delft Cluster)

Verspreiding
RWS-DWW/DC

Versie	Datum	Opgesteld door	Paraaf	Gecontroleerd door	Paraaf
3	17 augustus 2001	André Koelewijn, Leo Zwang & Ernst Rob		Ed Calle & Martin van der Meer	
4	23 oktober 2001	André Koelewijn, Leo Zwang & Ernst Rob		Ed Calle & Martin van der Meer	

Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
1.1	Achtergrond	1
1.2	Doelstellingen	1
1.3	Werkwijze en afbakening	1
2	Randvoorwaarden en uitgangspunten	3
2.1	Locatie	3
2.2	Parameters	3
2.2.1	Geotechnische parameters	3
2.2.2	Geometrie	3
2.2.3	Waterstanden en stijghoogten	3
2.2.4	Kosten	4
2.2.5	Ondergrondmodel	4
2.3	Berekeningen	4
2.3.1	Modellen	4
2.3.2	Schematiseringen	6
3	Faalmechanismen piping en opbarsten	7
3.1	Opbarsten	8
3.1.1	Seriesysteem	8
3.1.2	Kansinsluitingsregel van Ditlevsen	8
3.1.3	Eerste orde tweede momentanalyse opbarsten	9
3.2	Niveau II-benadering kans op piping gegeven opbarsten deklaag	10
3.2.1	Kans op piping gegeven opbarsten	10
3.2.2	Kans op piping	12
3.3	Berekeningsresultaten	13
4	Faalmechanisme macrostabiliteit	15
5	Combinatie van faalmechanismen met ondergrondmodel	17
6	Ontwerp volgens deterministische werkwijze	19
7	Conclusies en aanbevelingen	21
7.1	Bereiken doelstellingen	21
7.2	Overige conclusies uit dit onderzoek	21
7.3	Aanbevelingen voor vervolgonderzoek	22
Bijlage 1	Verslagen tussentijdse besprekingen	
Bijlage 2	Grondprofielen met bijbehorende kansen	
Bijlage 3	Trajectindelingen per grondonderzoeksniveau	
Bijlage 4	Resultaten voor oorspronkelijke benadering grondonderzoek	
Bijlage 5	Berekende faalkansen per mechanisme per grondprofiel	
Bijlage 6	Situatietekeningen en dwarsprofielen 'traditionele ontwerp'	
Bijlage 7	Resultaten voor uiteindelijke benadering grondonderzoek	
Tabellen		
Tabel 2.1	Materiaalparameters beschouwde grondlagen	3
Tabel 3.1	Gebruikte variabelen voor niveau-II berekening opbarsten t.p.v. sloot (profiel 15)	10
Tabel 3.2	Gebruikte variabelen voor niveau-II berekening piping t.p.v. sloot	12

Tabel 6.1	Kosten voor ontwerp volgens deterministische werkwijze	19
-----------	--	----

Figuren

Figuur 3.1	Piping in beschouwde doorsnede	7
------------	--------------------------------	---

1 Inleiding

1.1 Achtergrond

Binnen de TAW wordt er naar gestreefd om op termijn over te gaan van de huidige veiligheidsfilosofie voor het ontwerpen van waterkeringen waarbij overbelasting de norm is, naar een veiligheidsfilosofie op basis van overstromingsrisico's. In het verleden heeft dit onder andere geleid tot het project 'Probabilisme in de Geotechniek' [Calle & Van der Meer, 1998]. Dit project, waarin met een case studie de huidige praktische mogelijkheden voor een probabilistisch dijkontwerp worden onderzocht, vormt daar weer een vervolg op. Nadere achtergrondinformatie is beschreven in [Lassing & Calle, 1999].

1.2 Doelstellingen

De uitwerking van de case Dijkambacht heeft tot doelen om na te gaan of een probabilistische ontwerpaanpak voor dijken leidt tot optimalisatie van het ontwerp in termen van kosten van materiaal en ruimtebeslag, en om na te gaan of via een probabilistische formulering van het ondergrondmodel gekomen kan worden tot een evaluatie van de toegevoegde waarde van grondonderzoek.

1.3 Werkwijze en afbakening

Deze studie is beperkt tot al bestaande rekenmodellen, waarbij verbeteringen van modellen beperkt zijn tot kleine onvolkomenheden; ontwikkeling van nieuwe modellen en/of ingrijpende verbeteringen van bestaande modellen vallen buiten deze studie.

In een probabilistische aanpak van het geotechnisch ontwerp van een dijk dienen onder meer de volgende aspecten probabilistisch geformuleerd te worden:

- bodemopbouw
- laageigenschappen (met ruimtelijke variabiliteit)
- waterspanningen (met tijdsafhankelijkheid)

Met de bestaande programmatuur is het niet mogelijk al deze aspecten tegelijkertijd mee te nemen. Er is voor gekozen om eerst een probabilistische formulering van het ondergrondmodel te maken met daarbij een opdeling in lagen van minimaal 2,5 meter dikte. Dit is gebeurd in fase 1 van het huidige project (zie [Kruse, 2001]). Tijdens de uitvoering van de tweede fase van het project, die in dit rapport is beschreven, zijn regelmatig aanpassingen nodig gebleken zowel van de aanpak en gehanteerde methoden voor deze fase als van de formulering van het ondergrondmodel. Eén en ander is terug te vinden in de verslagen van tussentijdse besprekingen, opgenomen in Bijlage 1.

2 Randvoorwaarden en uitgangspunten

2.1 Locatie

In de studie is een fictief dijkvak beschouwd met een lengte van 1,2 km. De gebruikte gegevens zijn gebaseerd op het gedeelte van de Lekdijk van de Krimpenerwaard tussen hectometer (hm) 60 en hm 72. De norm met betrekking tot overschrijding van Maatgevend Hoogwater (MHW) bedraagt 1/2000 per jaar voor deze dijk. Voor elk van de beschouwde faalmechanismen (binnenwaartse macrostabiliteit en piping/opbarsten) is in principe 1% van de faalruimte beschikbaar. In deze studie is er van uitgegaan dat deze faalruimte voor beide mechanismen samen mag worden opgeteld, zodat de toelaatbare faalkans voor beide mechanismen samen $1/2000 * 0,01 * 2 = 10^{-5}$ bedraagt.

2.2 Parameters

2.2.1 Geotechnische parameters

De geotechnische parameterset is gedeeltelijk gebaseerd op basis van beschikbare gegevens uit de proevenverzameling van het gebied Lekdijk-West. De in de proevenverzameling onderscheiden lagen zijn samengevoegd tot de lagen in onderstaande tabel. Opgemerkt wordt dat een lognormale verdeling is gehanteerd.

laag	afk.	$\mu\gamma$ kN/m ³	μc kPa	σc kPa	$\mu\phi$ °	$\sigma\phi$ °
Bermmateriaal	B	18/20*	0	0	30	5
Geulopvulling	G	19	5	5	24	5
Dijkmateriaal	D	18,5	7	2	24	2
Klei onder dijk	Ko	15	15	8	21	3
Klei naast dijk	Kn	15	4	2	22	1
Veen onder dijk	Vo	11	19	2	28	3
Veen naast dijk	Vn	10,4	4	2	27	3
Pleistoceen zand**	Pz	20	0	-	32,5	-

* boven/onder freatische lijn

** zie tabel 1 uit NEN 6740

Tabel 2.1 Materiaalparameters beschouwde grondlagen

De relatief hoge variatiecoëfficiënt van de schuifsterkteparameters van de geulopvulling (G) is opvallend. Deze is gebaseerd op in totaal negen celproeven uitgevoerd op monsters van twee verschillende locaties. De resultaten hiervan vertonen een grote spreiding, waarbij overigens de spreiding van de proefresultaten van beide locaties gezamenlijk niet groter is dan de spreiding van beide locaties afzonderlijk.

2.2.2 Geometrie

De geometrie van de huidige dijk is gebaseerd op de leggetekeningen van het Hoogheemraadschap van de Krimpenerwaard, zoals bijgevoegd in Bijlage 6. Binnen de strekking zijn drie dwarsprofielen beschikbaar, ter plaatse van hm 61, hm 62 en hm 71. Om te voorkomen dat een onevenredig groot gedeelte van het beschikbare budget op zou gaan aan het uitvoeren van berekeningen is in een vroeg stadium besloten om voor het gehele dijkvak met slechts één dwarsprofiel te rekenen (zie Bijlage 1).

2.2.3 Waterstanden en stijghoogten

De freatische stijghoogten en de stijghoogten in het watervoerende pakket zijn grotendeels geschematiseerd volgens de bijlage in katern 5 van de Leidraad Toetsen op Veiligheid [TAW,

1999]. Deze kan worden beschouwd als een veilige (deterministische) benadering, hetgeen betekent dat de mate van veiligheid in deze benadering in principe per grondprofiel zal verschillen. Het verloop van de stijghoogte in het watervoerende pakket is mede afhankelijk gesteld van het gegeven of opbarsten of opdrijven kan optreden achter de dijk. Ter plaatse van de opdrijfzone wordt, indien maatgevend, de grenspotential in de polder aangehouden. Voor de waterspanningen is verder géén onzekerheidsmarge gehanteerd.

Het polderpeil bedraagt NAP -1,61 m, de stijghoogte in het watervoerend pakket bedraagt onder dagelijkse omstandigheden NAP -1,00 m.

Bij toepassing van een berm als binnendijkse versterking is de freatische lijn op een halve meter onder de bovenkant van de berm gelegd; vanaf de oorspronkelijke positie in de dijk tot aan de verticaal onder de rand van de berm, daarna in rechte lijn naar de nieuwe teen, vervolgens verder richting achterland overeenkomstig de huidige situatie.

2.2.4 Kosten

De kosten van de verschillende ontwerpen zijn vergeleken op basis van kostenkentalen, zoals deze zijn verzameld ten behoeve van de 'Kostenverkenning quick scan Markermeer- en IJsselmeerdijken' [Fugro, 2000] en uit nader overleg.

De volgende kostenkentalen worden aangehouden om de ontwerpen te vergelijken:

- ruimte beslag f 200 / m²
- dijkmateriaal f 20 / m³

2.2.5 Ondergrondmodel

Er zijn vijftien verschillende profielen onderscheiden, waarvoor door Gerard Kruse voor elk grondonderzoeksniveau een kans van voorkomen voor elk onderscheiden traject van het dijkvak is bepaald in de eerste fase van dit project, zie [Kruse, 2001]. Deze profielen en de uiteindelijke gehanteerde kans van voorkomen per profiel, per grondonderzoeksniveau en per traject zijn vermeld in Bijlage 2. De bijbehorende trajectindelingen per grondonderzoeksniveau zijn vermeld in Bijlage 3. Voor normaal grondonderzoek wordt voor het traject tussen D en E in per mechanisme de grootste faalkans van de aangrenzende trajecten genomen.

Tijdens dit project zijn uiteindelijk drie verschillende methoden ontwikkeld voor het bepalen van de verwachte kans van voorkomen van elk profiel, zoals weergegeven in Bijlage 1. Uiteindelijk is gebruik gemaakt van de derde, subjectieve methode, waarbij de ingeschatte kansen mede gebaseerd zijn op de (objectieve) resultaten van de eerste twee methoden. Deze methoden voldeden onder andere niet omdat de berekende kans van voorkomen van zand op bepaalde locaties erg klein was, terwijl in werkelijkheid op deze locaties zand was aangetroffen in boringen.

2.3 Berekeningen

2.3.1 Modellen

De gebruikte modellen zijn de volgende:

- opbarsten (verticaal evenwicht)
De kans op opbarsten wordt berekend met een niveau II benadering van de kans op opbarsten, waarbij voor de betrouwbaarheidsfunctie het verticale venwicht wordt beschouwd:

$$Z = \frac{\textit{grondgewicht}}{\textit{opbarstpotential tov ok slap}} - 1$$

Hierbij worden als stochast ingevoerd:

- buitenwaterstand (normaal verdeeld) *
- dijkbasis (normaal verdeeld)
- lengte achterland (normaal verdeeld)
- macht van κ (normaal verdeeld)
- weerstand achterland (normaal verdeeld)
- maaiveldhoogte (normaal verdeeld)
- dikte watervoerend pakket (normaal verdeeld)

* De vervangende normale verdeling is afkomstig uit de Proba AIII studie [Van der Meer et al., 1998].

Er is gerekend met behulp van het Excel spreadsheet ProBarst [Zwang, 2001a]. Een eerdere versie hiervan is gebruikt voor [Van der Meer et al., 1998].

- piping gegeven opbarsten

De kans op piping gegeven opbarsten wordt berekend door middel van een niveau II benadering. De betrouwbaarheidsfunctie voor piping gegeven opbarsten is afgeleid van de de formule van Sellmeijer. Deze aanpassing is gebaseerd op PC-ring [TNO, 1998].

$$Z = m_p \cdot h_p - (h - 0.3 d - h_b) \quad \text{aangepast tot:} \quad Z = m_p \cdot h_p - (h - f_d \cdot d - h_b)$$

Als stochasten worden ingevoerd:

- buitenwaterstand (normaal verdeeld)
- dikte watervoerend pakket (normaal verdeeld)
- kwelweg (normaal verdeeld)
- verticale kwelweg (normaal verdeeld)
- rolhoek (normaal verdeeld)
- coëfficiënt van White (lognormaal verdeeld)
- korrelgrootte d_{70} (lognormaal verdeeld)
- macht intr. doorlatendheid (normaal verdeeld)
- d factor (f_d) (normaal verdeeld)
- modelfactor piping (lognormaal verdeeld)

Er is gerekend met behulp van het Excel spreadsheet ProSel [Zwang, 2001b]. Een eerdere versie hiervan is gebruikt voor [Van der Meer et al., 1998].

- piping

De combinatie van de kans op opbarsten en piping gegeven opbarsten wordt bepaald door de correlatie van beide mechanismen met de buitenwaterstand (MHW). Hierbij is de methode van Ditlevsen gevolgd, die ook in de Proba fase AIII studie [Van der Meer et al., 1998] is toegepast (zie §3.2.2).

- macrostabiliteit

Voor de berekening van de macrostabiliteit wordt een deterministische drukstaafberekening uitgevoerd met het Van oprijfmodel binnen MStab [GeoDelft, 2001], waarna binnen de probabilistische schil om dit model van het maatgevende glijvlak een niveau II analyse wordt uitgevoerd om de faalkans voor het betreffende glijvlak te berekenen. Er wordt geen onderscheid gemaakt tussen opbarsten, opdrijven en niet opdrijven. Normaliter zou opbarsten worden gemodelleerd door de sterkte van de grondlagen achter de dijk nul te stellen. Opdrijven of niet opdrijven wordt binnen MProLift automatisch verwerkt, afhankelijk van de verticale korrelspanningen onder de drukstaaf.

Als stochasten worden in MStab ingevoerd:

- hoek van inwendige wrijving (lognormaal verdeeld)
- cohesie (lognormaal verdeeld)
- waterstanden / stijghoogten (lognormaal verdeeld)

Opgemerkt wordt dat volgens de bestaande TAW-leidraden bij een oprijfveiligheid kleiner dan 1,0 gerekend zou moeten worden met opbarsten en bij een oprijfveiligheid tussen 1,0 en 1,2 met opdrijven gerekend zou moeten worden. Het op dit punt toepassen van deze leidraden zou in een probabilistische analyse leiden tot een discontinue betrouwbaarheidsfunctie en derhalve tot grote problemen leiden.

2.3.2 Schematiseringen

Ten behoeve van de berekeningen zijn een aantal schematiseringen noodzakelijk. In deze paragraaf worden de gehanteerde schematiseringen en vereenvoudigingen toegelicht.

De horizontale kwelweglengte wordt bepaald op basis van de geometrie. Het intrepunt wordt ter plaatse van het snijpunt van het buitentalud met de NAP-lijn gekozen. Het uitrepunt wordt ter plaatse van de binnenteen verondersteld. Een dergelijke schematisering is noodzakelijk omdat de dwarsprofielen niet (voldoende ver) buitendijks zijn doorgezet om een onderbouwde uitspraak te kunnen doen met betrekking tot de ligging van het intrepunt.

De overschrijdingskans van het hoge buitenwater (MHW) wordt benaderd door een normale verdeling rond de MHW waarde. Dit wordt zowel voor de pipinganalyse gedaan als voor de macrostabiliteitsanalyse.

Het ondergrondmodel bestaat uit lagen met een discrete dikte van elk 2,5 meter. Hierbij is verder aangenomen dat de bovenkant van de pleistocene zandlaag zich op een diepte van NAP - 10 m bevindt. De bodem wordt verondersteld uitsluitend horizontale laagscheidingen te hebben, conform het ondergrondmodel. Overigens worden in de zone onder de dijk aan een aantal laagtypen andere eigenschappen toegekend dan aan dezelfde laagtypen naast de dijk. Dit heeft te maken met verschillen in eigenschappen ten gevolge van samendrukking.

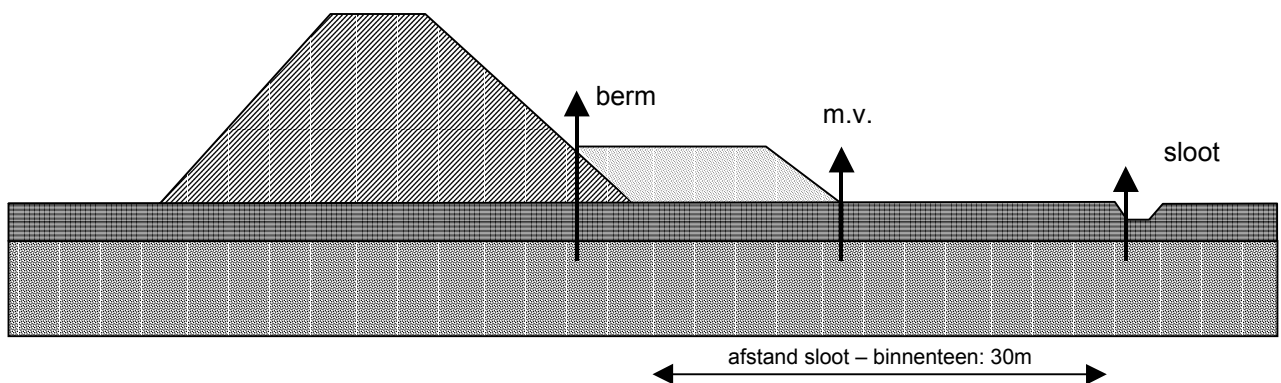
Om het aantal ontwerpvarianten beperkt te houden is besloten uitsluitend binnendijks bermen toe te passen, met een variabele lengte en een dikte van 2 of 3 meter. De helling van het binnentalud blijft gelijk. Overigens bestaat de uitgevoerde dijkverzwaring, bij het traditionele ontwerp, uitsluitend uit binnendijkse bermen, zij het dat hier en daar de dijk een eindje buitenwaarts verschoven is (zie Bijlage 6).

3 Faalmechanismen piping en opbarsten

In deze studie zijn zowel piping (en opbarsten) als macrostabiliteit beschouwd. Er is van uitgegaan dat deze mechanismen onafhankelijk zijn, zodat de totale faalkans volgt uit optelling van de deelfaalkansen (bovengrensbenadering). In een eventuele vervolgstudie zou de bovengrens precieser bepaald kunnen worden door middel van de benaderingsformule van Ditlevsen.

De kans op piping voor een strekking is bepaald voor alle vijftien gedefinieerde grondprofielen (die ieder een (gedefinieerde) kans van voorkomen hebben). De kans op piping van de beschouwde strekking is berekend uit de som van het product van de kans op piping en kans op voorkomen van de grondprofielen. Inherent is ervan uitgegaan, dat de gebeurtenissen elkaar uitsluiten.

Een complicerende factor is de geometrie. In een deterministische analyse (niveau-I berekening) speelt dit niet omdat voor ieder punt van de doorsnede dezelfde eis wordt gesteld aan piping en voor de berm geldt een ontwerpeis voor de hoogte ($n \geq 1,2$ in verband met opbarsten). In deze analyse wordt op een aantal discrete punten de kans op piping bepaald. Deze kansen worden gecombineerd tot de kans op piping in het beschouwde dwarsprofiel.



Figuur 3.1 Piping in beschouwde doorsnede

Indien sprake is van een afdekkend pakket op een watervoerende zandlaag zal piping alleen kunnen optreden als eerst deze deklaag opbarst als gevolg van een te hoge waterdruk tegen de onderzijde. Bij het berekenen van de faalkans m.b.t. piping is dus sprake van een voorwaardelijke faalkans (kans op piping gegeven opbarsten).

Dus in de berekeningen is uitgegaan van:

- deklaag ontbreekt: $P(p) = P(p|o)$
- deklaag aanwezig: $P(p) = P(p|o \text{ en } o)$.

Met: $P(p)$ kans op piping
 $P(o)$ kans op opbarsten
 $P(p|o)$ kans op piping gegeven opbarsten

3.1 Opbarsten

In eerste instantie wordt opbarsten beschouwd. De drie faalmodi (opbarsten t.p.v. sloot, maaiveld en achterland) vormen in feite een seriesysteem. De kansen op opbarsten zijn niet onafhankelijk (gecorrleerd via de buitenwaterstand).

3.1.1 Seriesysteem

Volgens [Vrouwenvelder & Vrijling, 1982] kan met de methode Ditlevsen een bovengrensbepaling worden gegeven voor een seriesysteem bestaande uit drie elementen:

$$P(F) \leq P(F1) + \{P(F2) - P(F1 \text{ en } F2)\} + \{P(F3) - \max(P(F3 \text{ en } F1), P(F3 \text{ en } F2))\}$$

Hierin is in dit geval gekozen voor de volgende invulling:

- P(F1) kans opbarsten maaiveld (t.p.v. binnenteen / bermteen)
- P(F2) kans opbarsten slootbodem
- P(F3) kans opbarsten berm (t.p.v. snijpunt dijktaalud)

Opmerking 1

In de bepaling van de kans op opbarsten van de sloot is geen rekening gehouden met “wigvorming” (zoals beschreven in [TAW, 1999]). Dit is een conservatieve aanname.

Opmerking 2

De keuze voor de volgorde waarin de kansen worden beschouwd in bovenstaande formule is gebaseerd op afnemende waarde van de faalkans. In de meeste gevallen is de kans op opbarsten t.p.v. het maaiveld groter dan t.p.v. de sloot (die immers op 30m afstand ligt). De kans op opbarsten van de berm vormt uiteraard de kleinste bijdrage aan de totale kans op opbarsten. Er zijn in de studie extra berekeningen uitgevoerd, waarbij de kansen P(F1) en P(F2) zijn verwisseld. Beide kansen tot opbarsten zijn gebruikt in de pipingberekening. Uiteindelijk is de maatgevende kans op piping gekozen.

Opmerking 3

In plaats van de gekozen punten (t.p.v. sloot, maaiveld en berm) zou men ook kunnen kiezen voor twee punten op de berm en een t.p.v. het maaiveld. Dit is slechts relevant indien de kans op piping t.p.v. snijpunt binnentalud en berm niet significant hoger is dan elders op de berm. Dit aspect is niet nader beschouwd in de studie. Voor één geval is een controleberekening uitgevoerd. Daaruit is gebleken, dat de toename van de faalkans door beschouwing van een tweede (of meerdere) punten op de berm de totale faalkans (vrijwel) niet verhoogt.

$$P(F) \leq P(F1) + \{P(F2) - P(F1 \text{ en } F2)\}$$

$P(F2) \approx P(F1 \text{ en } F2)$, omdat correlatie boven 90% ligt.

Opmerking 4

De niveau II design point berekeningen voor opbarsten zijn niet betrouwbaar voor faalkansen boven de 99%. Dit was met name het geval voor de berekening van profiel 3 (2,5m veen). Dit is eenvoudigweg opgelost door de uitkomsten voor profiel 2 (2,5m klei en $P_f = 1,0$) ook in profiel 3 toe te passen.

3.1.2 Kansinsluitingsregel van Ditlevsen

De kans op gelijktijdig opbarsten ($P(F1 \text{ en } F2)$) wordt benaderd met behulp van de bivariate kansfunctie voor standaard Gaussische stochasten met correlatie ρ :

$$P_{12} = P(Z_1 < 0 \text{ en } Z_2 < 0) = \Psi(-\beta_1, -\beta_2, \rho_{12})$$

Hierin zijn Z_1 en Z_2 de betrouwbaarheidsfunctie voor opbarsten resp. piping. De bijbehorende betrouwbaarheidsindices β_1 en β_2 kunnen worden berekend met een eerste orde tweede moment

analyse. De kruiscorrelatiecoëfficiënt ρ_{12} is verondersteld uitsluitend te worden bepaald door de buitenwaterstand H en wordt berekend met behulp van de gevoeligheidsfactoren die bij de twee mechanismen worden gevonden:

$$\rho_{12} = \alpha_{1,H} \cdot \alpha_{2,H}$$

Voor de berekening kan de benaderingsformule van Ditlevsen worden gehanteerd:

$$P_{12} = \Psi(-\beta_1, -\beta_2, \rho_{12}) \approx \phi(-\beta_1^*) \phi(-\beta_2) + \phi(-\beta_2^*) \phi(-\beta_1)$$

$$\begin{aligned} \text{waarin: } \beta_1^* &= [\beta_1 - \rho_{12}\beta_2] / \sqrt{(1 - \rho_{12}^2)} \\ \beta_2^* &= [\beta_2 - \rho_{12}\beta_1] / \sqrt{(1 - \rho_{12}^2)} \end{aligned}$$

Uitgangspunt is dat de verschillende faalmodes gecorreleerd zijn via de buitenwaterstand. De buitenwaterstand komt als stochast zowel voor in het rekenmodel voor piping als in het rekenmodel voor opbarsten. In het opbarstmodel wordt de stijghoogte in het watervoerend pakket (belasting) met behulp van de stijghoogteformule uit [TAW, 1985] bepaald uit de buitenwaterstand. Derhalve zijn ook hydrologische parameters (lengte voorland, lengte achterland, dijkbasis, doorlatendheid, weerstand achterland en dikte watervoerend pakket) als stochast ingevoerd.

Andere stochasten die een rol zouden kunnen spelen zijn de laagdikte en het volumiek gewicht (sterkte). Omdat echter de geometrie per modus sterk verschilt (laagdikte afdekkend pakket) zijn deze correlaties niet beschouwd.

3.1.3 Eerste orde tweede momentanalyse opbarsten

De kans op opbarsten is afzonderlijk berekend met behulp van een eerste orde tweede moment analyse, waarin de stochastische variatie van de buitenwaterstand H is verwerkt. Hiervoor is als betrouwbaarheidsfunctie gebruikt:

$$Z = \frac{\text{Sterkte}}{\text{Belasting}} - 1$$

Waarin:

Sterkte = gewicht
 Belasting = potentiaal_{Binnenteen}
 Gewicht = gewicht lagenpakket boven op watervoerende laag

$$= \sum_{i=1}^n \gamma_i (bk_i - kb_{i+1})$$

potentiaal_{Binnenteen} = waarin bk_i staat voor de bovenkant van laag i (m tov NAP)
 = Potentiaal in de watervoerende laag ter plaatse van de bovenkant van het watervoerend pakket, berekend conform appendix B van de Leidraad Bovenrivieren [TAW, 1985].

Hierbij worden als stochast ingevoerd:

- buitenwaterstand (normaal verdeeld) *
- dijkbasis (normaal verdeeld)
- lengte achterland (normaal verdeeld)
- macht van κ (normaal verdeeld)
- weerstand achterland (normaal verdeeld)
- bovenkant laag 1 (m.v.) (normaal verdeeld)
- dikte watervoerend pakket (normaal verdeeld)

* De vervangende normale verdeling is afkomstig uit de Proba AIII studie [Van der Meer et al., 1998].

De onderscheiden lagen in de Holocene pakket zijn als determinist ingevoerd, evenals de nat volumieke gewichten. Voor opbarsten van de berm is het maaiveld ook als determinist ingevoerd. Er wordt uitgegaan van voldoende nauwkeurigheid bij de uitvoering van de dijkversterking.

In tabel 3.1 is weergegeven welke variabelen gebruikt zijn voor de berekening van de faalkans voor opbarsten ter plaatse van de sloot.

Naam stochast	Omschrijving	Eenheid	μ	σ	Rekenwaarde
Buitenwater	Peil buitenwater	[m tov NAP]	1,713	0,558	3,75
polderpeil	Peil binnenwater	[m tov NAP]	-1,61	0	-1,61
lengte voorland	lengte voorland	[m]	0,1	0	0,1
dijkbasis	dijkbasis	[m]	39	1	37
lengte achterland	lengte achterland	[m]	4000	40	3934
macht doorl	macht van doorlatendheid van zand	[-]	10	0,3	9,5
weerstand voorland	weerstand voorland	[d]	0,1	0	0,1
weerstand achterland	weerstand achterland	[d]	500	50	582
bovenkant laag 1	maaiveldniveau	[m]	-2	0,1	-2,2
gamma nat laag 1	nat volumiek gewicht laag 1	[kg/m ³]	10,4	0	10,4
bovenkant wvp	bovenkant watervoerend pakket	[m tov NAP]	-10	0	-10
dikte wvp	dikte watervoerend pakket	[m]	30	1	31,6
afstand binnenteen	afstand tot binnenteen (/teen vd berm)	[m]	31	0	31

Tabel 3.1 Gebruikte variabelen voor niveau-II berekening opbarsten t.p.v. sloot (profiel 15)

Bij het doorrekenen van de faalmodes zijn alleen veranderingen aangebracht in onderstaande stochasten:

- dikte lagen (aantal lagen)
- laaggewicht (veen / klei)
- afstand punt tot dijkbasis (binnenteen)

3.2 Niveau II-benadering kans op piping gegeven opbarsten deklaag

3.2.1 Kans op piping gegeven opbarsten

De kans op piping, gegeven opbarsten wordt berekend door middel van een niveau II benadering, waarbij de betrouwbaarheidsfunctie de pipingformule van Sellmeijer is volgens [TNO, 1998]. Als wijziging is de factor 0,3 voor d als stochast (f_d) ingevoerd:

Als stochasten zijn ingevoerd:

- buitenwaterstand (normaal verdeeld)
- dikte watervoerend pakket (normaal verdeeld)
- kwelweg (normaal verdeeld)
- verticale kwelweg (normaal verdeeld)
- rolhoek (normaal verdeeld)
- coëfficiënt van White (lognormaal verdeeld)
- korrelgrootte d70 (lognormaal verdeeld)
- macht intr. doorlatendheid (normaal verdeeld)
- d factor (f_d) (normaal verdeeld)
- modelfactor piping (mp) (lognormaal verdeeld)

Hierbij is uitgegaan van de volgende betrouwbaarheidsfunctie:

$$Z = \frac{\text{Sterkte}}{\text{Belasting}} - 1$$

waarin:

Belasting = $\text{Peil}_{\text{buitenwater}} - \text{Peil}_{\text{binnenwater}}$
 $\text{Peil}_{\text{Buitenwater}}$ = Waterniveau aan de buitendijkse zijde [m tov NAP], concreet de waterstand op de rivier.
 $\text{Peil}_{\text{binnenwater}}$ = Waterniveau aan de buitendijkse zijde [m tov NAP], concreet het polderpeil.

Sterkte = $mp \cdot (H_{\text{Sellmeijer}} - f_d \cdot a)$
 a = Lengte van de verticale kwelweg [m].
 f_d = d_{factor}
 $H_{\text{Sellmeijer}}$ = Kritiek verval zoals berekend met de formule van Sellmeijer [m] [TAW, 1994]:

$$H_{\text{Sellmeijer}} = \alpha c \frac{\rho_p}{\rho_w} \tan(\theta) (0,68 - 0,10 \ln(c)) L$$

$$\alpha = \left(\frac{D}{L} \right) \left(\frac{\frac{0,28}{\left(\frac{D}{L} \right)^{2,8} - 1}}{\right)$$

$$c = \eta d_{70} \left(\frac{1}{\kappa L} \right)^{\frac{1}{3}}$$

ρ_p	=	dichtheid van zandkorrels onder water: 1650 [kg/m ³]
ρ_w	=	dichtheid van water: 1000 [kg/m ³]
θ	=	rolweerstandshoek [°]
d_{70}	=	70 percentiel waarde van de korrelverdeling van het zand in de watervoerende laag die aan erosie blootstaat [m]
κ	=	intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag die aan erosie blootstaat [m ²]
D	=	dikte van de zandlaag die aan erosie blootstaat [m]
L	=	lengte van de horizontale kwelweg [m]

Uitgangspunten:

1. De verdelingsfunctie voor de waterstand is een vervangende normale verdeling van de overschrijdingsfrequentielijn (exponentiële verdeling) in de punten met een overschrijdingsfrequentie gelijk aan de norm en 1/100*norm.
2. Het polderpeil is constant aangenomen. Aangenomen wordt dat de onzekerheden in het polderpeil te verwaarlozen zijn ten opzichte van de onzekerheden in de buitenwaterstand.
3. De onzekerheid in de dikte van de watervoerende laag is relatief groot in verband met de onzekerheid in de ondergrens.
4. De onzekerheid in de horizontale kwelweg is gering. Indien er wel spake zou zijn van een voorland dient een reductie van het voorland als faalmode meegenomen te worden (doorgraving van de deklaag in het voorland). Dit is hier echter niet het geval.
5. De onzekerheid in de dikte van de deklaag is gering: een variatiecoëfficiënt van ca. 1%.
6. De verdelingsfuncties voor de rolweerstandshoek en de coëfficiënt van White is aangesloten bij de gangbare waarden uit de Marsroute-studie [Hoeksche Waard, 1997].
7. De onzekerheid in de d_{70} van het zand uit de watervoerende laag is vrij groot: variatiecoëfficiënt van ca. 15% [Hoeksche Waard, 1997].

8. Voor de doorlatendheid is de macht als stochast opgegeven. Bij de gekozen waarde van 0,3 voor σ zal het 95% betrouwbaarheidsinterval voor de doorlatendheid één orde omvatten: de 95% ondergrens is een factor 10 lager dan de 95% bovengrens van de doorlatendheid.
9. Dichtheden van zandkorrels en water zijn deterministisch ingevoerd.

In tabel 3.2 is weergegeven welke variabelen gebruikt zijn voor de berekening van de faalkans voor piping ter plaatse van de sloot.

Naam stochast	Omschrijving	Eenheid	μ	σ	Reken waarde
Buitenwater	Peil buitenwater	[m tov NAP]	1,713	0,558	3,75
polderpeil	Peil binnenwater	[m tov NAP]	-1,61	0	-1,61
dikte	dikte watervoerende laag	[m]	30	1	32
kwelweg	horizontale kwelweg	[m]	70	1	68,4
vert.kwelweg	vertikale kwelweg	[m]	1,5	0,1	1,5
rolhoek	rolweerstandshoek*	[°]	50	5	42
coef.white	coefficient van White	[-]	0,3	0,03	0,25
d70	d70 van de korrelverdeling van het zand	[μm]	800	120	603
macht doorl	macht van de doorlatendheid van het zand	[-]	10	0,3	9,5
rhowater	dichtheid water	[kg/m^3]	1000	0	1000
rhozand	dichtheid zand onder water	[kg/m^3]	1650	0	1650
fd	d-factor	[-]	0,6	0,15	0,35
mp	modelfactor piping*	[-]	1,0	0	1

* De modelfactor voor piping is in PC-ring 0,7 met een standaardafwijking van 0,07. Deze factor is ooit in PC-ring toegevoegd als reductiefactor, omdat de daarin gehanteerde rolweerstandshoek (te) hoog was ingeschat met geringe spreiding (gemiddelde 54 graden, standaardafwijking 3 graden). Binnen deze studie is dit aangepast en is de modelfactor dus eigenlijk niet meer nodig.

Tabel 3.2 Gebruikte variabelen voor niveau-II berekening piping t.p.v. sloot

Bij het doorrekenen van de faalmodi is alleen gevarieerd met onderstaande stochasten:

- kwelweg [m] = ontwerp bepaald via berm lengte en slootafstand
- verticale kwelweg [m] = ontwerp bepaald via berm hoogte en afhankelijk van beschouwd grondprofiel (zie Bijlage 2).

3.2.2 Kans op piping

Piping is beschouwd als een seriesysteem bestaande uit twee elementen: mechanisme opbarsten en piping (gegeven opbarsten van de deklaag). Ook hier zijn drie faalmodi beschouwd, die overeenkomen met de locatie van opbarsten (sloot, maaiveld en berm). Dit is echter een seriesysteem, dat beschreven is in de voorgaande paragraaf. Er is vanuitgegaan, dat de kans op piping gegeven opbarsten op een locatie onafhankelijk is van de andere locaties.

Indien wordt uitgegaan van een faalmodus (piping op een locatie) kan de kans op opbarsten en piping gegeven opbarsten als volgt worden uitgevoerd:

Bij volledige onafhankelijkheid volgt de kans op piping uit vermenigvuldiging van de 'deelkansen':

$$P_{12} = P_1 \cdot P_2$$

waarin:

$$P_{12} = P(\text{piping}|\text{opbarsten})$$

$$P_1 = P(\text{opbarsten})$$

$$P_2 = P(\text{piping})$$

Deze kans is de ondergrens van de faalkans. De bovengrens van de faalkans (volledig afhankelijk) is de kleinste van beide kansen:

$$P_{12} = \min(P_1 ; P_2)$$

Echter, de mechanismen opbarsten en piping zijn sterk gecorreleerd via de parameter ‘buitenwaterstand’ (zie §3.1.2). Dit betekent dat met bovenstaande benadering de kans op piping wordt onderschat.

Met behulp van de benaderingsformule van Ditlevsen (bovengrensbenadering) is de kans op piping bepaald.

In dit geval dient echter de kans op piping te worden bepaald voor drie faalmodi (sloot, maaiveld en berm). Voor de kans op opbarsten is met de benaderingsformule van Ditlevsen de volgende uitdrukking afgeleid voor opbarsten op locatie 1 t/m 3:

$$P(F) \leq P(F1) + \{P(F2) - P(F1 \text{ en } F2)\} + \{P(F3) - \max(P(F3 \text{ en } F1), P(F3 \text{ en } F2))\}$$

In de berekening is de volgende vereenvoudiging aangebracht:

- Kans op opbarsten op locatie 1 is gelijk aan $P(F1)$
- Kans op opbarsten op locatie 2 is gelijk aan $P(F2) - P(F1 \text{ en } F2)$
- Kans op opbarsten op locatie 3 is gelijk aan $P(F3) - \max(P(F3 \text{ en } F1), P(F3 \text{ en } F2))$

De kans op piping gegeven opbarsten is vervolgens gecombineerd met de kans op opbarsten per beschouwde locatie. Hiervoor is weer de benaderingsformule van Ditlevsen toegepast, waarbij de correlatie gebaseerd is op de buitenwaterstand.

Omdat de kans op opbarsten voor locatie sloot voor een deel van de grondprofielen groter is dan voor de locatie maaiveld zijn twee sets berekeningen uitgevoerd: één met F1 (sloot) en F2 (maaiveld) en één met F1 (maaiveld) en F2 (sloot). Ten slotte is de maatgevende kans op piping in de studie gekozen.

3.3 Berekeningsresultaten

De berekeningsresultaten voor elk grondprofiel zijn samen met de resultaten van de analyses voor binnenwaartse macrostabiliteit (zie volgende hoofdstuk) opgenomen in Bijlage 5. Daarin zijn eerst de resultaten voor binnenwaartse macrostabiliteit vermeld voor alle onderzochte varianten, vervolgens de resultaten voor piping/opbarsten per ontwerplossing met onderscheid in de volgorde van mechanismen (hetgeen van invloed is op de faalkans volgend uit de benaderingsformule van Ditlevsen, zie §3.2.2) en tenslotte per ontwerplossing de maatgevende (=hoogste) kans van optreden.

4 Faalmechanisme macrostabiliteit

Het faalmechanisme macrostabiliteit is berekend met behulp van de probabilistische module binnen MStab for Windows, ook wel aangeduid met 'MProLift'. Deze module maakt gebruik van het nieuwe Van-model voor opdrijven. Daarin wordt het momentenevenwicht beschouwd voor een cirkelvormig actief glijvlak, een horizontaal glijvlak ter plaatse van de overgang van het slappe-lagenpakket en de watervoerende zandlaag, en tenslotte een cirkelvormig passief glijvlak. Hiervoor geldt een modelfactor met een gemiddelde waarde van 1,06 en een standaardafwijking van 0,08.

Voor het maatgevende bezwijkvlak (kleinste deterministische stabiliteitsfactor) worden de kansen op bezwijken bepaald bij zowel MHW als een iets lagere waterstand, op een wijze die grotendeels overeenkomt met de benadering binnen MProStab voor design point-berekeningen (zie [Calle, 1990]). In combinatie met de kans van optreden van verschillende waterstanden is hieruit een kans op bezwijken te bepalen.

Afgezien van het bezwijkmodel (Van of Bishop) zijn de voornaamste twee inhoudelijke verschillen tussen het hier gebruikte model en MProStab, voor zover dat voor deze studie relevant is:

1. het feit dat in het nieuwe model niet meer met horizontale en verticale fluctuatieschalen wordt gewerkt. Deze enigszins arbitraire parameters zijn daardoor niet meer nodig bij de invoer. In plaats daarvan is een op zichzelf even arbitraire parameter Γ noodzakelijk bij de bepaling van de materiaalparameters vanuit regionale proevenverzamelingen. Voor het verband tussen de waarde van de standaardafwijking voor een lokale proevenverzameling en die voor een regionale proevenverzameling geldt:

$$\sigma_{lokaal} = \sigma_{regionaal} * \sqrt{\Gamma^2 + \frac{1}{n}}$$

waarin n het aantal proeven in de proevenverzameling is en Γ een statistische parameter, waarvoor een waarde van 0,5 is aangehouden. Uit diverse studies in TAW-verband is dit een geschikte waarde gebleken ([Calle, 2000]). De waarden vermeld in paragraaf 2.2.1 zijn hier ook op gebaseerd.

2. in het nieuwe model wordt de faalkans alleen bepaald voor het glijvlak met de laagste stabiliteitsfactor, terwijl in MProStab voor ieder glijvlak de faalkans wordt bepaald.

Voor elk van de 15 grondprofielen is met het dwarsprofiel van hm 61 (profiel 19B uit bijlage 6) een kans op bezwijken bepaald voor:

- de huidige situatie
- een berm van 8 meter lengte en 2 meter dikte
- een berm van 8 meter lengte en 3 meter dikte
- een berm van 15 meter lengte en 2 meter dikte
- een berm van 15 meter lengte en 3 meter dikte
- een berm van 24 meter lengte en 2 meter dikte*
- een berm van 24 meter lengte en 3 meter dikte*

* niet voor profielnummers 5 en 14 omdat daarvan de kans van optreden nihil is (zie bijlage 2).

De resultaten van deze analyses zijn weergegeven in bijlage 5.

Opvallend is dat de kans op bezwijken door binnenwaartse macroinstabiliteit in een aantal gevallen voor een bermlengte van 24 meter hoger is dan voor een bermlengte van 15 meter. Voor grondprofiel 1 is dit het meest opvallend. Door een berekening uit te voeren voor een

berm met een lengte van 20 meter en een dikte van 2 meter is nagegaan of de nabijheid van de sloot in het achterland hiervan mogelijk de oorzaak is, maar ook uit deze extra berekening, waarbij het bezwijkvlak duidelijk nog niet beïnvloed is door de nabijheid van de sloot, volgt een hogere faalkans ($2,187 \times 10^{-4}$) dan voor de vergelijkbare berm met een lengte van 15 meter. De oorzaak hiervan is mogelijk dat in MProLift de spreiding van de sterkteparameters niet wordt aangepast aan de ontwikkelde lengte van het glijvlak, zoals in MProStab wel gebeurt. Hierdoor worden fluctuaties binnen één grondlaag bij een lang glijvlak niet uitgemiddeld. In dit geval is de toenemende faalkans te verklaren doordat voor het zand is uitgegaan van de eigenschappen van de 'geulopvulling', met een relatief grote spreiding in de cohesie. Bij een geringe korrelspanning en een lange berm zal de invloed van de cohesie van deze laag bepalend worden voor de spreiding in de stabiliteit en daarmee bepalend voor de faalkans zijn, ook situaties zoals deze waarbij de stabiliteitsfactor rond de 2 ligt (en er dus ruimschoots aan de deterministische norm (voor de Krimpenerwaard: een stabiliteitsfactor van 1,17) voldaan wordt).

Overigens zijn bij de berekeningen met MProLift ook enkele manco's naar voren gekomen. Naast een aantal ongemakkelijkheden met betrekking tot de invoer van gegevens blijkt het niet uit te maken of voor de stochasten een normale of een lognormale verdeling gehanteerd wordt, terwijl verwacht zou mogen worden dat dit zeker invloed zou moeten hebben op de resultaten van berekeningen waarbij het materiaaltype 'Geulopvulling' prominent aanwezig is ter plaatse van het glijvlak en de effectieve spanningen bovendien erg laag zijn. Dit is pas bij de laatste serie berekeningen ontdekt en is inmiddels gecorrigeerd in MProLift.

5 Combinatie van faalmechanismen met ondergrondmodel

Combinatie van de berekeningsresultaten (zie Bijlage 5) met het ondergrondmodel (zie [Kruse, 2001] of Bijlage 2 en Bijlage 3) leidt tot de resultaten gepresenteerd in Bijlage 7.

Voor ieder grondonderzoeksniveau zijn voor elk traject de kansen op bezwijken door binnenwaartse macroinstabiliteit en de kans op bezwijken door piping apart bepaald; voor piping eenvoudigweg door de maatgevende faalkans voor elk van de vijftien grondprofielen te vermenigvuldigen met de kans van voorkomen van dat profiel, voor macrostabiliteit is vervolgens nog vermenigvuldigd met de trajectlengte in meters en gedeeld door 150 meter in verband met het lengte-effect van dit faalmechanisme. Bij dit laatste wordt er impliciet van uitgegaan dat dit faalmechanisme typisch optreedt over een lengte van 150 meter. Door optellen is de totale faalkans verkregen.

Er is proberenderwijs naar gestreefd om voor elk grondonderzoeksniveau tot een ontwerp oplossing te komen waarbij de totale faalkans aan de eis voor beide mechanismen gezamenlijk voldoet. Hierbij is uitsluitend met bermhoogtes van 2 en 3 meter gerekend en is de berm lengte voor elk traject in stappen van 1 meter gevarieerd, met als maximum 24 meter. Voor het gekozen dwarsprofiel is dit overigens ook het maximum zonder de sloot in het achterland te dempen. Voor berm lengten anders dan de doorgerekende varianten (met een lengte van 0, 8, 15 en 24 meter) is de bijbehorende faalkans bepaald door lineaire interpolatie van de betrouwbaarheidsindex, hetgeen een verfijndere aanpak betekent dan rechtstreeks interpoleren van de berekende faalkansen.

Voor iedere variant zijn tevens de kosten berekend op basis van het volume nieuw dijksmateriaal en het ruimtebeslag. De vermelde totaalkosten zijn exclusief de kosten van het grondonderzoek. Volgens [Lassing & Calle, 1999] bedragen deze:

- NLG 10.000,- voor schraal grondonderzoek;
- NLG 40.000,- voor normaal grondonderzoek;
- NLG 60.000,- voor gedetailleerd grondonderzoek.

Voor een bermhoogte van 2 meter kan niet aan de toelaatbare faalkans van beide mechanismen gezamenlijk worden voldaan (zie tweede en derde pagina van Bijlage 7). Als echter uitsluitend naar het mechanisme piping zou zijn gekeken, dan wordt echter betrekkelijk gemakkelijk aan de faalkanseis voldaan (zie vierde pagina van Bijlage 7). Piping is in dit geval dus ook niet maatgevend volgens de probabilistische analyse. Uit een deterministische analyse volgt over het algemeen een wat langere berm lengte. Voor de probabilistische analyse blijkt in dit geval juist macrostabiliteit maatgevend te zijn. De deterministisch bepaalde stabiliteitsfactor voor macrostabiliteit is echter bij een vrij beperkte berm lengte al voldoende (zie ook de laatste voorlaatste alinea van hoofdstuk 4). In dit project is er voor gekozen om zowel piping als macrostabiliteit probabilistisch te beschouwen. Bij een wat beperkter projectopzet had bijvoorbeeld macrostabiliteit deterministisch beschouwd kunnen worden (zeker wanneer het benodigde rekengereedschap, in dit geval MProLift, niet beschikbaar zou zijn geweest), hetgeen zou hebben kunnen resulteren in een ontwerp oplossing die volgens de huidige analyses onveilig is. Het is echter nog een punt van discussie of deze faalkans inderdaad zo hoog is als uit de analyses volgt, dit is nog een punt van discussie waarop in het evaluatierapport (Calle & Van der Meer, 2001) nader wordt ingegaan.

Voor een bermhoogte van 3 meter tenslotte wordt voor zowel schraal grondonderzoek als normaal grondonderzoek aan de gezamenlijke faalkanseis voldaan bij een berm lengte van 14 à 16 meter (zie laatste pagina van Bijlage 7). Voor gedetailleerd grondonderzoek kan binnen de gestelde randvoorwaarden en uitgangspunten geen ontwerp oplossing worden gevonden. Dit

wordt met name veroorzaakt door de hoge kans op binnenwaartse macroinstabiliteit voor het volledig zandige grondprofiel (profiel 1).

Rekening houdend met de hiervoor genoemde kosten van grondonderzoek komen de totale kosten uit op:

- ca. NLG $4,5 \times 10^6$ voor schraal grondonderzoek
- ca. NLG $5,0 \times 10^6$ voor normaal grondonderzoek
- ca. NLG $6,8 \times 10^6$ voor gedetailleerd grondonderzoek

Meer grondonderzoek leidt in dit geval dus tot hogere kosten, al dan niet in combinatie met een schijnbaar hogere kans op falen. De gedachte dat bij schraal en normaal grondonderzoek tot een veilige oplossing gekomen zou zijn blijkt later, op basis van het extra grondonderzoek, onjuist te zijn. Weinig grondonderzoek kan gemakkelijker tot onveilige oplossingen leiden dan meer uitgebreid grondonderzoek, alleen wordt dit niet (altijd) onderkend. Het terugbrengen van de onzekerheid in de schematisering wordt ook niet verdisconteerd in de veiligheidsnorm. Introductie van een (gebiedsafhankelijke) schematisatiefactor zou hieraan tegemoet kunnen komen.

6 Ontwerp volgens deterministische werkwijze

Bij de opzet van deze case was het de bedoeling om de uitkomst te vergelijken met de uitkomsten van een ontwerp volgens de gangbare, deterministische werkwijze (zie [Lassing & Calle, 1999]). Dit ontwerp is in het verleden reeds gemaakt ten behoeve van de dijkverzwaring van dit gedeelte van de Lekdijk van de Krimpenerwaard, die eind vorige eeuw is uitgevoerd. De uitkomst van die ontwerp is in grote lijnen terug te vinden op de leggetekeningen in Bijlage 6.

De belangrijkste verschillen met het in dit rapport gepresenteerde probabilistische ontwerp zijn:

- er zijn meerdere dwarsprofielen beschouwd in plaats van slechts één dwarsprofiel;
- er is in elk dwarsprofiel slechts één grondopbouw geschematiseerd, waarbij echter niet uitsluitend horizontale laagscheidingen zijn gehanteerd;
- er is géén rekening gehouden met een doorgaande zandbaan onder de dijk door, terwijl daar in de probabilistische analyse bij het gedetailleerde grondonderzoek wél nadrukkelijk rekening mee gehouden is. Dat dit niet gebeurt is, is om meerdere redenen logisch:
 - op basis van het gebruikte grondonderzoek (het in deze studie als ‘normaal’ aangeduide grondonderzoek) was er geen reden om aan te nemen dat een dergelijke zandbaan aanwezig zou zijn. Zelfs bij een erg conservatieve werkwijze zou er geen reden zijn geweest om een zandbaan te modelleren.
 - in deterministische berekeningen is een zandbaan weliswaar voor piping in het algemeen ongunstig, maar voor macrostabiliteit is het doorgaans gunstiger dan een ondergrond van klei en/of veen. Dit blijkt overigens ook uit de hoge deterministische stabiliteitsfactoren welke met MProLift berekend zijn voor de situatie met volledig zandige ondergrond.

Bovengenoemde verschillen zijn dusdanig groot dat een nadere, meer gedetailleerde vergelijking moeilijk te maken is.

De kosten van dit ontwerp zijn op dezelfde wijze berekend als voor de probabilistische ontwerpvarianten en zijn vermeld in tabel 6.1.

Trajectlengte (m)	Bermhoogte (m t.o.v. NAP)	Bermlengte (m)	volume (m ³)	ruimtebeslag (m ²)	totaalkosten (NLG)
180	2.00	21	151,200	756,000	907,200
100	2.00	20	80,000	400,000	480,000
160	2.00	0	-	-	-
90	2.85	18	92,340	324,000	416,340
440	2.60	18	411,840	1,584,000	1,995,840
220	2.85	14	175,560	616,000	791,560
10	2.70	17	9,180	34,000	43,180
					4,634,120

Tabel 6.1 Kosten voor ontwerp volgens deterministische werkwijze

De totale kosten (ook inclusief de kosten van het grondonderzoek) voor deze variant liggen tussen de kosten van het probabilistische ontwerp voor schraal grondonderzoek en voor normaal grondonderzoek in.

7 Conclusies en aanbevelingen

7.1 Bereiken doelstellingen

De vooraf gestelde doelstellingen zijn feitelijk niet gehaald, doordat zich tijdens het onderzoek diverse complicaties hebben voorgedaan. Er is niet voor alle grondonderzoeksvarianten een ontwerp oplossing gevonden die aan de gestelde eisen voldoet. Hierdoor is de nagestreefde optimalisatie niet mogelijk. De toegevoegde waarde van het extra uitgevoerde grondonderzoek is in dit geval niet zozeer in termen van kosten uit te drukken, als wel in termen van veiligheid. In deze situatie, waarbij drie niveau's van grondonderzoek onderscheiden kunnen worden, kan worden geconcludeerd dat op basis van minder grondonderzoek tot een onveilig ontwerp oplossing gekomen wordt, doordat de uitkomsten van het grondonderzoek in dit geval ongunstiger zijn naarmate er meer onderzoek is uitgevoerd.

In deze studie zijn bij elk grondonderzoeksniveau echter wel steeds dezelfde schematiseringen gehanteerd met betrekking tot bijvoorbeeld de waterspanningen (overeenkomstig [TAW, 1999]). Aanvullend of gedetailleerd onderzoek in het kader van toetsingen bevat veelal onderzoek naar waterspanningen. Kennelijk wordt dit veelal als belangrijke onzekerheidsfactor gezien. Wát nader onderzocht wordt en in hoeverre met de aanvullende informatie wel of niet conservatief, voorzichtig of veilig (drie termen voor hetzelfde) wordt omgegaan is echter een subjectief, persoonsafhankelijk proces. Door dit in deze studie expliciet niet mee te nemen, is deze invloedsfactor voor dit onderzoek geëlimineerd. Of dit nu wel of niet als een manco aan deze studie moet worden gezien is een kwestie van interpretatie.

Dat er in de praktijk voorzichtiger geschematiseerd wordt als er minder gegevens beschikbaar zijn wordt voorlopig bevestigd door een parallel Delft Cluster onderzoek binnen thema 1, 'Grond en Constructie'. Binnen het basisproject 'Waterkeringen' wordt een dijkvak door in totaal vijf adviseurs van drie verschillende ingenieursbureau's getoetst op binnenwaartse macrostabiliteit, op basis van achtereenvolgens weinig, wat meer en nog meer informatie. Van twee adviseurs zijn de resultaten inmiddels beschikbaar, deze laten een sterke toename in stabiliteitsfactor zien tussen de eerste en de tweede stap, met vervolgens een kleine afname in de derde stap. Dit doet vermoeden dat er aanvankelijk tamelijk conservatieve waarden zijn gebruikt, vervolgens inderdaad wat minder conservatieve waarden, maar dat de aanvullende informatie in de derde stap dermate ongunstig was dat beide adviseurs hier onvoldoende rekening mee hadden gehouden (zie later [Koelewijn, 2001]).

7.2 Overige conclusies uit dit onderzoek

Voor de in dit project onderzochte situatie nemen de totale kosten van de dijkversterking toe naarmate er meer grondonderzoek is verricht. Oppervlakkig bekeken leidt dit tot de conclusie dat schraal grondonderzoek optimaal is. Uit het verrichte vervolgonderzoek blijkt echter duidelijk dat dit tot een onveilige oplossing geleid zou hebben: voor normaal grondonderzoek (waar profiel 1, dat tot ietwat merkwaardige uitkomsten leidt, net als bij schraal grondonderzoek niet aanwezig is) zou de voor schraal grondonderzoek gevonden oplossing al tot een te hoge faalkans hebben geleid.

Verder blijkt ook duidelijk dat de kosten van grondonderzoek vooraf marginaal zijn in vergelijking met de kosten in termen van materiaal en ruimtebeslag: indien over een traject van slechts 100 meter bij een bermhoogte van 3 meter 2 meter berm lengte (= NLG 52.000,-) bespaard kan worden op basis van uitgebreid grondonderzoek in plaats van schraal grondonderzoek, dan is levert dit al een overall besparing op. Bij een ongunstiger uitkomst van het aanvullende grondonderzoek levert dit uiteindelijk een veiliger ontwerp op. Een kostenanalyse op een ruimere schaal, waarbij ook de gevolgschade ten gevolge van falen wordt meegenomen, zal gezien de hogere potentiële risico's bij schraal grondonderzoek (die in dit

geval duidelijk in ongunstige zin aanwezig blijken te zijn) al snel leiden tot het laten uitvoeren van grondonderzoek op uitgebreidere schaal.

Voor een probabilistische analyse is het verder een probleem dat volgens de vigerende leidraden een onderscheid gemaakt moet worden tussen opdrijven en opbarsten, aangezien dit tot een discontinuïteit in de betrouwbaarheidsfunctie leidt, terwijl een dergelijke functie continu zou moeten zijn.

7.3 Aanbevelingen voor vervolgonderzoek

In vervolgonderzoek zouden met name de volgende punten nader onderzocht kunnen worden:

- de invloed van onzekerheden in de waterspanningen. De waterspanningen in deze studie zijn gebaseerd op [TAW, 1999]. Dit betreft een veilige en daarom conservatieve aanname. Vermoed wordt dat de waterspanningen een belangrijke invloed hebben;
- het grondprofiel zou in een dwarsdoorsnede gevarieerd kunnen worden. Deze studie is beperkt tot uitsluitend horizontale laagscheidingen met weliswaar per grondlaag een onderscheid tussen eigenschappen naast en onder de dijk, maar niet bijvoorbeeld zand voor de dijk, klei onder de dijk en veen in het achterland. Hiertoe is een verdere automatisering van de berekeningen beslist noodzakelijk. In dat geval kunnen bovendien gemakkelijker meer ontwerpvarianten worden beschouwd.
- de correlatie tussen de mechanismen piping/opbarsten en binnenwaartse macrostabiliteit. In deze studie zijn de faalkansen van beide afzonderlijke mechanismen eenvoudigweg opgeteld, terwijl de gezamenlijke faalkans waarschijnlijk kleiner is.

Referenties

[Calle, 1990]

E.O.F. Calle, 'PROSTAB, een computerprogramma voor probabilistische analyse van stabiliteit van taluds', Grondmechanica Delft CO-266484/32, april 1990

[Calle, 2000]

E.O.F. Calle, 'Persoonlijke mededeling', augustus 2000

[Calle & Van der Meer, 1998]

E.O.F. Calle & M.T. van der Meer, 'Probabilisme in de Geotechniek, Onderdeel D, Afsluitende Rapportage', Grondmechanica Delft CO-361410/127 versie 2, december 1998

[Calle & Van der Meer, 2001]

E.O.F. Calle & M.T. van der Meer, 'Optimalisatie Dijkontwerp – Heterogeniteitsaspecten Ondergrond / Case Dijkambacht – Evaluatie', GeoDelft CO-720205/..., oktober 2001

[Fugro, 2000]

'Kostenverkenning met betrekking tot quick scan Markermeer- en IJsselmeerdijken', Fugro K-0008/020, juni 2000

[GeoDelft, 2001]

MStab versie 8.3, GeoDelft, 2001

[Hoeksche Waard, 1997]

Marsroute studie voor de Hoeksche Waard in opdracht van TAW, 1997

[Koelewijn, 2001]

A.R. Koelewijn, 'Toetsing binnenwaartse macrostabiliteit Proefvak Actuele Sterkte nabij Bergambacht', GeoDelft CO-710301/..., najaar 2001

[Kruse, 2001]

Gerard A.M. Kruse, 'Optimalisatie Dijkontwerp – Heterogeniteitsaspecten Ondergrond / Case Dijkambacht – Schematisatie ondergrond', GeoDelft CO-720205/15, versie 4 (definitief), september 2001

[Lassing & Calle, 1999]

B.L. Lassing & E.O.F. Calle, 'Beschrijving Case studie Dijkambacht, Probabilistisch ontwerpen', Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde W-DWW-99-077, 19 november 1999

[Van der Meer et al., 1998]

M.T. van der Meer, S.H.L.L. Gruyters, A.G. Wiggers, J.D. Stoop & O. Kapetina, 'Probabilisme in de Geotechniek, Richtlijn Optimaal Grondonderzoek, Deelrapport 2, Proba fase AIII', Fugro K-0003, versie 3, 5 oktober 1998

[TAW, 1985]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 'Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, Deel I – Bovenrivierengebied', TAW, september 1985

[TAW, 1999]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 'Leidraad Toetsen op Veiligheid', TAW, augustus 1999

[TNO, 1998]

PC-ring, TNO 98-CON-121430, 1998


[Vrouwenvelder & Vrijling, 1982]

A.C.W.M. Vrouwenvelder & J.K. Vrijling, 'Probabilistisch ontwerpen', collegedictaat B3, TU Delft, september 1982

[Zwang, 2001a]

L.W.A. Zwang, Excel spreadsheet ProBarst, Fugro, 2001

[Zwang, 2001b]

L.W.A. Zwang, Excel spreadsheet ProSel, Fugro, 2001 

Bijlage 1 Verslagen tussentijdse besprekingen

datum: 12 maart 2001

aanwezig: DWW: Alessandra Bizzarri, Henk Bakker,
GeoDelft: Ed Calle, André Koelewijn (voorzitter),
Fugro: Martin v.d. Meer, Leo Zwang,
Witteveen□Bos: Ernst Rob (verslag)

afwezig: GeoDelft: Gerard Kruse

- 1 mededeling van Calle: De rapportage van Gerard Kruse is verlaat, waarschijnlijk in week 12 gereed.
- 2 Toelichting op de informatie zoals geleverd door Kruse tot nu toe door Koelewijn en Calle:
1. de geulgeometrie is alleen impliciet in de kansen verwerkt;
 2. de werkzaamheden van Kruse hebben zich vooral gericht op de aanwezigheid van geulen (zand).
- Toelichting op en discussie over de werkwijze voor de case studie:
1. de geotechnische parameters worden niet gevarieerd t.a.v. de omvang van het grondonderzoek (reëler zou zijn om de spreiding te koppelen aan de omvang van het onderzoek);
 2. variatie in laagdikten wordt geacht verdisconteerd te zijn in het ondergrondmodel;
 3. de aangehouden (sub)lagen van 2,5 m zijn wellicht in een later stadium/vervolg te controleren/optimaliseren;
 4. de bodemopbouw zijn gebaseerd op sonderingen, de parameters zijn afkomstig uit de gebiedsdata van GeoDelft;
 5. de waterspanningen worden gemodelleerd op basis van het schema in de LTV. Naar aanleiding van een vraag van Bakker wordt aangenomen dat deze (veilige) schematisering voldoende overeenstemt met de ontwerpleidraden;
 6. er wordt geen spreiding in (het verloop van) de waterspanningen in rekening gebracht, wel wordt rekening gehouden met het beschouwde ondergrondmodel;
 7. in deze studie wordt gefocust op de laagopbouw, aspecten als waterspanningen en geotechnische parameters worden niet gevarieerd. Dit zouden wel onderwerpen van een vervolgstudie kunnen zijn;
 8. de sloten achter de dijk moeten in de ontwerpvarianten worden meegenomen om de praktijk niet te veel geweld aan te doen. De (verlegde) taludinsteek wordt op 3 m achter de bermteent aangehouden, de taluds 1:1 en de diepte 1 m (tot NAP -2m);
 9. de opbarstveiligheid van de slootbodems wordt op een conservatieve wijze berekend (zonder wig volgens NEN6740). Bij een vergelijking met een klassieke methode moet dit dan ook gebeuren;
 10. in plaats van MPiping wordt gebruik gemaakt van een spreadsheet waarmee opbarsten en piping (Sellmeijer) kunnen worden gecombineerd. Dit programma geeft een betere implementatie van de rekenregel van Sellmeijer dan MPiping;
 11. de verdeling van de faalruimte geschiedt voorsnog door de kansen op opbarsten/piping op te tellen bij de faalkans voor macrostabiliteit. Via correlaties kan de gezamenlijke faalkans kleiner blijken te zijn. Dit wordt achteraf vastgesteld;

2 vervolg

info
verstrekking
door Calle
(gebeurd)

3

4

5

12. in de case studie wordt, voor de hanteerbaarheid van het probleem, geen onderscheid gemaakt tussen de situaties met opbarsten/opdrijven/niet opdrijven. In de praktijk gebeurt dit door in de 'opbarstzone' $\tau=0$ te stellen bij opbarsten, een drukstaaf model toe te passen bij opdrijven en een 'bishop' model toe te passen indien geen opdrijven plaatsvindt. Vanwege de discontinuïteit in de faalkans bij de overgang opbarsten – opdrijven kan geen niveau II benadering worden gevolgd (zoals in MStab);
 13. op de vraag van Bakker of piping de kans op macro-instabiliteit kan vergroten wordt verwezen naar voorgaande opmerking. Door de modellering aan te passen ($\tau=0$) wordt dit verschijnsel in de gangbare adviespraktijk in MStab berekeningen verdisconteerd. Naar aanleiding van de vraag wordt door Bakker een mogelijke, versimpelde, aanpassing van het opbarst idee ($\tau=0$) geopperd: τ reduceren met de verhouding specifieke afmeting pipe / specifieke afmeting afschuiving;
 14. voor de ontwerpvarianten wordt voornamelijk uitgegaan van twee berm lengtes en twee bermdiktes. Uit de bijbehorende faalkansen kan bij de toelaatbare faalkans een optimum worden geschat voor de dikte en lengte;
 15. voor de faalkans op piping dient te worden gekeken naar opbarsten ter plaatse van de teen van de dijk, ter plaatse van de teen van de berm en ter plaatse van de slootbodem. Via de Ditlevsen benadering kan de bovengrens van de faalkans worden bepaald voor de combinatie van mechanismen;
1. voor de verdere uitwerking van de case studie wordt slechts één van de drie beschikbare dwarsprofielen gebruikt als zijnde representatief voor het gehele dijkvak (1200 m);
 2. voor de toewijzing van de faalruimte per traject (enkele honderden meters elk) wordt uitgegaan van de totale beschikbare faalruimte, gewogen naar de lengte van het traject;
 3. per traject wordt, voor de kosten, uitgegaan van de maatgevende ontwerpvariant. Achteraf kan worden gekeken in hoeverre de gezamenlijke faalkans, van de door Kruse onderscheiden trajectjes, zich verhoudt met de in eerste instantie geschatte faalkans;
 4. het idee van Bakker om de berekeningen van de ontwerpvarianten te automatiseren wordt binnen dit project niet haalbaar geacht. Wellicht als de methode meer navolging krijgt.
- de datum voor het volgend overleg is vastgesteld op 6 april 2001, 9:00 bij GeoDelft.
- er wordt geen gebruik gemaakt van de rondvraag

Verslag Tussentijdse bespreking case Heterogeniteitsaspecten Dijkambacht
datum: 6 april 2001

aanwezig: DWW: Alessandra Bizarri, Henk Bakker,
GeoDelft: Ed Calle, Gerard Kruse, André Koelewijn (voorzitter),
Fugro: Leo Zwang,
Witteveen□Bos: Ernst Rob (verslag)

afwezig: Fugro: Martin van der Meer

- 1 | Opening om 10:10, geen mededelingen.
- 2 | Opmerking Kruse bij "...geulgeometrie is alleen impliciet ...". Hiermee wordt bedoeld dat de werkelijke geulgeometrie is geschematiseerd om tot kanstoekenningen te komen.
- 3 | Opmerking Bizarri naar aanleiding van de gedane aannamen en keuzes: graag in rapportage vermelden welke invloed deze hebben; conclusies van de case en/of het ontwerpresultaat.
- 3 | Toelichting door Kruse op zijn rapportage (fase 1).
- doel/werkwijze:
 - gebruiken van beschikbare gebiedskenmerken (database Universiteit Utrecht) – gericht op zandvoorkomens (extreem geval) – aannamen op basis van sedimentologische kennis.
 - gebruikte/afgeleide relaties
 - relatie dikte klei/afstand tot zandbaan (in fig. 2.5 en 2.6 afstand weggelaten tegen 'misbruik') – statistieken over voorkomen zand op bepaalde diepte.
 - resultaten:
 - gebieden waar middelpunten van kromtestraal ligt gegeven het aantreffen van zand, klei etc. in onderzoekspunt – hieruit kans bepalen dat tussen onderzoekspunten zand voorkomt (kans via oppervlakte verhoudingen) – voor intervallen van 2.5 m dikte – als uit waarneming geen aanwijzing volgt voor zand wordt de 'statistiek' m.b.t. zandvoorkomen gebruikt – op basis van aannamen (sequentie van lagen etc.) is het aantal onderscheiden profielen teruggebracht tot een werkbaar aantal van 15.
 - totnogtoe werden dergelijke kansen veelal bepaald via Monte Carlo-achtige analyses – de hier gevolgde methode is experimenteel.
- 4/5 | Toelichting op en discussie over de resultaten (fase 2) totnogtoe:
- de ligging van de sloot achter de dijk is niet relevant, in tegenstelling tot wat bij de vorige bespreking werd gedacht;
 - opbarsten/piping
- De piping/opbarst berekeningen zijn nu uitgevoerd voor drie punten in de geometrie: aansluiting berm-dijk, de teen van de berm en de slootbodem.
- De bijdrage van het punt aan de teen van de berm levert de grootste bijdrage aan de faalkans.
- De faalkans wordt bepaald met behulp van de Ditlevsen bovengrens.
- Uit de berekeningen blijkt dat de berm dus effectief is.

In de huidige praktijk wordt in eerste instantie beoordeeld op opbarsten, zodra dit geen probleem oplevert wordt niet verder gekeken naar piping, tenzij er aanwijzingen zijn dat kortsluitingen mogelijk zijn (paalfunderingen/oude boorgaten)

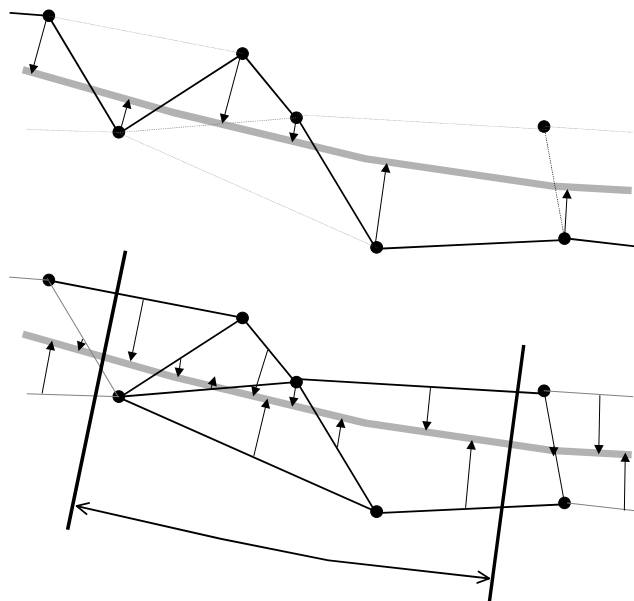
- Tot nu toe blijkt dat meer grondonderzoek leidt tot grotere faalkansen. Dit kan betekenen dat meer grondonderzoek (in dit geval) niet leidt tot een *goedkoper* ontwerp, maar tot een *veiliger* ontwerp. Bij een andere grondopbouw is het mogelijk dat een ontwerp gebaseerd op weinig grondonderzoek juist wordt overgedimensioneerd.
- In de praktijk zal een ontwerper proberen onzekerheden af te vangen door conservatieve aannamen te doen; het is de vraag of dit *altijd* een conservatief ontwerp oplevert.
- Om de vergelijking compleet te maken zou eigenlijk moeten worden meegewogen wat de risico's zijn van een onveilig ontwerp (schade bij falen).

MProLift

In MProLift dient een modelfactor te worden opgenomen. Dit is nog niet gebeurd in de berekeningen tot nu toe. Deze factor bedraagt: 1,06, standaardafwijking 0,08. De uitgevoerde berekeningen worden aangepast.

- Een lastig punt is hoe om te gaan met de onderzoeksparen die door Kruse zijn gekoppeld. In de analyse is tot nu toe (normaal onderzoek) uitgegaan van één lijnstukje per deeltraject dijk, waarbij de kortste lijnstukjes zijn gehanteerd (bovenste deel figuur).

Op basis van discussie wordt besloten deze aanpak los te laten en alle lijnstukjes te gebruiken. Hiertoe worden de middelpunten van de lijnstukjes op de dijkas geprojecteerd, waarna per traject (van arbitraire lengte) de gemiddelde kans wordt bepaald op elk grondmodel op basis van de lijnstukjes die bij het traject horen (onderste deel figuur).



- De 'optelling' van de faalkansen per traject is eveneens nog niet duidelijk. Door bovenstaande werkwijze te volgen (trajecten) kan worden gevarieerd met de lengte. Op deze wijze kan inzicht worden verkregen of er sprake is van een dominerend gebied in de dijk. Indien die het geval is, zal de maatgevende snede voor zowel een klein traject als voor een lang traject maatgevend (en bepalend) zijn. Als er geen dominante sneden zijn, dient de 'optelling' op een andere manier te worden aangepakt.

- 6 vervolg | De benodigde bermgeometrie wordt gebaseerd op de toelaatbare faalkans per traject. Door koppeling met de kosten kan per traject de optimale berm worden bepaald. Praktisch gezien dient de lengte van zo'n traject niet te kort te worden genomen (bijvoorbeeld 100-150 m).
- 7 | De datum voor het volgend overleg is vastgesteld op 26 april 2001, 14:00 te Delft. Bij dit overleg zal de (inhoudelijke) voortgang van fase 2 worden besproken.
- | De conceptrapportage zal worden besproken op 30 mei, 9:30 te Delft.
- 8 | Er wordt geen gebruik gemaakt van de rondvraag

datum: 26 april 2001

aanwezig: DWW: Alessandra Bizarri, Henk Bakker,
GeoDelft: Ed Calle, Gerard Kruse, André Koelewijn (voorzitter),
Fugro: Leo Zwang,
Witteveen+Bos: Ernst Rob (verslag)

afwezig: Fugro: Martin van der Meer

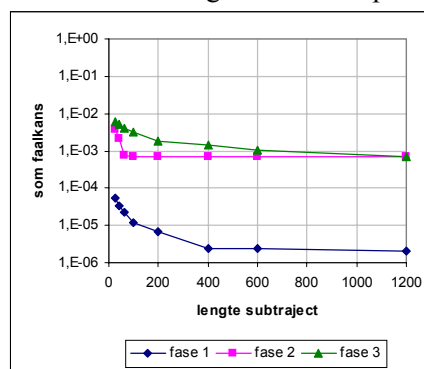
Opening om 14:15

Voorlopige resultaten / discussiepunten

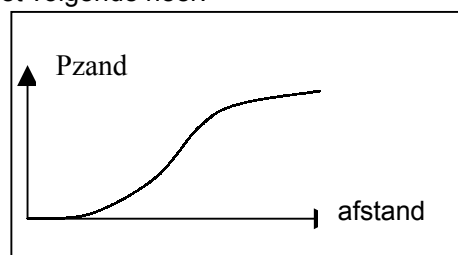
- Er worden grote faalkansen berekend, dit wordt waarschijnlijk voor een deel veroorzaakt door de schematisering van de bodemopbouw. Er wordt namelijk vanuit gegaan dat een grondlaag over het gehele dwarsprofiel aanwezig is. Voor piping is de aanwezigheid van een doorgaande zandbaan essentieel; bij de gekozen modellering komt elke zand aanwezigheid overeen met een doorgaande zandbaan.

Kruse beaamt dat deze aanpak kan leiden tot een aanzienlijke overschatting van de faalkans.

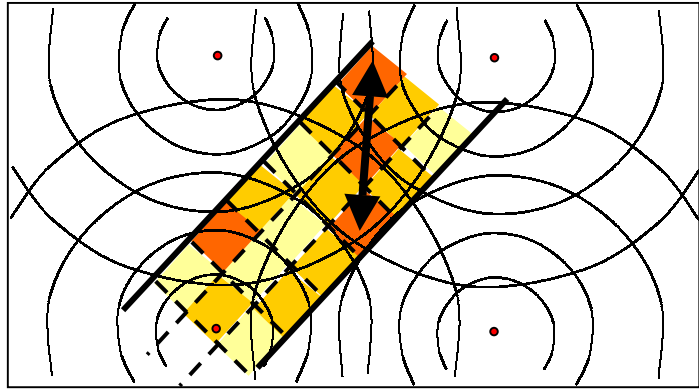
- Een dergelijke modellering geldt ook voor extrapolatie in de diepte.
Kruse geeft aan dat een dergelijke aanpak goed overeenkomt met de realiteit, omdat 95% van de zandgeulen van enige omvang tot aan het pleistoceen reiken.
- Uit de resultaten tot nu toe blijkt dat meer onderzoek leidt tot een grotere kans op zand in de berekeningen; meer informatie leidt tot een ongunstiger bodemmodel.
- Op basis van de grafieken waarin de afhankelijkheid van de lengte is geïllustreerd, dient een afspraak te worden gemaakt hoe om te gaan met de 'lengte effecten'. Als eerste wordt door Calle voorgesteld om de lengte van elk subtraject niet te klein te kiezen, zodat de invloed van het lengte effect gering is, zie voorbeeld van een dergelijke grafiek hernaast.
- Bij minder grondonderzoek zou, op basis van de bevindingen tot nu toe, bij een deterministisch ontwerp een grotere veiligheid moeten worden toegepast. Een dergelijke relatie is echter nog niet in een norm of richtlijn opgenomen.
- Naar aanleiding van de bevindingen wordt de modellering c.q. de kans toewijzing per profiel aangepast; met name voor piping is niet een *lijnstukje* van belang (oospronkelijke benadering), maar een aangesloten *gebied* met zand. Dit vormt ook de basis voor een aangepaste modellering door Kruse.
- De aangepaste modellering komt grofweg op het volgende neer:



- per onderzoekspunt een ruimtelijke kansdichtheid definiëren op voorkomen zand
- de kansdichtheden van meerder onderzoekspunten combineren tot een gezamenlijke kansdichtheid
- afhankelijk van de aangetroffen relatieve kleidikte wordt een kdf gedefinieerd waarin de kansdichtheid van het voorkomen van zand is uitgezet tegen de afstand tot het onderzoekspunt



- op deze wijze wordt een ruimtelijk patroon met kans(dichtheden) berekend, waarmee 'surface plots' kunnen worden gegenereerd om de kans te bepalen op een doorgaande zandbaan onder de dijk.



- Net als in de vorige modellering wordt een dergelijke exercitie voor verschillende lagen/niveau's uitgevoerd.
- Een voordeel van deze aanpak is tevens dat de waarschijnlijkheid op doorgaande zandbanen wordt verwerkt in de kansen op de verschillende bodemprofielen.
- De resultaten van deze aangepaste modellering worden 8 mei verwacht.
- Door deze aanpak is het ook eenvoudiger om de kansen per subtraject te bepalen. Er kan immers een (gewogen) gemiddelde kans per traject worden berekend. De toepassing van de projecties van de lijnstukken is niet meer noodzakelijk.
- Per subtraject kunnen nu de kansen worden bepaald.

aanwezig: DWW: Alessandra Bizarri, Henk Bakker,
GeoDelft: Ed Calle, Gerard Kruse, André Koelewijn (voorzitter),
Fugro: Leo Zwang,
Witteveen+Bos: Ernst Rob (verslag)

afwezig: Fugro: Martin van der Meer

Opening om 9:45

Inleiding

- 1) Er ligt nog geen conceptrapportage, hoewel dit wel de planning was. De bespreking wordt benut om onopgeloste problemen te bespreken.
- 2) De gesignaleerde problemen kunnen in drie categorieën worden ingedeeld:
 - a) de kansen op de verschillende bodemprofielen, (nog) niet op objectieve wijze bepaald.
 - b) de pipingberekeningen leveren (onrealistisch) grote faalkansen op.
 - c) de faalkansen uit MProLift lijken niet consistent, door de benodigde berm lengtes is interpolatie niet mogelijk, maar extrapolatie levert in een aantal gevallen geen bruikbaar antwoord.

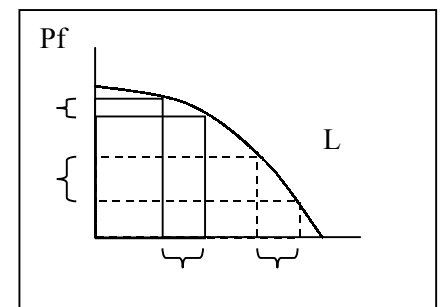
Toelichting op en discussie over de ondergrondmodellering

- 1) De oorspronkelijk gekozen modellering leidde tot zwaardere ontwerpen bij meer onderzoeksgegevens, hetgeen contra-intuïtief is.
- 2) Er is een andere methode gezocht om de kansen op bepaalde bodemprofielen vast te stellen.
- 3) De insteek is en was: enerzijds de kans op het voorkomen van een zandbaan bepalen en anderzijds de kans op het kunnen uitsluiten van een zandbaan.
- 4) Oorspronkelijke modellering
 - a) vanuit de database met boorgegevens is de relatie opgesteld: dikte klei <-> afstand tot zandbaan.
 - b) bepalen van de kans op zand tussen twee onderzoekspunten, gegeven de al dan niet aanwezige indicaties voor zand (i.c. klei).
 - c) nadeel: methode is moeilijker te interpreteren als de punten niet onder de dijkstrekking liggen (nadruk ligt op voorkomen zand onder dijk).
 - d) methode leidt niet specifiek tot kans op het uitsluiten van zand, maar tot 'gemiddelde' kansen op het wel voorkomen van zand.
 - e) uitsluiten van zand is niet (geheel) mogelijk op basis van de gegevens; een zandbaan op korte afstand naast een sondering is mogelijk, ook als hier geen aanwijzingen voor zand zijn aangetroffen.
- 5) Aangepaste modellering
 - a) zie ook verslag van de bespreking van 26 april.
 - b) de grafische weergave van de kansen op zand, alleen op basis van de aangetroffen klei in de onderzoekspunten, zien er in eerste instantie logisch uit, met meer (dichtere) informatie wordt de kans op wel of geen zand explicieter.
 - c) zodra echter de onderzoekspunten worden meegenomen waarin zand is aangetroffen ($P_{\text{zand}}=1$), wijzigt het beeld radicaal; het blijkt dat er voor de aangetroffen zandbaan (ca 400 m lengte onder de dijk) geen indicaties in de nabijgelegen onderzoekspunten aanwezig zijn.
 - d) uit de database blijkt dat er tenminste één waarneming is waarbij op 35 m van een zandbaan geen klei is aangetroffen; het is beslist denkbaar dat ook op een aanzienlijk kortere afstand van een zandbaan nog geen klei wordt aangetroffen.
 - e) de filosofie is dat de aangetroffen kleidikte een kans aangeeft op het voorkomen van zand binnen een bepaalde afstand; evenzo kan de complementaire kans worden bepaald op géén zand binnen een bepaalde afstand, of anders gezegd: het aantreffen van een bepaalde dikte klei geeft een kansdichtheid van het *niet* aanwezig zijn van een zandbaan binnen een bepaalde afstand.
 - f) het met zekerheid kunnen uitsluiten van zandbanen is alleen mogelijk bij een zeer kleine bemonsteringsafstand (zeg 15 m).

- g) bovenstaande wordt geïllustreerd door de in het studiegebied aangetroffen zandbaan, welke niet werd gevonden op basis van de kleidiktes in nabijgelegen onderzoekspunten.
 - h) indien het stochastische ondergrond model klopt, is het verwachtingspatroon zodanig dat je geen zand verwacht; in een klein deel van de realisaties (grondonderzoeken) zul je toch zand aantreffen.
- 6) Voor de subjectieve beoordeling is de dijkstrekking opgedeeld in secties:
 - a) 4 secties voor het schrale grondonderzoek
 - b) 5 secties voor het normale grondonderzoek
 - c) 10 secties voor het uitgebreide grondonderzoek
 - d) voor elke sectie is de kans bepaald op een bepaald bodemprofiel, uitgaande van de meetpunten binnen de sectie en enigszins op basis van de punten daar (net) buiten. Uiteraard is hierbij ook gebruik gemaakt van de opgedane kennis bij de eerdere exercities.
 - e) door Kruse wordt een dergelijke methode (semi-subjectief) werkbaar geacht, mits er een soort standaardmethode wordt uitgewerkt voor de kansoekenningen.
 - 7) In de huidige (deterministische) praktijk wordt een geologisch profiel getekend op basis van de waarnemingen. Invulling van onzekerheden geschiedt met stippellijnen. De mogelijkheid dat er een geheel andere bodemopbouw aanwezig kan zijn (zandbaan) wordt niet expliciet verwerkt. Het lijkt nuttig om, behalve het profiel dat volgt uit de waarnemingen, ook profielen te genereren met een andere / ongunstiger (wel mogelijke) bodemopbouw en daar kansen aan toe te kennen.
 - 8) Zodra het er echt toe doet zou de bemonsteringsafstand moeten worden verkleind. De maximale afstand zou per gebied kunnen worden bepaald (afhankelijk van de geologische geschiedenis van het gebied).
 - 9) Kruse verwacht zijn rapportage medio juni af te ronden. Hierin zullen beide 'objectieve' modellen worden besproken en geëvalueerd.
 - 10) Een idee van Bakker is om de 'bewezen sterkte' van een dijk te koppelen aan de mogelijke bodemopbouw; als een dijk een bepaalde belasting heeft weerstaan zijn er wellicht bepaalde bodemopbouw uit te sluiten.

Toelichting op en discussie over de resultaten van de pipingberekeningen:

- 1) De profielen met een dunne (of geen) deklaag (1,2,3) leveren een erg hoge faalkans op, ook bij grote berm lengtes van 25 m. Een snelle deterministische controle met 'Bligh' levert een benodigde berm lengte op van circa 13,5 m.
- 2) De volgende vragen komen naar boven:
 - a) hoe verhoudt de regel van Sellmeijer zich tot Bligh
 - b) hoe verhoudt de deterministische benadering zich tot de probabilistische
- 3) De deterministische methode (Bligh) heeft een onbekende faalkans, wellicht is deze (aanzienlijk) groter dan tot nu toe werd gedacht en groter dan de probabilistisch bepaalde faalkans.
- 4) De afname van de faalkans bij toenemende berm lichte is afhankelijk van de berekende faalkans: zie figuur. Bij kleinere berm lengtes is de invloed relatief geringer.
- 5) Voor de eerder uitgevoerde Proba studie is de probabilistische piping berekening volgens Sellmeijer geijkt op basis van Bligh. Wellicht zou voor deze case study de ijking eigenlijk moeten worden aangepast (dit valt echter buiten dit project).



Toelichting op en discussie over de resultaten van de MProLift berekeningen:

- 1) De berekeningen voor profiel 1 (geheel zand) zijn niet geheel consequent uitgevoerd. Aangezien er geen opdrijfsituatie kan optreden, is het de vraag of de (door MProflift) gevonden glijvlakken met drukstaaf reëler zijn dan de ook mogelijke cirkelvormige glijvlakken (met lagere faalkans). Dit zal moeten worden geverifieerd.
- 2) De resultaten bij verschillende bodemprofielen geven een sterk wisselende invloed van de berm geometrie te zien; een langere of dikkere berm kan leiden tot een grote toename van de faalkans (factor 1000 mogelijk).

- 3) Het lijkt mogelijk dat deze resultaten voortkomen uit de vorm en ligging van het glijvlak; bij een langere berm veranderen de intree- en uittreepunten, waardoor de faalkans (mogelijk) wordt beïnvloed door andere grondlagen of een andere verhouding van de grondeigenschappen langs het glijvlak. Door een faalmode op te leggen aan een geometrie moet dit kunnen worden achterhaald.
- 4) Het lijkt tevens zo te zijn dat de cirkel met de kleinste stabiliteitsfactor niet de cirkel hoeft te zijn met de grootste faalkans. In veel gevallen zal dit wel dezelfde cirkel zijn. Het is qua rekentijd niet doenlijk om voor elk beschouwd glijvlak een probabilistische analyse uit te voeren, om de cirkel met de grootste faalkans te vinden.
- 5) Gezien de tot nu toe berekende (grote) faalkansen, zullen aanvullende MProLift berekeningen moeten worden uitgevoerd met een (veel) grotere berm lengte. Deze lengte zal moeten volgen uit de aanvullende pipingberekeningen.

Rapportages:

- 1) De studie zal in drie afzonderlijke rapportages worden beschreven; één van Kruse, betreffende de ondergrondmodellering, één van Koelewijn, Zwang en Rob, betreffende de berekeningen ten behoeve van het dijkontwerp en één van Calle en Van der Meer, betreffende de evaluatie van de studie.
- 2) In de rapportages zullen ook de ondervonden 'problemen' worden opgenomen, met eventuele suggesties om deze op te lossen dan wel te vermijden.

Volgend overleg:

De conceptrapportage zal worden besproken op 13 juli, 9:30 uur.

Afsluiting om 12:10.

Verslag: bespreking pre-conceptrapportage case Heterogeniteitsaspecten Dijkambacht
datum: 13 juli 2001
aanwezig: DWW: Alessandra Bizarri, Henk Bakker
GeoDelft: Ed Calle, Gerard Kruse, André Koelewijn (voorzitter)
Fugro: Martin van der Meer, Leo Zwang
Witteveen+Bos: Ernst Rob (verslag)

Opening om 9:40

Mededelingen/opmerkingen

- Er zullen twee rapportages worden besproken, fase 1 (schematisatie ondergrond) en fase 2 (analyses dijk ontwerp). De bespreking zal circa 2 uur duren.
- De rapportage van de analyses dijkontwerp is nog niet volledig en zal op korte termijn worden aangevuld.
- Dhr. Bakker merkt op dat de rapporten dusdanig laat zijn ontvangen dat hij ze nog niet heeft kunnen bestuderen; dit geldt voor meerdere aanwezigen.

Toelichting en discussie fase 1 (schematisatie ondergrond (Kruse))

- In totaal zijn 3 methoden van schematisering toegepast:
 1. berekening kans op zand tussen 2 punten (per lijnstukje kansen)
 2. kans op zand op een gegeven afstand (ruimtelijke kdf)
 3. verbeterd geotechnisch profiel (subjectief)
- ad 2: in fig 3.10 van de rapportage vormen de 'eilandjes' een geul, welke niet volgens de 'normale' ontstaansgeschiedenis is gevormd; geen aanwijzingen in de omgeving. Het blijkt dat de geologische aannamen die worden gebruikt moeten worden gecontroleerd obv bijvoorbeeld luchtfoto's en/of veldonderzoek.
- Methode 1 werkt in de praktijk niet goed, is moeilijk operationeel te maken, methode 2 is lastig, maar lijkt wel geschikt voor verdere uitwerking, methode 3 is subjectief, hoewel de kansen worden geschat op basis van de resultaten van methoden 1 en 2.
- Kruse is er niet zeker van dat de gehanteerde methoden bruikbaar zijn / worden voor dijkontwerp. Andere aanwezigen denken dat de methode 1 zeker mogelijkheden biedt, maar wel verdere uitwerking behoeft. Per gebied zullen de 'geologische regels' moeten worden vastgesteld voor uitvoering van de analyse. Mogelijk is ook nog verbetering te behalen door een nauwkeuriger interpretatie van sonderingen, bijvoorbeeld door toepassing van waterspanningssonderingen, γ -ray sondes of het toepassen van camerasondes.
- De in methode 2 gevolgde systematiek vertoont enige analogie met Kriging.
- Methode 2 is toepasbaar voor verschillende grondsoorten; er is niet specifiek gekeken naar zand voorkomens. Met deze methode kan de kans op een bepaald bodemprofiel op een bepaalde locatie worden berekend. Een mogelijkheid om de resultaten te presenteren kan zijn een set geotechnische profielen, gericht op de toepassing (relatief veel zand, relatief veel veen etc.)
- Indien het voorkomen van een zandbaan niet volledig kan worden uitgesloten kan dit een zware wissel trekken op de faalkans; de kans op falen door piping kan onacceptabel groot worden. Het meenemen van de 'bewezen sterkte' kan een betere inschatting van de bodemopbouw opleveren (bijvoorbeeld het wel volledig uitsluiten van zand).
- Kruse rondt zijn rapportage af op basis van het commentaar van DWW. Dit commentaar zal 24/7 binnen zijn, waarna in week 30 de rapportage definitief wordt gemaakt.

Toelichting en discussie fase 2 (analyse dijkontwerp (Koelewijn, Zwang en Rob))

- De uiteindelijke berekeningen zijn uitgevoerd op basis van de subjectief ingeschatte kansen (methode 3). Pas bij het uitgebreide onderzoek wordt de aanwezigheid van een zandbaan duidelijk.
- Bij het zandprofiel (profiel 1) zou de verwachting zijn dat een hogere stabiliteitsfactor wordt berekend bij toenemende berm lengte. Dit is inderdaad het geval, maar de faalkans neemt eveneens toe. In het oude MProStab wordt de spreiding van de sterkte parameters aangepast aan de ontwikkelde lengte van het glijvlak. Dit is mechanisme is niet in het nieuwe MProLift geïmplementeerd, waardoor de fluctuaties bij een lang glijvlak niet wordt uitgemiddeld.
- Toepassing van een of ander lengte effect onder de berm leidt niet tot een grote reductie van de spreiding; de horizontale fluctuatieschaal is (normaliter) aanzienlijk groter dan de berm lengte.
- De toenemende faalkans is (eenvoudig) te verklaren doordat voor het zand is uitgegaan van de eigenschappen van de 'geulopvulling', met een relatief grote spreiding in de sterkte (cohesie). Bij een geringe korrelspanning en een lange berm zal de invloed van de cohesie van deze laag bepalend worden voor de spreiding in de stabiliteit en daarmee bepalend voor de faalkans zijn. De faalkans wordt (bij oneindig lange berm (en drukstaaf)) volledig bepaald door de eigenschappen (spreiding) van de laag waarin de onderzijde van de drukstaaf ligt.
- Uit deze resultaten blijkt in ieder geval dat de 'klassieke' stabiliteitsfactor niet (altijd) een even veilig / betrouwbaar resultaat oplevert.
- Van der Meer merkt op dat de maximale faalkans wellicht niet kan worden gehaald (in deze studie) of dat de gebruikte modellering mogelijk niet geheel correct is.
- Voor aanvang van de analyses leefde het beeld dat meer grondonderzoek zou leiden tot een meer uitgekend / goedkoper ontwerp. Uit de analyses blijkt het tegendeel te worden gevonden: meer onderzoek leidt tot hogere kosten en bij gedetailleerd onderzoek wordt de maximale faalkans overschreden, zodat geen ontwerp oplossing is gevonden.
- De voorgaande veronderstelling is gebaseerd op de huidige, deterministische praktijk. In deze studie is de voorzichtigheid van de ontwerper **EXPLICIET NIET** meegenomen. Een goed ontwerper zal conservatiever ontwerpen bij minder informatie. Het voorkomen van de zandbaan had zelfs een erg voorzichtig ontwerper waarschijnlijk niet in zijn ontwerp opgenomen.
- Om een vergelijking te kunnen maken met de 'normale' praktijk zou de case studie met het oorspronkelijke ontwerp moeten worden vergeleken op verschillen in modellering. Op deze wijze kan (mogelijk) de invloed van de ondergrond modellering en die van de probabilistische rekenwijzen worden vastgesteld.
- Bizarri geeft commentaar op de huidige (pre) conceptrapportage, Bakker wacht op de aangevulde rapportage. Geprobeerd wordt om de rapportage medio augustus af te ronden.

Afrondende bespreking

Een afrondende bespreking wordt gepland voor 2 oktober 2001, 9:30 uur bij GeoDelft. Tijdens deze bespreking zal het evaluatierapport (door Calle en Vd Meer) worden besproken, inclusief de onderliggende rapporten (fase 1 en fase 2).

Verslag bespreking rapportages fase 1 en 2 case Heterogeniteitsaspecten Dijkambacht

dd 2/10/01

Aanwezigen: DWW: Alessandra Bizzarri, Henk Bakker (alleen eerste deel aanwezig), Fugro: Leo Zwang, Martin van der Meer, Witteveen+Bos: Ernst Rob (alleen tweede deel aanwezig; verslag tweede deel), GeoDelft: Ed Calle (voorzitter), Gerard Kruse, André Koelewijn (verslag eerste deel)

BESPREKING RAPPORT FASE 1: CASE DIJKAMBACHT – SCHEMATISATIE ONDERGROND (DEFINITIEF)

- geconstateerd wordt dat het om de werkelijkheid goed te beschrijven noodzakelijk is om alle informatie die tot die werkelijkheid geleid heeft worden verwerkt, in dit geval is dat dus meer dan alleen geologische informatie
- het blijkt soms moeilijk te zijn om zinnige informatie uit de metingen te halen, met name voor antropogeen dijksmateriaal geldt dat alles vaak op één hoop wordt gegooid. Preciezer indicatoren voor de ontstaansgeschiedenis zijn noodzakelijk; met name voor de bovenste paar meters en in dijksmateriaal. In de huidige systematiek zijn bijvoorbeeld historische dijkdoorbraken niet meegenomen.
- Bizzarri merkt op dat het oorspronkelijk de bedoeling was om op objectieve wijze een aantal scenario's op te stellen, waarvan er dan één 'waar' zou kunnen zijn. Hierbij was de gedachte: 'hoe minder info, hoe hoger de kans op ongunstige profielen wordt ingeschat'. Uiteindelijk is echter een subjectieve methode gebruikt. Kruse reageert dat het ook geprobeerd is dit in te bouwen, en gezien de resultaten/verschillen tussen niveau 1 en niveau 2 van grondonderzoek is dat ook gelukt. Bij niveau 3 komt echter een ander fenomeen om de hoek kijken (een niet-geologische gebeurtenis) waardoor de resultaten compleet anders worden.
- Van der Meer merkt op dat er nog steeds een best-guess methode is uitgevoerd. Met een Kriging-achtige methode zouden meerdere scenario's bedacht kunnen worden. Kruse merkt op dat de tweede methode in het rapport een poging daartoe is, die dicht bij succes lijkt te liggen.
- Calle merkt op dat het wezenlijke van dit project is dat naast het opstellen van ondergrondscenario's er ook analyses zijn uitgevoerd. Eigenlijk zou het op meer iteratieve wijze uitgevoerd moeten worden, waarbij na analyse (fase 2) er opnieuw gekeken wordt naar de kansen/onzekerheden van de verschillende scenario's. À priori is niet afdoende vast te stellen welke scenario's het belangrijkste zijn. Dus: eerst inschatten welke scenario's er kunnen zijn, dan analyseren welke van belang zijn, vervolgens op gerichte wijze de kansen bepalen en tenslotte de definitieve analyse uitvoeren.
- Kruse merkt op dat voor de praktijk nu al een beter resultaat haalbaar is indien nu al in relevante gevallen met meerdere ondergrondscenario's (en kansen daarop) gewerkt zou worden, in plaats van meet slechts één best guess. Een verbeterde 'tweede methode', door Van der Meer aangeduid als 'Kruising', is hiervoor zeer goed bruikbaar.
- Bakker merkt op dat nu voor overlappende gebieden kansen zijn vermenigvuldigd, maar dat de werkelijkheid zo eenvoudig niet is. Kruse reageert dat dit in het rapport in de discussie en in de conclusies ook al als aandachtspunt is aangegeven.

BESPREKING RAPPORT FASE 2: CASE DIJKAMBACHT – ANALYSES DIJKONTWERP (CONCEPT)

- Een belangrijk discussiepunt is het gegeven dat bij profiel 1 (zand) de gevoeligheid voor de berm lengte enerzijds gering is en anderzijds niet logisch.
- Bij toenemende berm lengte (tot een zeker maximum) nemen zowel de faalkans als de stabiliteitsfactor langzaam toe. Het gegeven dat de faalkans toeneemt klopt niet met de logica.
- De relatief grote spreiding in de cohesie ($\sigma_c = \sigma_c$) leidt tot relatief grote onzekerheid (lees faalkans) in de uitkomsten.

- De vraag is of de faalkans, bij toepassing van fluctuatieschalen, voldoende reduceert ten opzichte van de deterministische aanpak.
- Calle merkt op dat bij de deterministische benadering, met kar. waarden en materiaal factoren de cohesie 0 zou zijn voor deze laag en er mogelijk een te geringe stabiliteitsfactor zou worden berekend. Wellicht wordt dit geanalyseerd voor het evaluatierapport.
- Aangezien de (rekenwaarde van de) cohesie 0 is, is een versterking met een berm niet erg effectief, wellicht is een totale (binnendijkse) verzwaring een betere oplossing bij de gegeven parameters en geometrie.
- In MProLift zijn geen fluctuatieschalen opgenomen. In MProStab was dit wel het geval. Het is denkbaar dat toepassing hiervan een extra uitmiddeling geeft bij lange(re) glijvlakken / drukstaven, waardoor bij toenemende lengte de faalkans toch afneemt.
- VdMeer vindt dat twee vragen van belang zijn bij de berekeningen 1 kan de invoer correct / reëel zijn (voor het model) en 2 wordt de faalkans correct berekend,
- De ondergrondmodellering is gericht op het voorkomen van zandgeulen voor piping. Indien de modellering was gericht op macrostabiliteit, zouden de kanstoewijzingen anders hebben plaatsgevonden, waarmee de faalkansen wellicht wel acceptabel zouden zijn.
- Het gevoel dat zand gunstig is voor macrostabiliteit gaat blijkbaar niet op (bij de gegeven parameterset).
- VdMeer merkt op dat, zeker bij probabilistische sommen, de invoerset net zo belangrijk is als het model.
- In de rapportage wordt gerefereerd aan de 'huidige praktijk', maar in de praktijk wordt niet eenduidig gewerkt met betrekking tot risico's. Het wel of niet in rekening brengen van risico's is niet geformaliseerd.
- Om hierin (enige) verandering te brengen is wellicht een checklist handig met (mogelijk) relevante aspecten, welke moet worden nagelopen en waarop dient te worden aangegeven hoe een bepaald aspect is meegenomen, of waarom niet.
- Bizarri merkt op dat in de evaluatie een opmerking dient te komen met betrekking tot de toepasbaarheid van de methoden en tot de (mogelijke) ontwikkelingen.
- Ten behoeve van vervolgstudies is het belangrijk dat de noodzaak (voor DWW) hiervan wordt aangegeven.
- In de huidige ontwerpmethodode is niet goed te optimaliseren naar kosten alleen; slechte informatie in combinatie met een slechte schematisering leidt mogelijk tot een goedkoop, maar onveilig ontwerp.
- Vergelijking met het in werkelijkheid uitgevoerde ontwerp is niet goed mogelijk, omdat er voor de (toelaatbare) faalkansen nog geen normen bestaan. Een dergelijke norm is in discussie op het moment; geprobeerd wordt om diverse bronnen van onzekerheden hierin te betrekken (parameters, modellen, schematiseringfouten etc.)

COMMENTAAR OP RAPPORT FASE 2: CASE DIJKAMBACHT – ANALYSES DIJKONTWERP (CONCEPT)

blz	plaats	opmerking
3	2.1, 3 ^e r.	...toelaatbare kans... > ontwerp frequentie
6	2.3.2, 3 ^e r.v.o.	...het traditionele ontwerp... > de uitgevoerde dijkversterking
7	2 ^e al., l.r.	...kans onafhankelijk zijn... > de gebeurtenissen elkaar uitsluiten
17	5 ^e al., l.r.	Of de hoge berekende faalkans correct is, is niet zeker, dit is een discussiepunt voor de evaluatie.
18	2 ^e al., l.r.	...onveilige oplossing...; Als nuancering hiervan is op te merken dat pas bij gedetailleerd onderzoek komt aan het licht dat de oplossing onveilig is. Schraal onderzoek leidt mogelijk / vaak tot onveilige oplossingen, alleen wordt dit niet (altijd) onderkend. het terugbrengen van de onzekerheid in schematisering wordt niet verdisconteerd in de faalnorm. Hier zou bijvoorbeeld een factor kunnen worden geïntroduceerd afhankelijk van de dichtheid van het onderzoek.

- 21 2^e al., 2^e r. Het al dan niet conservatief zijn is afhankelijk van het gegeven of de ontwerper weet wat conservatief is of niet. Het blijkt 'in de praktijk' dat aanvullend of gedetailleerd onderzoek veelal onderzoek naar waterspanningen bevat.
- 22 I.r. Het gedachtenstreepje voor "de correlatie tussen..." ontbreekt.

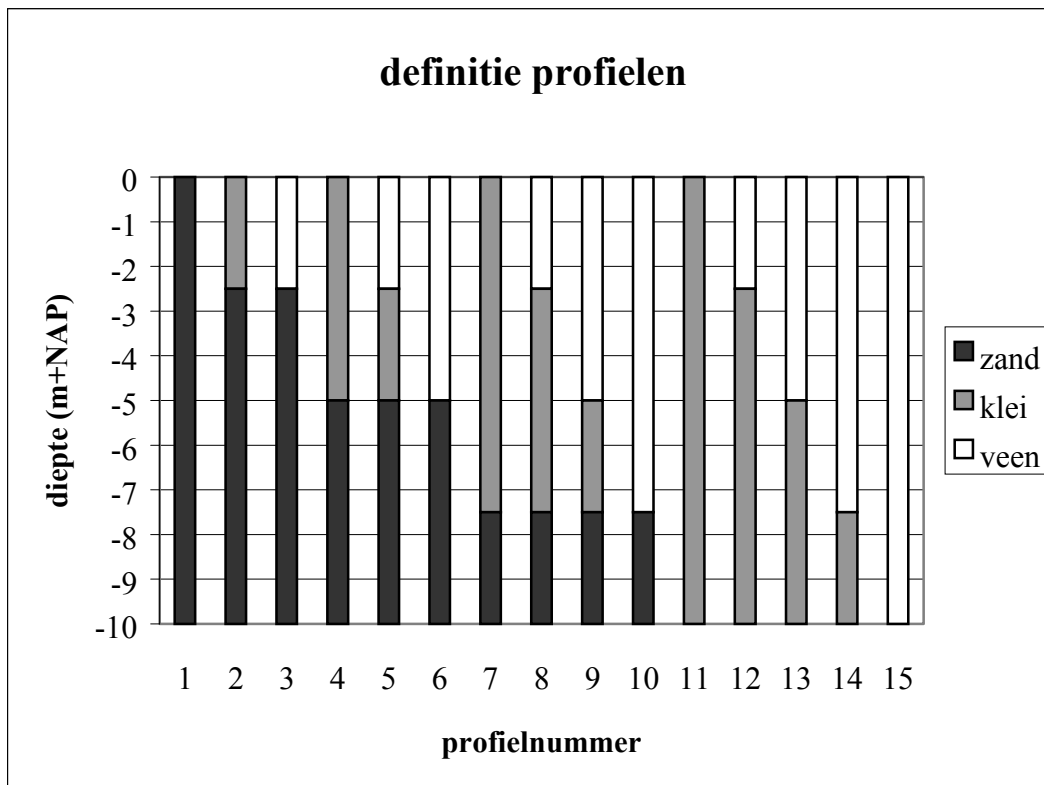
De evaluatie wordt besproken op 29 oktober, 13:30 uur bij GeoDelft.

Een ieder wordt verzocht ingevingen, die nuttig kunnen zijn voor de evaluatie, door te geven aan Ed Calle.

Sluiting om 12:30.

Bijlage 2 Grondprofielen met bijbehorende kansen

definitie profielen

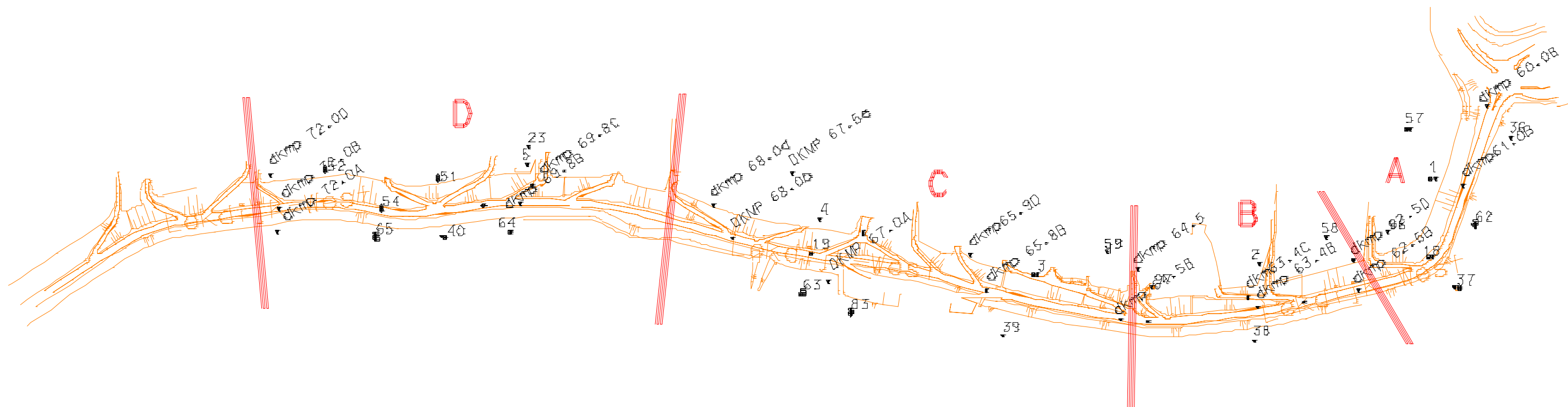


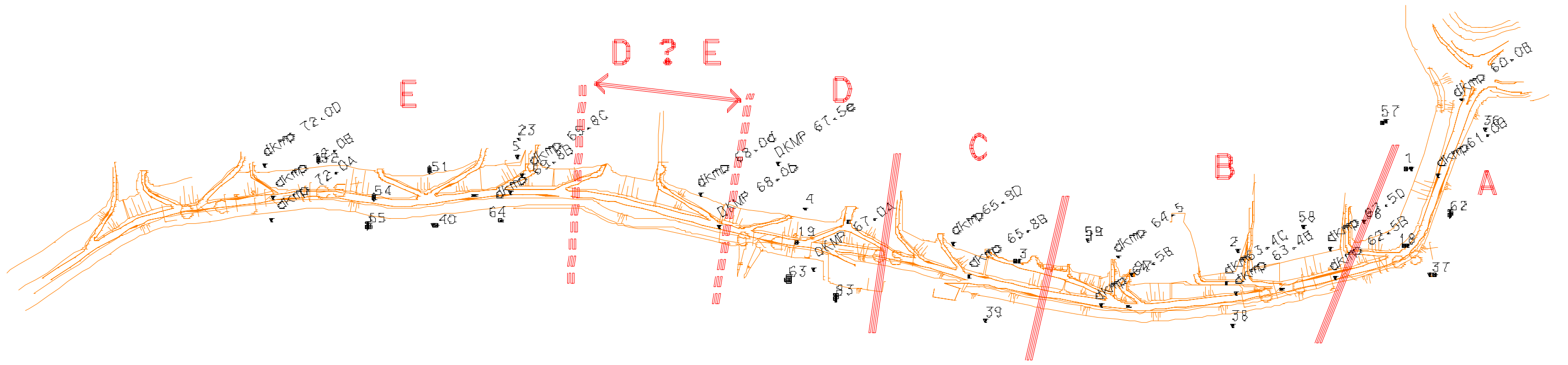
Profielnummer	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
fase	inschatting kans o.b.v. kans van voorkomen en weging lengte van traject														
traject	lengte														
	[m] kans van voorkomen														
1 A	210												25%		75%
1 B	220			20%			30%		20%				30%		
1 C	410	15%		25%									60%		
1 D	360			25%		25%									50%
2 A	200											10%	40%		50%
2 B	260						10%	10%	40%	40%					
2 C	160	30%										70%			
2 D	140	40%		35%		5%						20%			
2 DE	140														
2 E	300												55%	15%	30%
3 A	90			15%								35%	50%		
3 B	70											50%			50%
3 C	170		10%	30%			30%		10%				20%		
3 D	90	90%		5%		5%									
3 E	160	90%		4%								4%	2%		
3 F	90	90%		2%		2%						6%			
3 G	80			10%		10%						80%			
3 I	200											40%			60%
3 J	100	25%										25%			50%
3 K	150											20%			80%

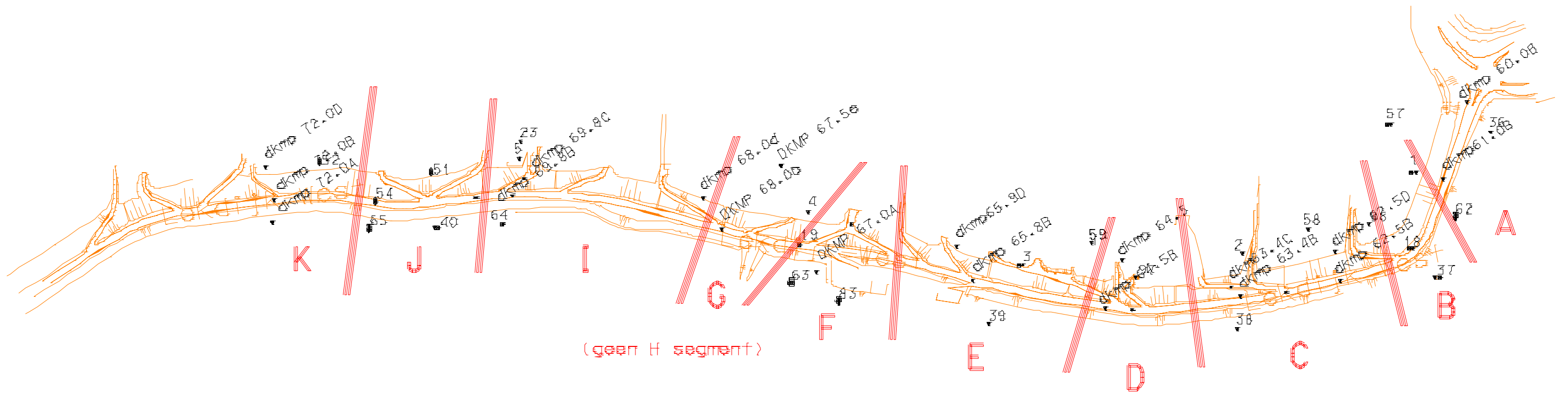
Bijlage 3 Trajectindelingen per grondonderzoeksniveau

Zie volgende 3 pagina's, overgenomen uit bijlage 5 van [Kruse, 2001]:

- Fase 1 (schraal grondonderzoek): trajecten A t/m D;
- Fase 2 (normaal grondonderzoek): trajecten A t/m E + DE;
- Fase 3 (uitgebreid grondonderzoek): trajecten A t/m G + I t/m K (traject H ontbreekt).







Bijlage 4 Resultaten voor oorspronkelijke benadering grondonderzoek

Deze oorspronkelijke benadering is beschreven in [Kruse, 2001] en is aangehouden tot aan de bespreking van 26 april 2001; zie ook besprekingsverslag in bijlage 1.

Deze berekende kansen van voorkomen van elk grondprofiel zijn gecombineerd met de kans van optreden van de faalmechanismen piping/opbarsten en macrostabiliteit; de resultaten zijn op de volgende 5 pagina's samengevat per faalmechanisme (piping en macrostabiliteit) voor de tot dan toe onderzochte varianten (huidige situatie zonder berm, berm 8 meter lang, 2 en 3 meter dik, berm 15 meter lang, 2 en 3 meter dik).

PIPING huidig profiel

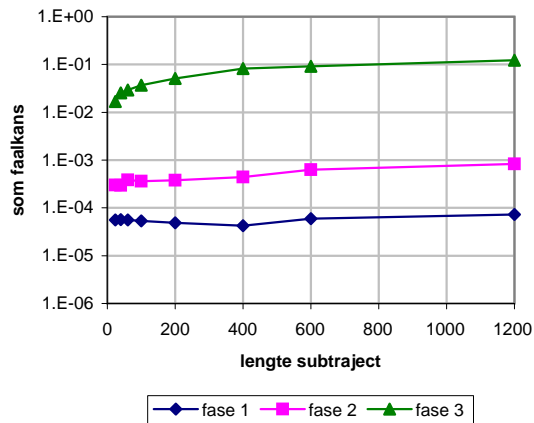
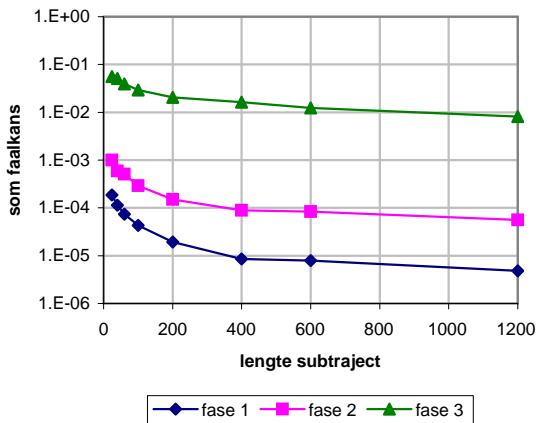
gesommeerde maxima per traject

fase	1	2	3
24	1.86E-04	1.00E-03	5.62E-02
40	1.14E-04	5.94E-04	5.13E-02
60	7.42E-05	5.10E-04	3.90E-02
100	4.27E-05	2.91E-04	2.94E-02
200	1.94E-05	1.51E-04	2.05E-02
400	8.53E-06	8.89E-05	1.64E-02
600	7.87E-06	8.40E-05	1.23E-02
1200	4.84E-06	5.57E-05	8.17E-03

gesommeerde maxima met "lengte effect"

kar.lengte **80** m

fase	1	2	3
24	5.59E-05	3.01E-04	1.69E-02
40	5.68E-05	2.97E-04	2.56E-02
60	5.57E-05	3.83E-04	2.92E-02
100	5.34E-05	3.64E-04	3.67E-02
200	4.86E-05	3.77E-04	5.12E-02
400	4.27E-05	4.45E-04	8.18E-02
600	5.91E-05	6.30E-04	9.19E-02
1200	7.25E-05	8.36E-04	1.23E-01



MACROSTABILITEIT

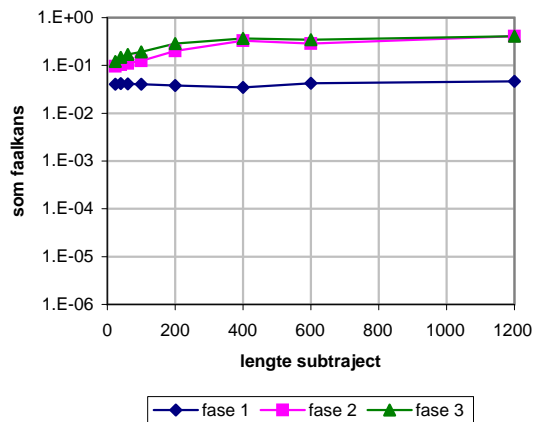
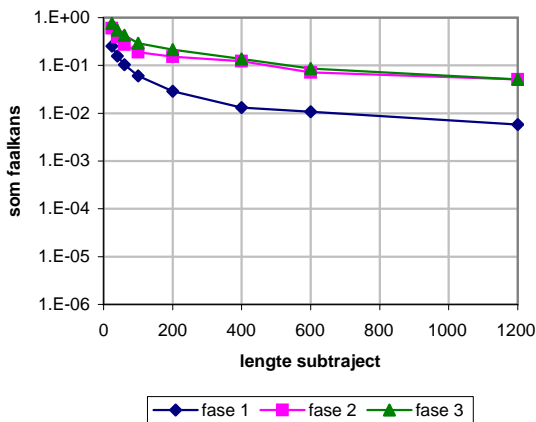
gesommeerde maxima per traject

fase	1	2	3
24	2.54E-01	5.98E-01	7.53E-01
40	1.57E-01	3.90E-01	5.51E-01
60	1.03E-01	2.76E-01	4.25E-01
100	6.05E-02	1.88E-01	2.89E-01
200	2.86E-02	1.52E-01	2.13E-01
400	1.31E-02	1.23E-01	1.37E-01
600	1.07E-02	7.21E-02	8.60E-02
1200	5.78E-03	5.10E-02	5.10E-02

gesommeerde maxima met "lengte effect"

kar.lengte **150** m

fase	1	2	3
24	4.06E-02	9.57E-02	1.20E-01
40	4.18E-02	1.04E-01	1.47E-01
60	4.13E-02	1.10E-01	1.70E-01
100	4.03E-02	1.25E-01	1.93E-01
200	3.82E-02	2.03E-01	2.85E-01
400	3.48E-02	3.28E-01	3.65E-01
600	4.27E-02	2.89E-01	3.44E-01
1200	4.62E-02	4.08E-01	4.08E-01



PIPING berm 8 m, NAP+1m

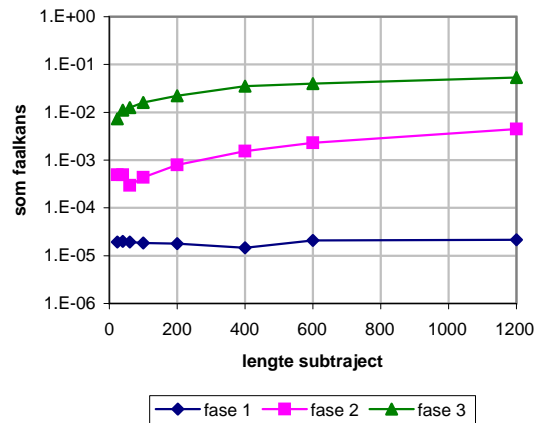
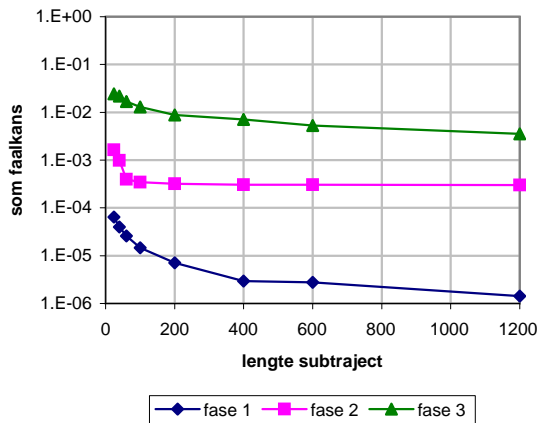
gesommeerde maxima per traject

fase	1	2	3
24	6.46E-05	1.65E-03	2.42E-02
40	3.97E-05	9.89E-04	2.20E-02
60	2.58E-05	3.95E-04	1.67E-02
100	1.47E-05	3.46E-04	1.28E-02
200	7.14E-06	3.18E-04	8.86E-03
400	2.93E-06	3.06E-04	7.08E-03
600	2.78E-06	3.04E-04	5.31E-03
1200	1.44E-06	2.99E-04	3.54E-03

gesommeerde maxima met "lengte effect"

kar.lengte **80** m

fase	1	2	3
24	1.94E-05	4.94E-04	7.27E-03
40	1.98E-05	4.94E-04	1.10E-02
60	1.94E-05	2.96E-04	1.25E-02
100	1.84E-05	4.32E-04	1.61E-02
200	1.79E-05	7.96E-04	2.21E-02
400	1.46E-05	1.53E-03	3.54E-02
600	2.08E-05	2.28E-03	3.98E-02
1200	2.15E-05	4.48E-03	5.31E-02



MACROSTABILITEIT

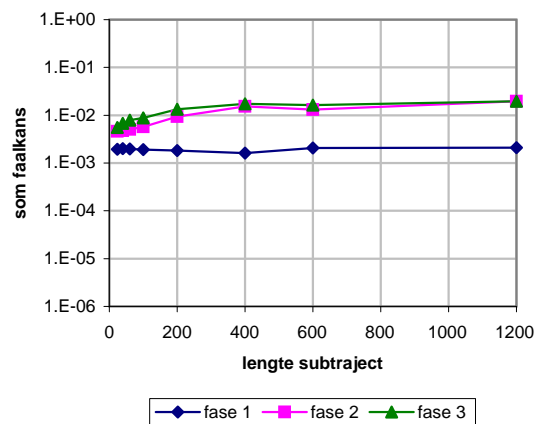
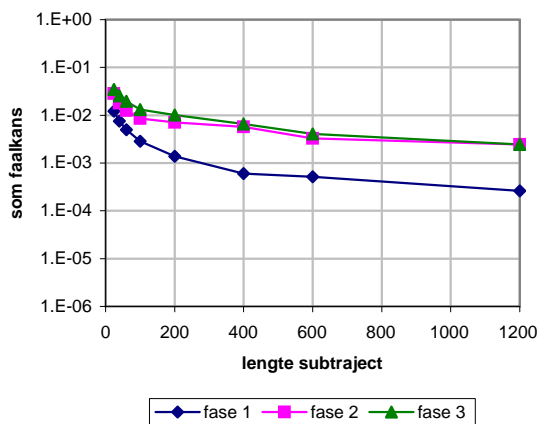
gesommeerde maxima per traject

fase	1	2	3
24	1.22E-02	2.86E-02	3.48E-02
40	7.51E-03	1.79E-02	2.55E-02
60	4.93E-03	1.26E-02	1.96E-02
100	2.87E-03	8.56E-03	1.32E-02
200	1.37E-03	7.04E-03	1.01E-02
400	6.05E-04	5.74E-03	6.52E-03
600	5.15E-04	3.28E-03	4.05E-03
1200	2.61E-04	2.46E-03	2.46E-03

gesommeerde maxima met "lengte effect"

kar.lengte **150** m

fase	1	2	3
24	1.94E-03	4.57E-03	5.56E-03
40	2.00E-03	4.77E-03	6.81E-03
60	1.97E-03	5.03E-03	7.84E-03
100	1.92E-03	5.71E-03	8.79E-03
200	1.83E-03	9.39E-03	1.34E-02
400	1.61E-03	1.53E-02	1.74E-02
600	2.06E-03	1.31E-02	1.62E-02
1200	2.08E-03	1.97E-02	1.97E-02



PIPING

berm 8 m, NAP+2m

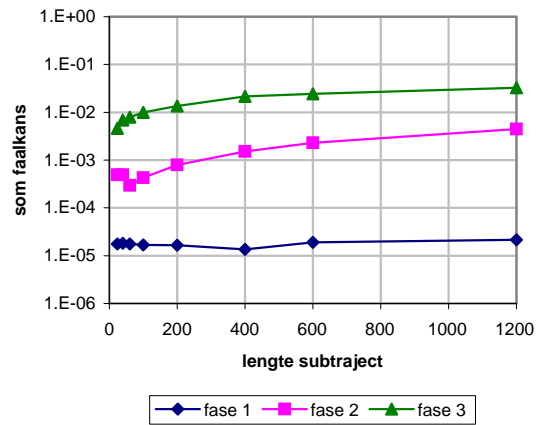
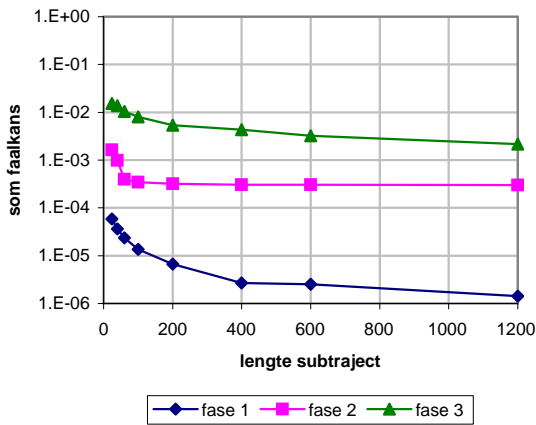
gesommeerde maxima per traject

fase	1	2	3
24	5.88E-05	1.64E-03	1.53E-02
40	3.63E-05	9.88E-04	1.37E-02
60	2.36E-05	3.94E-04	1.05E-02
100	1.35E-05	3.45E-04	8.01E-03
200	6.67E-06	3.18E-04	5.41E-03
400	2.69E-06	3.06E-04	4.32E-03
600	2.54E-06	3.04E-04	3.24E-03
1200	1.44E-06	2.99E-04	2.16E-03

gesommeerde maxima met "lengte effect"

kar.lengte **80** m

fase	1	2	3
24	1.77E-05	4.93E-04	4.58E-03
40	1.82E-05	4.94E-04	6.86E-03
60	1.77E-05	2.96E-04	7.85E-03
100	1.68E-05	4.31E-04	1.00E-02
200	1.67E-05	7.95E-04	1.35E-02
400	1.35E-05	1.53E-03	2.16E-02
600	1.90E-05	2.28E-03	2.43E-02
1200	2.15E-05	4.48E-03	3.24E-02



MACROSTABILITEIT

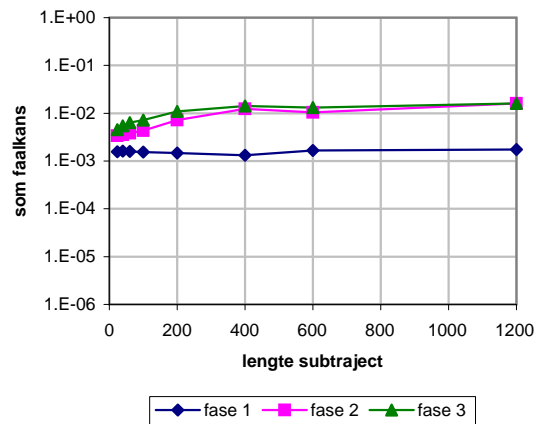
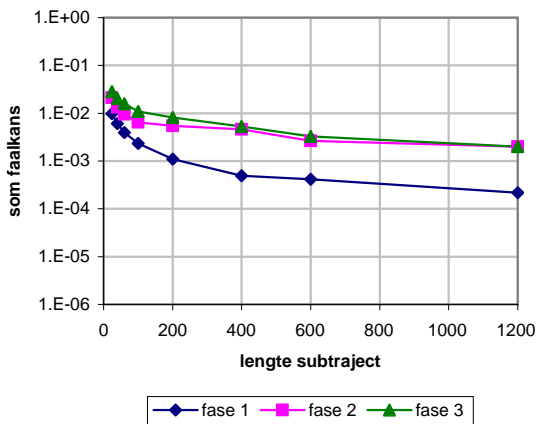
gesommeerde maxima per traject

fase	1	2	3
24	9.77E-03	2.11E-02	2.82E-02
40	6.04E-03	1.32E-02	2.03E-02
60	3.97E-03	9.55E-03	1.58E-02
100	2.32E-03	6.45E-03	1.09E-02
200	1.10E-03	5.42E-03	8.16E-03
400	4.92E-04	4.64E-03	5.29E-03
600	4.13E-04	2.62E-03	3.28E-03
1200	2.16E-04	2.01E-03	2.01E-03

gesommeerde maxima met "lengte effect"

kar.lengte **150** m

fase	1	2	3
24	1.56E-03	3.38E-03	4.51E-03
40	1.61E-03	3.53E-03	5.42E-03
60	1.59E-03	3.82E-03	6.34E-03
100	1.55E-03	4.30E-03	7.23E-03
200	1.47E-03	7.23E-03	1.09E-02
400	1.31E-03	1.24E-02	1.41E-02
600	1.65E-03	1.05E-02	1.31E-02
1200	1.73E-03	1.61E-02	1.61E-02



PIPING berm 15 m, NAP+1m

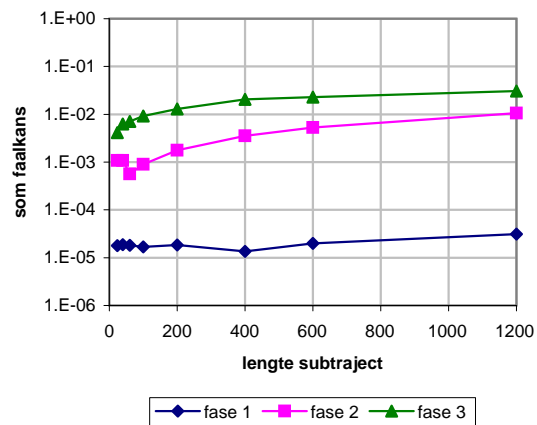
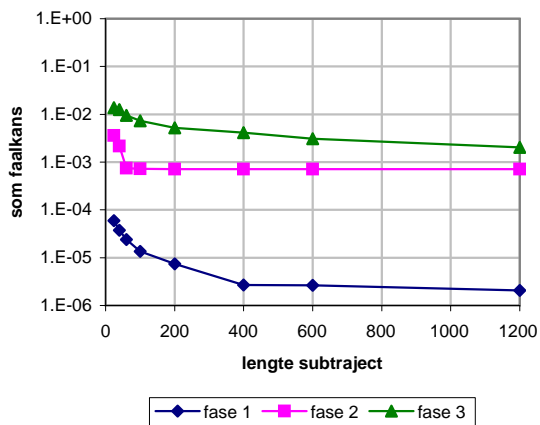
gesommeerde maxima per traject

fase	1	2	3
24	5.94E-05	3.59E-03	1.39E-02
40	3.72E-05	2.16E-03	1.26E-02
60	2.40E-05	7.49E-04	9.50E-03
100	1.35E-05	7.21E-04	7.33E-03
200	7.39E-06	7.13E-04	5.20E-03
400	2.69E-06	7.09E-04	4.11E-03
600	2.63E-06	7.09E-04	3.07E-03
1200	2.07E-06	7.07E-04	2.05E-03

gesommeerde maxima met "lengte effect"

kar.lengte 80 m

fase	1	2	3
24	1.78E-05	1.08E-03	4.16E-03
40	1.86E-05	1.08E-03	6.30E-03
60	1.80E-05	5.62E-04	7.12E-03
100	1.69E-05	9.01E-04	9.16E-03
200	1.85E-05	1.78E-03	1.30E-02
400	1.35E-05	3.55E-03	2.05E-02
600	1.98E-05	5.32E-03	2.30E-02
1200	3.10E-05	1.06E-02	3.07E-02



MACROSTABILITEIT

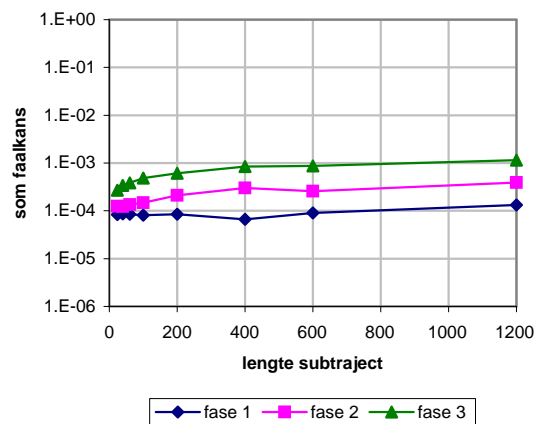
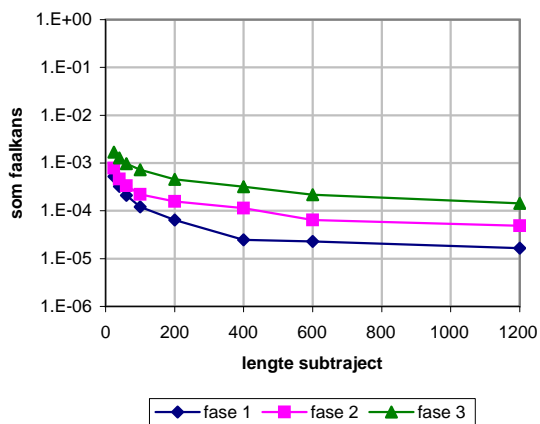
gesommeerde maxima per traject

fase	1	2	3
24	5.19E-04	7.85E-04	1.68E-03
40	3.25E-04	4.64E-04	1.28E-03
60	2.12E-04	3.36E-04	9.67E-04
100	1.21E-04	2.21E-04	7.23E-04
200	6.41E-05	1.58E-04	4.56E-04
400	2.49E-05	1.13E-04	3.18E-04
600	2.27E-05	6.45E-05	2.16E-04
1200	1.65E-05	4.86E-05	1.43E-04

gesommeerde maxima met "lengte effect"

kar.lengte 150 m

fase	1	2	3
24	8.31E-05	1.26E-04	2.69E-04
40	8.67E-05	1.24E-04	3.41E-04
60	8.46E-05	1.34E-04	3.87E-04
100	8.05E-05	1.47E-04	4.82E-04
200	8.55E-05	2.11E-04	6.08E-04
400	6.64E-05	3.02E-04	8.49E-04
600	9.09E-05	2.58E-04	8.64E-04
1200	1.32E-04	3.89E-04	1.14E-03



PIPING

berm 15 m, NAP+2m

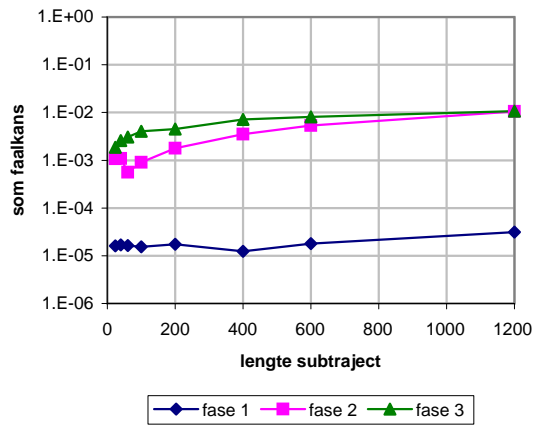
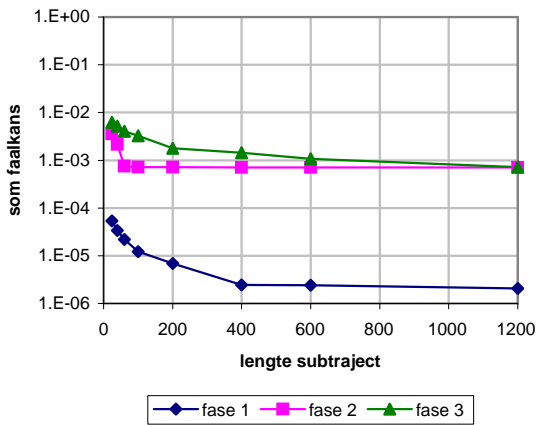
gesommeerde maxima per traject

fase	1	2	3
24	5.39E-05	3.59E-03	6.25E-03
40	3.40E-05	2.16E-03	5.14E-03
60	2.19E-05	7.49E-04	4.07E-03
100	1.23E-05	7.20E-04	3.25E-03
200	6.94E-06	7.13E-04	1.79E-03
400	2.46E-06	7.09E-04	1.43E-03
600	2.41E-06	7.09E-04	1.07E-03
1200	2.07E-06	7.07E-04	7.15E-04

gesommeerde maxima met "lengte effect"

kar.lengte **80** m

fase	1	2	3
24	1.62E-05	1.08E-03	1.88E-03
40	1.70E-05	1.08E-03	2.57E-03
60	1.64E-05	5.61E-04	3.05E-03
100	1.54E-05	9.00E-04	4.07E-03
200	1.73E-05	1.78E-03	4.48E-03
400	1.23E-05	3.55E-03	7.15E-03
600	1.81E-05	5.32E-03	8.04E-03
1200	3.10E-05	1.06E-02	1.07E-02



MACROSTABILITEIT

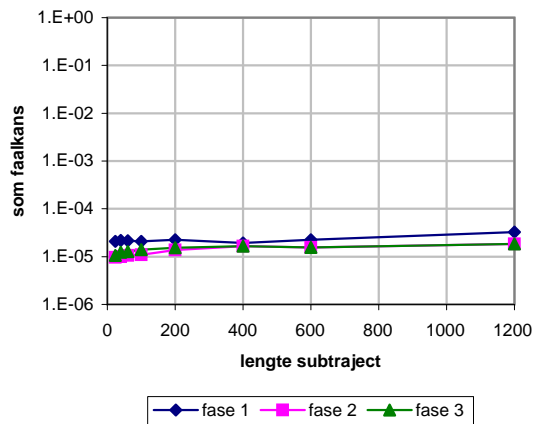
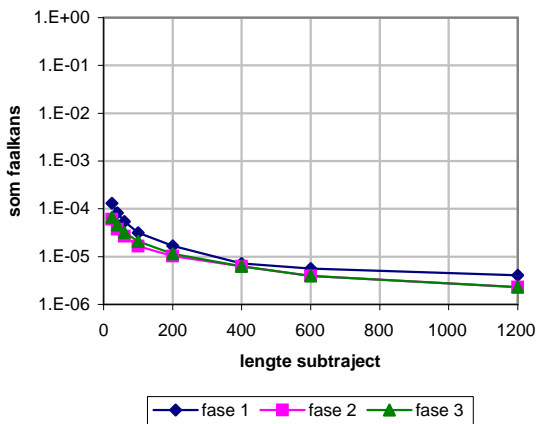
gesommeerde maxima per traject

fase	1	2	3
24	1.31E-04	6.07E-05	6.59E-05
40	8.24E-05	3.74E-05	4.60E-05
60	5.41E-05	2.66E-05	3.20E-05
100	3.14E-05	1.64E-05	2.09E-05
200	1.69E-05	1.03E-05	1.15E-05
400	7.19E-06	6.22E-06	6.22E-06
600	5.66E-06	3.92E-06	3.92E-06
1200	4.05E-06	2.31E-06	2.31E-06

gesommeerde maxima met "lengte effect"

kar.lengte **150** m

fase	1	2	3
24	2.09E-05	9.71E-06	1.05E-05
40	2.20E-05	9.98E-06	1.23E-05
60	2.16E-05	1.06E-05	1.28E-05
100	2.10E-05	1.10E-05	1.39E-05
200	2.25E-05	1.37E-05	1.54E-05
400	1.92E-05	1.66E-05	1.66E-05
600	2.26E-05	1.57E-05	1.57E-05
1200	3.24E-05	1.85E-05	1.85E-05

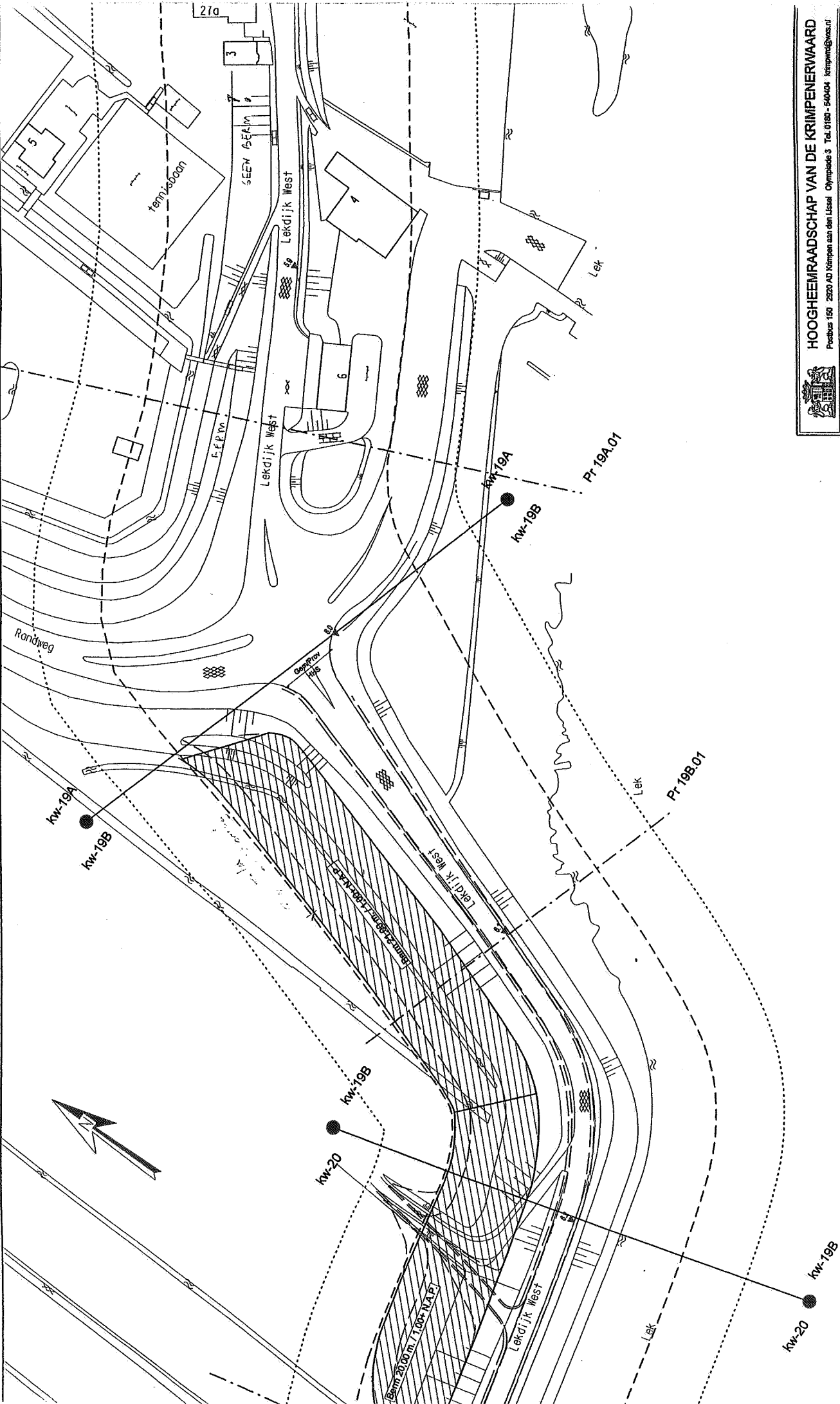


Bijlage 5 Berekende faalkansen per mechanisme per grondprofiel

Grondprofiel		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Dwaarsprofiel km 61																
Macrostablieiteit																
Huidige situatie		1.220E-03	1.793E-04	8.440E-06	5.950E-03	6.510E-03	2.895E-04	4.011E-04	1.680E-03	1.927E-02	2.270E-03	6.589E-04	1.005E-05	1.110E-03	7.252E-02	8.300E-03
berm 8m NAP+1		2.694E-04	1.559E-06	1.640E-05	4.286E-04	3.222E-04	6.560E-06	2.126E-05	9.681E-05	1.460E-03	8.577E-05	3.620E-06	3.128E-06	2.810E-05	3.510E-03	1.078E-04
berm 8m NAP+2		2.661E-04	2.355E-06	6.430E-06	1.223E-04	8.161E-05	5.250E-07	1.964E-05	7.440E-05	5.252E-04	1.599E-05	8.250E-06	5.734E-07	7.780E-05	2.850E-03	1.212E-05
berm 1.5m NAP+1		1.658E-04	3.377E-08	3.270E-05	2.801E-05	1.626E-05	7.280E-06	4.381E-06	1.158E-05	1.321E-04	1.275E-05	1.999E-07	4.377E-07	7.735E-06	6.701E-05	1.957E-06
berm 1.5m NAP+2		1.555E-04	5.065E-09	6.050E-05	2.047E-07	5.365E-08	6.454E-09	6.747E-07	4.030E-06	4.398E-06	1.016E-06	1.481E-06	4.772E-07	5.555E-06	1.529E-06	3.195E-08
berm 24m NAP+1		4.079E-04	4.809E-11	1.057E-04	1.491E-06	0.000E+00	3.862E-05	6.951E-06	1.085E-06	2.732E-06	4.098E-05	2.545E-08	8.051E-09	2.966E-08	0.000E+00	1.434E-09
berm 24m NAP+2		1.914E-04	8.542E-14	2.757E-06	2.014E-09	0.000E+00	6.984E-08	5.153E-09	2.675E-08	6.483E-08	6.155E-07	1.054E-08	9.050E-08	8.891E-08	0.000E+00	5.605E-13
Piping+opbarsten																
Huidige situatie	mv/sl/bm	1.986E-04	1.740E-05	1.739E-05	5.575E-07	5.549E-07	5.543E-07	9.098E-08	9.853E-08	9.486E-08	9.471E-08	3.407E-09	2.234E-08	5.429E-08	5.099E-08	5.064E-08
	sl/mv/bm	1.986E-04	6.902E-08	6.928E-08	7.890E-10	7.890E-10	7.890E-10	8.572E-11	8.646E-11	8.548E-11	8.546E-11	5.099E-11	5.368E-11	5.098E-11	5.054E-11	5.054E-11
berm 8m NAP+1	mv/sl/bm	2.902E-05	2.110E-06	2.098E-06	6.278E-08	6.237E-08	6.180E-08	1.130E-08	1.218E-08	1.175E-08	1.168E-08	5.193E-10	3.191E-09	7.759E-09	7.297E-09	7.221E-09
	sl/mv/bm	2.902E-05	6.902E-08	6.902E-08	7.890E-10	7.890E-10	7.889E-10	8.563E-11	8.567E-11	8.546E-11	8.546E-11	5.099E-11	5.297E-11	5.078E-11	5.054E-11	5.054E-11
berm 8m NAP+2	mv/sl/bm	2.902E-05	2.110E-06	2.098E-06	6.278E-08	6.237E-08	6.180E-08	1.130E-08	1.218E-08	1.175E-08	1.168E-08	5.193E-10	3.191E-09	7.759E-09	7.297E-09	7.221E-09
	sl/mv/bm	2.902E-05	6.902E-08	6.902E-08	7.890E-10	7.890E-10	7.889E-10	8.563E-11	8.567E-11	8.546E-11	8.546E-11	5.099E-11	5.297E-11	5.078E-11	5.054E-11	5.054E-11
berm 1.5m NAP+1	mv/sl/bm	5.948E-06	3.794E-07	3.665E-07	1.110E-08	1.088E-08	1.030E-08	2.105E-09	2.270E-09	2.179E-09	2.115E-09	1.457E-10	6.881E-10	1.610E-09	1.509E-09	1.467E-09
	sl/mv/bm	5.948E-06	6.902E-08	6.902E-08	7.890E-10	7.890E-10	7.889E-10	8.561E-11	8.552E-11	8.546E-11	8.546E-11	5.101E-11	5.289E-11	5.075E-11	5.054E-11	5.054E-11
berm 1.5m NAP+2	mv/sl/bm	5.948E-06	3.794E-07	3.665E-07	1.110E-08	1.088E-08	1.030E-08	2.105E-09	2.270E-09	2.179E-09	2.115E-09	1.457E-10	6.881E-10	1.610E-09	1.509E-09	1.467E-09
	sl/mv/bm	5.948E-06	6.902E-08	6.902E-08	7.890E-10	7.890E-10	7.889E-10	8.561E-11	8.552E-11	8.546E-11	8.546E-11	5.101E-11	5.289E-11	5.075E-11	5.054E-11	5.054E-11
berm 24m NAP+1	mv/sl/bm	9.943E-07	5.626E-08	4.436E-08	1.996E-09	1.808E-09	1.224E-09	3.430E-10	3.658E-10	3.381E-10	2.744E-10	6.403E-11	1.429E-10	2.799E-10	2.529E-10	2.163E-10
	sl/mv/bm	9.943E-07	6.902E-08	9.999E-01	7.889E-10	7.889E-10	7.889E-10	8.561E-11	8.550E-11	8.546E-11	8.546E-11	5.103E-11	5.288E-11	5.074E-11	5.054E-11	5.054E-11
berm 24m NAP+2	mv/sl/bm	9.943E-07	5.626E-08	4.436E-08	1.996E-09	1.808E-09	1.224E-09	3.430E-10	3.658E-10	3.381E-10	2.744E-10	6.403E-11	1.429E-10	2.799E-10	2.529E-10	2.163E-10
	sl/mv/bm	9.943E-07	6.902E-08	9.999E-01	7.889E-10	7.889E-10	7.889E-10	8.561E-11	8.550E-11	8.546E-11	8.546E-11	5.103E-11	5.288E-11	5.074E-11	5.054E-11	5.054E-11
Huidige situatie	maatgevend	1.986E-04	1.740E-05	1.739E-05	5.575E-07	5.549E-07	5.543E-07	9.098E-08	9.853E-08	9.486E-08	9.471E-08	3.407E-09	2.234E-08	5.429E-08	5.099E-08	5.064E-08
berm 8m NAP+1	maatgevend	2.902E-05	2.110E-06	2.098E-06	6.278E-08	6.237E-08	6.180E-08	1.130E-08	1.218E-08	1.175E-08	1.168E-08	5.193E-10	3.191E-09	7.759E-09	7.297E-09	7.221E-09
berm 8m NAP+2	maatgevend	2.902E-05	2.110E-06	2.098E-06	6.278E-08	6.237E-08	6.180E-08	1.130E-08	1.218E-08	1.175E-08	1.168E-08	5.193E-10	3.191E-09	7.759E-09	7.297E-09	7.221E-09
berm 1.5m NAP+1	maatgevend	5.948E-06	3.794E-07	3.665E-07	1.110E-08	1.088E-08	1.030E-08	2.105E-09	2.270E-09	2.179E-09	2.115E-09	1.457E-10	6.881E-10	1.610E-09	1.509E-09	1.467E-09
berm 1.5m NAP+2	maatgevend	5.948E-06	3.794E-07	3.665E-07	1.110E-08	1.088E-08	1.030E-08	2.105E-09	2.270E-09	2.179E-09	2.115E-09	1.457E-10	6.881E-10	1.610E-09	1.509E-09	1.467E-09
berm 24m NAP+1	maatgevend	9.943E-07	5.626E-08	4.436E-08	1.996E-09	1.808E-09	1.224E-09	3.430E-10	3.658E-10	3.381E-10	2.744E-10	6.403E-11	1.429E-10	2.799E-10	2.529E-10	2.163E-10
berm 24m NAP+2	maatgevend	9.943E-07	5.626E-08	4.436E-08	1.996E-09	1.808E-09	1.224E-09	3.430E-10	3.658E-10	3.381E-10	2.744E-10	6.403E-11	1.429E-10	2.799E-10	2.529E-10	2.163E-10

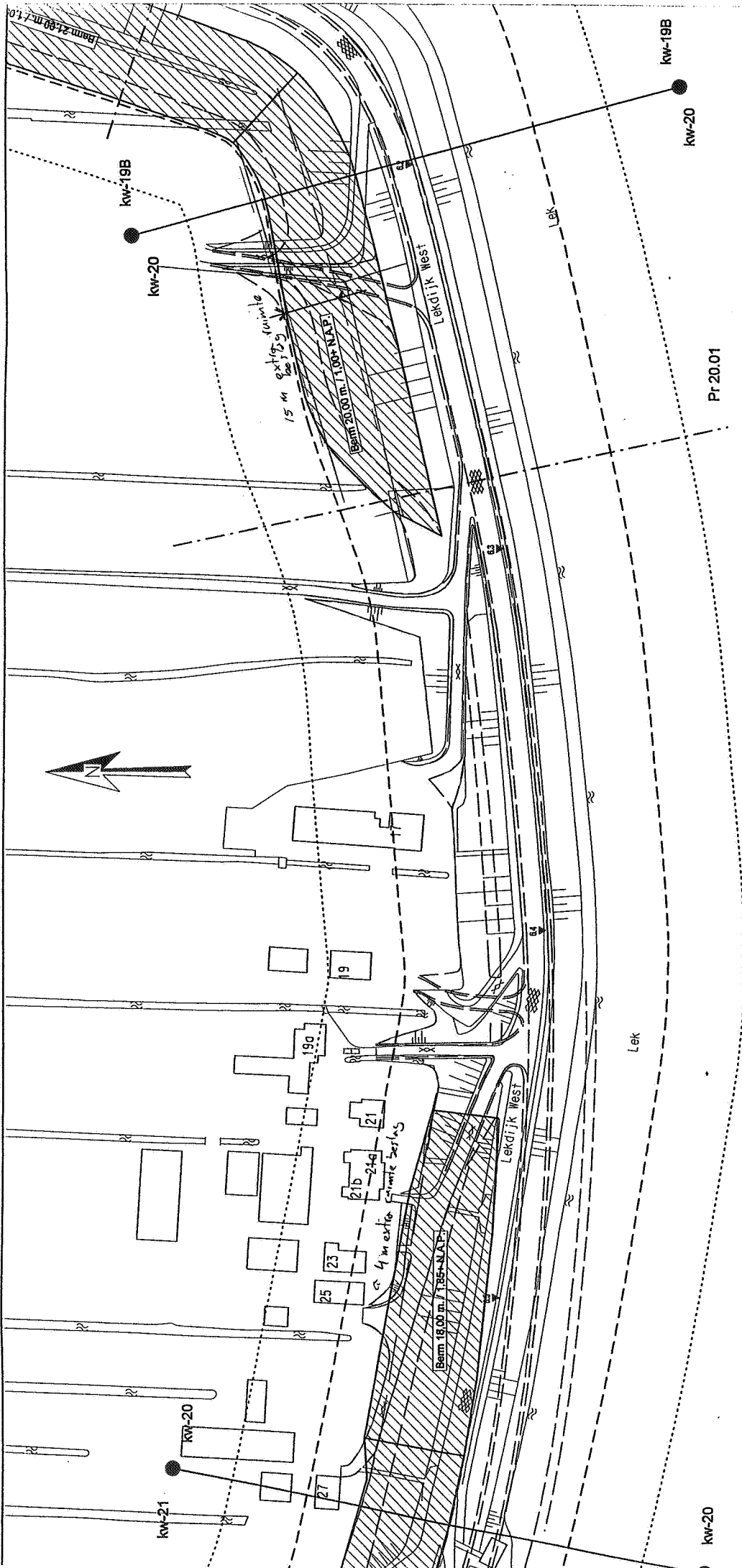
Bijlage 6 Situatietekeningen en dwarsprofielen 'traditionele ontwerp'

Verkleiningen van respectievelijk 5 en 3 pagina's uit de legger van primaire waterkeringen van het Hoogheemraadschap van de Krimpenerwaard.



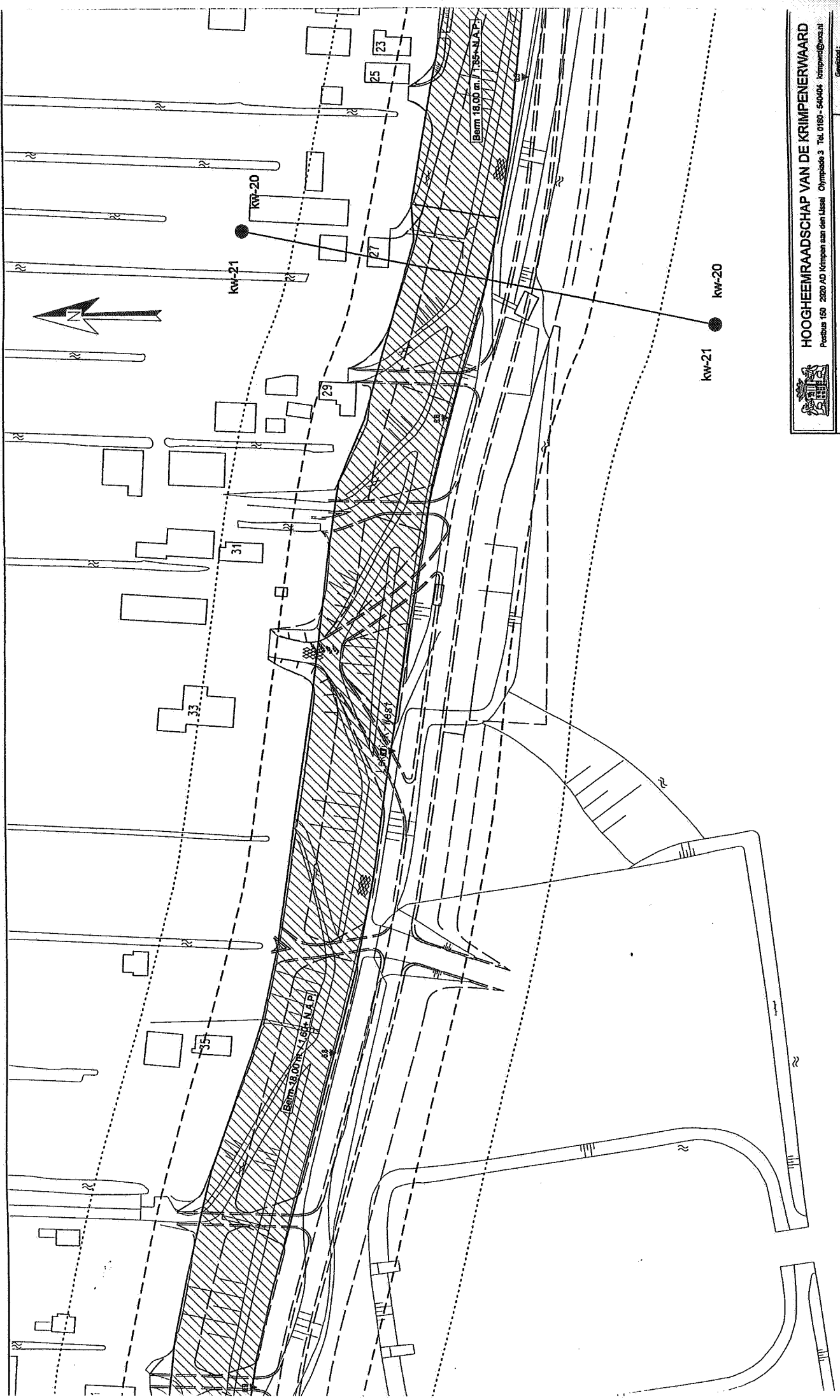
HOOGHEEMRAADSCHAP VAN DE KRIMPENERWAARD
 Postbus 150 2620 AD Krimpen aan den IJssel Olympiade 3 Tel. 0180 - 540404 krimpwa@wvs.nl

Dijkring 15 Krimpenerwaard	
Legger van primaire waterkeringen, Lek- en Nieuwe Maasdijk	
Situatie dijkkvak kw-19A /kw-19B Hmp. 5.8+50m.-Hmp. 6.2+50m.	
№:	1
Bladz.:	1 van 40
Datum:	Maart 1998
Schaal:	1:1.000
P.v.Dijkwereld:	



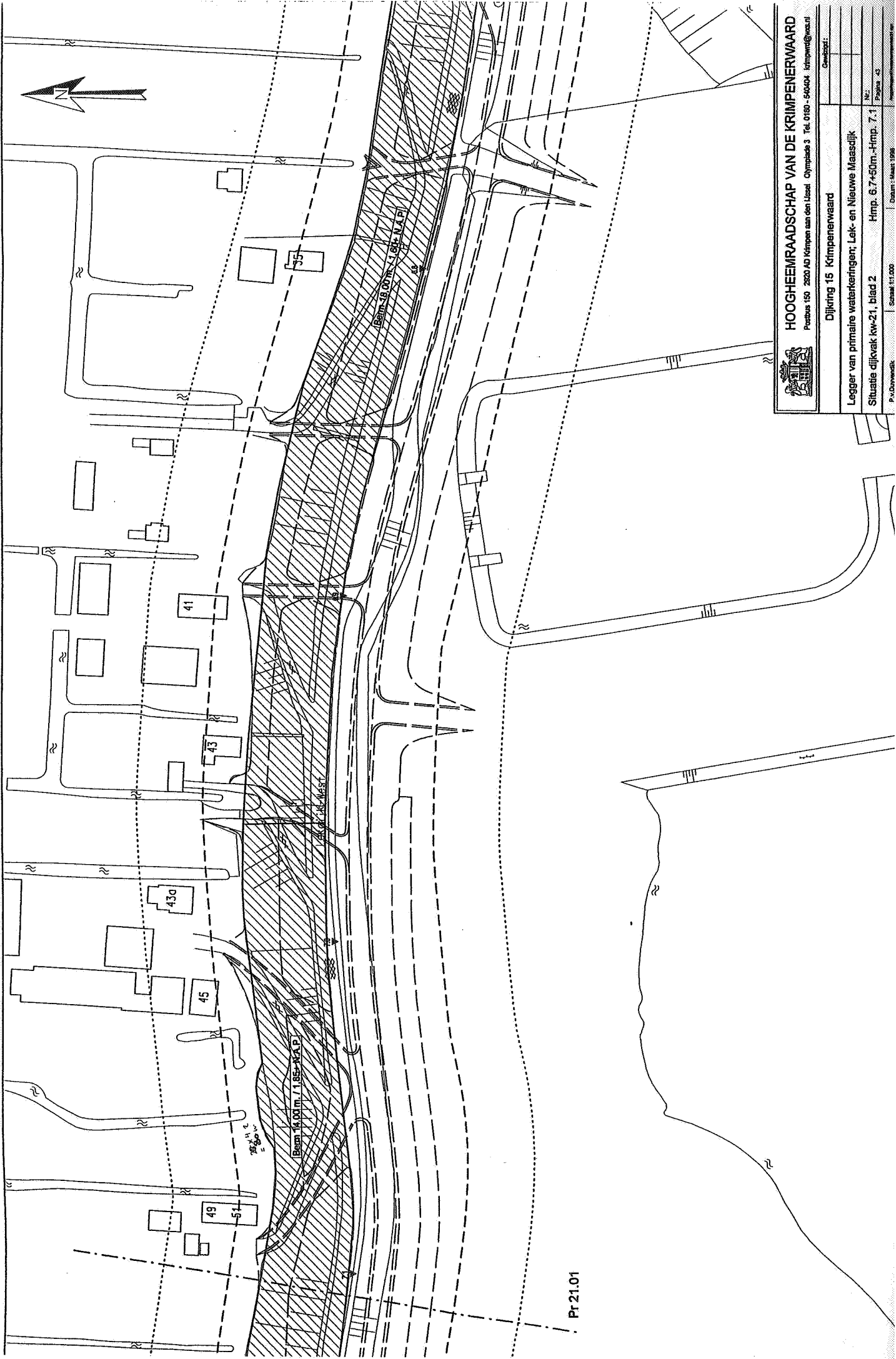
HOOGHEEMRAADSCHAP VAN DE KRIMPENERWAARD
 Postbus 150 2520 AD Krimpenerwaard
 Olympiade 3 Tel. 0180 - 540404 krimpenerwaard

Dijkring 15 Krimpenerwaard
 Legger van primaire waterkeringen; Lek- en Nieuwe Maasdijk
 Gevoel: _____



HOOGHEEMRAADSCHAP VAN DE KRIMPENERWAARD
 Postbus 150 2620 AD Krimpen aan den IJssel Olympeke 3 Tel. 0180-504004 krimpencd@wvz.nl

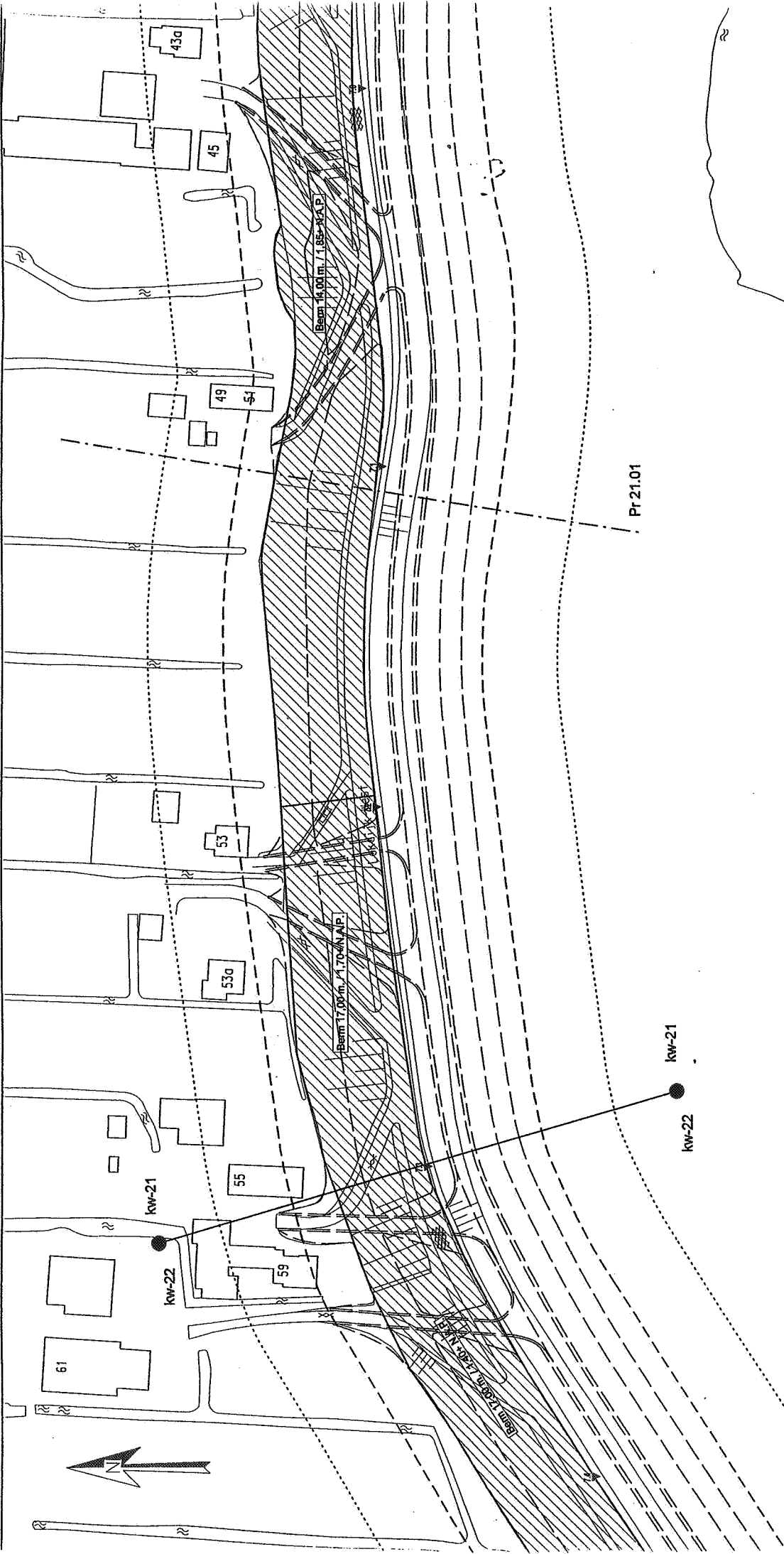
Gewijsd:	
Dijkkring 15 Krimpenerwaard	Nr.
Legger van primaire waterkeringen: Lek- en Nieuwe Maasdijk	Page: 42
Situatie dijkevak kw-21, blad 1	Hmp. 6.5-Hmp. 6.9



Pt 21.01

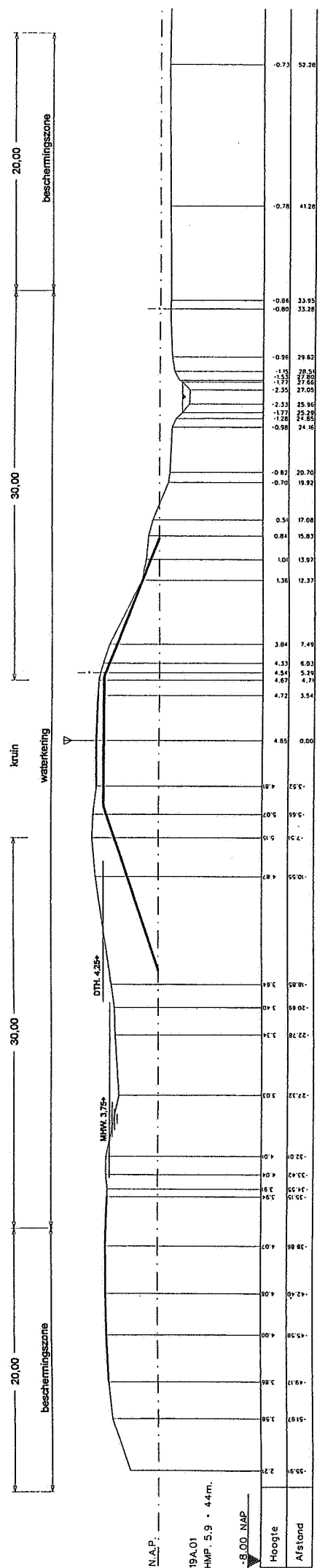
HOOGHEEMRAADSCHAP VAN DE KRIMPENERWAARD
 Postbus 150 2620 AD Krimpen aan den IJssel Olympeblade 3 Tel. 0180 - 540004 krimpenerwaard.nl

Dijkkring 15 Krimpenerwaard		Gewest:	
Legger van primaire waterkering; Lek- en Nieuwe Maasdijk		N:	
Situatie dijkvak kw-21, blad 2		Himp. 6.7+50m.-Himp. 7.1	
P.v.O.Overzicht		Schaal: 1:1.000	
Datum: Maart 1998		Pagina: 43	

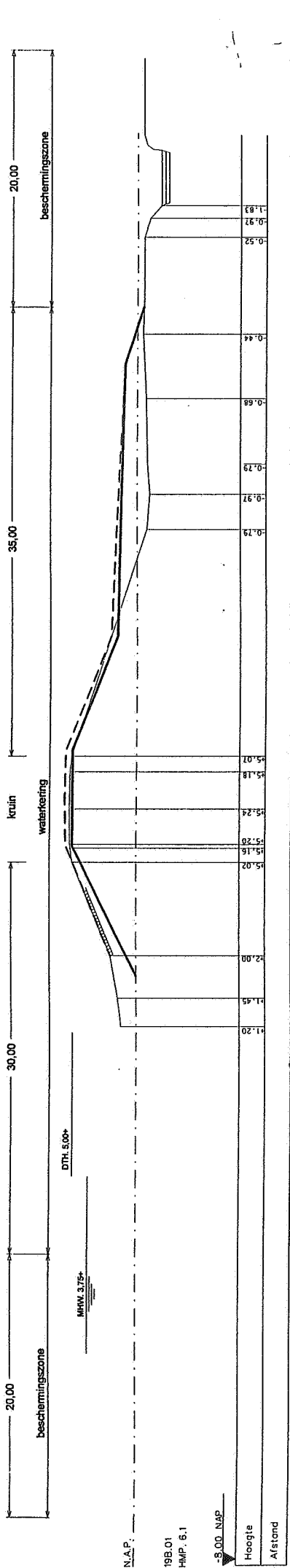


HOOGHEEMRAADSCHAP VAN DE KRIMPENERWAARD
 Postbus 150 - 2020 AD Krimpen aan den IJssel Olympeide 3 Tel. 0180 - 540404 krimpwaard@wvz.nl

Dijk 15 Krimpenerwaard
 Legger van primaire waterkeringen; Lek- en Nieuwe Maasdijk



Dwarsprofiel dijkvak 19A



Dwarsprofiel dijkvak 19B

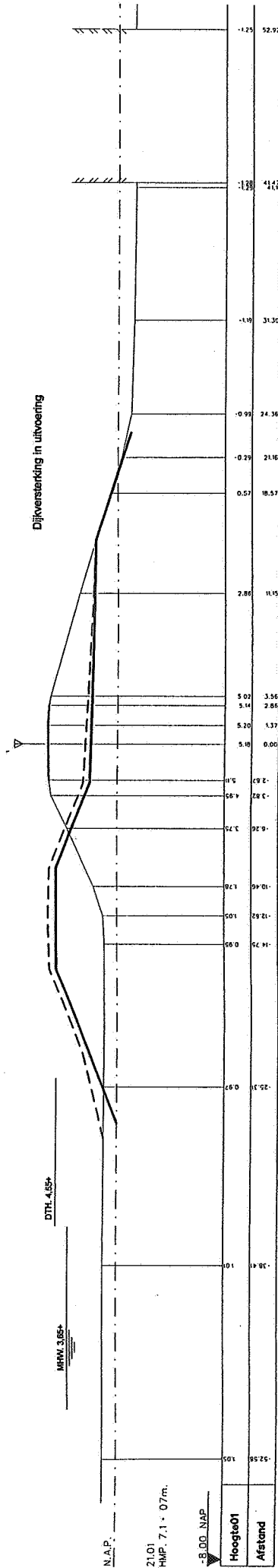
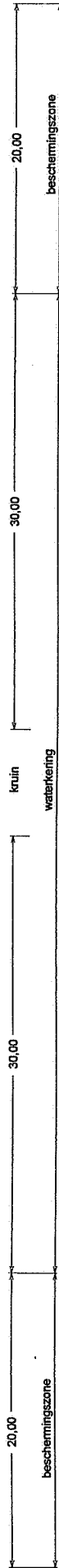
Legenda:

—	Waterkering	□	Bomenrij
—	Leggerprofiel	—	Rester
...	Profiel Waterkering na afwatering	—	Rester-Hoog
—	Waterslijn	—	Haag
—	As profiel	—	Beboewing

Opmetingen:
 Hoogteniveau in meters L.O.V. NAP
 Negatieve afstanden = buitenaf

Almetingen leggerprofiel	19A	19B
Maatgevend Hoog Water	3.75	3.75
Dijktelhoopte	4.25+	5.00+
Kruinbreedte	7.50 m.	7.50 m.
Buitentallud	1:2	1:2
Kruinruimte		
Bembreedte / hoogte		
Onderwaterbald		
Binnentallud	1:3	1:3
Bembreedte / hoogte		
Binnentallud (na berm)	21.00 / 1.00+	21.00 / 1.00+
		1:3

HOOGHEEMRAADSCHAP VAN DE KRIMPENERWAARD
 Postbus 150 2820 AD Krimpen aan den IJssel Olympeide 3 Tel. 0180 - 540404 krimpent@wvz.nl
 Gewest:
Dijkkring 15 Krimpenerwaard
 Legger van primaire waterkering; Lek- en Nieuwe Maasdijk
 Nummeraf 40A 14.14.400 74

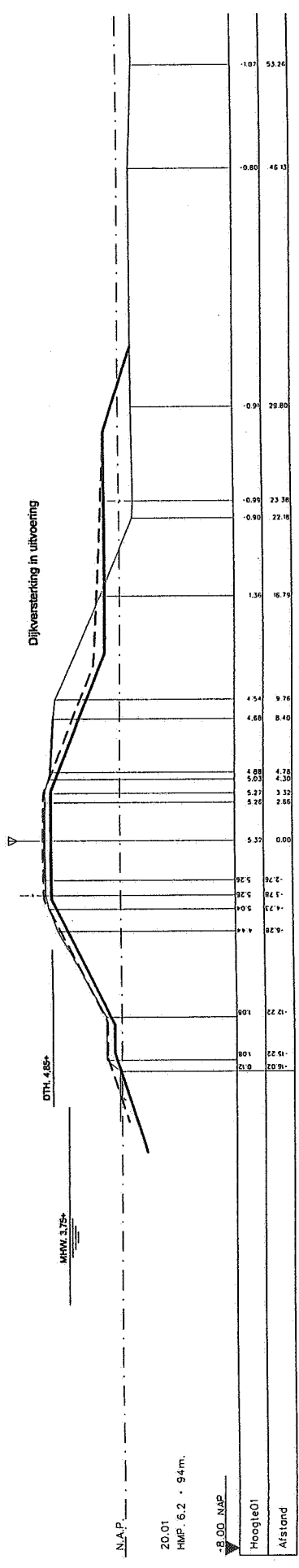
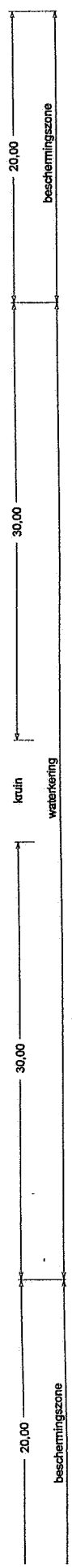


Afmetingen leggerprofiel	
Maatgevend Hoog Water	3,65+
Dijkteelhoogte	4,55+
Kruinbreedte	7,50 m.
Buitenwalud	1:2,5
Kruinpunt	
Bembreedte / hoogte	
Onderwaterwalud	
Binnenwalud	1:2,5
Bembreedte / hoogte	18,00 m / 1,65+
	14,00 m / 1,55+
	17,00 m / 1,70+
Binnenwalud (na berm)	1:3

Legenda:

- Waterkering
- Leggerprofiel
- Profiel Waterkering na uitvoering
- Waterlijn
- As profiel
- Bomenrij
- Raster
- Raster-Hoog
- Hoog
- Beboewing

Opmeldingen:
 Hoogtematen in meters t.o.v. NAP
 Negatieve afstanden = buitenzijde



Legenda:

—	Waterkering	□	Bonsand
—	Leggerprofiel	□	Raster
—	Profiel Waterkering na dijfversterking	□	Raster-Haag
—	Waterlijn	□	Haag
—	As profiel	□	Beboewing

Opmerkingen:
 Hoogtematen in meters Lo.v. NAP
 Negatieve afstanden = buitendijks

Afmetingen leggerprofiel dijkwijk kw-20

Maatgevend Hoog Water	3.75+
Dijkaftehoogte	4.85+
Kruinbreedte	7.50 m.
Buitenlalud	1:2
Koekant	2.00 m. / 0.50+
Bembreedte / hoogte	1:3
Onderwaterlalud	1:3
Binnenlalud	1:2.5
Bembreedte / hoogte	20.00 m. / 1.00+
Binnenlalud (na berm)	18.00 m. / 1.35+
	1:3

Bijlage 7 Resultaten voor uiteindelijke benadering grondonderzoek

				KOSTEN										
Gezamenlijke eis 1.00E-05		GRONDOND.	FAALKANS Pf	VOL.	RUIMTE	TOTAAL								
		SCHRAAL	1.07E-04	720,000	3,600,000	4,320,000								
		NORMAAL	1.95E-04	720,000	3,600,000	4,320,000								
		DETAIL	4.17E-04	720,000	3,600,000	4,320,000								
SCHRAAL GRONDONDERZOEK				KOSTEN						KANS				
traject	lengte	BERMHOOGTE	BERMLENGTE	VOL.	RUIMTE	TOTAAL					STAB	PIPING		
A	210	2	15	126,000	630,000	756,000	15	24	B15H2	B24H2	4.92E-06	1.61E-09		
B	220	2	15	132,000	660,000	792,000	15	24	B15H2	B24H2	5.37E-05	3.92E-09		
C	410	2	15	246,000	1,230,000	1,476,000	15	24	B15H2	B24H2	2.24E-05	6.19E-08		
D	360	2	15	216,000	1,080,000	1,296,000	15	24	B15H2	B24H2	2.63E-05	6.64E-09		
											1.07E-04	7.41E-08		
NORMAAL GRONDONDERZOEK														
traject	lengte	BERMHOOGTE	BERMLENGTE	VOL.	RUIMTE	TOTAAL								
A	200	2	15	120,000	600,000	720,000	15	24	B15H2	B24H2	5.60E-06	1.43E-09		
B	260	2	15	156,000	780,000	936,000	15	24	B15H2	B24H2	1.65E-04	2.22E-09		
C	160	2	15	96,000	480,000	576,000	15	24	B15H2	B24H2	1.64E-07	1.16E-07		
D	140	2	15	84,000	420,000	504,000	15	24	B15H2	B24H2	9.73E-06	1.60E-07		
DE	140	2	15	84,000	420,000	504,000	15	24	B15H2	B24H2	9.73E-06	1.60E-07		
E	300	2	15	180,000	900,000	1,080,000	15	24	B15H2	B24H2	3.87E-06	7.90E-10		
											1.94E-04	4.41E-07		
GEDETAILLEERD GRONDONDERZOEK														
traject	lengte	BERMHOOGTE	BERMLENGTE	VOL.	RUIMTE	TOTAAL								
A	90	2	15	54,000	270,000	324,000	15	24	B15H2	B24H2	2.91E-06	2.16E-09		
B	70	2	15	42,000	210,000	252,000	15	24	B15H2	B24H2	5.23E-07	8.16E-10		
C	170	2	15	102,000	510,000	612,000	15	24	B15H2	B24H2	3.30E-05	4.30E-08		
D	90	2	15	54,000	270,000	324,000	15	24	B15H2	B24H2	9.32E-05	5.46E-06		
E	160	2	15	96,000	480,000	576,000	15	24	B15H2	B24H2	1.65E-04	5.46E-06		
F	90	2	15	54,000	270,000	324,000	15	24	B15H2	B24H2	9.25E-05	5.46E-06		
G	80	2	15	48,000	240,000	288,000	15	24	B15H2	B24H2	2.05E-06	2.35E-09		
I	200	2	15	120,000	600,000	720,000	15	24	B15H2	B24H2	8.60E-06	1.76E-09		
J	100	2	15	60,000	300,000	360,000	15	24	B15H2	B24H2	7.21E-07	9.90E-08		
K	150	2	15	90,000	450,000	540,000	15	24	B15H2	B24H2	1.65E-06	1.23E-09		
											4.00E-04	1.65E-05		

				KOSTEN										
Gezamenlijke eis 1.00E-05		GRONDOND.	FAALKANS Pf	VOL.	RUIMTE	TOTAAL								
		SCHRAAL	3.11E-05	1,152,000	5,760,000	6,912,000								
		NORMAAL	3.76E-05	1,152,000	5,760,000	6,912,000								
		DETAIL	1.35E-03	1,152,000	5,760,000	6,912,000								
SCHRAAL GRONDONDERZOEK												KANS		
traject	lengte	BERMHOOGTE	BERMLENGTE	VOL.	RUIMTE	TOTAAL					STAB	PIPING		
A	210	2	24	201,600	1,008,000	1,209,600	15	24	B15H2	B24H2	1.24E-08	2.36E-10		
B	220	2	24	211,200	1,056,000	1,267,200	15	24	B15H2	B24H2	5.16E-06	6.77E-10		
C	410	2	24	393,600	1,968,000	2,361,600	15	24	B15H2	B24H2	1.08E-06	1.12E-08		
D	360	2	24	345,600	1,728,000	2,073,600	15	24	B15H2	B24H2	2.49E-05	1.12E-09		
											3.11E-05	1.33E-08		
NORMAAL GRONDONDERZOEK														
traject	lengte	BERMHOOGTE	BERMLENGTE	VOL.	RUIMTE	TOTAAL								
A	200	2	24	192,000	960,000	1,152,000	15	24	B15H2	B24H2	2.14E-08	2.54E-10		
B	260	2	24	249,600	1,248,000	1,497,600	15	24	B15H2	B24H2	3.26E-05	3.27E-10		
C	160	2	24	153,600	768,000	921,600	15	24	B15H2	B24H2	1.94E-08	2.28E-08		
D	140	2	24	134,400	672,000	806,400	15	24	B15H2	B24H2	2.40E-06	2.91E-08		
DE	140	2	24	134,400	672,000	806,400	15	24	B15H2	B24H2	2.40E-06	2.91E-08		
E	300	2	24	288,000	1,440,000	1,728,000	15	24	B15H2	B24H2	6.81E-08	1.47E-10		
											3.75E-05	8.17E-08		
GEDETAILLEERD GRONDONDERZOEK														
traject	lengte	BERMHOOGTE	BERMLENGTE	VOL.	RUIMTE	TOTAAL								
A	90	2	24	86,400	432,000	518,400	15	24	B15H2	B24H2	1.54E-07	4.05E-10		
B	70	2	24	67,200	336,000	403,200	15	24	B15H2	B24H2	6.57E-09	1.43E-10		
C	170	2	24	163,200	816,000	979,200	15	24	B15H2	B24H2	1.55E-05	7.89E-09		
D	90	2	24	86,400	432,000	518,400	15	24	B15H2	B24H2	3.48E-04	9.07E-07		
E	160	2	24	153,600	768,000	921,600	15	24	B15H2	B24H2	6.16E-04	9.07E-07		
F	90	2	24	86,400	432,000	518,400	15	24	B15H2	B24H2	3.47E-04	9.07E-07		
G	80	2	24	76,800	384,000	460,800	15	24	B15H2	B24H2	2.26E-06	3.83E-10		
I	200	2	24	192,000	960,000	1,152,000	15	24	B15H2	B24H2	2.23E-05	2.44E-10		
J	100	2	24	96,000	480,000	576,000	15	24	B15H2	B24H2	4.81E-09	1.92E-08		
K	150	2	24	144,000	720,000	864,000	15	24	B15H2	B24H2	6.58E-09	1.91E-10		
											1.35E-03	2.75E-06		

				KOSTEN									
Gezamenlijke eis 1.00E-05		GRONDOND.	FAALKANS Pf	VOL.	RUIMTE	TOTAAL							
		SCHRAAL	6.08E-02	-	-	-							
		NORMAAL	3.17E-02	105,600	528,000	633,600							
		DETAIL	2.29E-02	370,800	1,854,000	2,224,800							
SCHRAAL GRONDONDERZOEK				KOSTEN							KANS		
traject	lengte	BERMHOOGTE	BERMLENGTE	VOL.	RUIMTE	TOTAAL			STAB	PIPING			
A	210	2		0	-	-	0	8	HUIDIG	B8H2	3.23E-02	5.23E-08	
B	220	2		0	-	-	0	8	HUIDIG	B8H2	8.27E-03	4.58E-07	
C	410	2		0	-	-	0	8	HUIDIG	B8H2	5.70E-03	2.87E-06	
D	360	2		0	-	-	0	8	HUIDIG	B8H2	1.45E-02	3.09E-07	
											6.08E-02	3.69E-06	
NORMAAL GRONDONDERZOEK													
traject	lengte	BERMHOOGTE	BERMLENGTE										
A	200	2		0	-	-	0	8	HUIDIG	B8H2	6.47E-03	4.90E-08	
B	260	2		0	-	-	0	8	HUIDIG	B8H2	1.60E-02	9.60E-08	
C	160	2		6	38,400	192,000	230,400	0	8	HUIDIG	B8H2	1.74E-05	1.28E-06
D	140	2		6	33,600	168,000	201,600	0	8	HUIDIG	B8H2	2.96E-04	1.60E-06
DE	140	2		6	33,600	168,000	201,600	0	8	HUIDIG	B8H2	2.86E-03	1.60E-06
E	300	2		0	-	-	0	8	HUIDIG	B8H2	6.12E-03	2.64E-08	
											3.17E-02	4.65E-06	
GEDETAILLEERD GRONDONDERZOEK													
traject	lengte	BERMHOOGTE	BERMLENGTE										
A	90	2		0	-	-	-	0	8	HUIDIG	B8H2	1.62E-03	1.05E-07
B	70	2		0	-	-	-	0	8	HUIDIG	B8H2	2.19E-03	2.77E-08
C	170	2		3	20,400	102,000	122,400	0	8	HUIDIG	B8H2	1.88E-03	9.55E-07
D	90	2		24	86,400	432,000	518,400	15	24	B15H2	B24H2	3.48E-04	9.07E-07
E	160	2		24	153,600	768,000	921,600	15	24	B15H2	B24H2	6.16E-04	9.07E-07
F	90	2		24	86,400	432,000	518,400	15	24	B15H2	B24H2	3.47E-04	9.07E-07
G	80	2		0	-	-	-	0	8	HUIDIG	B8H2	6.32E-04	1.16E-07
I	200	2		0	-	-	-	0	8	HUIDIG	B8H2	8.18E-03	6.93E-08
J	100	2		6	24,000	120,000	144,000	0	8	HUIDIG	B8H2	1.29E-04	9.49E-07
K	150	2		0	-	-	-	0	8	HUIDIG	B8H2	6.92E-03	4.16E-08
											2.29E-02	4.98E-06	

				KOSTEN											
Gezamenlijke eis 1.00E-05		GRONDOND.	FAALKANS Pf	VOL.	RUIMTE	TOTAAL									
		SCHRAAL	9.65E-06	1,047,000	3,490,000	4,537,000									
		NORMAAL	9.93E-06	1,152,000	3,840,000	4,992,000									
		DETAIL	3.45E-04	1,544,400	5,148,000	6,692,400									
				KOSTEN						KANS					
traject	lengte	BERMHOOGTE	BERMLENGTE	VOL.	RUIMTE	TOTAAL					STAB	PIPING			
A	210	3	15	189,000	630,000	819,000	15	24	B15H3	B24H3	2.66E-06	1.61E-09			
B	220	3	16	211,200	704,000	915,200	15	24	B15H3	B24H3	2.83E-06	3.23E-09			
C	410	3	14	344,400	1,148,000	1,492,400	8	15	B8H3	B15H3	3.59E-06	7.95E-08			
D	360	3	14	302,400	1,008,000	1,310,400	8	15	B8H3	B15H3	4.77E-07	8.48E-09			
												9.56E-06	9.28E-08		
NORMAAL GRONDONDERZOEK															
traject	lengte	BERMHOOGTE	BERMLENGTE	VOL.	RUIMTE	TOTAAL									
A	200	3	16	192,000	640,000	832,000	15	24	B15H3	B24H3	2.19E-06	1.18E-09			
B	260	3	16	249,600	832,000	1,081,600	15	24	B15H3	B24H3	3.21E-06	1.80E-09			
C	160	3	16	153,600	512,000	665,600	15	24	B15H3	B24H3	6.81E-07	9.74E-08			
D	140	3	16	134,400	448,000	582,400	15	24	B15H3	B24H3	2.30E-07	1.33E-07			
DE	140	3	16	134,400	448,000	582,400	15	24	B15H3	B24H3	1.04E-06	1.33E-07			
E	300	3	16	288,000	960,000	1,248,000	15	24	B15H3	B24H3	2.22E-06	6.53E-10			
												9.56E-06	3.67E-07		
GEDETAILLEERD GRONDONDERZOEK															
traject	lengte	BERMHOOGTE	BERMLENGTE	VOL.	RUIMTE	TOTAAL									
A	90	3	24	129,600	432,000	561,600	15	24	B15H3	B24H3	3.54E-08	4.05E-10			
B	70	3	24	100,800	336,000	436,800	15	24	B15H3	B24H3	2.51E-09	1.43E-10			
C	170	3	24	244,800	816,000	1,060,800	15	24	B15H3	B24H3	3.59E-07	7.89E-09			
D	90	3	15	81,000	270,000	351,000	15	24	B15H3	B24H3	8.67E-05	5.46E-06			
E	160	3	15	144,000	480,000	624,000	15	24	B15H3	B24H3	1.54E-04	5.46E-06			
F	90	3	15	81,000	270,000	351,000	15	24	B15H3	B24H3	8.68E-05	5.46E-06			
G	80	3	24	115,200	384,000	499,200	15	24	B15H3	B24H3	8.85E-09	3.83E-10			
I	200	3	24	288,000	960,000	1,248,000	15	24	B15H3	B24H3	3.83E-07	2.44E-10			
J	100	3	24	144,000	480,000	624,000	15	24	B15H3	B24H3	1.79E-09	1.92E-08			
K	150	3	24	216,000	720,000	936,000	15	24	B15H3	B24H3	4.48E-09	1.91E-10			
												3.29E-04	1.64E-05		