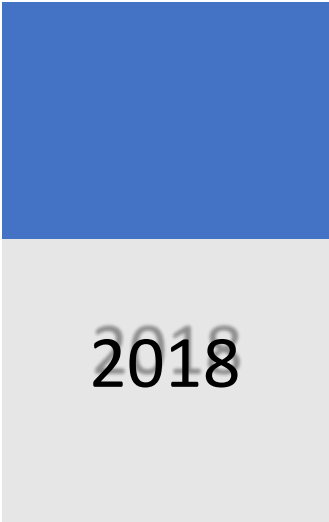
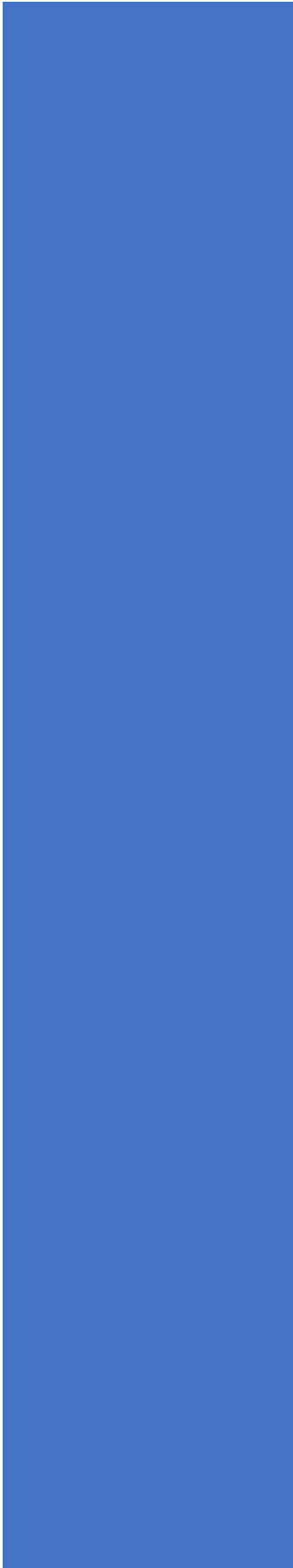








Hoofdrapport

Macrostabieliteit binnenwaarts

“Oplossingen voor een bebouwd dijklichaam”



J.C.P. Meulink

A.C. Oomen

Datum: 08-01-2018

Versie: 1.0

Afstudeerbedrijf:

Heijmans Infra B.V.

Begeleider:

Jaap Wierenga

Colofon

Titel:	Hoofdrapport Macrostabiliteit binnenwaarts	
Subtitel:	“Oplossingen voor een bebouwd dijklichaam”	
Onderdeel:	Afstudeeronderzoek	
Versie:	1.0	
Status:	Definitief	
Datum:	08-01-2018	
Afstudeerbedrijf:	Heijmans infra B.V.	
Afdeling:	Deltatechnologieën van Grond & Wegen en Constructies & Geotechniek	
Afstudeerbegeleider bedrijf:	J. (Jaap) Wieringa	
Onderwijsinstelling:	hogeschool Arnhem en Nijmegen (HAN)	
Opleiding:	Civiele techniek	
1° afstudeerbegeleider:	C. (Casper) van der Giessen	
2° afstudeerbegeleider:	E.H. (Ernst) Rob	
Auteurs:	J.C.P (Jürgen) Meulink	A.C.O (Albert) Oomen
Studentennummer:		
Afstudeerrichting:	Waterbouw	Waterbouw

Projectorganisatie Gegevens afstudeerders

Datum: 08-01-2018

Versie: 1.0

Albert Oomen

Jürgen Meulink

Voorwoord

Voor u ligt het afstudeeronderzoek van Jurgen Meulink en Albert Oomen. Beiden zijn deeltijdstudent aan de Hogeschool Arnhem en Nijmegen. Dit afstudeeronderzoek is uitgevoerd ter afsluiting van de opleiding Civiele Techniek. Door de klimaatsveranderingen, stijgende zeespiegel en de regulering van de rivierloop neemt de kans op een overstroming steeds verder toe. Daardoor is het belang de dijken goed te onderhouden. Een wijze waarop een dijk zijn functie kan verliezen heet een faalmechanisme. Dit afstuuronderzoek richt zich op het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts (MSBI). Dit faalmechanisme betekent in het kort het afschuiven van het binnentalud. Door het afschuiven van het binnentalud kan de dijk zijn waterkerende functie verliezen. Door de dijk met grond te verzwaren kan de macrostabiliteit worden verbeterd. In een bebouwd dijklichaam is deze oplossing echter niet mogelijk. In dit onderzoek hebben wij de alternatieven onderzocht, om zo toch de MSBI van een bebouwd dijklichaam te verbeteren.

Dankwoord

Onze dank gaat als eerste uit naar Heijmans en De Vries Werkendam die voor het onderzoek diverse faciliteiten beschikbaar hebben gesteld.

Vervolgens willen wij Jan Meulink bedanken voor de kritische blik op de kwaliteit van dit onderzoek.

Ten slotte bedanken wij de afstudeerbegeleiders van de opleiding, C. van der Giessen en E. Rob voor hun begeleiding tijdens het afstudeeronderzoek.

Samenvatting

Vanaf 1996 wordt er in Nederland periodiek getoetst of waterkeringen voldoen aan de vigerende veiligheidsnormen. Dijktraject 15.3 is een primaire waterkering en is gelegen rondom Gouderak, Ouderkerk aan den IJssel en Krimpen aan den IJssel. De dijk beschermt het achterland tegen de rivier de Hollandsche IJssel. In de derde toetsronde heeft circa 7950m dijk van dijktraject 15.3 het veiligheidsoordeel “voldoet niet aan de norm” gekregen. Van het totale dijktraject is 7550m afgekeurd op het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts. Door het negatieve veiligheidsoordeel zal het dijktraject moeten worden versterkt, zodat de waterkerende functie kan worden gewaarborgd. Daarom is dijktraject 15.3 opgenomen in dijkversterkingsproject Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard (KIJK). Project KIJK is op dit moment nog in de voorbereidende fase, deze loopt tot eind 2018. Daarna volgen de planvorming- en de realisatiefase. De dijk is gesitueerd op een slappe ondergrond. Daarnaast is er langs de dijk veel lintbebouwing aanwezig. Daardoor is er voor een groot deel van de dijk een oplossing in grond niet mogelijk. Toch zal in de toekomst het dijklichaam aan de wettelijke normen moeten voldoen.

Door het uitvoeren van een literatuurstudie is verdiepende kennis opgedaan over het versterken van dijken. In deze studie zijn de onderwerpen macrostabiliteit binnenwaarts, ontwerpliteratuur, glijvlakmodellen, ondergrond schematisatie en hydraulische belastingen nader onderzocht.

Voor een instabiel bebouwd dijkvak van 200m, dat onderdeel is van dijktraject 15.3, zal een oplossing worden aangedragen. Om het probleem goed inzichtelijk te krijgen is er een casestudie uitgevoerd. Daarbij zijn diverse parameters en ontwerprandvoorwaarden bepaald.

Om tot een passende oplossing te komen is er een alternatievenstudie uitgevoerd. Door middel van een brainstormsessie zijn diverse bestaande en innovatieve technieken aangedragen. Deze technieken kunnen onderverdeeld worden in vier alternatieven, te weten langsconstructies, dijkvernageling, dijkdeuvels en overige technieken. De alternatievenstudie is onderverdeeld in twee fases. In de 1^e fase zijn de alternatieven beoordeeld op de toepasbaarheid in het dijkvak. Hieruit blijken langsconstructies en dijkdeuvels kansrijke oplossingen te zijn voor het instabiele dijkvak. Deze alternatieven zijn in de 2^e fase verder uitgewerkt in diverse haalbare varianten. Deze varianten zijn beoordeeld op diverse criteria. Door het toepassen van een multi criteria analyse is de voorkeursvariant bepaald. De varianten bestaande uit een damwandconstructie en dijkdeuvel blijken de hoogste scores te hebben. In het kader van het onderzoek is het interessant om beide varianten uit te werken in een ontwerp.

Het ontwerp is uitgevoerd op basis van het huidige ontwerpinstrumentarium. De berekeningen van beide constructies zijn uitgevoerd met diverse softwareprogramma's, spreadsheets en handberekeningen.

Daarbij was het niet mogelijk om binnen de gestelde grenzen van het onderzoek de dijkdeuvel te dimensioneren. Een aanbeveling voor de dijkdeuvel is om deze in een vervolgstudie te dimensioneren. Een verankerd damwandscherm kon in de ontwerpstudie wel worden gedimensioneerd. Het ontwerp van de damwand constructie ziet er als volgt uit:

- Het damwandscherm bestaat uit het planktype AZ24-700 met een lengte van 19,6 m.
- De verankering bestaat uit een groutinjectie anker (76,1 x 14,2) met een lengte van 28 m, met een h.o.h. afstand van 2,80 m onder een hoek van 60°.

Een verankerd damwandscherm verbetert de macrostabiliteit binnenwaarts, zodat deze voldoet aan de huidige veiligheidsnormen.

Summary

As from 1996, the Dutch embankment is tested whether they fulfil the valid safety requirements. Dike route 15.3 is a primary embankment and is situated around Gouderak, Ouderkerk aan den IJssel and Krimpen aan den IJssel. The purpose of this dike is to protect the hinterland of the river IJssel. In the third review, circa 7950m of dike route 15.3 did not meet the current safety requirements. 7550M of the total dike route was

rejected due to the failure mechanism macro stability inward. Due to the insufficient safety judgment, the dike route has to be reinforced, to insure the water retaining function. Because of this, dike route 15.3 is included in dike reinforcement project “Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard” (KIJK). Project Kijk is currently in the preparatory stage, which is scheduled to be concluded at the end of 2018. The preparatory stage will be followed by the planning- and realization phase. The dike is situated on an instable underlay. Ribbon building along the dike is also common. Because of this, enlargement of the dike is for a majority of the dike route an impossible solution. However, the legal requirements will still have to be met by dike route 15.3.

In-depth knowledge of dike reinforcement has been acquired, with the use of a literature study. The subjects of this study were: macro stability inward, design literature, sliding plane model, underground schematics and hydraulic burden.

A solution will be developed for an instable dike section of 200m, which is part of dike route 15.3. With the use of a case study, an in-depth view of the problem was established. Several parameters and boundary condition were determined.

To find a suitable solution, a study of alternatives has been made. With the use of a brainstorm session, a variety of existing and innovative techniques were suggested. These techniques can be subdivided in four alternatives, namely; longitudinal constructions, dike nailing, dike dowels and remaining techniques. The alternative study has been subdivided into two phases. The first phase reviews the alternatives on applicability. The most promising solution to come forward for the instable dike section are longitudinal constructions and dike dowels. In the second phase, these techniques are tested on their feasibility. These techniques were judged on different criteria. With the use of a multi criteria analysis the preferred variant is determined. The solutions consisting of sheet pile constructions and dike dowels seem to have the highest scores. In the context of the research it is interesting to elaborate both variants into a design.

The design is carried out based on the current design tools. The calculations of both constructions are made with the use of a variety of software applications, spreadsheets and calculations.

It was not possible to dimension the dike dowels within the prescribed limits of the research. A recommendation for the dike dowel is to dimension it in a follow-up study. The design study does prove that an anchored sheet pile screen is sufficient enough in stabilizing the dike. The design of the sheet pile construction will look like this:

- The sheet pile constructions consist of sheet piles type AZ24-700 with a length of 19.6 M
- The anchoring consist of a grout injection anchor (76.1 x 14.2) with a length of 28m, with a core distance of 2.80m, with an angle of 60°

An anchored sheet pile screen improves the macro stability inward, with the result that the dike will meet de current safety requirements.

Inhoud

1. Inleiding	1
1.1 Aanleiding	1
2.0 Probleemanalyse	2
2.1 Probleem.....	2
2.2 Doelstelling	3
2.3 Hoofdvraag	3
2.4 Deelvragen	3
3. Werkwijze	3
3.1 Producten.....	4
3.2 Scope.....	4

3.2.1 Wettelijke normen	5
3.2.2 Technische Aspecten	5
3.2.3 Omgevingsaspecten	5
3.2.4 Financiële aspecten.....	5
3.3 Randvoorwaarden.....	6
4. Achtergrond	6
4.1 Faalmechanisme Macrostabiliteit binnenwaarts.....	6
4.2. Glijvlak methodes	6
4.3. Critical State Soil Mechanics (CSSM).....	6
5. Case.....	6
5.1 Topografie.....	7
5.2 Locatie.....	7
5.3 Algemene bodemopbouw	7
5.3.1 Boringen en sonderingen.....	8
5.3.2 Maatgevend dwarsprofiel.....	8
5.3.3 Bodemdaling	8
5.4 Grondparameters	8
5.4.1 Waarden	9
5.4.2 Grensspanning	9
5.5 Overstromingskansen	9
5.6 Veiligheidsfactoren	9
5.7 Hydraulische ontwerprandvoorwaarden.....	10
5.7.1 Zichtjaar	10
5.7.2 Klimaatscenario	10
5.7.3 Onzekerheidstoetslag.....	10
5.7.4 Afvoerstatistiek.....	10
5.7.5 Faalkans Hollandsche IJsselkering.....	10
5.7.6 Maatgevende hoogwaterstand.....	11
5.7.7 Polderwaterstand	11
5.7.8 Freatische lijn.....	11
5.7.9 Opbarsten	11
5.8 Controle MSBI	11
5.8.1 Model en Methode	12
5.8.2 Huidige stabiliteit	12
6. Alternatieven	12
6.1 Vooronderzoek	12
6.1.1 Alternatieven	13
6.1.2 Varianten	13
6.2 Werkwijze	13
6.3 Beschrijving alternatieven	14

6.3.1 Langsconstructies.....	14
6.3.2 Dijkvernageling	14
6.3.3 Dijkdeuvels.....	14
6.3.4 Overige constructies	14
6.4 Beoordeling op de toepasbaarheid (1 ^e fase)	14
6.4.1 Maatgevend DWP en dijkvakken	15
6.4.2 Beoordeling 1 ^e fase.....	15
6.4.3 Multi Criteria Analyse 1 ^e fase.....	16
6.5 Varianten (2 ^e fase)	16
6.5.1 Uitwerking varianten	17
6.5.2 Beoordelingscriteria varianten	19
6.5.3 Beoordeling varianten 2 ^e fase.....	20
6.5.4 Multi Criteria Analyse	20
6.6 Conclusie.....	21
6.6.1 Minder kansrijke varianten.....	21
6.6.2 Kansrijke varianten	21
6.6.3 Definitieve voorkeursvariant	21
7. Ontwerp.....	22
7.1 Gegevens, randvoorwaarden en uitgangspunten.....	22
7.1.1 Ontwerprandvoorwaarden	22
7.1.2 D-Geostability model	23
7.2 Dimensionering dijkdeuvel	24
7.2.1 Krachtafdracht	24
7.2.2 Toetsen haalbaarheid dijkdeuvel.....	24
7.2.3 Optimalisatie haalbaarheid dijkdeuvel	25
7.3 Dimensionering damwand	25
7.3.1 Optimaliseren locatie damwand.....	25
7.3.2 D-Sheet Piling.....	25
7.3.3 Geometrie in DGS	25
7.3.4 Verdeling niet hydrostatische poriën druk verdeling	26
7.4 Dimensionering onverankerd damwand	26
7.4.1 Corrosiereductie	26
7.4.2 Bepaling minimale lengte damwand	26
7.4.3 Toetsing onverankerd damwand	27
7.4.4 Conclusie.....	27
7.5 Dimensionering verankerd damwand.....	28
7.5.1 Keuze damwandprofiel	28
7.5.2 Corrosiereductie	28
7.5.3 Parameters AZ24-700	28
7.5.4 Keuze toegepaste verankering.....	28

7.5.5 Toetsing verankerd damwand	29
7.5.6 Toetsing verankering	29
7.5.7 Toetsing verankeringslichaam	29
7.5.8 Toetsing ankeruitval.....	29
7.5.8 Controle van de handmatige berekening	30
7.5.9 Toetsing stabiliteit	30
7.6 Overkluizing ankerconstructie t.h.v. de woningen	30
7.6.1 Dimensionering overkluizing 8,40 m.....	30
7.6.2 Dimensionering overkluizing 9,60 m.....	32
7.7 Voorlopig ontwerp (VO).....	33
8. Conclusie en aanbeveling	33
8.1 Conclusie	33
8.1.1 Antwoord op de hoofdvraag.....	33
8.1.2 Antwoord op de deelvragen	33
8.2 Aanbeveling	35
9. Bibliografie	37
10. Figurenlijst	39
11. Tabellenlijst	40
12. Bijlage.....	42

1. Inleiding

Nederland heeft al eeuwen te maken met overstromingen van de rivieren. Regenrivier de Maas en smelttrivier de Rijn vervolgen hun weg naar zee door de delta van het laag gelegen Nederland. Door de klimaatsveranderingen, stijgende zeespiegel en de regulering van de rivierloop neemt de kans op een overstroming toe. Daarom is het belangrijk de waterkeringen goed te onderhouden, om zo de veiligheid van de bevolking en de economische belangen te kunnen blijven garanderen.

Sinds 1996 wordt in Nederland periodiek getoetst of waterkeringen voldoen aan de vigerende veiligheidsnormen. Het doel van deze toetsing is het in beeld brengen van de actuele waterveiligheid. De 3^e toetsronde is uitgevoerd in de jaren 2006 tot en met 2011. Deze 3^e toetsing toonde aan of de primaire waterkeringen op peildatum 15 januari 2011 voldeden aan de veiligheidsnormen. Een dijktraject werd opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP) wanneer dit het oordeel “voldoet niet aan de norm” had gekregen.

Tijdens de 3^e toetsronde is men gestart met het introduceren van nieuwe normen in het Deltaprogramma. Deze normen zijn recentelijk aangepast in de Waterwet en vigerend verklaard op 1 januari 2017. Dit houdt in hoofdlijnen in; De oude normen zijn gebaseerd op een overschrijdingskans van de hydraulische belasting, en de huidige normen zijn gebaseerd op een overstromingskans. Bij de overstromingskansbenadering gaat het nadrukkelijk om de kans op het verliezen van het waterkerend vermogen. Dit met een overstroming tot gevolg, die leidt tot substantiële schade of slachtoffers. Het verliezen van het waterkerend vermogen wordt de uiterste grenstoestand genoemd. De voormalige veiligheidsfilosofie (overschrijdingskans) was gebaseerd op het criterium “beginnen van falen”. Dit betekende dat bepaalde criteria niet mochten worden overschreden. Dit kon betekenen dat er nog wel degelijk reststerkte in het dijklichaam aanwezig was, maar deze reststerkte werd in de overstromingskansbenadering niet meegenomen.

Een wijze waarop een dijk zijn functie kan verliezen heet een faalmechanisme. Er zijn diverse faalmechanismen waardoor een dijk zijn waterkerende functie kan verliezen. Dit afstuuronderzoek richt zich op het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts (MSBI). MSBI kan in het ergste geval het afschuiven van het binnentalud veroorzaken. Door het afschuiven van het binnentalud kan de waterkering zijn waterkerende functie verliezen. Door de dijk met grond te verzwaren kan de macrostabiliteit worden verbeterd. In een bebouwd dijklichaam is deze oplossing niet mogelijk.

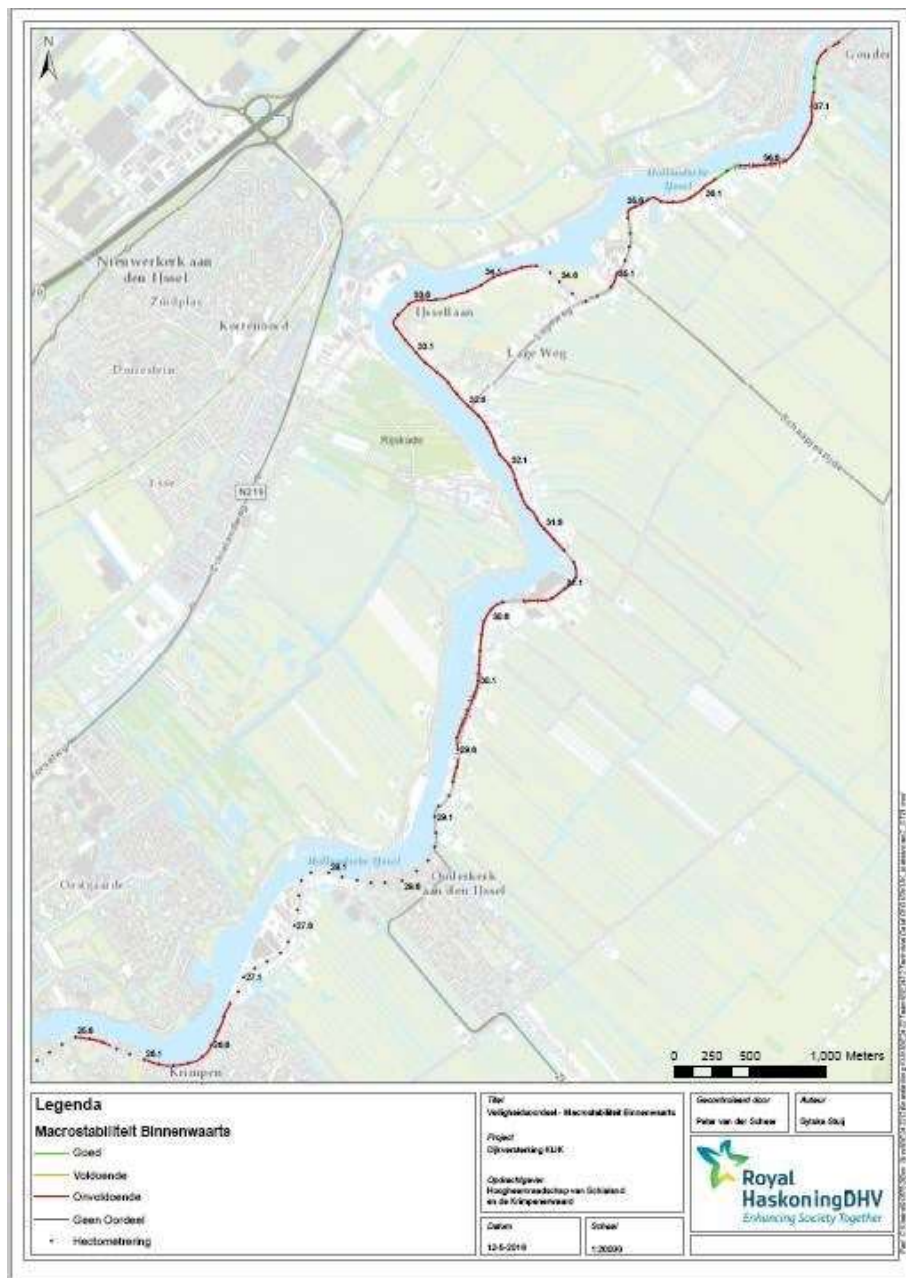
Voor het onderzoek worden er diverse oplossingen aangedragen, die op verschillende criteria worden beoordeeld. Het voorkeursalternatief is nader gedimensioneerd en toegepast in een ontwerp. Voor het onderzoek is één centrale hoofdvraag opgesteld, die door deelvragen wordt ondersteund. Als resultaat van het onderzoek zal er een antwoord worden gegeven op de hoofd- en deelvragen.

1.1 Aanleiding

Dijktraject 15.3 is een primaire waterkering en is gelegen langs de Hollandse IJssel. In de derde toetsronde heeft circa 7950m dijk van dijktraject 15.3 het veiligheidsoordeel “voldoet niet aan de norm” gekregen. Daarbij is het dijktraject op de volgende faalmechanismen beoordeeld namelijk; overloop en overslag, macrostabiliteit, opbarsten en piping, microstabiliteit, stabiliteit voorland, beschadiging bekleding en erosie dijklichaam. Voor het faalmechanisme MSBI is het dijktraject gecontroleerd op het afschuiven van het binnentalud. Daarbij is 7550m van het dijktraject afgekeurd op het faalmechanisme MSBI. In figuur 1 is een overzichtskaart van het veiligheidsoordeel van de MSBI van dijktraject 15.3 weergegeven.

Door het negatieve veiligheidsoordeel zal het dijktraject moeten worden versterkt, zodat de waterkerende functie kan worden gewaarborgd. Daarom is dijktraject 15.3 opgenomen in dijkversterkingsproject Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard (KIJK). Project KIJK is op dit moment nog in de voorbereidende fase, deze loopt tot eind 2018. Daarna volgen de planvorming- en de realisatiefase. Het afstudeeronderzoek is op basis van een

realistische case. De case bestaat uit een instabiel dijkvak van 200m, dat ten noorden van Ouderkerk aan den IJssel is gelegen. Specifiek is het dijkvak gelegen tussen hmp 30.4 en 30.6.



Figuur 1 veiligheidsoordeel Macrostabiel Binnenvaarts

Normaliter wordt een dijklichaam door middel van grond versterkt. Aan en op het te versterken dijkvak is veel lintbebouwing aanwezig. Daardoor is er voor een groot gedeelte van het dijktraject een oplossing in grond niet mogelijk. Toch zal het dijklichaam aan de wettelijke normen voldoen.

2.0 Probleemanalyse

2.1 Probleem

Het dijklichaam bestaat uit weinig draagkrachtige grond. De ondergrond bestaat voornamelijk uit zeer grote slappe klei- en veenlagen. De kruin van de dijk ligt op een hoogte van +3,5m NAP en het pleistocene

zandpakket bevindt zich op variërende diepte van -14m tot -15m NAP. Daartussen bestaat de grond voornamelijk uit weinig draagkrachtige lagen.

Het dijklichaam van de case is op het faalmechanisme MSBI afgekeurd. Dit betekent in het kort dat extreme waterstanden in combinatie met de slappe ondergrond het risico verhogen op het afschuiven van het binnentalud. Door het afschuiven van het grondlichaam kan de dijk zijn waterkerende functie verliezen met alle gevolgen van dien.

Het huidige dijklichaam is stijl en smal van vorm. Daarnaast is er veel bebouwing gesitueerd op en aan de dijk. Dit houdt in dat er veel woningen in het talud en tegen de teen van de dijk aan zijn gebouwd. Vanuit KIJK is de doelstelling de bestaande bebouwing te handhaven. In deze situatie is het niet mogelijk de dijk te stabiliseren met grond. Dit komt omdat hier praktisch niet genoeg vrije ruimte voor is. Toch zal het dijklichaam aan de wettelijke normen moeten voldoen, zodat ruim 200.000 mensen in het achterliggende gebied een veilige toekomst hebben. Daarom zal er naar oplossingen moeten worden gezocht, om het bebouwde en instabiele dijklichaam te versterken.

2.2 Doelstelling

Het aandragen van oplossingen om de MSBI van een bebouwd dijklichaam te verbeteren. Dit wordt gedaan voor een bestaand instabiel dijkvak, dat onderdeel is van dijkversterkingsproject KIJK. Het doel is de MSBI van het dijklichaam te verbeteren, en de bestaande bebouwing te handhaven. Het meeste geschikte alternatief wordt nader gedimensioneerd in een ontwerp.

2.3 Hoofdvraag

De hoofdvraag van het afstudeeronderzoek luidt:

“Welke constructief technische oplossing is geschikt voor het verbeteren van de macrostabiliteit binnenwaarts, als door ruimtegebrek een traditionele oplossing in grond niet kan worden toegepast?”

2.4 Deelvragen

Door deelvragen op te stellen, wordt er antwoord gegeven op de hoofdvraag. In de conclusie zal er antwoord worden gegeven op de hoofd- en deelvragen:

Literatuurstudie:

- Hoe werkt het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts?

Alternatievenstudie:

- Welke constructieve oplossingen verbeteren de macrostabiliteit binnenwaarts?
- Wat zijn de kansrijke alternatieven die kunnen worden toegepast in het smalle en bebouwde dijklichaam van de casestudie?
- Wat is het voorkeursalternatief voor de casestudie?

Ontwerp:

- Hoe ziet het ontwerp van het voorkeursalternatief in de casestudie eruit?

3. Werkwijze

In dit afstudeeronderzoek is de volgende werkwijze aangehouden. Om tot het gewenste resultaat te komen zijn diverse stappen doorlopen. Voorafgaande van het onderzoek is de te hanteren werkwijze vastgesteld. Door middel van het opstellen van een plan van aanpak (PvA) is er richting gegeven aan het onderzoek. Zo is er getracht efficiënt en doeltreffend te werk gaan. De stappen die zijn ondernomen in het onderzoek, zijn in de vorm van deelrapporten opgesteld.

3.1 Producten

Het onderzoek is in diverse deelrapporten uitgewerkt. Deze deelrapporten vormen de basis van dit hoofdverslag, en geven mede antwoord op de hoofd- en deelvragen. In tabel 1 zijn de deelrapporten met de daarbij horende werkzaamheden en producten weergegeven. Daarnaast is er aangegeven in welke bijlage het desbetreffende deelrapport terug te vinden is.

Deelrapport	Werkzaamheden	Bijhorende bijlage
Plan van Aanpak	<i>Afstudeerbedrijf en werklocatie Aanleiding en achtergrond Randvoorwaarden en scope Hoofd- en deelvragen Resultaten Kwaliteit en beheer Planning Projectorganisatie Risico's en planning POP van de afstudeerders</i>	Bijlage A
Literatuurstudie	<i>Achtergrond informatie m.b.t. MSBI Ondergrond Schematisering Ontwerpen instrumentaria Wet- en regelgeving</i>	Bijlage B
Casestudie	<i>Oriëntatieplan Bodemopbouw Hydraulische ontwerprandvoorwaarden Overstromingskansen Veiligheidsfactoren Grondparameters Bepaling div. maatgevende belastingen</i>	Bijlage C
Alternatievenstudie	<i>Onderzoeken naar div. oplossingen Uitwerken div. alternatieven Opstellen MCA o.b.v. toepasbaarheid Uitwerken div. varianten Opstellen MCA o.b.v. div. criteria Bepalen voorkeursalternatief</i>	Bijlage D
Ontwerp	<i>Ontwerpuitgangspunten Randvoorwaarden Gegevens vertalen naar modellen Dimensionering dijkdeuvel Dimensionering damwand</i>	Bijlage E
Procesverslag	<i>Reflectieverslag Bewijstukken Urenregistratie Verslaglegging</i>	Bijlage F

Tabel 1 deelrapport met bijbehorende werkzaamheden en bijlage

3.2 Scope

Vanwege de beperkte tijd zijn er eisen en grenzen gesteld m.b.t. het project. Deze eisen en beperkingen vormen de afbakening van het onderzoek. Het onderzoek start met een literatuurstudie. Zo is er verdiepende

kennis opgedaan in de onderwerpen macrostabiliteit binnenwaarts, ontwerpliteratuur, glijvlakmodellen, ondergrond schematisatie en hydraulische belastingen.

Aan de hand van een alternatievenstudie wordt er onderzocht welke technieken de MSBI kunnen verbeteren. In een bestaande casus gaan wij de resultaten van het onderzoek in de praktijk brengen. Deze casus zal moeten voldoen aan de randvoorwaarden van de hoofdvraag van het onderzoek.

Bij het aandragen van het aantal alternatieven en varianten worden geen beperkingen gesteld. Hierdoor kan er breed, objectief en oplossingsgericht worden nagedacht. De alternatievenstudie wordt in twee fases uitgevoerd. Daarbij zijn de beoordelingscriteria op basis van diverse randvoorwaarden vastgesteld. Met behulp van een multi criteria analyse (MCA) zal het voorkeursalternatief worden bepaald. Het voorkeursalternatief zal nader worden berekend en uitgewerkt tot een ontwerp

3.2.1 Wettelijke normen

Ontwerp

Het gehele onderzoek zal op basis van het ontwerpinstrumentarium 2014 versie 4 (OI2014v4) worden uitgevoerd. Dit houdt in het kort in dat alle belastingen, parameters, hydraulische randvoorwaarden en ontwerp worden gedimensioneerd op basis van het OI2014v4. Het voorkeursalternatief wordt uitgewerkt tot het niveau van voorlopig ontwerp (VO).

Wet- en regelgeving

Alle overige normen en benodigde vergunningen worden niet meegenomen in dit onderzoek.

3.2.2 Technische Aspecten

Faalmechanismen

Het afstudeeronderzoek richt zich volledig en uitsluitend op het faalmechanisme MSBI. Overige faalmechanismen die een bedreiging voor het dijklichaam kunnen vormen worden niet beschouwd.

Alternatieven

Alternatieven, die gebaseerd zijn op traditionele oplossingen in grond worden niet meegenomen in het onderzoek. Het onderzoek spitst zich uitsluitend toe op bestaande constructieve oplossingen die de MSBI van een dijklichaam kunnen verbeteren.

Bodemopbouw

Er worden diverse randvoorwaarden aan de ondergrond gesteld. Een uitgangspunt in dit onderzoek is dat de opbouw en ondergrond van het dijklichaam bestaat uit weinig draagkrachtige grondlagen. Hierbij kan men denken aan de grondsoorten veen of slappe klei.

Bodemdaling

In het gebied heerst een extreme bodemdaling van ca. 1.1cm per jaar. Deze wordt wel vernoemd in het onderzoek, maar niet beschouwd in het ontwerp. Dit wordt opgevangen door het huidige dijkprofiel in de vorm van een (fictieve ophoging) te handhaven t/m het zichtjaar.

3.2.3 Omgevingsaspecten

Bestaande bebouwing

Vanuit dijkversterkingsproject KIIK is de doelstelling de bestaande bebouwing te handhaven. Deze doelstelling zal in dit onderzoek worden overgenomen.

3.2.4 Financiële aspecten

In het onderzoek zullen de kosten van een te realiseren variant beschouwd worden. Daarbij worden alleen de kosten inzichtelijk gemaakt van het materieel, materiaal en uitvoering. Overige kosten worden niet meegenomen in dit onderzoek.

3.3 Randvoorwaarden

De mogelijke oplossing moet voldoen aan de randvoorwaarden van dit onderzoek. Een randvoorwaarde is een voorwaarde waar de alternatieven aan moeten voldoen. De randvoorwaarden zijn bepaald en beschreven in bijlage c.

4. Achtergrond

De beschikbare achtergrond informatie is in de vorm van een literatuurstudie weergegeven. Deze studie is gebruikt als naslagwerk tijdens het onderzoek. Hieronder zijn een aantal belangrijke begrippen uit de literatuurstudie beknopt beschreven. De literatuurstudie is terug te vinden in de onderstaande bijlage.

Bijlage B - Literatuurstudie

4.1 Faalmechanisme Macrostabiliteit binnenwaarts

MSBI wordt als volgt omschreven: *“het afschuiven van grote delen van een grondmassief langs rechte of gebogen diepe schuifvlakken”* ('t Hart de Bruijn de Vries, 2016, pag. 9). Het afschuiven wordt veroorzaakt door het verlies van het evenwicht in het grondlichaam. Hoogwater kan hier de oorzaak van zijn. Hoog water zorgt voor een toename van de waterspanning, waardoor de effectieve grondspanning afneemt. Mede door verzanding neemt het gewicht van het dijklichaam toe. Hierdoor kan de schuifsterkte afnemen, waarbij in het ergste geval het binnentalud afschuift.

('t Hart, de Bruijn, de Vries , 2016)

4.2. Glijvlak methodes

Er zijn diverse methodes beschikbaar om de stabiliteit en de glijcirkels van een binnentalud te beoordelen en te berekenen. De volgende methodes zijn beschikbaar: Bishop, UpliftVan, Spencer Van der Meij en de Eindige Elementen Methode (EEM). De gehele uitwerking van de methodes is terug te vinden in hoofdstuk 5 van bijlage B.

(Van der Meij, R., 2012)

4.3. Critical State Soil Mechanics (CSSM)

De beoordeling en het ontwerp worden uitgevoerd op basis van het OI2014v4. Het OI2014v4 adviseert om van het Mohr-Coulomb model over te stappen op het CSSM-model. Met het CSSM wordt bedoeld op het ongedraineerd rekenen met klei en veen. Het CSSM-model maakt onderscheid tussen gedraineerde en ongedraineerde grondlagen, brengt onderscheid in over- en overgeconsolideerde grondspanningen en rekent met de bezwijksterkte van de grond. Hierbij wordt de schuifsterkte van klei bepaald met ééntraps anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven. Bij veen wordt dit bepaald door middel van DSS-proeven.

(Deltares, 2017)

5. Case

Het dijktraject 15.3 is gelegen rondom de dorpen Gouderak, Ouderkerk aan den IJssel en Krimpen aan den IJssel. De dijk is een primaire waterkering en beschermt het achterland tegen de Hollandsche IJssel. De case heeft betrekking op het afkeurde en instabiele dijkvak dat onderdeel is van dijktraject 15.3 Het volledige naslagwerk van de casestudie is terug te vinden in de onderstaand genoemde bijlage.

bijlage C - Casestudie

5.1 Topografie

De topografische ligging van het dijkvak is in figuur 2 inzichtelijk gemaakt. Daarbij is de locatie van het dijkvak in diverse niveaus aangegeven. Het dijkvak dat voor de case gebruikt wordt, heeft een lengte van 200m. Het dijkvak ligt ten noorden van Ouderkerk aan den IJssel t.h.v. hectometerpaal (hmp) 30.4 tot hmp 30.6.



Figuur 2 overzichtskartaal locatie casestudie (Bron: www.cyclomedia.nl)

5.2 Locatie

Door middel van een opname is de situatie van het dijkvak vastgelegd. Zo is er een goed beeld van de huidige situatie verkregen. De opname is door de afstudeerders op 29-05-2017 op locatie uitgevoerd. Daarbij zijn de belangrijkste aspecten van het dijkvak fotografisch vastgelegd. Tijdens de opname zijn de onderstaande relevante zaken in het kort geconstateerd:

- Vijf woningen die in het talud zijn gesitueerd, waarbij de gevels tot tegen de kruin en de weg zijn gebouwd.
- Vier woningen waarbij de gevels direct tegen de teen van de dijk zijn gesitueerd.
- Diverse constructies in het dijklichaam bestaande uit gemetselde of betonnen keermuurtjes, toegangstrappen en vlonders.
- Een drietal in- en uitritten t.h.v. IJsseldijk-Noord nr. 148 tot 149.

De fotoreportage met de bijbehorende kijkrichtingen zijn op een plattegrond in één overzichtstekening geplaatst. Deze overzichtstekening is terug te vinden in bijlage C1.

5.3 Algemene bodemopbouw

De bodemopbouw is in kaart gebracht aan de hand van sonderingen, boringen en laboratoriumproeven die zijn gebruikt voor het project KIIK. Over het algemeen bestaat de ondergrond uit weinig draagkrachtige lagen. De grondonderzoeken geven aan dat de ondergrond tot aan de zandlaag bestaat uit slappe klei en veen.

De veenlagen bestaan uit diverse veentypen namelijk: veen, gyttja, kleig veen en detritus. De kleilagen bestaan voornamelijk uit humeuze en ziltige klei. Het pleistocene zandpakket bevindt zich op variërende diepte van

14m tot -15m NAP. De bodemopbouw van de kruin en teen ziet er nagenoeg het zelfde uit. Een uitzondering hierop is de dikte van de klei en veen lagen. In de kruin zijn de lagen minder dik dan in de teen. De oorzaak hiervan is het gewicht van de dijk, waardoor er consolidatie in deze lagen optreedt.

5.3.1 Boringen en sonderingen

Voor het onderzoek zijn vier sonderingen en twee grondboringen gebruikt. Met een onderlinge afstand van 100m zijn er sonderingen in de kruin en de teen van de dijk uitgevoerd. Op het gehele dijkvak is een boring in de teen en een boring in de kruin van dijk gemaakt. De locaties en resultaten van de sonderingen en boringen zijn terug te vinden in Bijlage C3.

5.3.2 Maatgevend dwarsprofiel

In het maatgevende dwarsprofiel (DWP) is de geometrie van de dijk weergegeven. Zo zijn het voorland, kruin, teen en achterland van de dijk in beeld gebracht. De gebruikte gegevens zijn afkomstig uit het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN3). Deze gegevens van het AHN3 zijn met het programma Autodesk Civil 3D vertaald naar 31 dwarsprofielen. Uit deze dwarsprofielen is één maatgevend DWP bepaald, dat wordt gebruikt voor het onderzoek. Het maatgevend dwarsprofiel van het dijkvak is terug te vinden in Bijlage C2.

5.3.3 Bodemdaling

In de Krimpenerwaard, waar het dijkvak is gesitueerd, heerst een extreme bodemdaling. Dit komt door inklinking van de veenbodem. Uit periodieke metingen blijkt dat de dijk en achterland uniform ca. 1.1cm per jaar zakken. Op dit moment is het nog onbekend hoe het polderbeheer eruit zal zien in het zichtjaar 2067. Tot einde levensduur wordt er aangenomen dat het verschil tussen het maaiveld en de waterstand in de polder ongewijzigd blijft. Voor het zichtjaar betekent dit dat het dijklichaam en het achterland ca. 55 cm zijn gezakt. Voor het onderzoek wordt aangenomen dat de huidige geometrie van het dijklichaam gehandhaafd blijft d.m.v. een fictieve ophoging.

5.4 Grondparameters

Voor het berekenen en ontwerpen zijn diverse grondparameters benodigd. Uit de consequentieanalyse van KIKJ zijn diverse laboratoriumproeven beschikbaar. Deze proevenverzameling is omgezet naar CSSM parameters. Het principe van het CSSM-model is nader in hoofdstuk 13 van bijlage C beschreven. De bodemopbouw bestaat voornamelijk uit 4 grondsoorten. Deze grondsoorten zijn verdeeld in diverse grondtypes. Onderstaand zijn de meest voorkomende grondsoorten weergegeven waarvan de parameters zijn bepaald:

- Veentypen: Veen, Detritus, Gyttja en Veen kleiig
- Kleitypen: Klei antropogeen, Klei humeus, Klei ziltig en Klei Kreftenheye*
- Zand*
- Verharding*

**grondsoort waarvan de parameters niet bepaald zijn o.b.v. laboratoriumproeven. In plaats daarvan zijn deze bepaald m.b.v. literatuur.*

In bijlage C5 zijn de tabellen van de bovenstaande grondsoorten met bijhorende parameters terug te vinden.

De grondmonsters die zijn gebruikt voor het onderzoek zijn afkomstig uit de teen en kruin van het dijklichaam. De parameters zijn bepaald d.m.v. diverse laboratoriumproeven. Voor de wegverhardingen, zand en klei (Kreftenheye-formatie) zijn geen laboratoriumproeven uitgevoerd. De waardes van deze grondsoorten zijn bepaald aan de hand van ervaring en beschikbare literatuur. Voor de onderstaande parameters zijn de waardes bepaald:

- γ_n Volumiek gewicht (droog en verzadigd)

- C Cohesie
- φ hoek van inwendige wrijving
- K Waterdoorlatendheid coëfficiënt
- OCR Over consolidatie ratio
- Nkt Empirisch bepaalde conusfactor
- m Sterkte toenamefactor
- POP pre-overburden pressure
- S ongedraineerde schuifsterkteratio
- Su ongedraineerde schuifsterkte

5.4.1 Waarden

Van de grondsoorten zijn door middel van de laboratoriumproven de gemiddelde waarden, karakteristieke waarden en rekenwaarden bepaald.

5.4.2 Grensspanning

De grensspanningen voor het dijkvak zijn bepaald door in de binnentee van de dijk per diepte de ongedraineerde schuifsterkte van elke grondlaag te bepalen.

5.5 Overstromingskansen

In het OI2014v4 zijn de overstromingskansen van dijktraject 15.3 weergegeven. Hieruit kan worden geconcludeerd dat voor het dijkvak een overstromingskans van 1/10.000 jaar wordt gehanteerd. De kansberekeningen die betrekking hebben op het dijkvak zijn terug te vinden in hoofdstuk 11 van bijlage C.

Signaalwaarde

De overstromingskans van 1/10.000 die is bepaald in paragraaf 11.1 van bijlage C is tevens de signaalwaarde. De signaalwaarde komt voort uit het feit dat een dijkversterking enkele jaren kost. Wanneer deze signaalwaarde wordt overschreden, moet er worden gestart met een dijkversterking.

Maximaal toelaatbare kans

Bij het dijkvak hoort een maximaal toelaatbare faalkans van 1/3000 jaar. Dit is de faalkans van de kering die wettelijk gezien niet mag worden overschreden. De maximaal toelaatbare kans is zowel voor het ontwerpen als beoordelen hetzelfde. In tabel 2 zijn de signaalwaarde, maximaal toelaatbare kans en waterstanden overige faalmechanismes weergegeven.

Faalkanseis Macrostabieliteit binnenwaarts

De kans van de waterstand overige faalmechanismes dient conform de "handreiking" uitgesplitst te worden in de standaard faalkansruimteverdeling. De berekende faalkanseis voor de MSBI bedraagt 1/1.030.350 per jaar.

Kans	Dijktraject 15.3
Signaalkans	1 / 10.000
Maximale toelaatbare kans	1 / 3.000
Waterstand overige faalmechanisme	1 / 3.000
Faalkans macrostabieliteit binnenwaarts	1/1.030350

Tabel 2 faalkanseisen behorend bij dijktraject 15.3

5.6 Veiligheidsfactoren

Hier zijn de veiligheidsfactoren voor de MSBI bepaald. Daarbij is er geprobeerd om zoveel mogelijk met de onzekerheden rekening te houden. De veiligheidsfactoren zijn bepaald op basis van het OI2014v4, consequentieanalyse van KIKJ en het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG).

In de onderstaande tabel 3 zijn de veiligheidsfactoren weergegeven, behorend bij het MSBI model van Bishop

Factor	Waarde
Schematiseringsfactor	1,1
Materiaalfactor	1,05
Schadefactor	1,1
Modelfactor	1,11
Overall veiligheidsfactor MSBI	1,41

Tabel 3 veiligheidsfactoren MSBI, voor model van Bishop

De overall veiligheidsfactor van de MSBI die voor het dijkvak van toepassing is bedraagt 1,41. De bepaling van de veiligheidsfactoren is terug te vinden in hoofdstuk 12 van bijlage C.

5.7 Hydraulische ontwerprandvoorwaarden

De hydraulische belastingen zijn bepaald conform de werkwijzer “bepaling hydraulische ontwerpvoorwaarden” hierna te noemen (werkwijzer). Deze werkwijzer is een aanvulling op het OI2014v4. De basis voor de randvoorwaarden wordt gevormd door de zogenaamde hydramodellen. Deze modellen zijn geïntegreerd in het softwareprogramma Hydra-NL. Hydra-NL kan op een probabilistische wijze de hydraulische randvoorwaarden van een watersysteem bepalen. De volledige bepaling van de hydraulische randvoorwaarden is terug te vinden in hoofdstuk 9 van bijlage C.

De hydraulische ontwerprandvoorwaarden zijn vervolgens d.m.v. Hydra-NL versie 2.2.1 bepaald, daarbij zijn de onderstaande Hydra modellen toegepast:

- 2015ref_SVKc_HollandscheIJssel_oever_c_15_v00.mdb
- 2050ws_SVKc_HollandscheIJssel_oever_c_15_v00.mdb
- 2100ws_SVKc_HollandscheIJssel_oever_c_15_v00.mdb

5.7.1 Zichtjaar

Het zichtjaar waarvoor de ontwerprandvoorwaarden zijn bepaald ligt dicht bij het eindjaar van de levensduur van het ontwerp. Daardoor zijn de levensduur van het ontwerp en het zichtjaar aan elkaar gekoppeld. Het ontwerp van het dijkversterkingsproject binnen dit onderzoek is bepaald voor een ontwerplevensduur van 50 jaar. Dit betekent dat het ontwerp zo gedimensioneerd moet worden dat dit blijft voldoen tot het zichtjaar 2067.

5.7.2 Klimaatscenario

Voor het ontwerp is het klimaat KNMI'06 scenario W+ van toepassing. Dit scenario komt overeen met de klimaatopgave binnen de Deltascenario's van Stoom en Warm.

5.7.3 Onzekerheidstoetslag

Bij het ontwerp van dijkversterkingen langs de Hollandsche IJssel moet een onzekerheidstoetslag van +0.30m gehanteerd worden. Deze toetslag moet bij de berekende maatgevende waterstand worden opgeteld.

5.7.4 Afvoerstatistiek

Conform de werkwijzer wordt de GRADE afvoerstatistiek toegepast bij het OI2014v4. GRADE is de afkorting van “Generator of Rainfall and Discharge Extremes”. In het kort is dit instrumentarium zeer complex en kan voor een klimaat voor 50.000 jaar aan weersomstandigheden en rivierafvoeren vaststellen. Dit kan weer worden vertaald naar een meetreeks van bijvoorbeeld 50 of 100 jaar.

5.7.5 Faalkans Hollandsche IJsselkering

Voor de parameters in Hydra-NL moet voor de zichtjaren 2015 en 2050 een faalkans op betrouwbaar sluiten van 1/200 jaar ingevoerd worden. Voor de zichtjaren 2050 tot 2100 moet een faalkans van 1/500 jaar worden gehanteerd. Deze wijziging heeft te maken met het gegeven dat na het jaar 2050 de kering het einde van de

levensduur nadert. Het Deltaprogramma adviseert om aan het einde van de levensduur een nieuwe stormvloedkering te bouwen.

5.7.6 Maatgevende hoogwaterstand

Het ontwerp van de waterkering dient gedimensioneerd te worden op basis van de maatgevende waterstand. Daarbij is het zichtjaar i.c.m. de maximaal toelaatbare kans van 1/3000 jaar maatgevend. De onderstaande grafiek is verkregen door de eerdere genoemde randvoorwaarden in Hydra-NL in te voeren. De maatgevende waterstand is vastgesteld op + 3.384m NAP (zie figuur 3).



Figuur 3 maatgevende waterstanden in m NAP, per zichtjaar i.c.m. de max. toelaatbare kans, incl. onzekerheidstoetslag

5.7.7 Polderwaterstand

De polderwaterstand behorend bij het dijkvak is bepaald door middel van het Rapport Toelichting Peilbesluiten Krimpenerwaard (RTPK). In figuur 15 van dat rapport zijn de polderwaterstanden behorend bij het dijkvak weergegeven. Voor het ontwerp wordt het correctiepijl -2.28m NAP als leidend beschouwd. (Waterschap Schieland en de Krimpenerwaard, 2011)

5.7.8 Freatische lijn

De freatische lijn is bepaald op basis van het TRWG. In de consequentieanalyse KIJK zijn hoge overslag debieten voor het dijktraject bepaald. Het overslagdebiet is hier conform het TRWG met een hydraulisch belastingniveau van 1/3000 per jaar bepaald. Wanneer het overslagdebiet hoger is dan 1 l/s/m dan ligt de freatische lijn direct onder het maaiveld van het dijklichaam. Dit betekent dan dat de dijk volledig verzadigd is. Uit de analyse van KIJK blijkt dat het gehele dijktraject overslagdebieten heeft groter dan 1 l/s/m. Voor het dijkvak is uitgegaan van volledige infiltratie, dit vanwege de hoge overslagdebieten. (TAW, 2001)

5.7.9 Opbarsten

Conform het eerdere uitgebrachte rapport "Toetsing Krimpenerwaard Dijkvakken IJsseldijk" is geconcludeerd dat de kans op opbarsten zeer klein is. Daarnaast bevinden zich geen grote watervoerende tussenzandlagen onder de dijk. De bodemopbouw bestaat voornamelijk uit dikke veen en slappe klei pakketten, wat mede het risico op opbarsten zeer klein maakt. (GeoDelft, 2004)

5.8 Controle MSBI

Hier zijn de resultaten m.b.t. de huidige MSBI weergegeven. De stabiliteitsberekening is uitgevoerd met het softwareprogramma D-Geostability versie 17.1 (DGS) van Deltares. Daarbij is de ongedraineerde schuifsterkte bepaald op basis van de eerder bepaalde grensspanningen. De sterkte toenamefactor m en de ongedraineerde

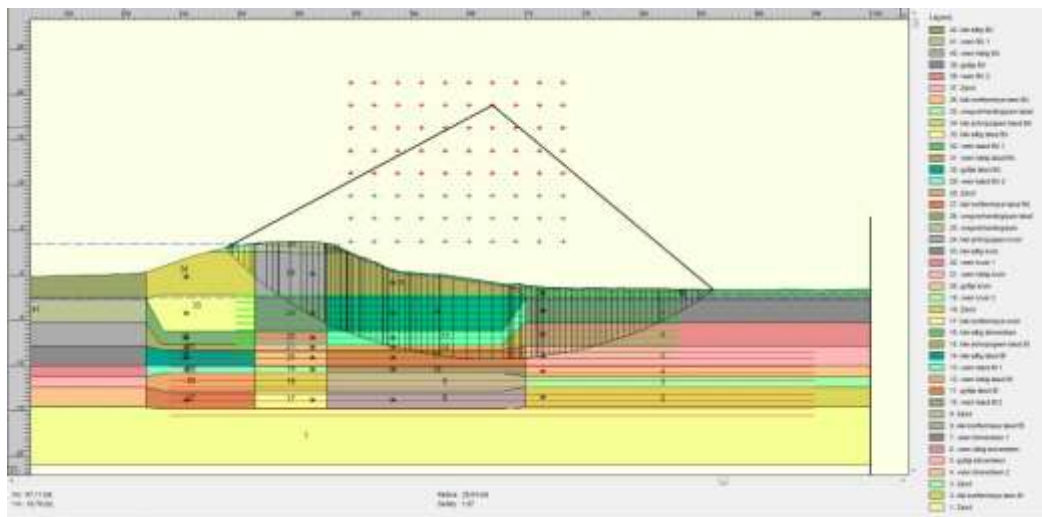
schuifsterkteratio zijn in DGS ingevoerd, zodat het CSSM-model conform de richtlijnen van het OI2014v4 kan worden benaderd.

5.8.1 Model en Methode

De beoordeling en het ontwerp worden uitgevoerd op basis van het ontwerpinstrumentarium OI2014v4. In het OI2014v4 is bepaald om van het Mohr-Coulomb model over te stappen naar het CSSM-model. Met het CSSM wordt bedoeld op het ongedraineerd rekenen met klei en veen. Om de ongedraineerde schuifsterkte te bepalen zijn twee methoden beschikbaar. Dit zijn de WBI-methode en de Dijken op Veen methode. De MSBI wordt op basis van de WBI-methode in combinatie met de stochastische ondergrond schematisatie (SOS) beoordeeld en berekend.

5.8.2 Huidige stabiliteit

De huidige stabiliteit is berekend op basis van de methode Bishop. De resultaten en de opbouw van het model die in DGS zijn bepaald zijn in de onderstaande figuur 4 weergegeven. Het huidige dijklichaam heeft voor de MSBI een veiligheidsfactor van 1,07. Er kan worden geconcludeerd dat de overall vereiste veiligheidsfactor van 1,41 t.a.v. de MSBI niet wordt gehaald.



Figuur 4 resultaten in DGS met model Bishop, huidige veiligheidsfactor bepaald op 1,07

6. Alternatieven

In de alternatievenstudie word de meest optimale oplossing bepaald die de MSBI van de case verbetert. Deze studie is terug te vinden in de onderstaande bijlage.

Bijlage D – Alternatievenstudie

6.1 Vooronderzoek

In het vooronderzoek is er eerst geïnventariseerd welke alternatieven de MSBI kunnen verbeteren. Door middel van een brainstormsessie zijn alle mogelijke alternatieven en varianten verzameld. Een deel van de varianten is afkomstig uit de Project overstijgende verkenning (POV) macrostabiliteit. Daarnaast worden er alleen bestaande technieken nader onderzocht. Alle gevonden informatie is verwerkt in een mindmap (zie figuur 5).

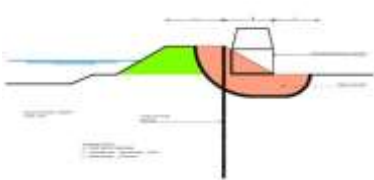
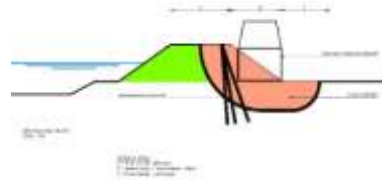
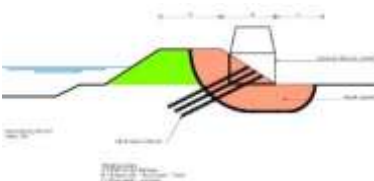
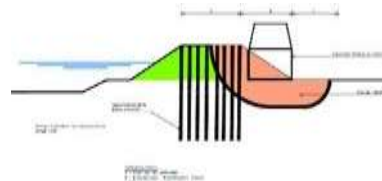


Figuur 5 mindmap van mogelijke oplossingen die de MSBI verbeteren.

In het kort ziet de mindmap er als volgt uit. Eerst zijn de mogelijke alternatieven t.b.v. het verbeteren van de MSBI weergegeven. De alternatieven zijn verder uitgesplitst in diverse varianten. De technieken die interessant zijn kunnen onderverdeeld worden in twee statussen namelijk een “bewezen techniek” of “nog niet geaccepteerde techniek”.

6.1.1 Alternatieven

In het vooronderzoek is geconcludeerd dat we de alternatieven kunnen verdelen in vier soorten. Onderstaand in tabel 4 zijn de alternatieven met bijbehorende inpassing in het dijklichaam beschreven.

Langsconstructie		Dijkdeuvels	
Dijkvernageling		Overige technieken	

Tabel 4 onderzochten alternatieven

6.1.2 Varianten

Zoals in de mindmap is te lezen zijn de alternatieven uitgesplitst in zestien varianten. Deze varianten komen voort uit de diverse technieken en methodieken die beschikbaar zijn om een alternatief uit te voeren. De diverse varianten zijn gecategoriseerd per alternatief en worden nader beschreven.

6.2 Werkwijze

Hier is het kort de werkwijze van de alternatievenstudie beschreven. Er is gestart door van ieder alternatief de varianten te onderzoeken. De resultaten van dit vooronderzoek zijn gecategoriseerd en beschreven. Zo is er een goed beeld van de diverse technieken verkregen. Daarbij is er voornamelijk gekeken naar de raakvlakken met betrekking tot de bebouwing, MSBI, methode en status.

De alternatievenstudie is onderverdeeld in 2 fases. In de 1^e fase zijn de alternatieven beoordeeld op basis van toepassing in het dijklichaam. Daarbij is beoordeeld of het alternatief per definitie in het dijkvak met bijbehorende randvoorwaarden gerealiseerd kan worden. De beoordelingen zijn samengevoegd in een MCA.

De overgebleven toepasbare alternatieven uit fase 1, zijn nader in fase 2 specifiek beoordeeld. In deze fase zijn de alternatieven op variantniveau nader onderzocht en uitgewerkt. Op basis van acht verschillende criteria zijn varianten beoordeeld. Ook zijn deze beoordelingen in een MCA verwerkt. De variant met de hoogste score zal de voorkeursvariant zijn. Deze wordt daaropvolgend nader gedimensioneerd en uitgewerkt in een ontwerp.

6.3 Beschrijving alternatieven

Hier zijn in het kort de alternatieven omschreven die in tabel 4 zijn weergegeven. Voor de complete uitwerking van de alternatieven en varianten van de 1^e fase wordt verwezen naar hoofdstuk 8 van bijlage D.

6.3.1 Langsconstructies

Het alternatief langsconstructies is een verzamelnaam van alle technieken die in de vorm van een verticaal (scherm) constructie zijn uitgevoerd. Hierbij kan men denken aan damwandschermen, in-situ gevormde wanden, paal- en wandconstructies en overige verticale constructies. Binnen het onderzoek onderscheiden wij de langsconstructies in drie soorten. Namelijk varianten die zijn uitgevoerd in beton, staal en Mixed in Place.

6.3.2 Dijkvernageling

Dijkvernageling is een techniek die het afschuifvlak van het dijklichaam verankert en onderbreekt. De nagels worden aan de binnenzijde van het dijklichaam bevestigd. Daarbij worden deze ankers in de teen onder een hoek van 10° ten opzichte van het horizontale vlak in het dijklichaam aangebracht. De nagels kunnen bestaan uit een kern van staal of kunststof die is omhuld met een groutlichaam. Het groutlichaam bestaat uit een mengsel van cement en water. Het grout zorgt voor een goede hechting tussen de kern en het grondlichaam van de dijk.

6.3.3 Dijkdeuvels

Dit alternatief heeft diverse raakvlakken met dijkvernageling en langsconstructies. Een dijkdeuvel wordt vanaf de kruin in het dijklichaam aangebracht. Dijkdeuvels bestaan uit verticale ankers die tot in de draagkrachtige zandlaag zijn aangebracht. Een deuvel vergroot de weerstand van het afschuifvlak waardoor de sterkte van de dijk toeneemt. Dijkdeuvels kunnen gerealiseerd worden d.m.v. ankerstangen omhuld met een groutlichaam, droge Mixed in Place (MIP) en schuine damwanden.

6.3.4 Overige constructies

Onder het alternatief “overige constructies” worden alle varianten verstaan die niet onder een specifiek alternatief kunnen worden geplaatst. Dit zijn voornamelijk innovatieve technieken binnen de dijkversterkingswereld. In de studie worden de technieken vacuümconsolidatie, de waterontspanner, gewapende grond en korte damwanden nader onderzocht t.b.v. een oplossing in het dijklichaam.

6.4 Beoordeling op de toepasbaarheid (1^e fase)

In de 1^e fase van de alternatievenstudie wordt expliciet de toepasbaarheid in het dijkvak beoordeeld. Hierbij kan er vooraf worden bepaald of het alternatief eventueel haalbaar en toepasbaar is. Daarbij is het raakvlak met de bestaande bebouwing leidend. Wanneer een alternatief niet toepasbaar is i.r.t. bestaande bebouwing zal dit afvallen. De toepasbaarheid is onderzocht door van ieder alternatief schetsmatig het maatgevende DWP op te stellen. Het dwarsprofiel is vertaald naar een bovenaanzicht. Het gehele tracé van 200 m is daarbij opgesplitst in 8 vakken van 25 m¹.

6.4.1 Maatgevend DWP en dijkvakken

Maatgevend DWP

Het maatgevend DWP van de alternatievenstudie in terug te vinden in de overzichtstekening van bijlage D1. In dit profiel is de bebouwing in het binnentalud tot aan de kruin van het dijklichaam gesitueerd. Deze situatie is binnen dit onderzoek maatgevend. Het dwarsprofiel van de dijk is onderverdeeld in drie segmenten: A, B, en C. Door deze verdeling kan er op een overzichtelijke manier naar een locatie worden verwezen.

- A: Kruin
- B: Talud (binnen kruinlijn tot binnenteenlijn)
- C: Teen en achterland

Dijkvakken

Het dijkvak is onderverdeeld in acht vakken van 25 m¹. Op de overzichtstekening in figuur 6 is het raster op het bestaande dijkvak geprojecteerd. Het raster is gerelateerd aan de segmenten A,B en C van het maatgevend DWP in combinatie met de acht vakken.



Figuur 6 overzichtstekening vak- en segmentindeling

Uit de overzichtskaart is op te maken dat in de vakken van segment A geen bebouwing aanwezig is. In de vakken 3 en 4 van segment B is bebouwing aanwezig. In de vakken 1, 2, 5 en 6 van segment B staat de bebouwing tegen de teen van de dijk. In segment C zijn de vakken 1 t/m 6 bebouwd. In de vakken 7 en 8 liggen in- en uitritten van de achterliggende woningen en bedrijven.

6.4.2 Beoordeling 1^e fase

De vier alternatieven zijn individueel beoordeeld op de toepasbaarheid in het dijklichaam. Het alternatief overige technieken is individueel en uitgesplitst beoordeeld, omdat deze zeer divers zijn met betrekking tot aanbrenglocatie, techniek en methode. Daarbij is per alternatief een analyse gemaakt m.b.t. de toepasbaarheid. Eerst wordt bepaald in welk segment het alternatief effectief is. Daarna wordt per vak de toepasbaarheid van de effectieve aanbrenglocatie beoordeeld. De beoordeling wordt uitgedrukt in drie verschillende scores (zie tabel 5). Per dijkvak zal de toepassing van het alternatief worden beoordeeld.

1 punt	Groen	Goed toepasbaar
0 punten	Oranje	Theoretisch toepasbaar, Uitvoeringstechnisch zeer complex
-1 punt	Rood	Niet toepasbaar

Tabel 5 score beoordeling toepasbaarheid

- 1 punt: "Groen" het alternatief is in dit vak effectief en goed toepasbaar is
- 0 punten: "Oranje" het alternatief is theoretisch toepasbaar. Zeer complex in uitvoering met het oog op schade aan bestaande bebouwing.
- -1 punt: "Rood" Het alternatief is niet toepasbaar.

Onderstaand zijn de beoordeelde alternatieven nog een keer op een rij gezet: •

- Langsconstructies
- Dijkvernageling
- Dijkdeuvels
- Overige technieken ○ Vacuümconsolidatie ○ Gewapende grond ○ Waterontspanner ○ Korte damwanden

Voor de volledige beschrijving en beoordeling van de alternatieven wordt verwezen naar paragraaf 8.2 van bijlage D.

6.4.3 Multi Criteria Analyse 1^e fase

Onderstaand in figuur 7 zijn de resultaten van beoordelingen op de toepasbaarheid in de MCA verwerkt.

nr.	Alternatief	Segment	Dijkvak 1	Dijkvak 2	Dijkvak 3	Dijkvak 4	Dijkvak 5	Dijkvak 6	Dijkvak 7	Dijkvak 8	✓ of X	Totale score
1.	Langsconstructies	A	1	1	1	1	1	1	1	1	✓	8
2.	Dijkvernageling	B	1	0	-1	-1	0	0	1	1	X	1
3.	Dijkdeuvels	A	1	1	0	0	1	1	1	1	✓	6
4.	Vacuümconsolidatie	A	1	0	-1	-1	0	0	1	1	X	1
5.	Gewapende grond	B	1	0	-1	-1	0	0	1	1	X	1
6.	Waterontspanner	C	0	-1	-1	-1	0	-1	1	1	X	-2
7.	Korte damwanden	C	0	-1	-1	-1	0	-1	1	1	X	-2

Figuur 7 MCA t.b.v. toepasbaarheid

Niet toepasbare alternatieven

Hieronder zijn de alternatieven beschreven die niet toepasbaar zijn in het dijkvak. Deze alternatieven vallen verder in dit onderzoek af. In paragraaf 8.4 van bijlage D is de gehele onderbouwing en conclusie terug te vinden. De niet toepasbare alternatieven zijn:

- Vernageling
- Vacuümconsolidatie
- Gewapende grond
- Waterontspanner
- Korte damwanden

Toepasbare alternatieven

Onderstaand zijn de alternatieven weergegeven die wel toepasbaar zijn in het dijkvak. De gehele onderbouwing en conclusie is terug te lezen in paragraaf 8.4 van bijlage D.

- Langsconstructies
- Dijkdeuvels

6.5 Varianten (2^e fase)

De alternatieven bestaande uit langsconstructies en dijkdeuvels blijken toepasbaar te zijn in het dijkvak. Onderstaand zijn per alternatief de diverse varianten vernoemd. Deze varianten worden in deze fase nader onderzocht en beoordeeld. De volledige uitwerking is terug te vinden in paragraaf 9.2 van bijlage D.

- **Langsconstructies**
 - Diepwand
 - Damwand
 - Kistdam
 - Mixed in Place (natte methode)
 - Soilmix wand
 - Combiwand
 - Palenwand
- **Dijkdeuvels**
 - Dijkdeuvels (grout anker)
 - Mixed in Place (droge methode)
 - Schuine damwanden

6.5.1 Uitwerking varianten

Diepwand

Een diepwandconstructie is een in de grond gevormde gewapende betonnen paneelwand. Deze techniek is geheel trilling arm. De uitvoering (zie figuur 8) ziet er in het als volgt uit: tussen geleidebalken wordt de grond per paneel van 7m tot de gewenste diepte uitgeknepen. Gelijktijdig met het uitknijpen wordt er bentoniet (steunvloeistof) in de sleuf gepompt om zetting te voorkomen. Vervolgens wordt de wapening geplaatst en aangevuld met het betonmengsel. Door het aanbrengen van het beton drijft het bentoniet op, zodat deze kan worden afgepompt. (Smidt, 2004)

Damwand

Een stalen damwand kent vele profielen en toepassingsmogelijkheden. Een stalen damwandscherm wordt vaak toegepast als verticale grond- en waterkerende constructie. De wand is samengesteld uit losse elementen die door middel van een grond dicht slot met elkaar zijn verbonden. Een damwand profiel kan d.m.v. drukken, heien of trillen in de grond op diepte worden gebracht. In figuur 9 worden de damwanden drukkend middels een "Silent Piler" aangebracht. Deze aanbreng methode zal nader worden beoordeeld in het onderzoek. (Gebroeders de koning, 2017)

Kistdam

Een kistdamconstructie kan worden gerealiseerd op basis van stalen damwanden. Een kistdam bestaat uit twee schermen die door middel van ankers aan elkaar zijn verbonden. Daarbij heeft één wand de functie van ankerscherm. De schermen worden in de buiten en binnen kruin van de dijk geplaatst. In figuur 10 is de realisatie van een kistdamconstructie weergegeven. In het onderzoek wordt aangenomen dat de kistdam wordt uitgevoerd met stalen damwandprofielen. (Smidt, 2004)



Figuur 8 uitvoering diepwand (Volker Staal en



Figuur 9 uitvoering damwand m.b.v. Silent Piler (wikimedia, 2017)



Figuur 10 kistdam in dijkversterking (Smidt, 2004)

Mixed in Place (natte methode)

Mixed in Place (MIP) is een verzamelnaam voor de technieken waar insitu de grond met een bindmiddel bestaande uit cement wordt vermengd. Bij de natte methode wordt vooraf in een menginstallatie het bindmiddel (grout) met water aangemaakt. Daarna wordt het vloeibare grout naar de boorstelling verpompt. Deze stelling is uitgerust met één tot drie avegaarboren (zie figuur 11). Tijdens het op diepte boren wordt het grout vermengd met de lokale grond. (Keller Funderingstechnieken, 2017)

Soilmix wand

Een Soilmix wand is een kerende wand gevormd d.m.v. overlappende panelen. De wand wordt gerealiseerd door in situ cement te vermengen met de ondergrond. Het mechanisch vermengen gebeurt d.m.v. twee freeswielen die in tegengestelde richting van elkaar draaien. Daarnaast bestaat de mogelijkheid om de wand te wapenen met stalen profielen, waardoor deze beter horizontale krachten kan opnemen. De maximale dikte van de wand is 0,5 meter en kan worden aangebracht tot een diepte van circa 20 meter. Het uitvoeringsproces van de Soilmix wand is in figuur 12 weergegeven.

(Bodembouw, 2017)



Figuur 12 uitvoering Cutter soil mix wand (cf group, 2017)

Combiwand

Deze constructie bestaat uit stalen buispalen i.c.m. damwandprofielen (zie figuur 13). De buispalen zorgen voor een grote sterkte en stijfheid van de wand. De buizen worden op een bepaalde hart op hart afstand geplaatst, met daartussen stalendamwandprofielen. Een combiwand kan op diverse manieren worden aangebracht. De constructie kan trillend, heidend en drukkend in de grond worden aangebracht. De drukkende methode is recentelijk op de markt beschikbaar gekomen.

(Waterschap Rivierenland, 2016)



Figuur 13 uitvoering combiwand (Sterk Heiwerken, 2017)

Palenwand

Een palenwand bestaat uit een rij betonnen boorpalen (zie figuur 14). De wand wordt gevormd door stalen buizen al drukkend de grond in te boren. Wanneer de stalen buis op diepte is, wordt de grond in de buis verwijderd d.m.v. een avegaarboor. Daarna kan de wapening in de buis worden aangebracht. Daarna wordt er van onder naar boven beton in de buis gepompt. Tijdens het betonneren wordt de boorbuis stapsgewijs getrokken, zo kan het beton de ruimte van de buis innemen.

(alblasterdamsnieuws, 2014)



Figuur 14 palenwand (alblasterdamsnieuws, 2014)



Figuur 11 uitvoering Mixed-in-Place (nat) (Franki grondtechnieken, 2017)

Dijkdeuvels

Een dijkdeuvel wordt d.m.v. een boorcasing (binnen- en buitenbuis) in stappen van 4m ingebracht (zie figuur 15). Tijdens het boren wordt water, dikspoeling of lucht toegevoegd om de boorkroon te koelen en het boorgruis af te voeren. De buizen draaien in tegengestelde richting van elkaar. Als de boorbuis op diepte is, wordt de boring volledig gevuld met grout. Nadat de stang is geplaatst wordt de boorcasing verwijderd. Tijdens het verwijderen wordt er continu grout onder druk geïnjecteerd.

(Van Oord, 2016)

Mixed in Place (droge methode)

Deze MIP methode is een droge variant. Dit houdt in dat bindmiddel droog in de dijk wordt geïnjecteerd. Tijdens het op diepte boren wordt de injectie opening open gehouden d.m.v. lucht. Nadat de boorstang op diepte is, wordt al draaiend, met een terugtrekkende beweging de gewenste hoeveelheid bindmiddel geïnjecteerd. Het grondwater kan daarna met het ingebrachte bindmiddel reageren. Door de boring overlappend aan te brengen ontstaan er gemengde grout/grond kolommen. Deze kolommen onderbreken het glijvlak van het binnentalud (zie figuur 16).

(Keller funderingstechnieken, 2009)

Schuine damwanden

Hierbij wordt de damwandplank toegepast als een variant op de dijkdeugel. De stalen damwand wordt met een drukstelling onder een bepaalde schoorstand op diepte gebracht. Het voordeel hiervan is dat het actieve schuifvlak kleiner is dan wanneer de damwand verticaal in de grond wordt aangebracht. In figuur 17 is de uitvoering van de schuine damwanden te zien. Tot op heden is deze methode nog niet toegepast in een dijkversterkingsproject.

(Knol heiwerken, 2017)

Figuur 15 uitvoering dijkdeugel (Van Oord, 2016)



Figuur 16 uitvoering MIP droge methode (Keller Funderingstechnieken, 2017)



Figuur 17 uitvoering schuine damwand (Knol heiwerken, 2017)

6.5.2 Beoordelingscriteria varianten



In de 2^e fase zullen de varianten op de onderstaande criteria worden beoordeeld. De volledige beschrijvingen van de criteria zijn terug te vinden in hoofdstuk 9.1.1 van bijlage D.

Bereikbaarheid

De bewoners moeten zich tijdens de uitvoering van en naar de woning kunnen begeven. De bereikbaarheid zal worden beoordeeld aan de hand van de geraamde kosten van aanvullende maatregelen. Hierbij kan men denken aan het aanpassen van de uitvoeringsmethode, aanvullende voorzieningen gedurende de doorlooptijd en omgevingsmanagement.

Geluidvermogen

Dit criterium bepaalt mede de overlast op de omgeving tijdens de werkzaamheden. Daarvoor wordt het geluidsvermogen berekend dat iedere variant tijdens een piekbelasting in de uitvoering produceert.

Uitvoeringsomvang

Dit criterium beoordeelt de omvang van de desbetreffende variant. Hierbij kan men denken aan transporten, soort materieel, methode, omvang, uitvoering, doorlooptijd etc.

Verkeershinder

De dijk heeft een belangrijke verkeersontsluitingsfunctie. Daarom is het van belang te beoordelen wat de mogelijke verkeershinder is tijdens de uitvoering.

Kosten

De kosten zullen op basis van een aantal vastgestelde ontwerpuitgangspunten voor elke variant worden geraamd.

Doorlooptijd

De doorlooptijd zal per variant worden bepaald. Dit wordt gedaan door van elke variant de dagproducties te onderzoeken. De dagproducties worden omgerekend naar de tijd die benodigd is om het gehele dijkvak te realiseren.

Kans op schade

Hier wordt er een inventarisatie gemaakt wat de mogelijke kansen zijn op schades aan de woningen en omgeving. De kans op schade wordt bepaald op basis van eerder uitgevoerde referentie projecten.

Duurzaamheid

Duurzaamheid wordt bepaald door per variant te kijken naar de CO2 belasting van de omgeving t.g.v. fabricage van materialen en gebruik van materieel bij de bouw. Door middel van kengetallen uit het programma Dubocalc, wordt het totaal aantal kg vrijgekomen CO2 berekend.

6.5.3 Beoordeling varianten 2^e fase

Voor de beoordeling van de varianten wordt een schaalverdeling toegepast die varieert van -2 (zeer negatief) tot en met +2 (zeer positief). Per criterium wordt de schaalverdeling toegelicht. De gehanteerde schaalverdeling, scores en toelichtingen van de varianten zijn terug te lezen in hoofdstuk 9.3 van bijlage D.

-2	-1	0	1	2
Zeer negatief	Negatief	Neutraal	Positief	Zeer positief

Tabel 6 schaalverdeling beoordelingsfactoren

6.5.4 Multi Criteria Analyse

Onderstaand in figuur 18 zijn de resultaten van de beoordelingen van de varianten verwerkt in een MCA.

nr.	Variant	Bereikbaarheid	Geluidsoverlast	Uitvoeringsomvang	Verkeershinder	Kosten	Doorlooptijd	Risico op schade	Duurzaamheid	Totale score
1.	Diepwand	-2	-1	-2	-2	-2	-1	1	-2	-11
2.	Damwand	2	0	0	-1	1	1	2	1	6
3.	Kistdam	-2	0	-2	-2	-1	-2	1	-1	-9
4.	Mixed in Place (natte-methode)	-1	0	0	-1	1	-1	2	-2	-2
5.	Soilmix	-1	0	0	-1	1	-1	2	-2	-2
6.	Combiwand	0	-1	-2	-2	-2	0	-1	-2	-10

7.	Palenwand	-1	-1	-2	-2	-1	-1	2	-2	-8
8.	Dijkdeuvel	0	-1	1	1	1	0	2	2	6
9.	Mixed in Place (droge-methode)	0	0	1	0	2	-2	-2	2	1
10.	Schuinedamwand	0	0	0	-2	1	1	0	1	1

Figuur 18 MCA beoordelingscriteria

6.6 Conclusie

In de komende paragrafen zal worden aangegeven, welke varianten wel of niet kansrijk zijn voor het verbeteren van de MSBI van het dijkvak. De conclusie van de alternatievenstudie is terug te vinden in hoofdstuk 10 van bijlage D.

6.6.1 Minder kansrijke varianten

Onderstaand zijn de varianten weergegeven die minder kansrijk zijn als oplossing voor het onstabiele dijkvak. De volledige toelichting van de resultaten is na te lezen in de paragraaf 10.1 van bijlage D.

- Diepwand
- Kistdam
- Mixed in Place (natte methode)
- Soilmix
- Combiwand
- Palenwand
- Mixed in Place (droge methode)
- Schuine damwand

6.6.2 Kansrijke varianten

Uit de MCA kan worden geconcludeerd dat twee varianten hetzelfde scoren. Dit zijn namelijk een damwandconstructie en dijkdeuvels. Onderstaand zal een nadere onderbouwing per variant worden gegeven.

Damwand

Een damwandconstructie blijkt uit de positieve beoordeling kansrijk te zijn. Op vrijwel alle criteria scoort deze techniek redelijk tot zeer positief. Een stalen damwandconstructie is een conservatieve methode om een dijklichaam te versterken, indien een traditionele oplossing in grond niet mogelijk is. Een damwand biedt daarnaast vele mogelijkheden op het gebied van uitvoeringsmethodiek, toepassing en sterkte. Doordat de techniek verticaal en trilling arm kan worden aangebracht zullen er minimale raakvlakken met de bestaande bebouwing ontstaan.

Dijkdeuvels

Een dijkdeuvel is een innovatieve techniek in de dijkversterkingswereld. Op vele gebieden is deze techniek interessant voor het stabiliseren van een dijkvak. Zo blijkt de techniek duurzaam, compact en goed toepasbaar te zijn dicht bij bestaande bebouwing. Daarnaast blijkt een dijkdeuvel kostentechnisch zeer interessant te zijn. De variant biedt daarnaast diverse uitbreidingsmogelijkheden. Zo kunnen er bijvoorbeeld gemakkelijk extra deuvels worden aangebracht.

6.6.3 Definitieve voorkeursvariant

Slotconclusie: Uit de MCA is gebleken dat zowel een damwandconstructie als een dijkdeuvel goed scoren. In overleg met de afstudeerbegeleider is besloten dat er niet zal worden gestreefd naar een definitieve keuze voor de ene of andere variant.

Een damwandconstructie is een conservatievere methode. Een dijkdeuvel is daarentegen nog redelijk nieuw als dijkversterkingstechniek. Door beide varianten nader uit te werken in het ontwerp zal het onderzoek een verdiepende slag krijgen in het selecteren van een passende oplossing voor het instabiele dijkvak. Beide varianten worden in het ontwerp verder berekend en gedimensioneerd.

7. Ontwerp

In dit hoofdstuk wordt het ontwerp van de voorkeursvarianten uitgewerkt. Het volledige ontwerprapport is terug te vinden in de onderstaande bijlage.

Bijlage E - Ontwerp

7.1 Gegevens, randvoorwaarden en uitgangspunten

In dit hoofdstuk worden alle gegevens, randvoorwaarden en uitgangspunten beschreven. Daarbij wordt aangegeven hoe bepaalde gegevens zijn verkregen. In bijlage C van dit onderzoek is terug te lezen op welke wijze de randvoorwaarden zijn bepaald. Daarnaast zijn er gegevens beschikbaar gesteld door dijkversterkingsproject Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard (KIK).

7.1.1 Ontwerprandvoorwaarden

Aangehouden normen en richtlijnen

De onderstaande normen en richtlijnen zijn in deze rapportage aangehouden:

- CUR166: Damwandconstructies; 6^e druk
- NEN 9997-1+C1+A1:2016: Geotechnisch ontwerp; • NEN-EN 1997-1+C1+A1:2016/NB:2016: Geotechnisch ontwerp;
- NEN-EN1993: Staalconstructies.

Overall veiligheidsfactor stabiliteit

De overall veiligheidsfactor is γ_R

$$\gamma_R = \gamma_m \cdot \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_b = 1,41$$

Belastings- en materiaalfactoren

De onderstaande belastings- en materiaalfactoren zijn in deze rapportage aangehouden, één en ander conform de CUR166 (Damwandconstructies; 6e druk) (CURNET, 2012):

- $\gamma_{f;gr}$: 1,10 (= belasting factor voor toetsing houdcapaciteit groutlichaam);
- $\gamma_{f;st}$: 1,25 (= belasting factor voor toetsing staal);
- $\gamma_{m;st}$: 1,00 (= materiaalfactor stalen ankerbuis);
- $\gamma_{mat;gr}$: 1,20 (= materiaalfactor voor het grond mechanisch draagvermogen).

Veiligheidsniveau

Vanuit tabel 2.1 op pagina 19 uit de CUR 166 deel 1, zal de damwand worden getoetst aan Reliability Class (RC) 3. De RC mag in één verband worden gezien met de Consequence Class (CC).

Materiaalkwaliteiten

De onderstaande materiaalkwaliteiten zijn in de berekeningen aangehouden:

- Staal: ($f_{y;d} = 355 \text{ N/mm}^2$)

Corrosie reductie

Uit tabel 9.2 deel I op blz. 103 (aantasting corrosie damwand) (CURNET, 2012) wordt de hoeveelheid corrosie bepaald. De ontwerp levensduur van de dijkversterking is 50 jaar (zie bijlage C). De totale afroesting over 50 jaar is bepaald op 1,20 mm (zie bijlage E paragraaf 3.1.6).

Maximale horizontale vervormingen damwand

Conform de eis die is gesteld in CUR 166 deel 1 op pagina 53 (CURNET, 2012) dient de constructie te voldoen aan de volgende horizontale vervorming:

- De toelaatbare horizontale vervorming van definitieve damwanden (woningzijde) is 1/200 van de maximaal te keren hoogte in alle bouwfasen met een maximum van 50mm.

Hydraulische randvoorwaarden

Onderstaand in tabel 8 zijn de toegepaste hydraulische randvoorwaarden samengevat.

Aspect	Hoogte t.o.v. NAP
MHW	+ 3,40 m
Bodemdaling	- 0,55 m is verwerkt in een fictieve ophoging
Polderwaterstand	- 2,28 m

Tabel 7 hydraulische randvoorwaarden

Bodemgesteldheid sondering en boring (kruin) DKMP30.5+60Kr – B30.5+60Kr De volgende verkregen sonderingen zijn gebruikt.

- DKMP30_5+60Kr
- DKMP30_5+50T

Verkeersbelasting

Er wordt een verkeersbelasting van 1 kN/m² over een breedte van 2,5 m toegepast.

Bebouwing

Voor het eigen gewicht van een woning is 25 kN/m² aangehouden.

7.1.2 D-Geostability model

DGS maakt het mogelijk om een glijvlak te analyseren en daarbij een veiligheidsfactor te bepalen. De huidige stabiliteit wordt vertaald naar een stabiliteitsgetal. In DGS kan gebruik worden gemaakt van diverse glijvlak methodes. In het onderzoek zal de glijvlak methode van Bishop worden toegepast. Project KIJK heeft een basis model beschikbaar gesteld voor dit afstudeeronderzoek. Het onderstaande model is gebruikt voor het ontwerp.

- S30,0+70T_P178_Bishop_basis_v2.sti

De bodemopbouw van het bovenstaande profiel komt overeen met het maatgevende dwarsprofiel (zie bijlage C paragraaf 7.1).

Maatgevende situatie in DGS model

In paragraaf 3.4.1 en 3.4.2 van bijlage E. is de veiligheidsfactor van de bestaande situatie bepaald. Daarbij is de veiligheidsfactor van de twee onderstaande situaties bepaald:

- Dijklichaam incl. verkeersbelasting en MHW.
- Dijklichaam incl. verkeersbelasting, MHW en situering woning.

De resultaten van beide modellen geven een veiligheidsgetal van 1,07 aan. Beide voldoen ruim niet aan het vereiste veiligheidsgetal van 1,41. Het ontwerp wordt verder uitgewerkt op basis van het model, dijklichaam incl. verkeersbelasting en MHW.

7.2 Dimensionering dijkdeuvel

Hier is de dimensionering van de dijkdeuvel beschreven. Naar aanleiding van diverse contacten met Deltares en Royal Haskoning DHV (RHDHV) is geconcludeerd dat een dijkdeuvel niet gedimensioneerd kan worden in DGS. Onderstaand is de onderbouwing van deze conclusie samengevat.

Dijkdeuvels kun je beschouwen als een palenwand met relatief grote onderlinge afstanden. Voor het ontwerp is het 3D effect ook van belang. Dijkdeuvels kunnen alleen goed worden gedimensioneerd in het softwareprogramma PLAXIS. Zelfs in PLAXIS is het ontwerp niet geheel correct te dimensioneren. Daarom dienen de resultaten handmatig te worden getoetst. Daarbij komend is PLAXIS zeer complex en kan alleen correct toegepast worden door een ervaren gebruiker.

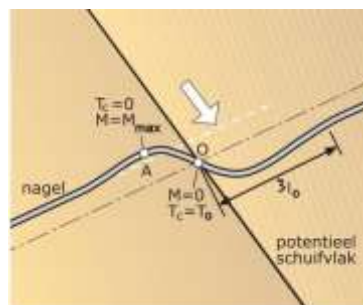
Vanwege de complexiteit van PLAXIS valt het dimensioneren van de dijkdeuvel in dit softwareprogramma buiten de scope van het afstudeeronderzoek.

Om toch enige verdieping in dit onderzoek te creëren is in overleg met de 2^e afstudeerbegeleider, E. Rob kort gesloten om te onderzoeken of een dijkdeuvel in DGS kan worden benaderd. Dijknagels zijn een standaard functie in DGS. DGS beschouwt dijknagels als horizontaal belaste liggers op een verende bedding en gebruikt daarbij de theorie van Hetenyi als basis.

Tijdens dit verdiepende onderzoek is geconcludeerd dat met DGS alleen de haalbaarheid van de dijkdeuvel kan worden bepaald. Om de krachtwerking van de deuvel te begrijpen is een verdiepende literatuurstudie uitgevoerd. Daarbij is de krachtafdracht van de deuvel in de ondergrond samengevat.

7.2.1 Krachtafdracht

De dijkdeuvel verhoogt de stabiliteit van het dijklichaam door het afschuifvlak te onderbreken. De deuvel bestaat uit een ankerstang, die onder een steile hoek in het binnentalud wordt geplaatst. Het onderste gedeelte van de stang wordt tot enkele meters in de vaste zandlaag aangebracht. Dit noemt men de shear key. De shear key zorgt ervoor dat de krachten, die ontstaan in het groutlichaam worden afgedragen in de zandlaag. Het schuifvlak wordt onderbroken door de deuvel. Wanneer het binnentalud wil afschuiven ontstaat er vervorming in de stang. Deze vervorming is weergegeven in figuur 19. In deze afschuifzone wordt de deuvel door een buigend moment en een dwarskracht belast.



Figuur 19 vervorming van deuvel in de afschuifzone (CURNET, 2007)

7.2.2 Toetsen haalbaarheid dijkdeuvel

De toetsing van de haalbaarheid van de dijkdeuvel is in bijlage E in paragraaf 4.3 uitgebreid beschreven. De haalbaarheid is getoetst d.m.v. DGS. De werkwijze is hier beknopt beschreven:

- De hoogst haalbare veiligheidsfactor is circa 20% hoger dan de huidige bepaalde waarde.
- De dijkdeuvel wordt geschematiseerd door middel van een “forbidden line” onder een hoek van 2:1.

- Het intredepunt van de dijkdeugel ligt op de coördinaten (X 52.9, Y 3.51).

De hoogst haalbare veiligheidsfactor is 1,31. De veiligheidsfactor is toegenomen met 22%. Deze voldoet niet aan de gestelde eis van 1,41. Om deze reden wordt er een optimalisatie uitgevoerd van de inbrenghoek van de dijkdeugel

7.2.3 Optimalisatie haalbaarheid dijkdeugel

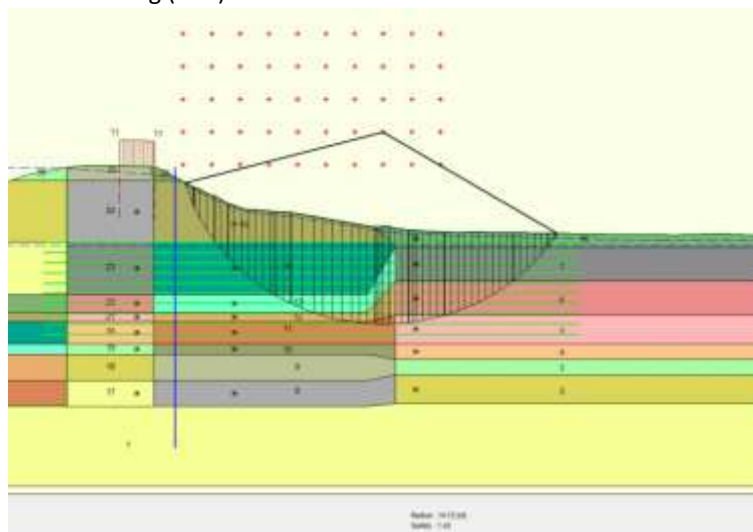
Hier is iteratief bepaald onder welke hoek de dijkdeugel aangebracht dient te worden om aan de veiligheidseis te voldoen. De werkwijze is beschreven in bijlage E paragraaf 4.4. De optimale hoek is bepaald op 54,9° met een bijhorende veiligheidsfactor van 1,42.

7.3 Dimensionering damwand

In dit hoofdstuk is de damwandconstructie gedimensioneerd en getoetst op basis van de gestelde veiligheidseisen.

7.3.1 Optimaliseren locatie damwand

Met behulp van DGS is de locatie van het damwandscherm iteratief geoptimaliseerd. Daarbij moet de damwand voldoen aan de veiligheidsfactor van 1,41. Hieruit blijkt dat de damwandconstructie op de coördinaten van (X 54.50, Y-18.00) het meest effectief is. Hierbij hoort de veiligheidsfactor van 1,42 (zie figuur 15). De onderstaande situatie zal worden toegepast in het ontwerp. Deze situatie is vertaald naar een model in het softwareprogramma D-Sheet Piling (DSP)



Figuur 20 glijvlak incl. locatie damwand (X 54.25, Y-18.00) met bijhorende veiligheidsfactor van 1,42.

7.3.2 D-Sheet Piling

Om de damwand te dimensioneren wordt er gebruik gemaakt van de software programmatuur D-Sheet Piling. Deze software maakt het mogelijk om de sterkte, aanbrengdiepte, vervormingen, ankerkrachten en de stabiliteit van een langsconstructie te bepalen conform de CUR 166 Damwandconstructies.

7.3.3 Geometrie in DGS

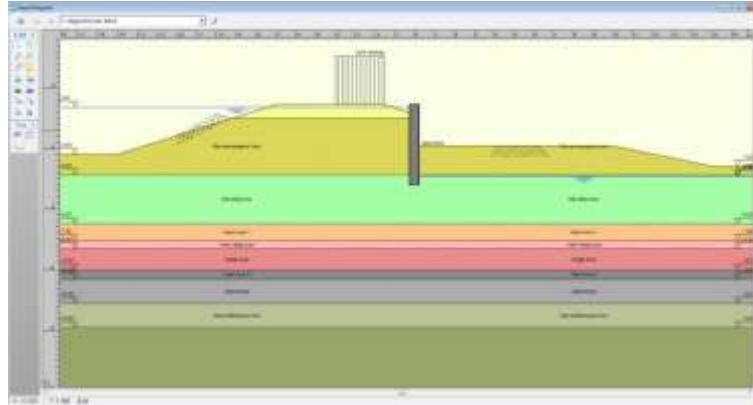
In tabel 8 zijn de uitgangspunten en aannames van de geometrie weergegeven. Deze uitgangspunten zijn bepaald in bijlage C.

<i>Uitgangspunt</i>	<i>Hoogte NAP</i>	<i>Eventuele aanvulling</i>
Hoogte kruin	+ 3,6 m	5,5 m breed
Aanbreng hoogte damwand	+ 3,6 m	1,5 m uit de binnen kruinlijn
Hoogte afgeschoven dijklichaam	+ 0,20 m	

MHW	+ 3,4 m	
Polderwaterstand	-2,28 m	
Verkeersbelasting [1 kN/m²]	n.v.t.	breedte van 2,5 m.

Tabel 8 uitgangspunten in DSP

In figuur 21 zijn de uitgangspunten vertaald naar een model in DSP.



Figuur 21 geometrie in DSP

7.3.4 Verdeling niet hydrostatische poriën druk verdeling

Het verschil tussen de waterstanden in de polder -2.28 m NAP en van het MHW +3,40 m NAP moet gecompenseerd worden, zodat niet aan één zijde te grote krachten ontstaan. Daarom is het verschil in waterdruk, aan beide zijden over alle grondlagen verdeeld. Dit is gedaan conform de handleiding van DSP (hoofdstuk 17: Tutorial Non-hydrostatic pore pressure distribution). De waterdrukken die toegepast zijn in het model van DSP zijn terug te vinden in Bijlage E2.

7.4 Dimensionering onverankerde damwand

Hier is de mogelijkheid onderzocht of de damwandconstructie onverankerd toegepast kan worden. Door middel van een iteratief proces is globaal het planktype bepaald. Om de stabiliteit te garanderen is het sterkste damwandtype toegepast, namelijk het damwandtype Larssen 430. Daarbij is de damwand eerst globaal gedimensioneerd met een aanbrenghoogte van +3,6 m NAP en een inheidiepte van -20,0 m NAP.

7.4.1 Corrosiereductie

De corrosie is bepaald conform de uitgangspunten die in paragraaf 7.1.1 zijn bepaald. In tabel 9 zijn de sterkte eigenschappen na afroesting van het damwandtype Larssen 430 weergegeven.

Invloed van de afroesting (corrosie) per profiel 1,20 mm					
Profiel:	Wanddikte (mm)	Wanddikte na afroesting (mm)	Factor	W (cm ³)	W na afroesting (cm ³)
Larssen 430	12,0	10,8	0,9	6450	5805

Tabel 9 bepaling sterkte eigenschappen damwand Larssen 430

7.4.2 Bepaling minimale lengte damwand

Met behulp van de functie (design sheet piling length) in DSP is de minimale lengte van de damwand bepaald. Dit is een iteratief proces dat door DSP automatisch kan worden uitgevoerd. Bij deze minimale lengte is de damwand voldoende stabiel. Dit is uitgevoerd o.b.v. de EC7(Eurocode 7) NL met een RC 3 klasse. Dit resulteert in een planklengte van 19 meter, met een inheidiepte van -15,4 m NAP (zie figuur 17).

7.4.3 Toetsing onverankerde damwand

Hier is de toetsing van de onverankerde damwandconstructie beschreven.

Toetsing stabiliteit o.b.v. de CUR stappen

De stabiliteit van de damwand is getoetst d.m.v. de vijf verificatiestappen van de CUR. Hieruit volgt dat de damwand in de stappen 1 en 2 het maximaal moment niet kan opnemen. Daarom is de heidiepte iteratief aangepast naar -17,5 m NAP. Bij deze inheidiepte is de damwand voldoende stabiel. De planklengte bedraagt hier 21,1 m. In figuur 22 zijn de maximale waarden van de vervorming, moment en de dwarskracht weergegeven.

Stage nr.	Verification type	Displacement [mm]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Mob. perc. moment [%]	Mob. perc. resistance [%]	Vertical balance
1	EC7(NL)-Step 6.1		-1526,56	488,44	0,0	70,7	---
1	EC7(NL)-Step 6.2		-1520,60	480,57	0,0	70,3	---
1	EC7(NL)-Step 6.3		-1241,39	353,19	0,0	61,0	---
1	EC7(NL)-Step 6.4		-1230,95	339,08	0,0	60,3	---
1	EC7(NL)-Step 6.5	163,8	-649,54	152,96	0,0	37,5	---
1	EC7(NL)-Step 6.5 * 1,20		-779,44	183,56			
Max		163,8	-1526,56	488,44	0,0	70,7	---

Figuur 22 maximale vervorming, moment en dwarskracht.

Bij een inheidiepte van -17.5 treedt een maximale vervorming van 163.8 mm op. Ook bij grotere inheidieptes blijft deze maximale vervorming hetzelfde. Grotere inheidieptes worden niet geadviseerd, omdat dit te veel roering in de zandlaag geeft. Dit geeft een verhoogde kans op extreme vervorming in het grondlichaam. Dit is niet wenselijk dichtbij bestaande bebouwing.

Toetsing vervorming

Uit figuur 22 is op te maken dat de onverankerde damwand een vervorming heeft van 163,8 mm. De eis in paragraaf 7.1.1 geeft aan dat de constructie een maximale vervorming van 50 mm mag hebben. Dit betekent dat een onverankerde damwand bestaande uit het sterkste damwandtype (Larsen 430) niet voldoet aan de maximaal toelaatbare vervorming.

7.4.4 Conclusie

Concluderend uit de berekeningen van DSP treden in het sterkste damwandprofiel te veel vervormingen op. Daarom wordt geadviseerd de damwanden te verankeren. In paragraaf 7.5 zal een verankerde damwand nader worden gedimensioneerd.

7.5 Dimensionering verankerde damwand

7.5.1 Keuze damwandprofiel

Door middel van een iteratief proces is gekozen om het damwandtype AZ24-700 toe te passen. In bijlage E3 zijn de eigenschappen van dit damwandprofiel terug te vinden.

7.5.2 Corrosiereductie

De corrosie is bepaald conform de uitgangspunten die in paragraaf 7.1.1 zijn bepaald. In tabel 10 zijn de sterkte eigenschappen na afroesting van het damwandtype AZ24-700 weergegeven.

Invloed van de afroesting (corrosie) per profiel 1,20 mm					
Profiel:	Wanddikte (mm)	Wanddikte na afroesting (mm)	Factor	W (cm ³)	W na afroesting (cm ³)
AZ24-700	11,2	10	0,89	2430	2169

Tabel 10 bepaling sterkte eigenschappen damwand AZ24-700.

7.5.3 Parameters AZ24-700

In figuur 23 zijn de ingevoerde parameters in DSP van het damwandtype AZ24-700 vermeld.

Section name	From [m]	To [m]	Material type	Acting width [m]
AZ 24 -700	-16,00	3,60	Steel	1,00

3.2.2 Stiffness EI (elastic behaviour)

Section name	Elastic stiffness EI [kNm ² /m]	Red. factor on EI [-]	Corrected elas. stiffness EI [kNm ²]	Note to reduction factor
AZ 24 -700	1,1722E+05	1,00	1,1722E+05	

3.2.3 Maximum allowable moments

Section name	Mr, char, el [kNm/m]	Modification factor [-]	Material factor [-]	Red. factor allow. moment [-]	Mr, d, el [kNm]
AZ 24 -700	863,00	1,00	1,00	0,89	768,07

3.2.4 Properties for vertical balance

Section name	From [m]	To [m]	Height [mm]	Coating area [m ² /m ² wall]	Section area [cm ² /m]
AZ 24 -700	-16,00	3,60	459,00	1,38	174,00

Figuur 23 invoer parameters in DSP van AZ24-700.

7.5.4 Keuze toegepaste verankering

Wederom is door middel van een iteratief proces het ankersysteem gekozen. Het toegepaste verankeringssysteem is terug te vinden in bijlage E4 (leveringsprogramma De Vries Titan). Onderstaand zijn de eigenschappen van het toegepaste ankersysteem kort samengevat:

- Ankertype: Jetmix 76,1 x 14,2
- Buitendiameter: 76,1 mm
- Wanddikte: 14,2 mm
- Doorsnede: 2761 mm²
- Rekenwaarde doorsnede: 2479 mm²
- Staalkwaliteit: E470
- Minimale vloeispanning: 550 N/mm²

- Minimale breukspanning: 720 N/mm²
- Diameter boorkop: 200 mm

7.5.5 Toetsing verankerde damwand

Op basis van de ingevoerde parameters is de damwandconstructie in DSP doorgerekend. Het complete rapport van de resultaten is terug te vinden in bijlage E5. Onderstaand zijn de belangrijkste resultaten samengevat.

- De maximale vervorming: 49,3mm dus voldoet.
- Het maximaal moment: Het maximaal moment is 327 kN/m.
- De maximale dwarskracht: De maximale dwarskracht is -138 kN.
- De maximale ankerkracht: De maximale ankerkracht is 211,77 kN/m¹.
- De stabiliteit: Stabiliteitsgetal bedraagt 2,27 > 1 dus voldoet.

Uit de bovengenoemde resultaten blijkt dat de verankerde damwandconstructie voldoet aan de veiligheids- en stabiliteitseisen. De toetsing van de verankering is handmatig uitgevoerd. Deze is geverifieerd door middel van spreadsheet modellen. Voor de volledige berekeningen wordt verwezen naar bijlage E.

7.5.6 Toetsing verankering

De in DSP berekende maximale ankerkracht per strekkende meter in de richting van het anker bedraagt 211,77 kN/m¹.

$$F_{r;st;d} \geq F_{s;st;d}$$

1346 kN > 739 kN. De ankerdoorsnede voldoet.

7.5.7 Toetsing verankeringslichaam

De effectieve groutlichaam lengte mag gerekend worden over het deel van het anker dat buiten het diepste actieve glijvlak achter de te verankeren constructie valt. Het groutlichaam is bepaald conform de uitvoeringsaspecten van de CUR 166 6° druk (deel 2).

$$F_{r;gr;d} \geq F_{s;st;d}$$

699 kN > 649 kN. Het groutlichaam voldoet.

Conform (CURNET, 2012) pagina 297 moet het verankeringslichaam minimaal 5,0 m zijn. Voor het voorspannen van de ankers is 0,40 m extra ankerlengte aangehouden. De totale ankerlengte bedraagt 27,6 m.

7.5.8 Toetsing ankeruitval

Conform de (CURNET, 2012) is het in rekening brengen van partiële- en materiaalfactoren niet noodzakelijk voor de toetsing van de ankeruitval. Met behulp van DSP is de BGT van de ankerkracht per m¹ bepaald. Deze bedraagt $F_{A;rep} = 149,31$ kN/m¹ in de richting van het anker.

Bij ankeruitval wordt de belasting overgenomen door de twee ankers aan weerszijden van dit uitgevallen anker. De maximale BGT ankerbelasting is $F_{A;ankeruitval} = 626$ kN per anker in de ankerrichting van 60°. De spanning in de ankerstang blijft beneden de toelaatbare waarde.

$$F_{r;st;rep} \geq F_{s;st;rep}$$

1346 kN > 626 kN. De ankerdoorsnede voldoet bij ankeruitval.

De verankering voldoet aan de voorwaarde voor de draagkracht van het verankeringslichaam wanneer het een lengte heeft van 5,4 m.

$$F_{r;gr;rep} \geq F_{s;gr;rep}$$

721 kN > 626 kN. Het groutlichaam voldoet bij ankeruitval.

7.5.8 Controle van de handmatige berekening

Met behulp van een spreadsheet (De Vries Werkendam B.V.) zijn de berekeningen gecontroleerd. Het spreadsheet is opgenomen in bijlage E6. De uitkomsten van de bovenstaande berekeningen zijn in deze spreadsheet nagerekend en gecontroleerd.

Ten behoeve van de houdkracht van het groutlichaam is de conusweerstand in de zandlaag geanalyseerd. De maatgevende sondering is weergegeven in bijlage E7. De resultaten van de sondering zijn in de spreadsheet ingevoerd. Na deze controle wordt de berekende lengte van het groutlichaam van 5,4 m gecorrigeerd naar een lengte van 5,6 m.

7.5.9 Toetsing stabiliteit

Er wordt een grenswaarde aan de stabiliteit van de constructie gesteld. Daarbij wordt een stabiliteitsfactor groter dan 1,0 als veilig beschouwd. Deze toetsing resulteerde in een stabiliteitsgetal van 2,27. De constructie voldoet ruim aan de stabiliteitseis van 1,0. Dit stabiliteitsgetal kan niet verder worden gereduceerd i.v.m. de maximale vervormingseis.

7.6 Overkluizing ankerconstructie t.h.v. de woningen

Ter plaatse van de woningen kunnen uitvoeringstechnisch geen ankers worden aangebracht. Daardoor zal er ter plaatse van de woningen een overkluizing moeten worden gerealiseerd.

Om het damwandscherp stabiliteit te geven wordt een gordingconstructie toegepast ter plaatse van de overkluizing. Deze gordingconstructie neemt de belastingen van de damwand op en draagt deze af op de ankers aan weerszijden van de overkluizing.

Op drie locaties in het dijkvak moeten overkluizingen worden toegepast.

- 2x overkluizing van 8,40 m breed t.h.v. woningnummers 130 en 139.
- 1x overkluizing van 9,80 m breed t.h.v. woningnummer 137.

Onderstaand zijn de uitgangspunt bepaald t.b.v. de gordingconstructie:

- De gording wordt aan de kruin zijde aangebracht.
- De gording krijgt een minimale lengte van 2x de overkluizingslengte om de krachten af te dragen die vrijkomen door eventuele ankeruitval.
- Conform de spreadsheet worden de gordingen gedimensioneerd.

Uitgangspunten met betrekking tot de ankers:

- De kracht die door de ankers moet worden opgenomen is de maximaal optredende ankerkracht van $211,77 \text{ KN/m}^1$ x de overkluizingslengte.
- Conform de spreadsheet worden de ankers gedimensioneerd.

7.6.1 Dimensionering overkluizing 8,40 m

Hier wordt de overkluizing t.h.v. de woningnummers 130 en 139 nader gedimensioneerd. Hieronder zijn de uitkomsten kort samengevat. De volledige berekeningen zijn terug te vinden in paragraaf 5.7 van bijlage E.

Gordingconstructie

Het staalprofiel voor de gordingconstructie is bepaald m.b.v. de spreadsheet. Het berekende staalprofiel is een HEB-profiel van het type HEB 1000.

Toetsing

In figuur 24 is de samenvatting van de toets resultaten weergegeven.

Samenvatting resultaten		
Profiel:	HEB1000 (o.g.)	met f_{yd} [N/mm ²]: 355
	U.C.	U.C. bij ankeruitval
Controle op moment	0,48	0,95
Controle op afschuiving	0,43	0,69
Toetsing druk + buiging	0,47	1,00

Figuur 24 samenvatting toets resultaten gording overkluizing 8,40 m

Uit bovenstaande figuur is op te maken dat het staalprofiel voldoet in de UGT en BGT, ook i.c.m. met eventuele ankeruitval.

Ankerconstructie

De ankers t.h.v. de overkluizing moeten een belasting van 211,77 kN/m¹ in de richting van het anker opnemen. De benodigde totale ankerkracht bij een overkluizing van 8,4m = 8,4 x 211,77 = 1779 kN. Uitgangspunt is dat aan weerszijden van de overkluizing één anker wordt geplaatst. Dit resulteert in een ankerkracht van 1779 kN / 2 = 890 kN per anker.

Onderstaand zijn de eigenschappen van het gekozen ankersysteem weergegeven.

- Ankertype: Jetmix 101,60x57,20
- Buitendiameter: 101,6 mm
- Wanddikte: 57,2 mm
- Doorsnede: 5538 mm²
- Rekenwaarde doorsnede: 5160 mm²
- Staalkwaliteit: E470
- Minimale vloeispanning: 515 N/mm²
- Minimale breukspanning: 720 N/mm²
- Diameter boorkop: 250 mm

De rekenwaarde van de ankerkracht in de richting van het anker wordt met de onderstaande formule bepaald:

$$P_{A;\max} \leq \frac{P_{A;\max;hor} \cdot \text{Werkendebreedte}}{\cos(\text{hoek})} = \frac{105,5 \cdot 7,00}{\cos(60)^\circ} = 1477 \text{ kN}$$

Op basis van deze maximale waarde van de ankerkracht zijn vervolgens met behulp van de spreadsheet de ankers gedimensioneerd. Hieronder is een korte samenvatting van de resultaten van de ankerberekening weergegeven (zie tabel 11).

Locatie	Anker	Stuks	$P_{a;\max}$ [kN]	Afspankracht [kN]	Werkende breedte [m]	Hoek [°]	Begin eff. groutlichaam [m NAP]	Lengte eff. groutlichaam [m]	Aangrijpniveau [m NAP]	Anker lengte [m]
Overkluizing 130-139	101,6x22,2	2	1477	490	7,00	60	-15,8	10,6	-3,20	33,0

Tabel 11 samenvatting resultaten berekende ankersysteem.

7.6.2 Dimensionering overkluizing 9,60 m

Hier wordt de overkluizing t.h.v. woningnummer 137 nader gedimensioneerd. Hieronder zijn de uitkomsten kort samengevat. De volledige berekeningen zijn terug te vinden in paragraaf 5.7 van bijlage E.

Gordingconstructie

Het staalprofiel voor de gordingconstructie is bepaald m.b.v. de spreadsheet. Het berekende staalprofiel is een HEB-profiel van het type HEB 1000.

Toetsing

In figuur 25 is de samenvatting van de toets resultaten weergegeven.

Samenvatting resultaten		
Profiel:	HEB1000 (o.g.)	met $f_{y,d}$ [N/mm ²]: 355
	U.C.	U.C. bij ankeruitval
Controle op moment	0,65	1,29
Controle op afschuiving	0,50	0,81
Toetsing druk + buiging	0,64	1,48

Figuur 25 samenvatting toets resultaten gording overkluizing 9,60 m

Uit bovenstaande figuur is op te maken dat het staalprofiel voldoet in de UGT maar niet in de BGT bij ankeruitval. Het blijkt dat de gording niet voldoet op moment, druk en buiging tijdens ankeruitval. De gording zal in het definitief ontwerp nader beschouwd moeten worden door een expert.

Ankerconstructie

De ankers t.h.v. de overkluizing moeten een belasting van 211,77 kN/m¹ in de richting van het anker opnemen. De benodigde totale ankerkracht bij een overkluizing van 9,8m = 9,8 x 211,77 = 2075 kN. Uitgangspunt is dat aan weerszijden van de overkluizing één anker wordt geplaatst. Dit resulteert in een ankerkracht van 2075 kN / 2 = 1038 kN per anker.

Onderstaand zijn de eigenschappen van het gekozen ankersysteem weergegeven.

- Ankertype: Jetmix 101,60x57,20
- Buitendiameter: 101,6 mm
- Wanddikte: 57,2 mm
- Doorsnede: 5538 mm²
- Rekenwaarde doorsnede: 5160 mm²
- Staalkwaliteit: E470
- Minimale vloeispanning: 515 N/mm²
- Minimale breukspanning: 720 N/mm²
- Diameter boorkop: 250 mm

De rekenwaarde van de ankerkracht in de richting van het anker wordt met de onderstaande formule bepaald:

$$P_{A,max} \leq P_{A,max;hor} \cos \alpha = \text{Werkende(hoek)} \cdot \text{breedte} = 105 \cos,5(\angle 608.)40 = 1772 \text{ kN}$$

Op basis van deze maximale waarde van de ankerkracht zijn vervolgens met behulp van de spreadsheet de ankers gedimensioneerd. Hieronder is een korte samenvatting van de resultaten van de ankerberekening weergegeven (zie tabel 12).

Locatie	Anker	Stuks	$P_{a;max}$ [kN]	Afspan- kracht [kN]	Werkende breedte [m]	Hoek [°]	Begin eff. groutlichaam [m NAP]	Lengte eff. groutlichaam [m]	Aangrijp- niveau [m NAP]	Anker lengte [m]
Gording 137	101,6x22,2	2	1772	590	8,40	60	-15,80	11,2	-3,20	34,0

Tabel 12 samenvatting resultaten berekende ankersysteem.

Uit de controle berekening blijkt het effectieve groutlichaam niet te voldoen. Dit is niet correct te benaderen op basis van de beschikbare ankertypes. Het ankersysteem zal in het definitief ontwerp nader beschouwd moeten worden door een expert.

7.7 Voorlopig ontwerp (VO)

De resultaten van de berekeningen van de verankerde damwandconstructie zijn vertaald naar een ontwerp-tekening. De ontwerp-tekening bestaat uit een overzichtstekening waarbij de damwandconstructie incl. de ankers in het dijklichaam zijn gesitueerd. Daarbij zijn de ankers voorzien van nummers en een kleurcode die correspondeert met de toegevoegde ankertabel. De tekening van het voorlopig ontwerp is terug te vinden in bijlage E12.

8. Conclusie en aanbeveling

Het doel van het onderzoek is het aandragen van oplossingen om de MSBI van een bebouwd dijklichaam te verbeteren met handhaving van de bestaande bebouwing. Dit wordt gedaan voor een bestaand instabiel dijkvak dat onderdeel is van dijkversterkingsproject KIJK. Het meest geschikte alternatief wordt nader gedimensioneerd in een ontwerp. De conclusie zal antwoord geven op de vraag of het doel van het onderzoek is behaald. Daarnaast zal er een aanbeveling worden gegeven op basis van de resultaten van het onderzoek. De aanbeveling kan eventueel gebruikt worden in een vervolgonderzoek.

8.1 Conclusie

Het antwoord op de hoofdvraag vormt voor een groot deel de conclusie van het onderzoek.

8.1.1 Antwoord op de hoofdvraag

De hoofdvraag van het afstudeeronderzoek luidt:

“Welke constructief technische oplossing is geschikt voor het verbeteren van de macrostabiliteit binnenwaarts, als door ruimtegebrek een traditionele oplossing in grond niet kan worden toegepast?”

In het kort het antwoord op de hoofdvraag:

De hoofdvraag is geïmplementeerd in een bestaande case. De case bestaat uit een bebouwd dijklichaam met een macro instabiel binnentalud. Uit het onderzoek komt naar voren dat zowel een dijkdeugel als een stalen damwandscherm een oplossing kan bieden. Daarbij was het niet mogelijk om binnen de gestelde grenzen van het onderzoek de dijkdeugel te dimensioneren. De ontwerpstudie toont aan dat een verankerd damwandscherm het dijklichaam voldoende kan stabiliseren, zodat dit voldoet aan de veiligheidsnormen.

8.1.2 Antwoord op de deelvragen

De deelvragen die zijn opgesteld voor het onderzoek dragen bij aan het antwoord op de hoofdvraag. De deelvragen van het onderzoek luiden:

1. Hoe werkt het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts?
2. Welke constructieve oplossingen verbeteren de macrostabiliteit binnenwaarts?

3. Wat zijn de kansrijke alternatieven die kunnen worden toegepast in het smalle en bebouwde dijklichaam van de casestudie?
4. Wat is het voorkeursalternatief voor de casestudie?
5. Hoe ziet het ontwerp van het voorkeursalternatief in de casestudie eruit?

Onderstaand zijn de antwoorden op deelvragen gegeven.

Deelvraag 1.

Het antwoord op deze deelvraag is gevormd door middel van het uitvoeren van een literatuurstudie. Daarbij is in deze conclusie het faalmechanisme in het kort beschreven. MSBI wordt als volgt omschreven: *“het afschuiven van grote delen van een grondmassief langs rechte of gebogen diepe schuifvlakken”* (t Hart de Bruijn de Vries, 2016, pag. 9). Het afschuiven wordt veroorzaakt door het verlies van het evenwicht in het grondlichaam. Hoogwater kan hiervan één van de oorzaken zijn. Hoogwater zorgt voor een toename van de waterspanning, waardoor de effectieve grondspanning afneemt. Mede door verzanding neemt het gewicht van het dijklichaam toe. Hierdoor kan de schuifsterkte afnemen, waarbij in het ergste geval het binnentalud afschuift. Met alle gevolgen van dien.

Deelvraag 2.

Het antwoord op deze deelvraag is gevormd op basis van de uitgevoerde alternatievenstudie. De onderstaande technieken kunnen interessant zijn om de MSBI te verbeteren.

- Langsconstructies
- Dijkvernageling
- Dijkdeuvels
- Overige technieken
 - Vacuümconsolidatie
 - Gewapende grond
 - Waterontspanner
 - Korte damwanden

Deelvraag 3.

Ook zijn in de alternatievenstudie de varianten bepaald die toepasbaar zijn in het dijkvak van de case. De case bestaat uit een instabiel bebouwd dijkvak, waarbij het dijklichaam is gesitueerd op weinig draagkrachtige grondlagen. Onderstaand zijn de varianten beschreven die haalbaar zijn.

- Langsconstructies
 - Damwandconstructie
 - Diepwandconstructie
 - Kistdamconstructie
 - Mixed in Place (natte methode)
 - Soilmix wand
 - Palenwand
- Dijkdeuvels
 - Mixed in Place (droge methode)
 - Dijkdeuvels
 - Schuine damwanden

Deelvraag 4.

Uit de alternatievenstudie zijn twee voorkeursvarianten naar voren gekomen. Uit de studie kwam naar voren dat zowel een dijkdeuvel als een stalen damwandconstructie beiden even goed scoorden. Er is daarbij besloten geen verdiepende slag in de variantenstudie toe te passen, om zo tot één voorkeursvariant te komen. In het kader van het onderzoek bleek het interessanter om beide varianten nader te dimensioneren in het dijklichaam.

Deelvraag 5.

Het ontwerp van het voorkeursalternatief is bepaald op basis van de ontwerprandvoorwaarden. Deze voorwaarden zijn in de case bepaald. Onderstaand is een korte omschrijving gegeven van het ontwerp van beide varianten.

Dijkdeuvel:

Er is getracht een dijkdeuvel in het programma D-geostability te dimensioneren. Hierin blijkt het niet mogelijk om een dijkdeuvel in 2D analytisch te dimensioneren. Wel is met behulp van een forbidden line de benodigde stabiliteit aangetoond. Zo is aangetoond dat het met een dijkdeuvel haalbaar is de benodigde veiligheidsfactor van 1.41 te behalen. Daarbij zal de deuvel onder een hoek van ca. 55° in de dijk moeten worden aangebracht.

Damwandconstructie:

Het damwandscherm is gedimensioneerd met behulp van het softwareprogramma D-sheepiling. M.b.v. dit programma is bepaald dat een niet verankerde damwand te veel vervormingen geeft. Daarom is de constructie verbeterd door een ankerconstructie toe te passen. De constructie ziet er als volgt uit:

- Damwandtype: AZ24-700
- Aanbrenghoogte: +3,6 m NAP
- Aanbrengdiepte: -16,0 m NAP
- Lengte: 19,6 m
- Ankertype: Jetmix (76,1 x 14,2)
- Ankerlengte: 28 m
- H.o.h. afstand: 2,8 m
- Aangrijping niveau anker: +3,2 m NAP
- Ankerhoek: 60°
- Lengte effectief groutlichaam: 5,4 m

In tabel 13 zijn de gegevens en specificaties van de ankers t.h.v. de overkluizingen weergegeven.

Locatie	Anker	Stuks	$P_{a,max.}$ [kN]	Afspan- kracht [kN]	Werkende breedte [m]	Hoek [°]	Begin eff. groutlichaam [m NAP]	Lengte eff. groutlichaam [m]	Aangrijp- niveau [m NAP]	Anker lengte [m]
16A	76,1x14,2	72	580	200	2,80	60	-15,8	5,6	-3,20	28,0
Gording 130- 139	101,6x22, 2	2	1477	490	7,00	60	-15,8	10,6	-3,20	33,0
Gording 137	101,6x22, 2	2	1772	590	8,40	60	-15,80	11,2	-3,20	34,0

Tabel 13 verankeringstabel

8.2 Aanbeveling

Het onderzoek is uitgevoerd onder bepaalde voorwaarden en grenzen. Hierdoor zijn er beperkingen in de resultaten. Hieronder zijn diverse aanbevelingen gedaan, die in een eventuele vervolgstudie nader onderzocht kunnen worden.

Dimensioneren dijkdeuvel

Het is interessant om de dijkdeuvel nader te onderzoeken met behulp van de eindige- elementenmethode. In het softwareprogramma PLAXIS kan een 3D model worden gedimensioneerd. Daarbij kunnen de 3D effecten van de grond in relatie tot de deuvel correct beschouwd worden. Het werken met dit model vergt veel diepgaande kennis van zowel het programma als het mechanisme. In een vervolg onderzoek zal de geoptimaliseerde ankerhoek beschouwd moeten worden.

Vervolgstudie t.b.v. haalbaarheid onverankerde langsconstructies

Het blijkt uit de berekeningen niet mogelijk om een onverankerde damwand toe te passen. Het kan interessant zijn om een vervolgstudie met betrekking tot de mogelijkheden van onverankerde langsconstructies uit te voeren.

Optimaliseren verankerde damwandconstructie

De voorkeursvariant is nu uitgewerkt tot het niveau van voorontwerp. In stappen tot het eventuele definitieve uitvoeringontwerp kunnen nog diverse optimalisaties worden uitgevoerd. Hierbij kan men denken aan eventueel staffelen van de damwandprofielen, ankerhoek en type, h.o.h. afstand ankers en het toepassen van een ankerording om ankers uit te sparen. Daarnaast kan er nog een optimalisatie van de overkluizing van de verankering t.h.v. de woningen worden uitgevoerd.

Reduceren veiligheidsfactoren

In de dijkenwereld zijn er nog diverse ontwikkelingen met betrekking tot de veiligheid en reststerkte van een dijklichaam. Daarnaast kan steeds beter de ondergrond geschematiseerd worden. Deze optimalisaties kunnen eventueel een reducering van de benodigde veiligheidsfactoren opleveren.

9. Bibliografie

- alblasserdamsnieuws. (2014, December 02). *informatie over eerste betonnen boorpalen de grond in bij verbetering lekdijk*. Opgehaald van website van alblasserdamsnieuws:
<http://www.alblasserdamsnieuws.nl/wordpress/2014/12/02/eerste-betonnen-boorpalen-de-grondin-bij-verbetering-lekdijk/>
- anteagroup. (2017, september 4). *informatie over JLD-dijkstabilisator*. Opgehaald van Website van Antea groep:
<http://www.anteagroup.nl/nl/diensten/water/waterveiligheid/jld-dijkstabilisator>
- Aveco de Bondt Ingenieursbedrijf. (2017). *Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard (KIJK) Bureaustudie Verkeer*. Amersfoort.
- Bauer Funderingstechniek. (2017, september 07). *informatie over Mixed in place wand, Hondsbroeksche Pleij, Westervoort*. Opgehaald van Website van Bauer Funderingstechniek:
<http://www.bauernl.nl/nl/referenties/mixedinplace/hondsbroekschepleijwestervoort/index.html>
- Bodembouw. (2017, September 5). *informatie over Cutter Soil Mixing*. Opgehaald van website Bodembouw B.V.: <https://www.bodembouw.nl/nl/cutter-soil-mixing>
- BWZ Ingenieurs. (2017). *Verkenningfase Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard (KIJK) Bureaustudie kabels en leidingen*. Culemborg.
- cf group. (2017, november 05). *informatie over cutter soil mix wand*. Opgehaald van website van cf group :
<http://cgroup.net.au/cutter-soil-mix/>
- CURNET. (2007). *CUR 219 Inside*. Gouda: CURNET.
- CURNET. (2012). *CUR 166 Damwandconstructies*. Gouda: Stichting CURNET.
- Deltares. (2015). *Afleiden hydraulische ontwerprandvoorwaarden voor projecten langs de Hollandse IJssel*.
- Deltares. (2017). *D-Geo Stability User Manual*. Delft: Deltares.
- Deltares. (2017). *Handreiking voor het bepalen van schuifsterkte parameters WTI 2017 Toetsregels Stabiliteit*. Delft: Deltares.
- Deltares. (2017, September 1). *informatie over nieuwe technieken voor dijkversterkingen (vacuümconsolidatie)*. Opgehaald van website van Deltares: <https://www.deltares.nl/nl/nieuws/nieuwe-techniek-voordijkversterking-waarbij-grond-vacuum-wordt-getrokken/>
- Deltares, A.J. Smale. (2016). *Werkwijzer bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden, aanvulling OI2014, versie 4*. Deltares.
- Dijkdeuvel, C. (2017, Augustus 28). *informatie over de techniek Dijkdeuvel*. Opgehaald van website van consortium Dijkdeuvel: <http://dijkdeuvel.nl>
- Dubocalc. (2017, november 08). *informatie over duurzaamheid en milieukosten*. Opgehaald van website van dubocalc: <https://www.dubocalc.nl/>
- Franki grondtechnieken. (2017, November 05). *informatie over mixed in place uitvoering*. Opgehaald van website van franki grondtechnieken: http://www.franki-grondtechnieken.nl/Franki/media/Franki_Media/Products%20sheets%20Piles/products%20jpg/BU%20Retaining%20Walls-Utilities/mixed%20in%20place/BU3-005.-Inst-chart-Mixed-in-place-wall-WEB.jpg
- Gebroeders de koning. (2017, November 05). *damwand drukkend aanbrengen Leeuwarden*. Opgehaald van website van gebr. de koning : https://www.gebrdekoning.nl/cpt_projecten/damwand-drukkenparkeergarage-leeuwarden/

- GeoDelft . (2004). *Toetsing Krimpenerwaard Dijkvakken IJsseldijk* . grondtechnieken,
- F. (sd). *proces diepwanden*. Franki grondtechnieken.
- Helpdeskwater. (2017, Mei 01). *Helpdeskwater - Hydra-NL*. Opgehaald van <https://www.helpdeskwater.nl/onderwerpen/applicaties-modellen/applicatiesper/omgevings/omgevings/hydra-nl/>
- Hetényi, M. (1979). *Beams on elastic foundation*. Michigan: The University of Michigan press.
- INFRAM en BWZ Ingenieurs. (2017). *Bureaustudie Landschap KIJK*. Rotterdam.
- Ingenieursbureau KIJK i.s.m. Vestigia. (2017). *Verkenning krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard- m.e.r.-thema Cultuurhistorie*. Ingenieursbureau KIJK.
- JLD contracting. (2017, September 4). *informatie over JLD dijk stabilisator*. Opgehaald van website van JLD contracting en JLD contracting: <http://jlddijkstabilisatie.nl/>
- Keller funderingstechnieken. (2009, Juli 15). *informatie over dijkverbetering nieuw lekkerland*. Opgehaald van website van keller funderingstechnieken: <http://www.kellerfunderingstechnieken.nl/nl/dijkverbetering-te-nieuw-lekkerland.html>
- Keller Funderingstechnieken. (2017, September 06). *informatie over Dijkverbetering Nieuw Lekkerland mbv Mixed in place*. Opgehaald van Website van Keller funderingstechnieken: <http://www.kellerfunderingstechnieken.nl/nl/dijkverbetering-te-nieuw-lekkerland.html>
- Knol heiwerken. (2017, oktober 15). *informatie over schuin damwand aanbrengen*. Opgehaald van website van Knol Akkrum B.V.: <https://knol-akkrum.nl/werkzaamheden/heiwerk.html>
- Larsen, H. (2017, februari 6). *Innoveren met damwanden*. Deltares.
- Peutz B.V. (2013, april 1). *informatie over bouwlawaai*. Opgehaald van website van Peutz bv: http://www.peutz.nl/sites/default/files/publicaties/Bouwlawaai%20WvdM%2004-2013_0.pdf
- Rijkswaterstaat WVL. (2017). *Handrieking ontwerpen met overstromingskansen*. Rijkswaterstaat WVL.
- Rijkswaterstaat, ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2016, april n.v.t.). *info over de Hollandsche IJsselkering, stormvloedkering in de Hollandsche IJssel*. Opgehaald van Website van Rijkswaterstaat: https://staticresources.rijkswaterstaat.nl/binaries/Factsheet%20Hollandsche%20IJssel_tcm2165741.pdf
- RoyalHaskoningDHV. (13 mei 2016). *Consequentieanalyse Dijkversterking Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard*. RoyalHaskoningDHV.
- Smidt, d. J. (2004). *Technisch rapport kistdammen en diepwanden in waterkeringen*. Den Haag: Technische adviescommissie voor waterkeringen.
- Sterk Heiwerken. (2017, September 5). *informatie over combiwanden*. Opgehaald van Website van Sterk Heiwerken B.V.: <http://www.sterk.eu/nl/trillingsvrij-combiwand-aanbrengen/>
- 't Hart, de Bruijn, de Vries . (2016). *fenomenologische beschrijving faalmechanisme WTI*. Deltares .
- TAW. (2001). *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies* . TAW.
- Van der Meij, R. (2012). *Afschuiving langs een vrij glijvlak*. *Geotechniek* , 34-37.
- Van Oord. (2016, Januari 02). *informatie over installeren van dijkdeuvels*. Opgehaald van website van van Oord B.V.: <https://www.vanoord.com/nl/nieuws/2016-innovatie-dijkversterking-van-oord-gmb-installerendijkdeuvel>

- Vestigia . (2017). *Bureauonderzoek archeologie in het kader van het project KIJK* . Amersfoort.
- Waterontspanner.nl. (2017, september 2). *informatie over de waterontspanner als dijkversterking zonder ruimtebeslag*. Opgehaald van Website van waterontspanner.nl consortium van Movares, Heijmans, Waterschap Rivierenland en De vries & van de Wiel: <https://waterontspanner.nl/>
- Waterschap Rivierenland. (2016, Juni 17). *Infomatie over combiwand in dijkversterking*. Opgehaald van website van waterschap rivierenland: <http://www.dijkverbetering.waterschaprivierenland.nl/common/projecten/merwededijkwerkendam/actueel.html>
- Waterschap Rivierenland. (2017, september 2). *google afbeelding van waterschap rivierenland over dijkvernageling*. Opgehaald van google: https://i.ytimg.com/vi/vFsA9H_9eGs/maxresdefault.jpg Waterschap Schieland en de Krimpenerwaard . (2011). *Toelichting peilbesluiten Krimpenerwaard*. Rotterdam .
- wikimedia. (2017). *informatie over silent piler*. Opgehaald van wikimedia: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Silent_piler.jpg
- wisnet.nl. (2017, oktober 30). *informatie over geluid*. Opgehaald van Wisnet van HNL hogeschool: http://www.wisnet.nl/courses/WisnetMetha/HBOWISKUNDE/HbowiskundeBenodigdheden/geluid/Geluid_MIT.pdf

10. Figurenlijst

Figuur 1 veiligheidsoordeel Macrostabieleit Binnenwaarts	2
Figuur 2 overzichtskaart locatie casestudie (Bron: www.cyclomedia.nl)	7
Figuur 3 maatgevende waterstanden in m NAP, per zichtjaar i.c.m. de max. toelaatbare kans, incl. onzekerheidstoelag	11

Figuur 4 resultaten in DGS met model Bishop, huidige veiligheidsfactor bepaald op 1,07	12
Figuur 5 mindmap van mogelijke oplossingen die de MSBI verbeteren.	13
Figuur 6 overzichtstekening vak- en segmentindeling	15
Figuur 7 MCA t.b.v. toepasbaarheid	16
Figuur 8 uitvoering diepwand (Volker Staal en Funderingen, 2017)	17
Figuur 9 uitvoering damwand m.b.v. Silent Piler (wikimedia, 2017)	17
Figuur 10 kistdam in dijkversterking (Smidt, 2004)	17
Figuur 11 uitvoering Mixed-in-Place (nat) (Franki grondtechnieken, 2017)	18
Figuur 12 uitvoering Cutter soil mix wand (cf group, 2017).....	18
Figuur 13 uitvoering combiwand (Sterk Heiwerken, 2017)	18
Figuur 14 palenwand (alblasterdamsnieuws, 2014)	18
Figuur 15 uitvoering dijkdeuvel (Van Oord, 2016)	19
Figuur 16 uitvoering MIP droge methode (Keller Funderingstechnieken, 2017)	19
Figuur 17 uitvoering schuine damwand (Knol heiwerken, 2017)	19
Figuur 18 MCA beoordelingscriteria	21
Figuur 19 vervorming van deuvel in de afschuifzone (CURNET, 2007)	25
Figuur 15 glijvlak incl. locatie damwand (X 54.25, Y-18.00) met bijhorende veiligheidsfactor van 1,42.	26
Figuur 21 geometrie in DSP	26
Figuur 22 maximale vervorming, moment en dwarskracht.	27
Figuur 23 invoer parameters in DSP van AZ24-700.	29
Figuur 24 samenvatting toets resultaten gording overkluizing 8,40 m	32
Figuur 25 samenvatting toets resultaten gording overkluizing 9,60 m	33

11. Tabellenlijst

Tabel 1 deelrapport met bijbehorende werkzaamheden en bijlage.....	4
Tabel 2 faalkanseisen behorend bij dijktraject 15.3	9
Tabel 3 veiligheidsfactoren MSBI, voor model van Bishop	10
Tabel 4 onderzochten alternatieven	13

Hoofdverslag

Tabel 5 score beoordeling toepasbaarheid	15
Tabel 6 schaalverdeling beoordelingsfactoren	20
Tabel 7 hydraulische randvoorwaarden	23
Tabel 8 uitgangspunten in DSP	26
Tabel 9 bepaling sterkte eigenschappen damwand Larssen 430	27
Tabel 10 bepaling sterkte eigenschappen damwand AZ24-700.	29
Tabel 11 samenvatting resultaten berekende ankersysteem.	32
Tabel 12 samenvatting resultaten berekende ankersysteem.	34
Tabel 13 verankeringstabel	36

12. Bijlage

Onderstaand staan de bijlagen die behoren bij het hoofdverslag van het afstudeeronderzoek.

Bijlage A - Plan van Aanpak

Bijlage B - Literatuurstudie

Bijlage C - Casestudie

Bijlage D - Alternatievenstudie

Bijlage E - Ontwerp

Bijlage F - Procesmap