

Invulling witte vlekken acceptatie dijkvernageling

Voor toepassing in primaire waterkeringen

Henri Havinga
Helle Larsen

1209112-001

Titel

Invulling witte vlekken acceptatie dijkvernageling

Opdrachtgever

Waterschap Rivierenland

Project

1209112-001

Kenmerk

1209112-001-GEO-0005

Pagina's

98

Trefwoorden

Stabiliteit, dijkvernageling, trekproeven, bezwijkproeven, controleproeven,

Samenvatting

In dit document wordt ingegaan op een aantal witte vlekken die van belang zijn bij het toepassen van dijkvernageling als dijkversterkingstechniek in verband met het verhogen van de stabiliteit van de primaire waterkering.

Referenties

Type hier de referenties

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	okt. 2016	Henri Havinga		Ruud Termaat		Leo Voogt	
		Helle Larsen		Frits van Tol			

Status

definitief

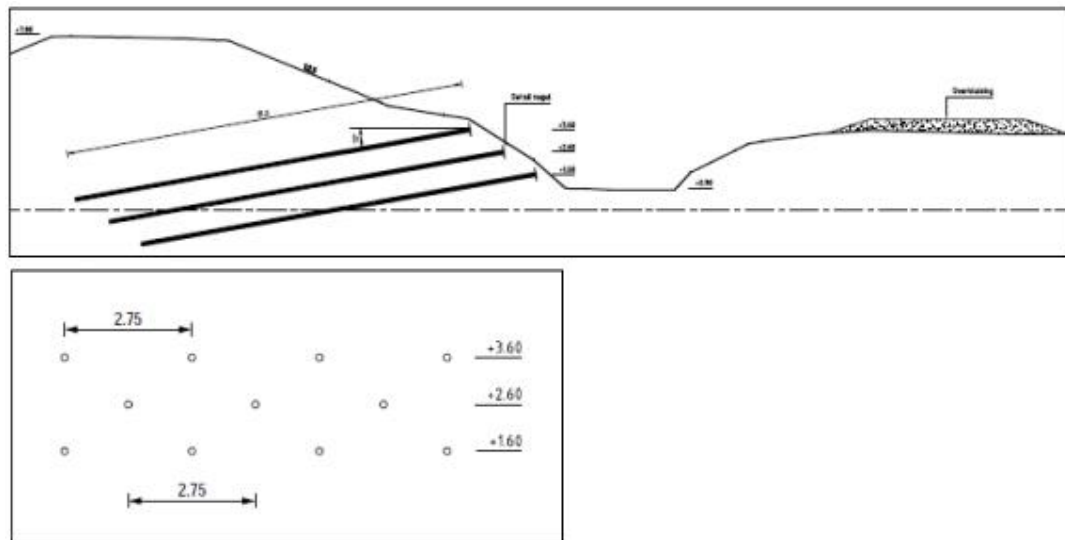
Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 Algemeen	1
1.2 Aanscherpingen dijkversterkingstechniek	2
1.3 Leeswijzer	2
1.4 Referenties	3
2 Beoordeling eisen trekproeven bij dijkversterkingen	5
2.1 Inleiding	5
2.2 Bezwijkproeven	5
2.2.1 Algemeen	5
2.2.2 Bezwijkproeven bij Vianen	6
2.2.3 Van bezwijkproef naar ontwerpwaarde	13
2.2.4 Aanbeveling bezwijkproeven dijkvernageling	17
2.3 Controleproeven	17
2.3.1 Algemeen	17
2.3.2 Controleproeven bij Vianen	19
2.3.3 Aanbeveling controleproeven dijkvernageling	28
2.4 Advisering generieke aanpak bezwijk- en controleproeven bij dijkversterkingen	30
3 Bepaling α_t waarde uit de sondering	33
3.1 Inleiding	33
3.2 Schachtwrijvingsfactor α_t voor trekpalen conform NEN 9997-1+C1:2012	33
3.3 Voorstel schachtwrijvingsfactoren	35
4 Invloed maatgevende hydraulische belastingen op uitvoering bezwijk- en controleproeven	38
4.1 Algemeen	38
4.2 Beïnvloeding houdkracht in zandig materiaal	39
4.3 Beïnvloeding houdkracht in cohesief materiaal	39
4.4 Conclusies beïnvloeding houdkracht nagels tijdens maatgevende omstandigheden	41
5 Invloed groepswerking bij nagels	43
5.1 Inleiding	43
5.2 Conclusies en aanbevelingen groepwerking nagels	43
6 Modelfactor bij 3D technieken	45
6.1 Beschouwing ontwerpmethode, van Talren naar Plaxis	45
6.2 Advies modelfactor ontwerp dijkvernageling	46
7 Conclusies en aanbevelingen	47
7.1 Inleiding	47
7.2 Aanscherpingen bij vernageling als dijkversterkingstechniek	48

1 Inleiding

1.1 Algemeen

Bij de dijkversterking Vianen is voor het eerst de INSIDE-techniek dijkvernageling toegepast als maatregel voor het verbeteren van de binnenwaartse macrostabiliteit. Dit betreft een versterking van de primaire waterkering langs de Lek, waar de dijk over een lengte van ongeveer 250 m versterkt is door middel van het aanbrengen van 242 nagels (met een lengte van 18 m) in het binnentalud conform de configuratie zoals aangegeven in de Figuur 1.1.



Figuur 1.1 Situering en configuratie dijkvernageling in het binnentalud van de dijk bij Vianen

Het ontwerp van de dijkversterking met dijkvernageling bij Vianen is op hoofdlijnen gebaseerd op CUR Rapport 219 INSIDE Innovatieve dijkversterking [8] waar de ontwerpmethode, de aandachtspunten voor de uitvoering en de toetsing is vastgelegd. Wel is de ontwerpmethode aangevuld op basis van het rapport 'Ontwerp niet bewezen constructieve dijkversterkingstechnieken KIS [9] en de 'Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen KIS' [10].

Voor nadere informatie over het ontwerp en de uitvoering van de dijkversterking wordt verwezen naar Verslaglegging ontwerp, uitvoering en monitoring, Dijkvernageling Vianen [2].

De techniek dijkvernageling is in 2008 al in behandeling geweest bij Expertise Netwerk Waterkeringen. De techniek was, naar de mening van ENW, zodanig uitgewerkt dat het toepassen in een dijkversterking onder extra monitoring verantwoord zou zijn ENW-08-08 d.d. 4 september 2014 [22]. Op basis van extra monitoring zou optimalisatie kunnen plaatsvinden met betrekking tot beheersbaarheid en kostenreductie

Op basis van het ontwerp van de dijkversterking Vianen, de resultaten van uitgevoerde bezwijk- en controleproeven en de resultaten uit de monitoring, heeft het Consortium Dijkvernageling bewezen dat er sprake is van een beheersbare techniek, zowel voor wat

betreft de gerealiseerde sterkte als wat betreft de omgevingsbeïnvloeding. Dit is bewezen onder de wisselende omstandigheden van een kleidijk op een zandondergrond tot een kleidijk op een zandige kleilaag. Er was geen sprake van een dik pakket holocene grondlagen, ook zijn geen venige grondlagen aangetroffen in de bodem.

1.2 Aanscherpingen dijkversterkingstechniek

In voorliggend rapport wordt ingegaan op een aantal aspecten, dat van belang is voor het aanscherpen en optimaliseren van de dijkvernagelingstechniek bij het toepassen in een dijkversterking. Deze aspecten zijn van belang voor een nadere onderbouwing van de betrouwbaarheid, een nadere verfijning van het ontwerp en het oprekken van de toepassingsgrenzen.

In dit rapport zullen de volgende aspecten worden behandeld:

-

- Het analyseren van de kruipsnelheid op basis van de uitgevoerde controle- en bezwijkproeven
- Het nader beschouwen van het aantal bezwijk- en controleproeven in relatie tot de lengte van het dijktraject en de heterogeniteit van de ondergrond. Op basis van deze beschouwing zal advies worden uitgebracht met betrekking tot een aanpassing in de procedure bij de toepassing van dijkvernageling in primaire waterkeringen.
- Het behandelen van de hoeveelheid controleproeven bij het ontbreken van bezwijkproeven.
- Het vaststellen van de schachtwrijvingsfactor op basis van de conusweerstand
- Het behandelen van de toepasbaarheid van dijkvernageling in organische gronden (humeuze klei of veen).
- Het nader onderzoeken van de eventuele beïnvloeding van de hart op hart afstand tussen de nagels (eventuele groepswerking). Dit zal mogelijk leiden tot een reductie van de houdkracht.
- Het nader vaststellen van een eventuele beïnvloeding van de houdkracht tijdens MHW bij cohesieve materialen en bij zand. Dit zal mogelijk leiden tot een reductie van de houdkracht.
- Van analytisch model naar geavanceerd model (De check die met Plaxis is uitgevoerd om de geldigheid van Talren voor deze situatie te onderbouwen);
- Het toepassen van een partiële veiligheidsfactor bij 2D en 3D analyses
- De geldigheid van de acceptatie op basis van de gerealiseerde dijkversterking bij Vianen

Het verdient de aanbeveling dat de aspecten die in dit rapport worden behandeld ook worden meegenomen bij het opstellen van het Technisch Rapport van vernagelingstechnieken dat op dit moment in ontwikkeling is binnen POV-M.

1.3 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 wordt ingegaan op een beoordeling van de eisen van trekproeven bij dijkvernageling. Hier wordt een nadere beschouwing gedaan van de resultaten van de uitgevoerde proeven bij Vianen en op basis hiervan wordt een aanbeveling gedaan voor een aanpassing in de procedure bij de toepassing van dijkvernageling in primaire waterkeringen. In hoofdstuk 3 wordt ingegaan op het bepalen van de schachtwrijvingsfactor uit een

sondering.

In hoofdstuk 4 wordt ingegaan op de invloed van maatgevende hydraulische belastingen bij uitvoering trekproeven en in hoofdstuk 5 wordt de invloed van groepswerking bij nagels behandeld.

In hoofdstuk 6 wordt ingegaan op de noodzaak tot het aanhouden van een extra modelfactor en in hoofdstuk 7 worden de aanbevelingen en conclusies bij het toepassen van dijkvernageling in primaire waterkeringen behandeld.

1.4 Referenties

Bij het opstellen van onderliggend rapport zijn de volgende referenties van toepassing:

- [1] Dijkvernageling Lekdijk Vianen
Definitief ontwerp (DO)
Projectnr. 332487, referentienr. GM-0146489, revisie D4
Grontmij Nederland B.V., Witteveen+Bos, d.d. 30 april 2015
- [2] Verslaglegging ontwerp, uitvoering en monitoring,
W13-043 Dijkvernageling Vianen
Document nr. W13-043-EVA-002 Verslaglegging ontwerp, uitvoering en monitoring
Dijkvernageling 2016-040-4 rev 2, Definitief
Datum 04-04-2016, Werk nr. W13-043, Consortium Dijkvernageling
- [3] Rapportage bezwijkproeven, dijkvernageling Vianen
Werknr. W13-043, Projectnr. P12-087
Documentnr. W13-043-BER-B001, rev 1
Consortium Dijkvernageling d.d. 04-08-2015
- [4] Rapportage controleproeven, dijkvernageling Vianen
Werknr. W13-043, Projectnr. P12-087
Documentnr. W13-043-BER-B002, rev. 1
Consortium Dijkvernageling d.d. 15-09-2015
- [5] Nederlandse norm NEN-EN 14490 (en)
Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk –
Grondvernageling
ICS 93.020 juni 2010
- [6] CUR166 Damwandconstructies, 5^e druk november 2008
- [7] NEN-EN en ISO 22477-5; 2016
Geotechnisch onderzoek en beproeving – Beproeving van geotechnische constructies – Deel 5; Beproeving van ankers.
- [8] CUR Rapport 219 INSIDE Innovatieve dijkversterking
Stichting CURNET Gouda, 2007
- [9] Rapport Ontwerp- en uitvoeringsaspecten 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken KIS, kenmerk 1205394-001-0005, Deltares d.d. 31 januari 2013
- [10] Rapport Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie). Ontwerprichtlijn voor Waterschap Rivierenland. Rapport 1205887-000-GEO-0016-v6. Deltares 12 maart 2013
- [11] Nederlandse Norm NEN-EN 9997-1+c1, Geotechnisch ontwerp van constructies, Deel 1: algemene regels. April 2012.
- [12] Technisch Rapport Waterspanningen in dijken TAW 2004
- [13] Handreiking voor het bepalen van schuifsterkte parameters,
WTI 2017, Toetsregels Stabiliteit, 1209434-003 v1, Deltares dec. 2014

- [14] Poulos, E. H., H. G. Davis, 1980. Pile foundation analysis and design. Wiley, New York.
- [15] Poulos, H. G. and E. H. Davis, 1974. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. New York.
- [16] Randolph, M. F., 1981. "The response of flexible piles to lateral loading." Geotechnique 2 31:247-259.
- [17] Mindlin, R. D., 1953. "1st Mid-west. Conf. Solid Mech., University of Illinois, Illinois." In Force at a point in the interior of a semi-infinite solid, pages 56-59.
- [18] Focht Jr., J. A. and K. J. Koch, 1973. "Rational analysis of the lateral performance of offshore pile groups." In Proc. of the V offshore technology Conference, Houston, Texas, pages 701-708.
- [19] Baugrund. Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau. Anhang F. DIN 1054. 2005.
- [20] Single Piles and Pile groups under lateral loading. Reese en van Impe; 2nd edition; 5-1-2011
- [21] Het evenwicht van een ankerrij. Moderne Funderingstechnieken, Prof. Ir. A.F van Weele. Delft, september 1981
- [22] Brief met kenmerk Innovatie techniek voor dijkversterkingen, ENW-08-08, Expertise Netwerk Waterveiligheid.
- [23] CUR2001-4 2003, Ontwerpregels voor trekpalen.

2 Beoordeling eisen trekproeven bij dijkversterkingen

2.1 Inleiding

Bij de realisatie van de dijkversterking bij Vianen met dijkvernageling is uitgegaan van de NEN-EN-14490 Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk – Grondvernageling [5]. Deze norm is opgesteld voor het toepassen van grondvernageling onder verschillende omstandigheden, zoals bij het stabiliseren van bestaande of nieuwe taluds bij ophogingen of bij ontgravingen. Omdat de houdkracht van de nagels, bij toepassing om de stabiliteit van een dijk te kunnen verbeteren, voornamelijk aan cohesieve grondlagen worden ontleend, wordt het testprotocol conform NEN-EN ISO 22477-5 [7] aangehouden. De testprocedure is daarbij gelijk aan de testprocedure in CUR166 [6] voor wandverankering, waarbij er rekening dient te worden gehouden met langere belastingstappen voor cohesieve grondlagen.

Omdat dijkvernageling voor het eerst is toegepast op grote schaal in een dijkversterkingsproject wordt beoordeeld of de procedure conform [6] toereikend is om een voldoende betrouwbaar ontwerp te kunnen realiseren in een dijk. Er wordt hierbij zowel aandacht besteed aan de hoeveelheid proeven die conform [5] zijn aangegeven als de proefprocedure bij de uitvoering van de proeven. Er zal hierbij eerst worden ingegaan op de bestaande regelgeving voor bezwijk- en controleproeven om vervolgens in te gaan op de bezwijk- en de controleproeven die zijn uitgevoerd bij Vianen.

2.2 Bezwijkproeven

2.2.1 Algemeen

Bezwijkproeven zijn trekproeven die tot bezwijken in de grond worden uitgevoerd om de benodigde ontwerpparameters van de houdkracht van de nagels in een bepaalde grondslag te kunnen vaststellen. Bezwijkproeven worden in principe uitgevoerd na het uitwerken van een voorontwerp zodat een indicatie van de benodigde houdkracht is vastgesteld. Bezwijkproeven worden met name uitgevoerd of voorgeschreven bij nieuwe toepassingsgebieden van een techniek of bij het toepassen van nieuwe verankeringssystemen waar nog geen of nog niet voldoende beproevingen in vergelijkbare grondslag zijn uitgevoerd.

Op basis van het resultaat van de bezwijkproeven wordt de houdkracht uit het voorontwerp (of definitieve ontwerp) verifieerd/onderbouwd. Op basis van de vastgestelde houdkracht uit de bezwijkproeven kan het ontwerp worden geoptimaliseerd door de benodigde onderlinge afstand of de lengte van de nagels aan te passen.

Conform [5] dienen er voor een optimaal ontwerp bezwijkproeven te worden uitgevoerd op zowel de actieve zone, de passieve zone en de volledige lengte van de nagel. Daarnaast dienen bezwijkproeven te worden uitgevoerd op ieder te onderscheiden grondlaag. Voor primaire waterkeringen geldt veiligheidsklasse 3 en dienen er minimaal vijf bezwijkproeven te worden uitgevoerd op zowel de actieve zone, de passieve zone en de volledige lengte van de nagel, met ten minste twee sets bezwijkproeven (actief, passief en gehele nagel) per type bodem.

Bij het beoordelen van de bezwijkproeven wordt uitgegaan van een kruipmaat van kleiner dan 2 mm uitgaande van:

$$k = \frac{S2 - S1}{\log t2 - \log t1} \quad (3.1)$$

Waarbij:

- k : kruipmaat waarmee het kruipgedrag van de nagel wordt gemeten in mm
- S2 : is de nagelkopverplaatsing bij tijdstip 2 in mm
- S1 : is de nagelkopverplaatsing bij tijdstip 1 in mm
- t1 : is het tijdstip na aanvang belastingsstap in minuten
- t2 : is het tijdstip einde waarnemingsperiode van de belastingsstap in minuten

De belastingstappen en de duur van de belastingstappen conform Table A.1 uit [7] zijn weergegeven in Tabel 2.1. De belasting P_p is 1,5 maal de geschatte grondmechanische bezwijkkracht van de nagel.

Table A.1 — Loading procedure – Investigation test method 1

Cycle	Maximum load	Minimum observation time (min) at maximum load	
		Non cohesive soil and rock	Cohesive soil
1	0,40 P_p	15	15
2	0,55 P_p	15	15
3	0,70 P_p	30	60
4	0,80 P_p	30	60
5	0,90 P_p	30	60
6	1,00 P_p	60	180

Tabel 2.1 Proefprocedure bezwijkproef conform [7]

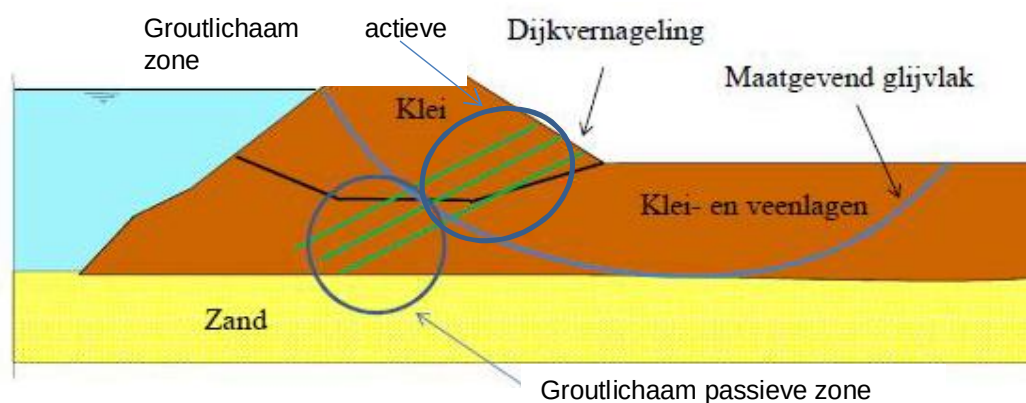
Bij cohesieve grond wordt de kruip gedurende 180 minuten in de laatste belastingstap geregistreerd bij constant gehoudend belasting. Conform [6] wordt de kruipmaat veelal bepaald van $t_1 = 45$ minuten tot $t_2 = 180$ minuten. In [5] wordt niet specifiek aangegeven bij welk tijdstip de kruipmaat moet worden vastgesteld. Bij het beoordelen van de bezwijkproeven wordt uitgegaan van een kruipmaat van kleiner dan 2 mm.

Bij trekproeven op zand neemt de kruip in principe af in de logaritme van de tijd. De verwachting is dat dit ook het geval zal zijn bij het toepassen van nagels in cohesieve grondlagen. Is dit niet het geval kan dit duiden op naderend bezwijken

2.2.2 Bezwijkproeven bij Vianen

Bij de realisatie van de dijkversterking bij Vianen zijn er bezwijkproeven uitgevoerd op een aantal nagels die extra zijn geplaatst op een locatie in het dijkversterkingstraject. De belastingen op de nagels zijn vastgesteld op basis van het Definitief ontwerp [1]. In het ontwerp zijn 2 maatgevende dwarsdoorsneden beschouwd bij het ontwerp wegens verschillen in de ondergrond. De bezwijkproeven zijn uitgevoerd bij de dwarsdoorsnede die tot de grootste houdkrachten heeft geleid in het ontwerp. Deze locatie is maatgevend beschouwd bij het uitvoeren van de bezwijkproeven.

Er zijn in totaal 7 bezwijkproeven uitgevoerd waarvan 4 proeven op lange nagels met het groutlichaam in het passieve deel van het glijvlak en waarvan 3 proeven zijn uitgevoerd op korte nagels met het groutlichaam in het actieve deel. Zie ook Figuur 2.1. Er zijn geen bezwijkproeven uitgevoerd op de volledige lengte van de nagels.



Figuur 2.1 Illustratie actieve en passieve trekzone bij dijkvernageling

Uitgaande van de aanbeveling van [5] met betrekking tot de hoeveelheid bezwijkproeven lijkt er een minimum aan proeven te zijn uitgevoerd bij Vianen omdat de 7 bezwijkproeven verdeeld zijn op zowel lange (groutlichaam passieve deel) als korte nagels (groutlichaam actieve deel). Conform de norm [5] hadden in totaal 15 bezwijkproeven moeten worden uitgevoerd. Door het uitvoeren van minder proeven werd het risico genomen op een te lage inschatting van de houdkracht, wat eventueel naar voren komt bij de uitvoering van de controleproeven van de productienagels. Dit risico werd door het Consortium laag geacht vanwege het verschil tussen de gemeten bezwijkkracht tijdens de bezwijkproeven en de benodigde rekenwaarde van de houdkracht uit het ontwerp.

De belastingstappen en de duur van de belastingstappen wijken af van Tabel 2.1. In onderstaande tabel is het belastingschema weergegeven dat door het Consortium is aangehouden.

Belastingstap ¹⁾	Belasting [in kN]	Belastingduur [in min]
Initiële belasting	10	1
Stap 1 (40%)	26	15
Stap 2 (55%)	36	15
Stap 3 (70%)	46	60
Stap 4 (80%)	52	60
Stap 5 (90%)	59	60
Stap 6 (100%)	65	180
Stap 7 (125%)	81	180
Stap 8 (150%)	98	180
¹⁾ Bij de bezwijkproeven 4 en 7 is de belastingstap 7 overgeslagen. De belasting is bij deze proeven direct van 100% naar 150% verhoogd. Bij de overige bezwijkproeven is belastingstap 8 overgeslagen.		

Tabel 2.2 Overzicht belastingstappen en belastingduur bezwijkproeven Vianen [3]

De belastingduur van een aantal belastingstappen is ingekort, omdat de totale procedure te lang werd bevonden. Daarentegen is bij de twee laatste belastingstappen rekening gehouden met een belastingsduur van 180 minuten. Achteraf gezien heeft dit geen problemen gegeven, omdat de bezwijkbelasting hoger was dan rekenwaarde van de houdkracht uit het ontwerp. Het aanhouden van een belastingduur van 180 minuten tijdens de twee laatste belastingstappen heeft extra inzicht gegeven in het kruipgedrag van de nagel.

De proefresultaten zijn verwerkt in grafieken om inzicht te kunnen krijgen in het gedrag van de houdkracht en het daarbij horende vervormingsgedrag. In bijlage A zijn de volgende grafieken verwerkt:

- De kopverplaatsing gedurende de bezwijkproeven
- De relatieve kopverplaatsing gedurende de bezwijkproeven
- De kruipmaat k per waarneming gedurende de bezwijkproef
- De kruipmaat k bij de twee laatste waarnemingen en de 3^e laatste en laatste waarnemingen van de bezwijkproef

In de Tabel 2.3 is de vastgestelde kruipmaat bij de laatste twee belastingsstappen uitgezet van de lange nagels waar het groutlichaam in het passieve deel is beproefd.

Nagel nr.	positie nagel in talud	Lgrout [m]	Testbelasting (houdkracht voorontwerp [in kN])	Kruipmaat 1)	Kruipmaat 2)	Beoordeling kruipmaat ($k < 2$)	Maximale belasting tijdens proef	Kruipmaat 1)	Kruipmaat 2) 3)	Beoordeling kruipmaat ($k < 2$ mm)
1	Onder	10,5	65	0,8	0,63	Voldoet	81	0,5	1,01	Voldoet
5	Midden	8,5	65	0,66	0,65	Voldoet	81	1,99	2,41	Doorgaande vervorming
6	Midden	10,5	65	0,03	0,04	Voldoet	81	0,66	0,59	Voldoet
7	Midden	10,5	65	0,7	0,67	Voldoet	98	2,99	2,93	Doorgaande vervorming
1) Kruipmaat is vastgesteld op basis van laatste twee waarnemingen ($t_1=90$ min, $t_2=180$ min) 2) Kruipmaat is vastgesteld op basis van de 3 ^e laatste en laatste waarneming ($t_1=45$ min, $t_2=180$ min) conform [6] 3) De aangegeven kruipmaat is vastgesteld door Deltares. Opvallend is dat Consortium Dijkvernageling andere kruipmaten heeft vastgesteld in [3].										

Tabel 2.3 Vastgestelde kruipmaat bij ontwerpbelasting en bij de maximale belasting bezwijkproeven lange nagels (groutlichaam in het passieve deel)

Uit Tabel 2.3 blijkt dat de 4 beproefde nagels in het passieve deel de verwachte ontwerpbelasting van 65 kN probleemloos heeft kunnen opnemen. De kruipmaat is maximaal 0,8. Bij drie van de beproefde nagels was de maximale belasting 81 kN (1,25 x de ontwerpbelasting). Bij nagel 7 is besloten om de maximale belasting te verhogen naar 98 kN. Bij nagel 7 is de belasting van 81 kN overgeslagen.

Uit de vastgestelde kruipmaat blijkt dat nagel 1 en nagel 6 voldoende betrouwbaar de belasting kunnen opnemen. Nagel 5, waar de maximale testbelasting 81 kN was, wordt de vereiste kruipmaat van 2 mm overschreden. En nagel 7, waar de maximale belasting van 98 kN als trekbelasting is toegepast, wordt de toelaatbare kruipmaat ook overschreden. Bij beide nagels is er sprake van doorgaande vervorming waardoor zij bij de maximale belasting niet voldoen aan de vereiste kruipmaat.

In Tabel 2.4 is de vastgestelde kruipmaat bij de laatste twee belastingsstappen uitgezet van de korte nagels waar het groutlichaam in het actieve deel is beproefd.

Nagel nr.	Positie nagel in talud	Lgrout [in m]	Test-belasting (houkracht voorontwerp) [in kN]	Kruip-maat 1)	Kruip-maat 2)	Beoor-deling kruip-maat	Maxi-male belasting tijdens proef	Kruip-maat 1)	Kruip-maat 2) 3)	Beoor-deling kruip-maat (k<2)
2	Boven	8,5	65	0,13	0,08	Voldoet	81	0,27	0,34	Voldoet
3	Boven	8,5	65	0,1	0,15	Voldoet	81	0,2	0,17	Voldoet
4	Boven	8,5	65	0,2	0,21	Voldoet	98	1,15	115	Bezweken
1) Kruipmaat is vastgesteld op basis van laatste twee waarnemingen ($t_1=90$ min, $t_2=180$ min) 2) Kruipmaat is vastgesteld op basis van de 3 ^e laatste en laatste waarneming ($t_1=45$ min, $t_2=180$ min) 3) De aangegeve kruipmaat is vastgesteld door Deltares. Opvallend is dat Consotium Dijkvernageling andere kruipmaten heeft vastgesteld in [3].										

Tabel 2.4 Vastgestelde kruipmaat bij ontwerpbelasting en bij maximale belasting bezwijkproeven korte nagels (groutlichaam in het actieve deel)

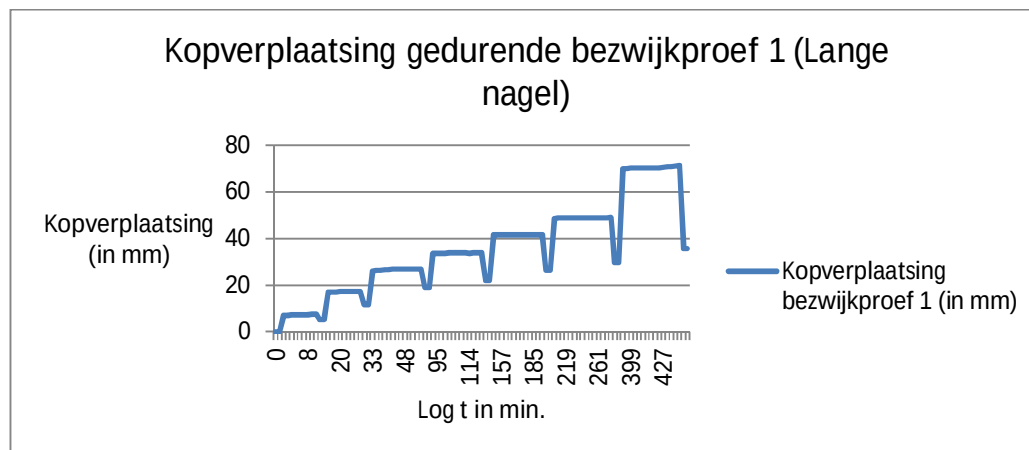
Uit Tabel 2.4 blijkt dat de kruipmaat van de 3 korte nagels ruim voldoet bij de ontwerpbelasting van 65 kN. De berekende kruipmaat is maximaal 0,21. Ook blijkt dat de kruipmaat bij 2 nagels ruim voldoet aan de maximale belasting van 81 kN. Nagel 4, waar een trekbelasting van 98 kN is toegepast, is bezweken onder de belasting.

2.2.2.1 Beschouwing kruipgedrag tijdens de bezwijkproeven

Op basis van de resultaten van de bezwijkproeven bij Vianen wordt een indruk verkregen van zowel het kruipgedrag als het bezwijkgedrag van de nagels. Hierbij wordt nader ingegaan op het kruipgedrag op een aantal van de nagels tijdens de bezwijkproeven.

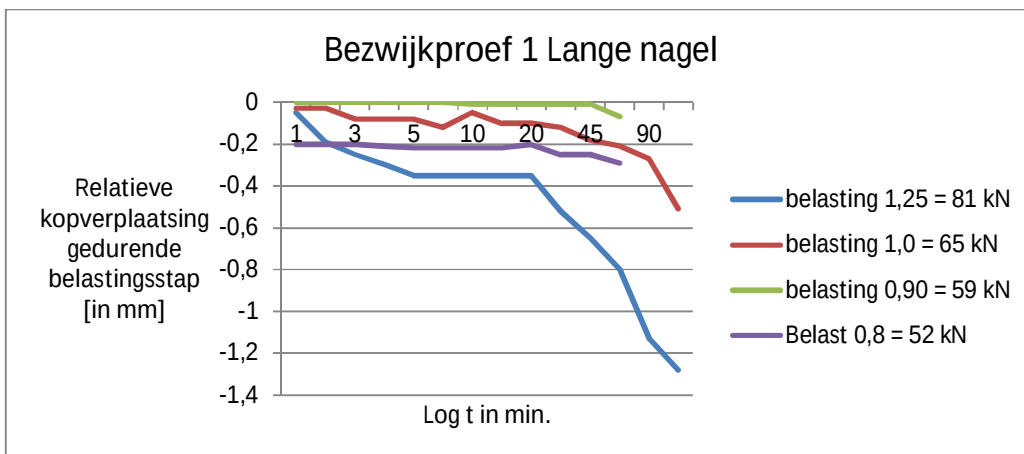
Nagel 1, lange nagel (groutlichaam passieve deel)

Bij nagel 1 voldoet de kruipmaat ruim voldoende bij alle belastingstappen tijdens de bezwijkproef. In Figuur 2.2 t/m 2.4 is het gedrag tijdens de proef weergegeven.



Figuur 2.2 Kopverplaatsing gedurende bezwijkproef 1, lange nagel (groutlichaam passieve deel)

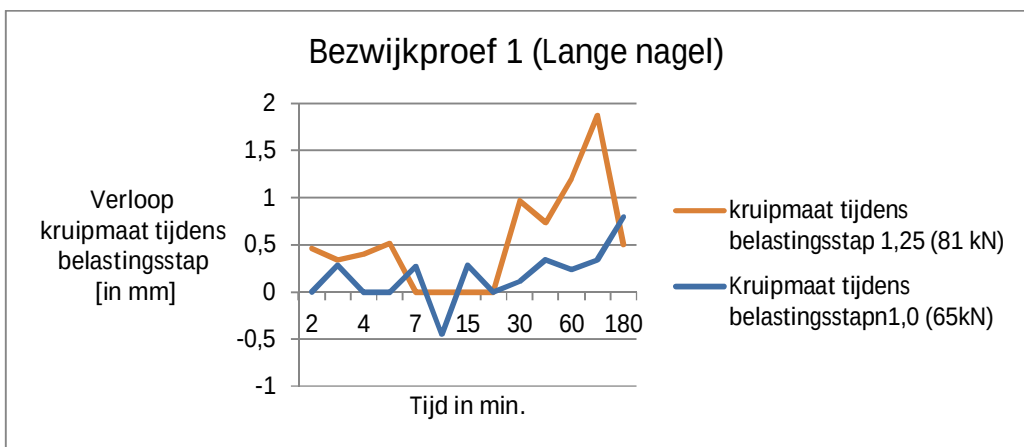
Op basis van Figuur 2.2 lijkt er sprake te zijn van vrij stabiel gedrag tijdens de proef. Opvallend is dat er 35 mm plastische vervorming is opgetreden na einde van de proef.



Figuur 2.3 Relatieve kopverplaatsing gedurende bezwijkproef 1, lange nagel (groutlichaam passieve deel)

Uit Figuur 2.3 blijkt in de laatste belastingstap dat de kruip stabiliseert tussen ca. 5 en 20 minuten om vervolgens daarna te gaan toenemen. Bij de ontwerpbelasting (stap 1,0) neemt de kruip ineens toe na circa 90 minuten.

In Figuur 2.4 is het verloop van de kruipmaat tijdens de laatste 2 belastingstappen uitgezet (de kruipmaat is steeds berekend op basis van 2 waarnemingen die achter elkaar zijn vastgelegd).

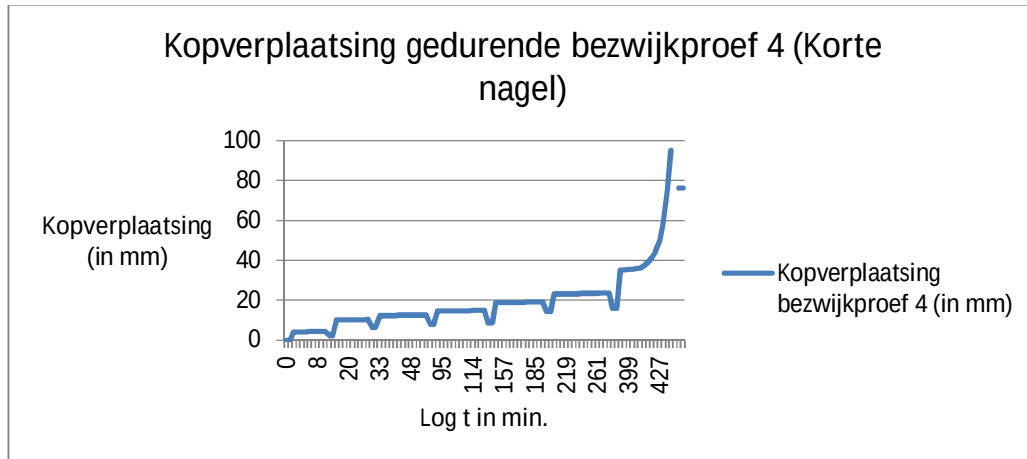


Figuur 2.4 Verloop kruipmaat tijdens belastingstap bezwijkproef 1 (lange nagel, groutlichaam passieve deel)

Uit Figuur 2.4 blijkt dat de kruipmaat bij de hoogste belasting ineens toeneemt tussen 30 en 90 minuten om vervolgens weer af te nemen bij de laatste waarneming. Bij de ontwerpbelasting (stap 1,0) neemt de kruipmaat juist toe op het einde van de proef. De kruipmaat voldoet bij beide belastingen. Opvallend is dat de kruipmaat niet afneemt met de tijd zoals dit de verwachting was op basis van het kruipgedrag van zand.

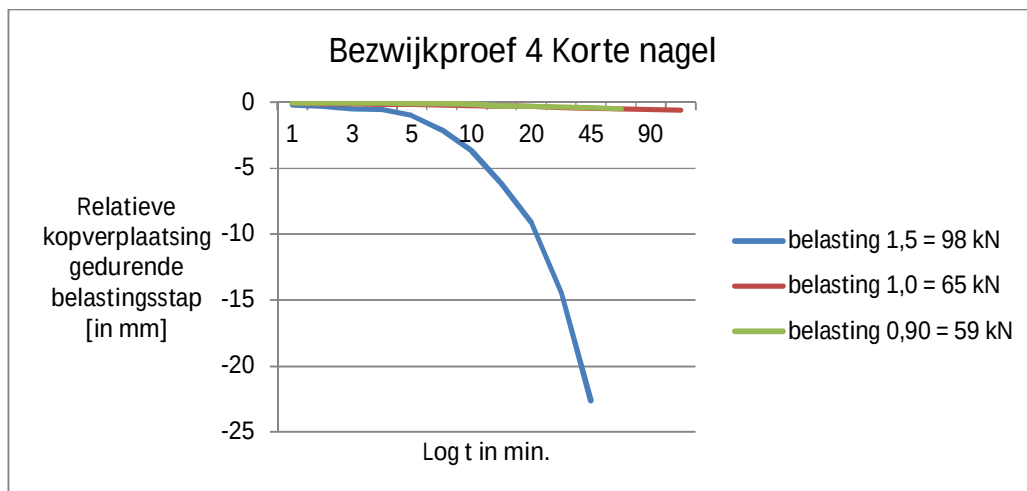
Nagel 4, korte nagel (groutlichaam actieve deel)

Nagel 4 is bezweken tijdens de hoogste belasting van 98 kN. In de onderstaande Figuren wordt het kruipgedrag van de nagel tijdens de proef weergegeven.



Figuur 2.5 Kopverplaatsing bezwijkproef nagel 4 (korte nagel, actieve deel)

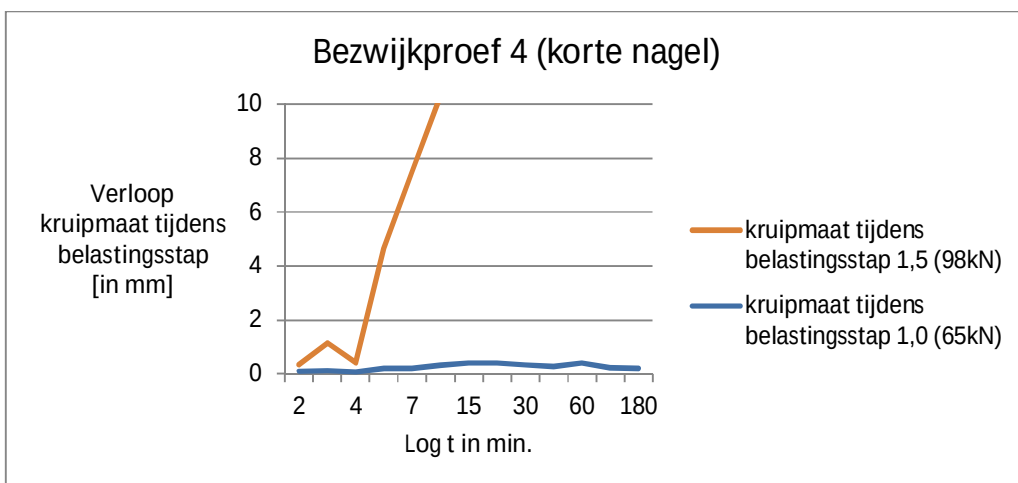
Uit Figuur 2.5 blijkt dat er sprake is van vrij stabiel vervormingsgedrag tot dat er ineens sprake is van doorgaande vervormingen. De grond bezwijkt tijdens de laatste belasting waar de belasting is verhoogd van 1,0 naar 1,50 x de ontwerpbelasting.



Figuur 2.6 Relatieve kopverplaatsing nagel 4 (korte nagel, actieve deel)

Uit Figuur 2.6 blijkt dat de nagel bij de hoogste belasting snel begint te kruipen na circa 5 minuten. Het bezwijkgedrag bij deze belasting is duidelijk herkenbaar.

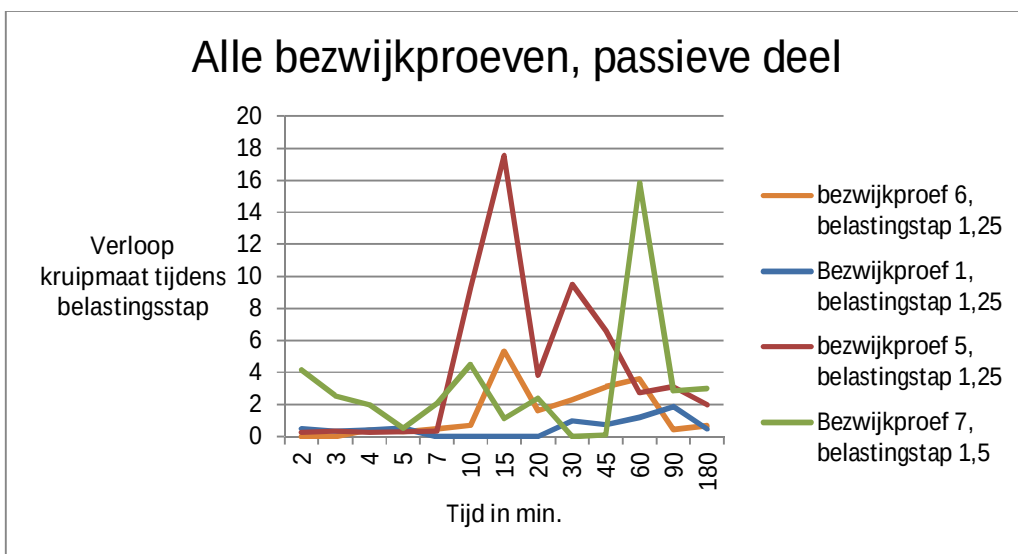
In Figuur 2.7 is de kruipmaat uitgezet per waarneming tijdens de twee laatste belastingsstappen. Ook hier is duidelijk dat de nagel bezwijkt onder de hoogste belasting.



Figuur 2.7 Verloop kruipmaat tijdens belastingsstap bezwijkproef 4, korte nagel (actieve deel)

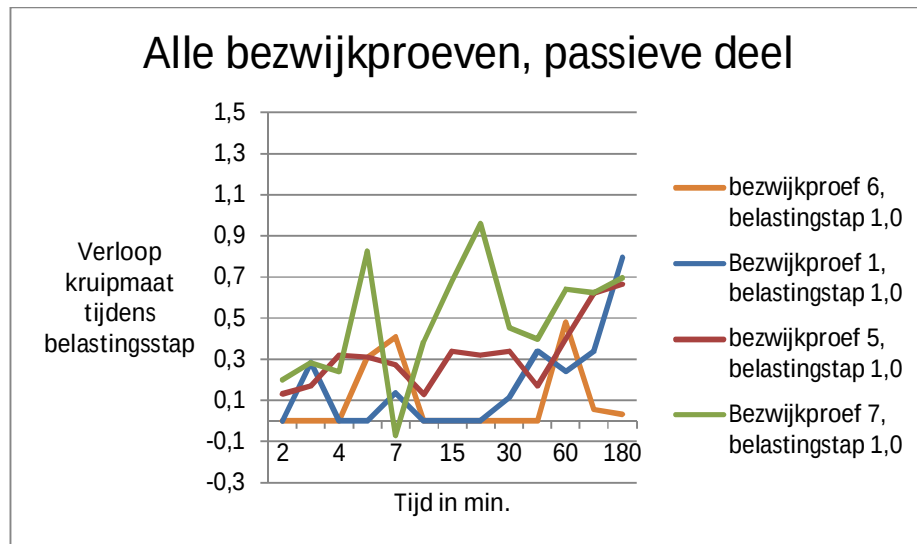
2.2.2.1. Algemene tendens kruipmaat bij cohesieve grond

Op basis van het verloop van de kruipmaat tijdens de bezwijkproeven is gebleken bij meerdere van de proeven dat er sprake is van een grillig gedrag tijdens de belasting. Dit blijkt uit de Figuren 2.8 en 2.9. In Figuur 2.8 is de kruipmaat tijdens de proef uitgezet bij de laatste belastingstap van de lange nagels (groutlichaam passieve deel). En in Figuur 2.9 is de kruipmaat tijdens de proef uitgezet bij de ontwerpbelasting van de lange nagels.



Figuur 2.8 Verloop kruipmaat tijdens laatste belasting bezwijkproeven lange nagels (passieve deel)

Uit Figuur 2.8 blijkt dat er sprake is van een erg grillig verloop tijdens de proef met erg grote uitschieters in de kruipmaat. Opvallend is dat de kruipmaat aan het einde van de proef stabiliseert. Dit wordt mogelijk veroorzaakt doordat de grond eerst op delen van de nagel moet bezwijken voordat de schachtwrijving op andere delen (volledig) gemobiliseerd wordt.



Figuur 2.9 Verloop kruipmaat tijdens belastingen bezwijkproef 6 (lange nagel)

In Figuur 2,9 is er eveneens sprake van een grillig verloop, maar de kruipmaat blijft onder de vereiste maat van 1,0. Er is sprake van meer stabiel gedrag van de nagels.

Gelet op het grillige verloop van de vervorming en van de berekende kruipmaat tijdens de bezwijkproeven is duidelijk geworden waarom het noodzakelijk is om de lange belastingduur van 180 min te handhaven bij cohesieve grond. Een kortere belastingduur tijdens de proef zou kunnen leiden tot verkeerde conclusies op basis van de waarnemingen. Daarnaast lijkt het wenselijk om de eis van de kruipmaat scherper te stellen door te eisen dat de kruipmaat gedurende de laatste 3 waarnemingen (dus bij $t = 45$, $t = 90$ en $t = 180$ minuten) minimaal₁ moet voldoen aan de vereiste kruipmaat van 2. Dit om te voorkomen dat de belastingstap wordt goedgekeurd op basis van één waarneming.

2.2.3 Van bezwijkproef naar ontwerpwaarde

2.2.3.1. Maximale belasting uit bezwijkproef

Op basis van de uitgevoerde bezwijkproeven kan de maximale belasting op de nagels worden vastgesteld waarbij de kruipmaat voldoet aan de waarde $k < 2$ mm. Bij deze belasting kan de houdkracht met voldoende betrouwbaarheid worden opgenomen door de nagel in respectievelijk de passieve en actieve zone.

Conform [6] dient bij het uitvoeren van bezwijkproeven zo goed als mogelijk een inschatting te worden gemaakt van de bezwijkkracht, maar wordt de maximale proeflast F_{bp} een factor 1,5 hoger gekozen. Bij de bezwijkproef dient de kracht in stappen van respectievelijk 25%, 40%, 55%, 70%, 85% en 100% F_{bp} te worden opgevoerd tot de maximale belasting F_{bp} is bereikt. Het opbouwen en ontlasten vindt plaats conform [6].

Conform [6] kan in dat geval de houdkracht van de nagels bij het ontwerp op basis van de resultaten van bezwijkproeven als volgt worden aangehouden:

$$F_{r,A;gr} = \min(F_{r,k} ; 0,85F_{r,t}) / f_{sa}$$

Waarin:

$F_{r,A;gr}$ is de houdkracht van het gegroute nagel
 $F_{r;k}$ is de houdkracht behorende bij een kruipmaat van maximaal 2 mm
 $F_{r,f}$ is de houdkracht waarbij een nagel een doorgaande verplaatsing ondergaat
 $f_{s;a}$ is een factor die voor de meeste anker gelijk is aan 1,0. Vooralsnog wordt verondersteld dat deze waarde ook voor dijkvernageling geldt.

Om gebruik te kunnen maken van $0,85F_{r,f}$ dienen de belastingen in kleinere stapjes te worden opgebouwd conform [6] om er voor te zorgen dat de belastingstappen niet te groot zijn. Bij te grote belastingstappen leidt het toepassen van $0,85F_{r,f}$ niet tot een evident veilige ontwerp en dient derhalve te worden uitgegaan van $F_{r;k}$.

2.2.3.1. Partiële veiligheidsfactoren houdkracht groutlichaam

Bij het toetsen van de rekenwaarde van de houdkracht van het groutlichaam van de nagels in de uiterste grenstoestand bij bezwijken of buitensporig vervormen van nagels en ondergrond, geldt conform [6] het volgende:

$$F_{s;A;d} \leq F_{r;A;gr;d}$$

Waarin $F_{r;A;gr;d}$ wordt bepaald volgens

$$F_{r;A;gr;d} = \frac{F_{r;A;gr;rep}}{\gamma_{mb}}$$

En waarbij geldt conform [11] dat

$$F_{ar;A;gr;rep} = \frac{F_{r;A;gr;gem}}{\xi_a} \text{ uitgaande van } n \geq 3 \text{ bezwijkproeven}$$

Waarin

$F_{s;A;d}$ is de rekenwaarde van de ankerbelasting conform het ontwerp
 $F_{r;A;gr;d}$ is de rekenwaarden van de houdkracht van het groutlichaam van de ankers
 $F_{r;gr;rep}$ is de representatieve houdkracht van het groutlichaam van de ankers op basis van bezwijkproeven
 $F_{r;A;gr;gem}$ is de gemiddelde houdkracht van het groutlichaam van de nagels op basis van bezwijkproeven in een gebied met gelijke grondslag
 γ_{mb} is een partiële materiaalfactor welke conform [6] gelijk is aan 1,35; deze mag gelijk worden gesteld aan 1,2 wanneer op alle nagels een controleproef wordt uitgevoerd.
 ξ_a is een correlatiefactor die afhankelijk is van het aantal bezwijkproeven N en het aantal ankers dat wordt geacht om samen te kunnen werken. Deze factor kan worden ontleend uit tabel 8.a uit [11], zie ook Tabel 2.5. Deze factor mag gelijk aan 1,0 worden gesteld wanneer er op alle nagels een controleproef wordt uitgevoerd.

In geval het aantal bezwijkproeven $n = 1$ of 2 dan geldt:

$$F_{r;A;gr;rep} = \xi_a \cdot F_{r;A;gr;min}$$

Waarin

$F_{r,Ag,gr,min}$

de minimale houdkracht van het groutlichaam op basis van bezwijkproeven of een empirische relatie.

Tabel 8.a — Waarden voor de correlatiefactor ξ_a

m	n						
	1	2	3	4	5	7	≥ 10
1 of 2	1,39	1,32	1,30	1,28	1,28	1,27	1,25
$m \geq 3$	1,29	1,21	1,18	1,16	1,15	1,15	1,13
m is het aantal ankers dat mag worden geacht samen te werken bij de overdracht van krachten door de constructie; n is het aantal geschiktheidsproeven, dat representatief kan worden geacht voor het desbetreffende gebied.							

Tabel 2.5 Waarden voor de correlatiefactor ξ_a uit tabel 8.a in [11]

Tabel 2.5 is opgesteld voor groutankers die samenwerken via een gording. Bij dijkvernageling zullen de ankers in principe samenwerken over de lengte van een glijvlak waardoor er van $m \geq 3$ kan worden uitgegaan. Dit geldt uiteraard alleen als er voldoende veiligheid is tegen grondbreuk van de nagel (zodat de nagel niet door de grond snijdt).

Als er geen bezwijkproeven ter beschikking zijn, geldt een correlatiefactor van $\xi_a = 1,29$ conform Tabel 2.5.

In het geval het definitieve ontwerp niet wordt gebaseerd op schachtwrijvingsfactoren gebaseerd op bezwijkproeven, dient een veilige inschatting van de schachtwrijving te worden aangehouden. Er is nog erg weinig ervaring met het toepassen van dijkvernageling in de primaire waterkering, waardoor het lastig is om een goede schatting te maken van de ondergrens van de schachtwrijvingsfactor α_t . Daardoor wordt bij gebrek aan kennis op basis van proefbelastingen geadviseerd om uit te gaan van een partiële materiaalfactor γ_{mb} van 1,5 uitgaande van een verwachtingswaarde van de schachtwrijvingsfactor gebaseerd op de gemeten conusweerstand op projectlocatie.

Bij gebrek aan bezwijkproeven zijn de onzekerheden groot m.b.t. de inschatting van de wandwrijving die uit de grond kan worden gehaald. De kans is daardoor groter dat er nagels worden afgekeurd tijdens de uitvoering van de productienagels. Daardoor wordt geadviseerd om voorlopig controleproeven uit te voeren op minimaal 24% van de nagels, waarbij moet worden uitgegaan van het beproeven van de gehele lengte van de nagels bij 12% van nagels en het beproeven van het passieve deel van het groutlichaam bij 12% van de nagels. Als uit de controleproeven blijkt dat de kruipmaat voldoende is beproefde ankers, hoeven de overige nagels niet te worden besproefd.

Het uitvoeren van controleproeven op 24% van de ankers lijkt streng ten opzichte van de 3% conform [5] (uitgaande van minimaal 5 bezwijkproeven), maar bij een vergelijking met CUR166 [6], waar in veiligheidsklasse 2 en 3 een controleproef moet worden uitgevoerd op alle ankers, is er hier sprake van een aanzienlijke reductie van het aantal proeven. Het uitvoeren van controleproeven op 24% van de nagels leidt tot een minder strenge aanpak

dan in CUR166, maar door dat dijkvernageling zullen worden toegepast in het dijktaalud, vraagt het uitvoeren van controleproeven een grotere inspanning dan bij het toepassen van verankerde damwanden, die via een doorlopgende gording zijn verbonden. Deze eis zal er toe leiden dat er eerder gekozen zal worden voor het uitvoeren van bezwijkproeven op testnagels vooraf. Hierbij wordt opgemerkt dat deze eis kan worden versoepeld als op basis van ervaring uit meerdere projecten een redelijke ondergrens kan worden vastgesteld.

2.2.3.1. Van rekenwaarde houdkracht naar ontwerp

Op basis van de vastgestelde houdkracht uit de bezwijkproef $F_{r;A;gr;d}$ kan de maximale schachtwrijving die ontwikkeld is tijdens de bezwijkproef worden vastgesteld. Hiervoor geldt:

$$\tau_{\max} = \frac{F_{r;A;gr;d}}{L_p \cdot D_{grout} \cdot \pi}$$

Waarin

$\tau_{\max}$ is de maximale schachtwrijving langs de nagel (in kN/m²)

$F_{r;A;grout}$ is de vastgestelde houdkracht uit de bezwijkproef (in kN)

L_p is de lengte van het groutlichaam (in m)

D_{grout} is de diameter van het groutlichaam. Deze diameter wordt gelijk gesteld aan de buitendiameters van de boorbuis (in m).

Bij het controleren van het ontwerp in Plaxis dient de maximale schachtwrijving langs de nagels te worden gelimiteerd op basis van de rekenwaarde van de houdkracht van het groutlichaam van de ankers $F_{r;A;gr;d}$, die op basis van de bezwijkproeven is vastgesteld.

Dit geldt ook voor de ontwerpberekening in Talren. Bij Talren dient de schachtwrijvingsfactor α_t te worden vastgesteld op basis van de bezwijkproeven.

De maximale schachtwrijving van de nagels kan ook worden vastgesteld als volgt:

$$\tau_{\max} = \alpha_t \cdot q_c$$

Waarin

α_t is de schachtwrijvingsfactor langs de nagels (zie ook hoofdstuk 3)

q_c is het gemiddelde van de gemeten conusweerstand op locatie van de grondslag waarin het groutlichaam zich bevindt (in kPa).

Op basis van bovenstaande kan de schachtwrijvingsfactor α_t langs de nagels worden bepaald

op basis van het resultaat van de bezwijkproeven. Op basis van de schachtwrijvingsfactor die

uit de bezwijkproef is vastgesteld kan in Talren het ontwerp worden geoptimaliseerd.

Opgemerkt wordt dat het voor een nauwkeurige bepaling van de schachtwrijvingsfactor van belang is dat er op verschillende locaties in de dwarsdoorsnede sonderingen zijn uitgevoerd zodat de conusweerstand bij de juiste spanningsverdeling in de ondergrond kan worden vastgesteld.

Opgemerkt wordt dat in Talren de mogelijkheid ook bestaat om de schachtwrijvingsfactor te bepalen op basis van de houdkracht die tijdens de bezwijkproef is vastgesteld, behorende

bij een kruipmaat van maximaal 2 mm. Daarbij dienen de bovengenoemde partiële veiligheids- en correlatiefactoren dan direct in Talren te worden toegepast.

Bij de verwerking van de schachtwrijvingsfactor uit de bezwijkproeven dient tevens rekening te worden gehouden met een reductie wegens eventuele groepswerking en een reductie wegens het ontbreken van hoog water tijdens het uitvoeren van de bezwijkproeven. Voor de invloed van groepswerking wordt verwezen naar hoofdstuk 5 en voor de invloed van hoog water op de houdkracht wordt verwezen naar hoofdstuk 4.

2.2.4 Aanbeveling bezwijkproeven dijkvernageling

Op basis van de ervaringen bij de pilot bij Vianen wordt aanbevolen om bij toekomstige dijkversterkingsprojecten uit te gaan van [5] voor wat betreft de hoeveelheid bezwijkproeven die worden uitgevoerd om een indicatie te krijgen van de beschikbare houdkracht in de ondergrond. Voor veiligheidsklasse 3 dienen er minimaal vijf bezwijkproeven te worden uitgevoerd met ten minste twee bezwijkproeven per type ondergrond. Dit geldt zowel voor de actieve zone, de passieve zone en de volledige lengte van de nagel. Door ook bezwijkproeven op lange nagels uit te voeren wordt een goed vergelijkingskader gemaakt voor het beoordelen van de controleproeven die op de lange productienagels worden uitgevoerd.

Het uitvoeren en beoordelen van de bezwijkproeven kan plaatsvinden conform [6]. Wel wordt, gelet op het grillige verloop van de kruipmaat tijdens de proeven aanbevolen om de kruipmaat vast te stellen op basis van minimaal de 3 laatste waarnemingen van de belastingstap, uitgaande van de tijdintervallen van $t_1 = 45$ en $t_2 = 180$ minuten en $t_1 = 90$ en $t_2 = 180$ minuten. Daarmee wordt extra zekerheid ingebouwd omdat de verwachting is dat als de kruipmaat voldoet bij de laatste 3 waarnemingen de kans betrekkelijk klein is dat de kruipmaat alsnog veel zal gaan toenemen.

2.3 Controleproeven

2.3.1 Algemeen

Controleproeven zijn trekproeven die in het werk worden uitgevoerd na het (deels) realiseren van de productienagels in de uitvoering, die deel (gaan) uitmaken van de te realiseren dijkversterkings-maatregel. Door middel van het uitvoeren van controleproeven dient te worden aangetoond dat de productienagels de maximale ontwerpbelasting kunnen opnemen. Tijdens de controleproef wordt gecontroleerd of de houdkracht gebaseerd op de maximale ontwerpbelasting van de nagels op betrouwbare wijze door de schachtwrijving langs de nagels kan worden opgenomen.

Conform [5] dient er op 3% van de nagels, met een minimum van 5 nagels, controleproeven te worden uitgevoerd. Dit geldt als er vooraf bezwijkproeven zijn uitgevoerd, zie ook paragraaf 3.2. De controleproeven worden conform [5] uitgevoerd op de gehele lengte van de nagel. Bij nagels zijn bezwijkproeven vooraf belangrijk omdat er informatie nodig is van zowel de houdkracht van het actieve als het passieve deel en de verhouding tussen beide. Het kruipgedrag tijdens de controleproeven kan hiermee worden vergeleken.

Conform [6] dienen de ankers van damwandconstructies, die vallen in veiligheidsklasse II en III, controleproeven op alle ankers te worden uitgevoerd. In dat geval wordt er normaliter geen bezwijkproeven uitgevoerd.

In Tabel 2.6 de aanbevolen proefprocedure voor het controleren van productieankers conform [7] weergegeven.

Table A.3— Loading procedure – Acceptance test method 1

Load step	Maximum load	Minimum observation time (min) at maximum load	
		Non cohesive soil and rock	Cohesive soil
1	0,40 P_p	1	1
2	0,55 P_p	1	1
3	0,70 P_p	1	1
4	0,85 P_p	1	1
6	1,00 P_p	5	15

Tabel 2.6 Proefprocedure bij controle productieankers [7]

Uit Tabel 2.6 blijkt dat bij cohesieve grond de belastingsduur langer is dan bij niet cohesieve grond en gesteente.

Bij cohesieve grond wordt de kruip gedurende 15 minuten bij de ontwerpbelasting geregistreerd bij constant houdende belasting op het anker.

Voor het bepalen van de kruipmaat bij de controleproef op cohesieve grond wordt conform [7] uitgegaan van het volgende:

- Bij $k \leq 1\text{ mm}$ wordt de kruip bepaald tussen $t_1 = 5\text{ min}$ en $t_2 = 15\text{ min}$;
- Als de kruipmaat $k > 1\text{ mm}$ tussen $t_1=5\text{ min}$ en $t_2=15\text{ min}$ dan dient te proef met minstens 15 minuten te worden verlengd en dient de kruip te worden bepaald tussen $t_1=15\text{ min}$ en $t_2 = 30\text{ min}$. Indien nodig wordt de proef nogmaals verlengd en wordt de kruipmaat bepaald tussen $t_1 = 30\text{ min}$ en $t_2 = 60\text{ min}$.
- De kruipmaat wordt vastgesteld volgens formule 2.1 in paragraaf 2.2.1.
- De nagels worden als geotechnisch bezwaken beschouwd wanneer de kruipmaat hoger is dan 1 mm.

Conform [5] en [7] dient bij productienagels te worden uitgegaan van een kruipmaat van 2 mm, tenzij een kleinere kruipmaat is gedefinieerd in het ontwerp. De kruipmaat wordt vastgesteld conform vergelijking 2.1.

Conform [6] dient te worden uitgegaan van een kruipmaat van 1 mm bij het uitvoeren van controleproeven op verschillende ankertypen. Ligt de kruipmaat bij de controleproef tussen 1.0 en 2,0 mm dan kan het resultaat worden vergeleken met eventuele resultaten van bezwijkproeven. Op grond daarvan kan het anker wellicht alsnog worden goedgekeurd. Als de kruipmaat groter dan 2,0 mm is, wordt het anker in ieder geval afgekeurd.

Door met proeven aan te tonen dat de rekenwaarde van de houdkracht (uit het ontwerp) voldoet aan de vereiste kruipmaat, wordt aangetoond dat de ankers voldoen aan de in het ontwerp toegekende betrouwbaarheid op het betreffende faalmechanisme.. Als de kruipmaat veel kleiner is dan de eis, zou eventueel op basis van de kennis uit bezwijkproeven het ontwerp nader kunnen worden geoptimaliseerd.

In [6] wordt aanbevolen, in geval de ankers een groot deel van de houdkracht aan voornamelijk cohesieve grond wordt ontleend, om geschiktheidsproeven (lange duur

proeven) uit te voeren. De duur van de maximale belastingstap is in dat geval 180 minuten in plaats van 15 minuten.

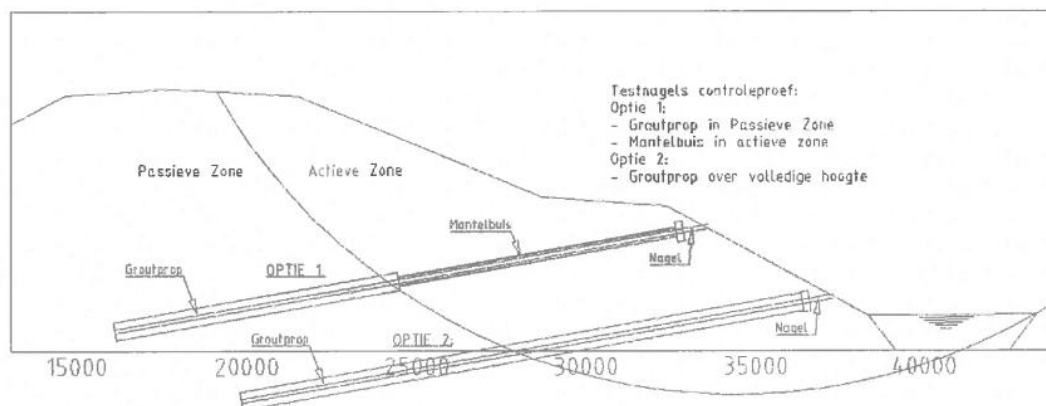
Als nagels worden afgekeurd bij het uitvoeren van controleproeven dienen maatregelen te worden getroffen. Er moeten dan nieuwe nagels worden geplaatst en/of er moet worden aangetoond dat bijvoorbeeld via een aangepast ontwerp alsnog voldoende houdkracht kan worden opgenomen.

Bij het doorgaand vervormen / bezwijken van een anker tijdens een controleproef dient er binnen het gebied waar het bezwijken anker representatief is gesteld, extra trekproeven te worden uitgevoerd om inzichtelijk te krijgen bij hoeveel nagels de ontwerpbelasting niet op betrouwbare wijze kan worden opgenomen.

2.3.2 Controleproeven bij Vianen

Bij de realisatie van de dijkversterking bij Vianen is er uitgegaan van het uitvoeren van controleproeven op minimaal 3% van de in totaal 242 ankers. Er zijn controleproeven uitgevoerd op in totaal 10 nagels, waarvan 4 proeven zijn uitgevoerd op het groutlichaam in het passieve deel van het glijvlak (optie 1) en waarvan 6 proeven zijn uitgevoerd op nagels waar het groutlichaam langs de volledige lengte van de nagels is aangebracht; zie ook Figuur 2.10.

Er is hier afgeweken van [5] waar alleen wordt uitgegaan van controleproeven op de volledige lengte van het groutlichaam. Dit is nodig gevonden omdat er in de primaire waterkeringen sprake kan zijn van een kleidijk die gefundeerd is op een dik holocene pakket bestaande uit slappe klei- en veenlagen. In dat geval is het risicovol om uit te gaan van een gemiddelde waarde van de schachtwrijving langs de nagel omdat de schachtwrijvingsfactor verschillend kan zijn de twee zones.



Figuur 2.10 Schematische weergave van de geteste groutlichaam in de passieve zone (optie 1) en van de volledige groutlichaam langs de gehele nagel (optie 2)

De belastingen op de nagels zijn vastgesteld op basis van het Definitief ontwerp [1]. In het ontwerp zijn 2 maatgevende dwarsdoorsneden beschouwd bij het ontwerp wegens verschillen in de ondergrond. De belasting bij de controleproeven is gebaseerd op de in het

ontwerp vastgestelde maximale ontwerpbelasting op de locatie waar de proef is gerealiseerd.

De uitvoering van de controleproeven wijkt af van het schema in Tabel 2.6. Bij Vianen zijn slechts 3 belastingstappen aangehouden zoals blijkt uit Tabel 2.7.

Belastingstap	Maximale belasting [factor van ontwerp- belasting $F_{S;A;D}^{1)}$]	Duur belasting [in min]	Aflezings- vervorming na
1	0,4	1	1 min
2	0,7	1	1 min
3	1,0	15	1, 2, 3, 4, 5, 7, 10 en 15 min
¹⁾ Rekenwaarde houdkracht conform het Definitief ontwerp [1]			

Tabel 2.7 Aangehouden proefprocedure bij het uitvoeren van controleproeven op productienagels bij Vianen

De controleproeven zijn verdeeld over de lengte van het dijkversterkingstraject zoals weergegeven in bijlage 3 van [4]. De controleproeven op de korte nagels in het passieve deel van het glijvlak zijn steeds uitgevoerd op nagels die direct zijn gelegen naast nagels waar controleproeven op een lange nagel (groutlichaam langs gehele nagel) is uitgevoerd.

Conform [4] is de toelaatbare kruipmaat op 1 mm gesteld. Dit is gebaseerd op [6].

De proefresultaten zijn verwerkt in grafieken om inzicht te krijgen in het gedrag van de houdkracht en het daarbij horende vervormingsgedrag. In bijlage B zijn de volgende grafieken verwerkt:

- De kopverplaatsing gedurende de controleproeven
- De relatieve kopverplaatsing gedurende de controleproeven
- De kruipmaat k per waarneming gedurende de controleproeven
- De kruipmaat k per beschouwde tijdsinterval bij de controleproeven

In de Tabel 2.8 is de ontwerpbelasting, de proefbelasting en de vastgestelde kruipmaat bij de proefbelasting weergegeven van de lange nagels waar het groutlichaam langs de gehele nagel is beproefd.

Nagel nr.	Lengte nagel	Dwp	Positie nagel in talud	Ontwerp- belasting ¹⁾ (in kN)	Proef- belasting (in kN)	Kruip- maat ²⁾ ⁴⁾	Kruip- maat ³⁾ ⁴⁾	Beeoordeling kruipmaat
6	18	1	midden	84,3	99	0,06	0,13	voldoet
33	18	2	midden	98,9	99	0,66	0,65	voldoet
36	18	2	midden	98,9	99	0,06	0,19	voldoet
99	18	2	midden	98,9	99	0,11	0,23	voldoet
164	18	1	boven	77,3	77	0,28	0,23	voldoet
219	18	1	midden	84,3	84	0,68	0,92	voldoet
¹⁾ De ontwerpbelasting is gebaseerd op [1] ²⁾ De kruipmaat is bepaald uitgaande van $t_1=10$ min en $t_2=15$ min ³⁾ De kruipmaat is bepaald uitgaande van $t_1=7$ min en $t_2=15$ min ⁴⁾ De berekende kruipmaat komt overeen met de berekende kruipmaat in [4]								

Tabel 2.8 Vastgestelde kruipmaat controleproeven bij ontwerpbelasting op lange nagels (groutlichaam ilangs gehele nagel)

Uit Tabel 2.8 blijkt dat alle lange nagels ruim voldoen aan de vereiste kruipmaat van 1 mm bij de ontwerpbelasting.

In Tabel 2.9 is de ontwerpbelasting, de proefbelasting en de vastgestelde kruipmaat bij de proefbelasting weergegeven van de korte nagels (groutlichaam in het passieve deel) weergegeven.

Nagel nr.	Lengte nagel	Dwp	Positie nagel in talud	Ontwerp-belasting (in kN) 1)	Proef-belasting (in kN)	Kruip-maat 2), 4)	Kruip-maat 3), 4)	Beoordeling kruipmaat
9	8	1	midden	43	54	0,06	0,21	voldoet
39	8	2	midden	54	54	0,17	0,25	voldoet
96	8	2	midden	54	54	0,23	0,29	voldoet
216	8	1	midden	43	43	0,17	0,40	voldoet
1) De ontwerpbelasting is gebaseerd op [1] 2) De kruipmaat is bepaald uitgaande van $t_1 = 10$ min en $t_2 = 15$ min 3) De kruipmaat is bepaald uitgaande van $t_1 = 7$ min en $t_2 = 15$ min 4) De berekende kruipmaat komt overeen met de berekende kruipmaat in [4]								

Tabel 2.9 Vastgestelde kruipmaat controleproeven bij ontwerpbelasting op korte nagels (groutlichaam passieve deel glijvlak)

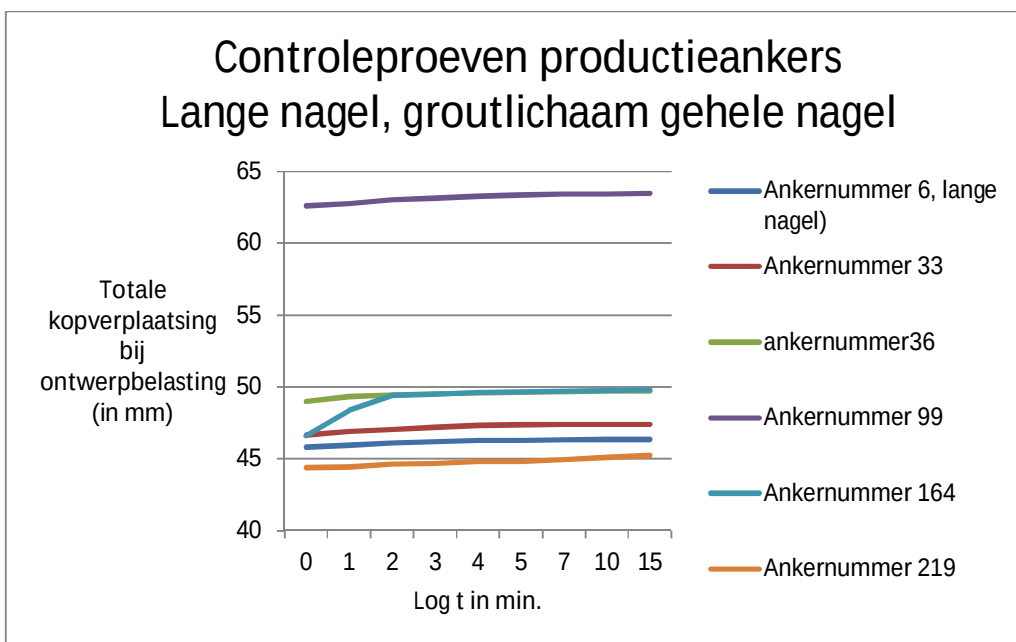
Uit Tabel 2.9 blijkt dat alle lange nagels ruim voldoen aan de vereiste kruipmaat van 1 mm bij de ontwerpbelasting. Daarmee is aangetoond dat er aan de vereiste betrouwbaarheid van het faalmechanisme van de houdkracht van de nagels wordt voldaan.

2.3.2.1 Beschouwing kruipgedrag tijdens de controleproeven van de productieankers

Op basis van de resultaten van de controleproeven van de productieankers bij Vianen wordt een indruk verkregen van het kruipgedrag van de nagels tijdens de proeven. Er wordt onderscheid gemaakt in de verwerking van de lange nagels (groutlichaam gehele nagel), de korte nagels (groutlichaam passieve deel glijvlak) en alle nagels bij elkaar.

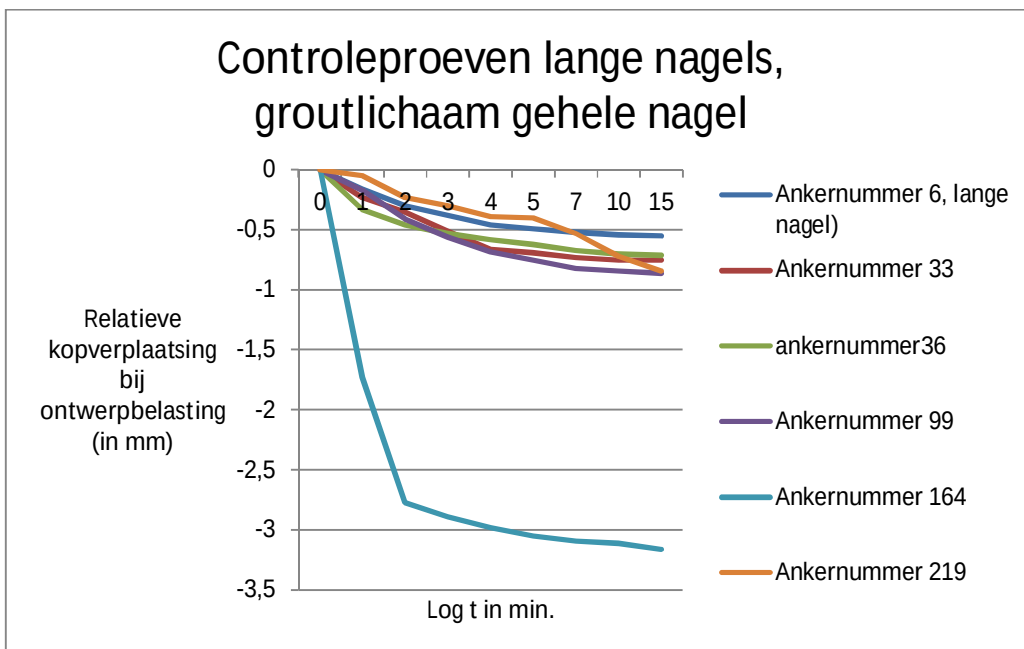
Lange nagels (groutlichaam gehele nagel)

In Figuur 2.11 is de totale kopverplaatsing tijdens de controleproeven van de 6 lange ankers (groutlichaam langs het gehele anker) weergegeven. Uit de Figuur blijkt dat de kopverplaatsing van de 5 van de 6 nagels globaal tussen 45 en 50 mm is. Bij nagel nummer 99 is de gemeten kopverplaatsing ca. 63 mm. Bij alle proeven lijkt er sprake te zijn van stabiel gedrag.



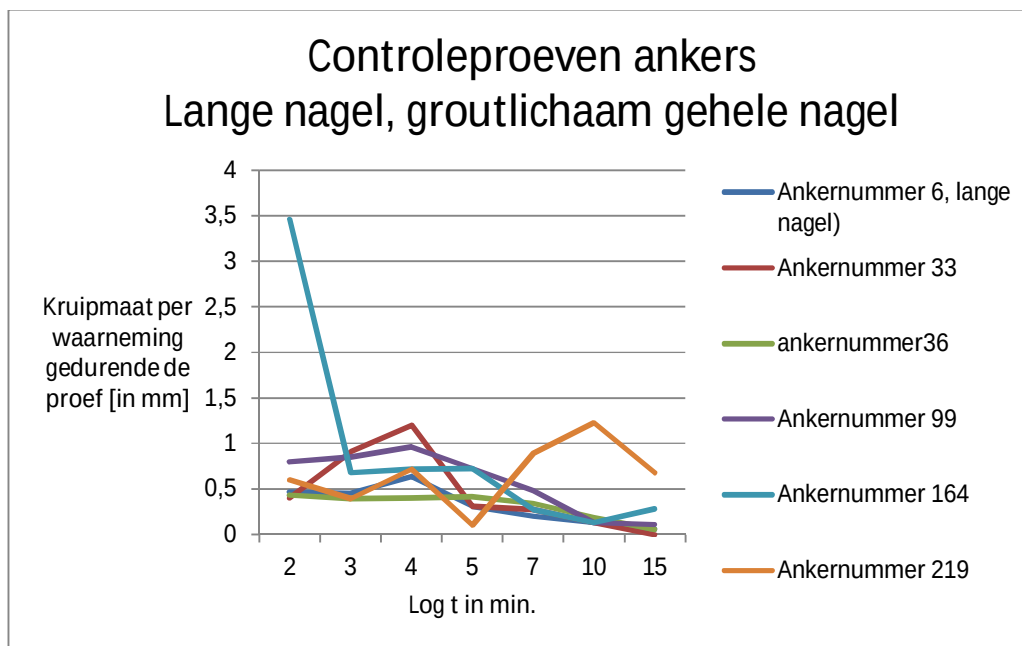
Figuur 2.11 Totale kopverplaatsing tijdens controleproeven lange productieankers (groutlichaam gehele nagel)

In Figuur 2.12 is de relatieve kruipmaat weergegeven van de 6 lange nagels (groutlichaam gehele nagel). Uit de Figuur blijkt dat er bij 5 van de ankers een relatieve kopverplaatsing van 0,5 – 1 mm optreedt tijdens de controleproef bij ontwerpbelasting. Bij nagel 164 is er sprake van afwijkend gedrag, bij deze nagel is de relatieve kopverplaatsing 3 mm einde van de proef.



Figuur 2.12 Relatieve kopverplaatsing tijdens controleproeven lange productienagels (groutlichaam gehele nagel)

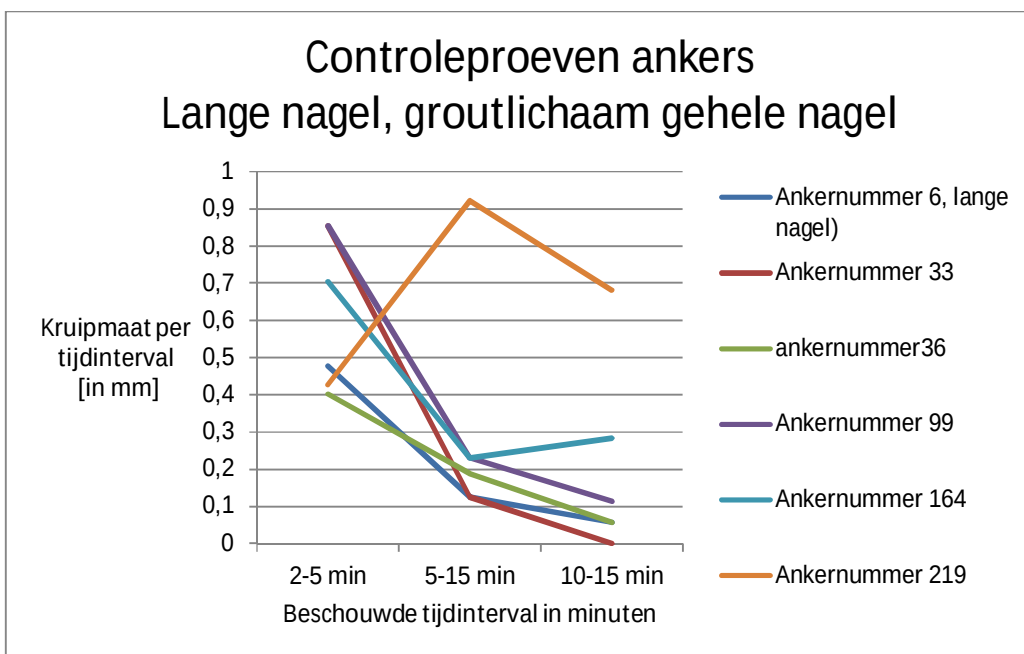
In Figuur 2.13 is de kruipmaat gedurende de controleproef weergegeven voor de 6 lange productienagels (groutlichaam gehele nagel).



Figuur 2.13 Kruipmaat per waarneming tijdens controleproeven lange productienagels (groutlichaam gehele nagel)

Uit Figuur 2.13 blijkt dat er bij 5 van de nagels sprake is van een afnemende kruipmaat tijdens de controleproef. Bij nagel 219 is er sprake van afwijkend gedrag. De kruipmaat neemt ineens fors toe na circa 5 minuten om vervolgens weer af te nemen na een belastingduur van 10 minuten.

In Figuur 2.14 is de kruipmaat per tijdeenheid weergegeven van de controleproeven op de lange nagels (groutlichaam gehele nagel).

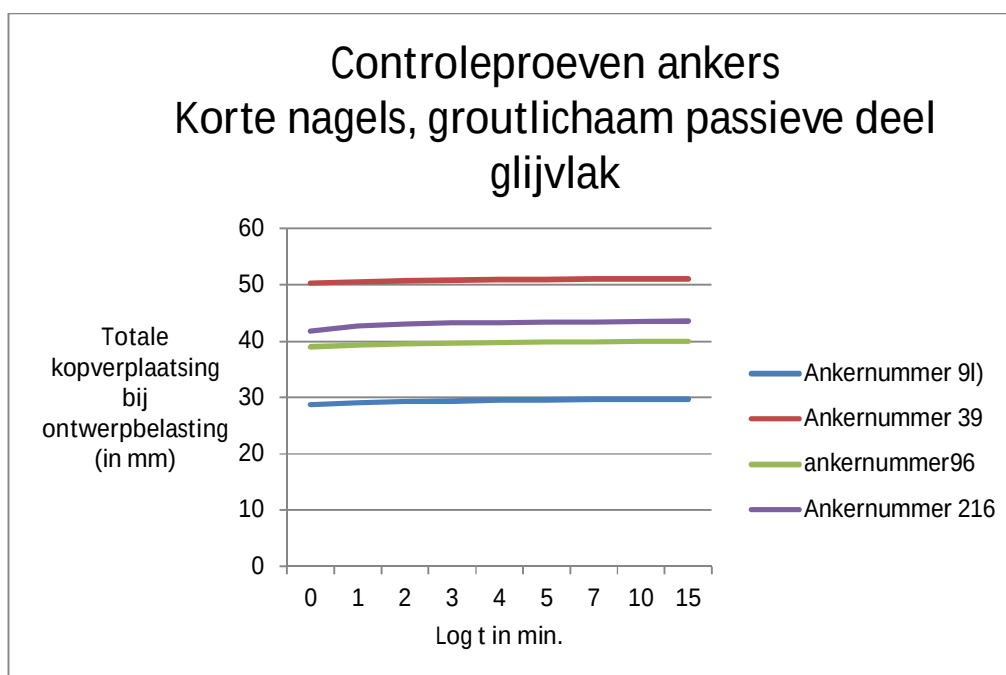


Figuur 2.14 Kruipmaat per tijdinterval van de controleproeven op lange productienagels (groutlichaam langs gehele nagel)

Uit Figuur 2.14 blijkt dat de kruipmaat bij alle beschouwde tijdintervallen voldoet aan de eis van 1 mm. Opvallend is dat nagel 219 ook in deze Figuur een opvallend gedrag heeft vergeleken met de overige 6 nagels. Ondanks dit gedrag, voldoet nagel 219 aan de vereiste kruipmaat van 1 mm. Door dit afwijkende gedrag zou het wel aan te bevelen zijn om de controleproef langer door te zetten.

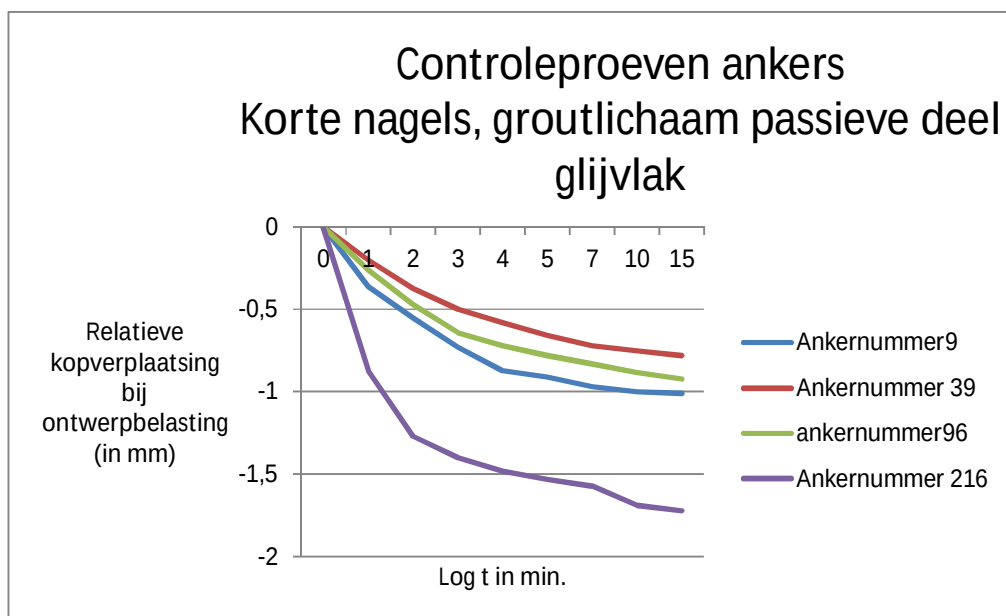
Korte nagels (groutlichaam passieve deel glijvlak)

In Figuur 2.15 is de totale kopverplaatsing tijdens de controleproeven van de 4 korte ankers (groutlichaam passieve deel) weergegeven. Uit de Figuur blijkt dat de kopverplaatsing van de 4 nagels variëren tussen 30 en 55 mm. Bij alle proeven lijkt er sprake te zijn van stabiel gedrag.



Figuur 2.15 Totale kopverplaatsing tijdens controleproeven korte nagels (groutlichaam passieve deel)

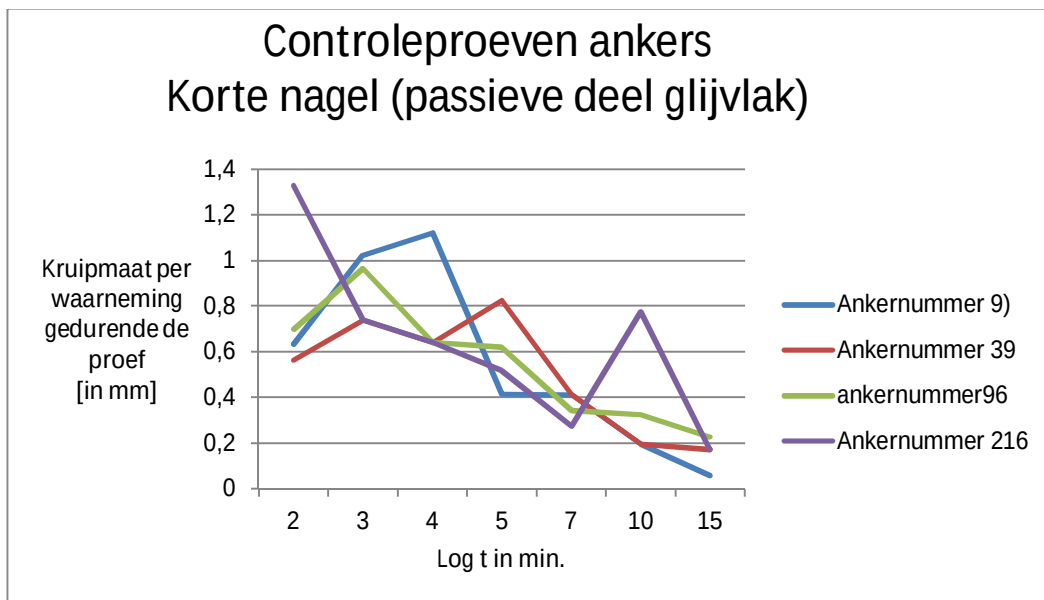
In Figuur 2.16 is de relatieve kruipmaat weergegeven van de 4 korte nagels (groutlichaam passieve deel).



Figuur 2.16 Relatieve kopverplaatsing tijdens controleproeven korte nagels (groutlichaam passieve deel)

Uit de Figuur blijkt dat de relatieve kopverplaatsing van 3 ankers varieert tussen 0,8 en 1 mm. Bij anker 216 is de relatieve kopverplaatsing ca. 1,7 mm.

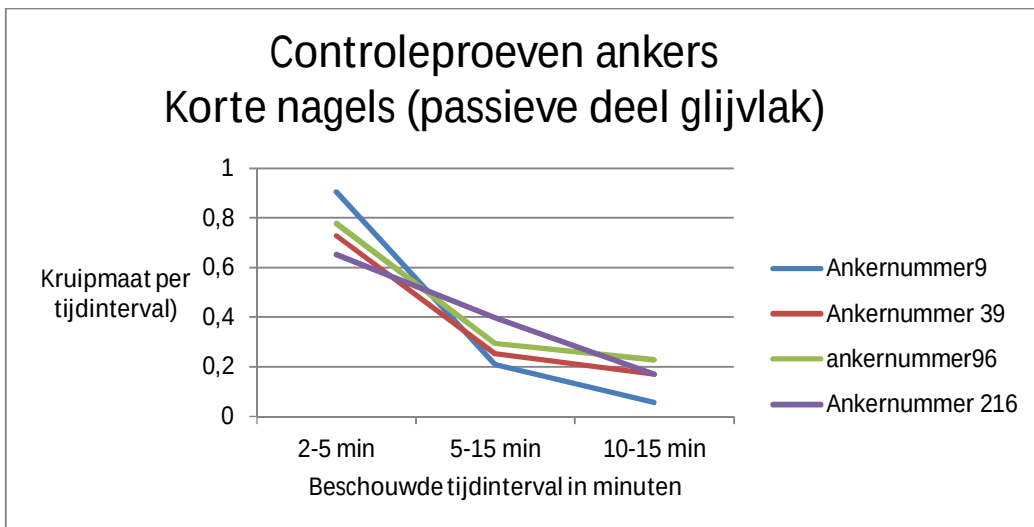
In Figuur 2.17 is de kruipmaat per waarneming uitgezet van de controleproeven op de korte ankers (passieve deel).



Figuur 2.17 Kruipmaat per waarneming gedurende controleproef korte ankers (passieve deel glijvlak)

Uit Figuur 2.17 blijkt dat de kruipmaat gedurende de controleproeven van de 4 korte nagels afloopt in de tijd. Bij anker 216 is het opvallend dat de kruipmaat ineens toeneemt na 7 minuten om vervolgens weer te gaan afnemen na 10 minuten.

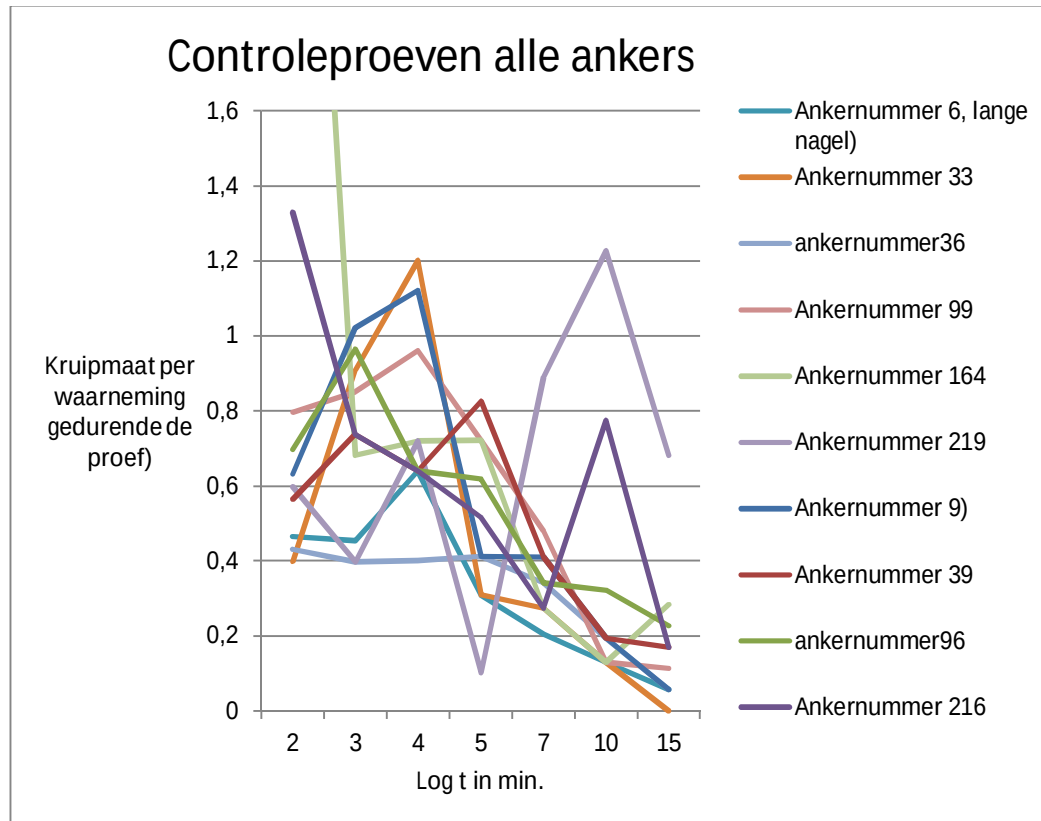
In Figuur 2.18 is de kruipmaat per tijdinterval van de controleproeven van de korte nagels weergegeven. Uit de Figuur blijkt dat de kruipmaat bij alle beschouwde gevallen voldoet aan de eis van 1 mm.



Figuur 2.18 Kruipmaat controleproef per tijdinterval korte nagels (passieve deel glijvlak)

Alle nagels

Uiteindelijk zijn de resultaten van alle proeven op elkaar gelegd. In Figuur 2.19 is de kruipmaat per waarneming uitgezet en in Figuur 2.20 is de kruipmaat per tijdinterval uitgezet.



Figuur 2.19 Kruipmaat per tijdinterval alle controleproeven (passief en totale lengte)

Uit Figuur 2.19 blijkt dat het kruipgedrag opvallend is bij nagels 216 en 219. Deze nagels zijn naast elkaar geplaatst.

Deze nagels zijn gemaakt nabij de locatie van dwarsdoorsnede 1 in het ontwerp, nabij de sonderingen DKMM1 en DKMM2 zoals weergegeven in de bijlage van [1]. Bij een beschouwing van deze sonderingen blijkt dat er hier sprake is van een relatief slappe kleilaag. Hier is rekening mee gehouden in het ontwerp van deze dwarsdoorsnede.

Uit de Figuur blijkt dat alle controleproeven voldoen aan de vereiste kruipmaat van 1 mm bij het einde van de proeven.

Gelet op het grillige verloop bij een aantal van de controleproeven lijkt het wenselijk om de duur van de controleproef uit te breiden van 15 minuten naar 180 minuten. Hierdoor zal het kruipgedrag bij de cohesieve grond eenduidiger in beeld worden gebracht en kunnen de risico's op falen van een anker worden verkleind.

2.3.2.1. Vertaling van rekenwaarde houdkracht ontwerp naar controleproef

Bij de dijkversterking bij Vianen zijn de correlatiefactor ξ_a en de partiële materiaalfactor γ_{mb} (zie ook paragraaf 2.2.3.1) niet verwerkt in de schachtwrijvingsfactor in de Talren-berekening. Deze factoren zijn meegenomen als additionele veiligheidsfactoren in de

berekening, naast de modelfactor en de extra veiligheidsfactor $\gamma_{f,grout}$. Daardoor kan de rekenwaarde van de nagelbelasting uit het ontwerp direct worden toegepast als testbelasting bij de controleproeven.

Indien de correlatiefactor ξ_a en de partiële materiaalfactor γ_{mb} wel worden verwerkt in de schachtwrijvingsfactor dienen de correlatiefactor ξ_a en de partiële materiaalfactor γ_{mb} op 1,0 te worden gezet in de Talren-berekening).

Om voldoende veiligheid op de rekenwaarde van de houdkracht in de Plaxis-analyse te kunnen zetten, dienen de correlatiefactor ξ_a en de partiële materiaalfactor γ_{mb} te worden verdisconteerd in de maximale schachtwrijving tussen de nagel en de grond conform paragraaf 2.2.3. In dat geval kan de nagelbelasting uit de ontwerp-analyse (na het verdisconteren van een extra veiligheidsfactor $\gamma_{f,grout}$, zie ook [1]) worden toegepast als testbelasting in de controleproeven.

2.3.3 Aanbeveling controleproeven dijkvernageling

Controleproeven, in geval er voldoende bezwijkproeven zijn uitgevoerd

- Op basis van de ervaringen bij de pilot bij Vianen wordt aanbevolen om bij toekomstige dijkversterkingsprojecten uit te gaan van het controleren van de rekenwaarde van de houdkracht, die in het ontwerp is vastgesteld, op minimaal 12% van de productienagels. Hierbij dient te worden uitgegaan van het steeds uitvoeren van proeven op een set van 2 nagels bestaande uit:
 - Een lange duur controleproef op de gehele lengte van de nagel bij 6% van de nagels
 - een langeduur controleproef op een korte nagel in het passieve deel van het bezwijkvlak bij 6% van de nagels.
- De beproeving van een set van twee nagels (een lange en een korte) dienen bij voorkeur steeds direct naast elkaar plaatsvinden. De maximale onderlinge afstand tussen de sets van twee nagels dient maximaal 25 m zijn. Op basis van deze informatie kan een goede vergelijking worden gemaakt met de uitgevoerde bezwijkproeven. Door frequenter proeven uit te voeren worden de risico's op afwijkingen in de gerealiseerde houdkracht geminimaliseerd. De betrouwbaarheid van het gerealiseerde ontwerp wordt daarbij vergroot.
- Bij het controleren van de rekenwaarde van de houdkracht uit het ontwerp op de productienagels wordt geadviseerd om uit te gaan van lange duur controleproeven, waar bij cohesieve grond wordt uitgegaan van een testbelasting van 100% van de ontwerpbelasting gedurende 180 minuten. Daarmee wordt het kruipgedrag beter inzichtelijk gemaakt en kan de kruipmaat met een hogere betrouwbaarheid worden vastgesteld. Dit wordt aanbevolen naar aanleiding van het soms grillige kruipgedrag tijdens de bezwijkproeven. In [6] wordt deze aanbeveling ook gedaan op cohesieve grond.
- De interpretatie van de proeven kan plaatsvinden conform [6]. Wel wordt, gelet op het grillige verloop van de kruipmaat tijdens de proeven aanbevolen om de kruipmaat vast te stellen op basis van minimaal de 3 laatste waarnemingen van de belastingstap, uitgaande van de tijdintervallen van $t_1 = 45$ en $t_2 = 180$ minuten en $t_1 = 90$ en $t_2 = 180$ minuten. Daarmee wordt extra zekerheid ingebouwd omdat de verwachting is dat als de kruipmaat voldoet bij de laatste 3 waarnemingen de kans betrekkelijk klein is dat de kruipmaat alsnog veel zal gaan toenemen.

Controleproeven, in geval er geen (of te weinig) bezwijkproeven zijn uitgevoerd

- In het geval het definitieve ontwerp niet wordt gebaseerd op schachtwrijvingsfactoren gebaseerd op bezwijkproeven, dient een veilige inschatting van de schachtwrijving te worden gedaan. Er is nog erg weinig ervaring met het toepassen van dijkvernageling in de primaire waterkering, waardoor het lastig is om een goede schatting te maken

van de ondergrens van de schachtwrijvingsfactor α_t . Daardoor wordt bij gebrek aan kennis op basis van proefbelastingen geadviseerd om uit te gaan van een partiële materiaalfactor γ_{mb} van 1,5 uitgaande van een verwachtingswaarde van de schachtwrijvingsfactor gebaseerd op de gemeten conusweerstand op de projectlocatie.

Bij gebrek aan bezwijkproeven zijn de onzekerheden groot bij de inschatting van de wandwrijving die uit de grond kan worden gehaald. De kans is daardoor groter dat er nagels worden afgekeurd tijdens de uitvoering van de productienagels.

Bij gebrek aan bezwijkproeven zijn de onzekerheden groot bij de inschatting van de schachtwrijving die uit de grond kan worden gehaald. De kans is daardoor groter dat er nagels worden afgekeurd tijdens de uitvoering van de productienagels. Daardoor wordt geadviseerd om voorlopig lange duur controleproeven uit te voeren op minimaal 24% van de nagels, waarbij moet worden uitgegaan van het steeds beproeven van een set van twee naast elkaar liggende nagels bestaande uit:

- Een lange duur controleproef op de gehele lengte van de nagels bij 12% van de nagels
- een langeduur controleproef op een korte nagel in het passieve deel van het bezwijkvlak bij 12% van de nagels.

De beproeving van een set van twee nagels dienen bij voorkeur steeds direct naast elkaar plaats te vinden. De onderlinge afstand tussen de sets van 2 nagels dient maximaal 12 m te zijn. Als de kruipmaat uit de lange duur controleproeven voldoet hoeven de overige nagels niet te worden besproefd. Hierbij wordt opgemerkt dat deze eis kan worden versoepeld als op basis van ervaring uit meerdere projecten een redelijke ondergrens kan worden vastgesteld. Voor de uitvoering en interpretatie van deze proeven wordt verwezen naar de omschrijving die hierboven is gegeven onder 'Controleproeven, in geval er voldoende bezwijkproeven zijn uitgevoerd'.

In het geval het definitieve ontwerp niet wordt gebaseerd op schachtwrijvingsfactoren gebaseerd op bezwijkproeven, dient een veilige inschatting van de schachtwrijving te worden gedaan. Er is nog erg weinig ervaring met het toepassen van dijkvernageling in de primaire waterkering, waardoor het lastig is om een goede schatting te maken van de ondergrens van de schachtwrijvingsfactor α_t . Daardoor wordt bij gebrek aan kennis op basis van proefbelastingen geadviseerd om uit te gaan van een partiële materiaalfactor γ_{mb} van 1,5 uitgaande van een verwachtingswaarde van de schachtwrijvingsfactor gebaseerd op de gemeten conusweerstand op de projectlocatie.

Bij gebrek aan bezwijkproeven zijn de onzekerheden groot bij de inschatting van de wandwrijving die uit de grond kan worden gehaald. De kans is daardoor groter dat er nagels worden afgekeurd tijdens de uitvoering van de productienagels. Daardoor wordt geadviseerd om voorlopig lange duur controleproeven uit te voeren op minimaal 24% van de nagels, waarbij moet worden uitgegaan van het beproeven van de gehele lengte van de nagels bij 12% van de nagels en het beproeven van het passieve deel van het groutlichaam bij 12% van de nagels. De overige nagels hoeven niet te worden besproefd.

Hierbij wordt opgemerkt dat deze eis kan worden versoepeld als op basis van ervaring uit meerdere projecten een redelijke ondergrens kan worden vastgesteld .

2.4 Advisering generieke aanpak bezwijk- en controleproeven bij dijkversterkingen

Op basis van de uitgevoerde bezwijk- en controleproeven wordt het volgende geadviseerd bij het toepassen van dijkvernageling bij dijkversterkingen.

Bezwijkproeven

- Op basis van de ervaringen bij de pilot bij Vianen wordt aanbevolen om bij toekomstige dijkversterkingsprojecten uit te gaan van NEN-EN 14490 [5], voor wat betreft de hoeveelheid bezwijkproeven die worden uitgevoerd om een indicatie te krijgen van de beschikbare houdkracht in de ondergrond. Voor veiligheidsklasse 3 dienen er minimaal vijf bezwijkproeven te worden uitgevoerd met ten minste twee bezwijkproeven per type ondergrond. Dit geldt zowel voor de actieve zone, de passieve zone en de volledige lengte van de nagel. In totaal dienen dus minimaal 5 maal 3 = 15 bezwijkproeven te worden uitgevoerd met ten minste 2 maal 3 = 6 bezwijkproeven per type ondergrond. Deze bezwijkproeven dienen bij voorkeur steeds te worden uitgevoerd als een set van drie waarbij de drie verschillende proeven vlak naast elkaar worden uitgevoerd. Door steeds een set deze drie bezwijkproeven vlak naast elkaar uit te voeren kan zowel een goede inschatting worden gemaakt van de wandwrijvingsfactoren ten behoeve van het ontwerp en tegelijkertijd wordt een goed vergelijkingskader gemaakt voor het beoordelen van de controleproeven die op de productienagels worden uitgevoerd.
- Het uitvoeren en beoordelen van de bezwijkproeven kan plaatsvinden conform [6]. Wel wordt, gelet op het grillige verloop van de kruipmaat tijdens de proeven aanbevolen om de kruipmaat vast te stellen op basis van minimaal de 3 laatste waarnemingen van de belastingstap, uitgaande van de tijdintervallen van $t_1 = 45$ en $t_2 = 180$ minuten en $t_1 = 90$ en $t_2 = 180$ minuten. Daarmee wordt extra zekerheid ingebouwd, omdat de verwachting is, dat als de kruipmaat voldoet uitgaande van de laatste 3 waarnemingen, de kans betrekkelijk klein is, dat de kruipmaat alsnog veel zal gaan toenemen.
- Bij de verwerking van de bezwijkproeven dient rekening te worden gehouden met de correlatiefactor ξ_a en de partiële materiaalfactor γ_{mb} , zie ook paragraaf 2.2.3.
- Bij de verwerking van resultaten van bezwijkproeven dient rekening te worden gehouden met een eventuele correctie in verband met de beïnvloeding van maatgevende hydraulische belastingscombinaties. Deze correctie is van belang omdat er tijdens het uitvoeren van de bezwijkproeven sprake zal zijn van vrij normale waterstanden op de rivier. Hiervoor wordt verwezen naar hoofdstuk 4.
- Bij de verwerking van de trekproeven op testnagels of productienagels dient rekening te worden gehouden met eventuele groepswerking conform hoofdstuk 5.

Controleproeven, in geval er voldoende bezwijkproeven zijn uitgevoerd

- Op basis van de ervaringen bij de pilot bij Vianen wordt aanbevolen om bij toekomstige dijkversterkingsprojecten uit te gaan van het controleren van de rekenwaarde van de houdkracht, die in het ontwerp is vastgesteld, op minimaal 12% van de productienagels. Hierbij dient te worden uitgegaan van het steeds uitvoeren van proeven op een set van 2 nagels bestaande uit:
 - Een lange duur controleproef op de gehele lengte van de nagel bij 6% van de nagels
 - een langeduur controleproef op een korte nagel in het passieve deel van het bezwijkvlak bij 6% van de nagels.
- De beproeving van een set van twee nagels (een lange en een korte) dienen bij voorkeur steeds direct naast elkaar plaatsvinden. De maximale onderlinge afstand tussen de sets van twee nagels dient maximaal 25 m zijn. Op basis van deze

informatie kan een goede vergelijking worden gemaakt met de uitgevoerde bezwijkproeven. Door frequenter proeven uit te voeren worden de risico's op afwijkingen in de gerealiseerde houdkracht geminimaliseerd. De betrouwbaarheid van het gerealiseerde ontwerp wordt daarbij vergroot.

- Bij het controleren van de rekenwaarde van de houdkracht uit het ontwerp op de productienagels wordt geadviseerd om uit te gaan van lange duur controleproeven, waar bij cohesieve grond wordt uitgegaan van een testbelasting van 100% van de belasting gedurende 180 minuten. Daarmee wordt het kruipgedrag beter inzichtelijk gemaakt en kan de kruipmaat met een hogere betrouwbaarheid worden vastgesteld. Dit wordt aanbevolen naar aanleiding van het soms grillige kruipgedrag tijdens de bezwijkproeven. In [6] wordt deze aanbeveling ook gedaan op cohesieve grond.
- De interpretatie van de proeven kan plaatsvinden conform [6]. Wel wordt, gelet op het grillige verloop van de kruipmaat tijdens de proeven aanbevolen om de kruipmaat vast te stellen op basis van minimaal de 3 laatste waarnemingen van de belastingstap, uitgaande van de tijdintervallen van $t_1 = 45$ en $t_2 = 180$ minuten en $t_1 = 90$ en $t_2 = 180$ minuten. Daarmee wordt extra zekerheid ingebouwd omdat de verwachting is dat als de kruipmaat voldoet bij de laatste 3 waarnemingen de kans betrekkelijk klein is dat de kruipmaat alsnog veel zal gaan toenemen.

Controleproeven, in geval er geen (of te weinig) bezwijkproeven zijn uitgevoerd

- Bij gebrek aan bezwijkproeven zijn de onzekerheden groot bij de inschatting van de schachtwrijving die uit de grond kan worden gehaald. De kans is daardoor groter dat er nagels worden afgekeurd tijdens de uitvoering van de productienagels. Daardoor wordt geadviseerd om voorlopig lange duur controleproeven uit te voeren op minimaal 24% van de nagels, waarbij moet worden uitgegaan van het steeds beproeven van een set van twee naast elkaar liggende nagels bestaande uit:
 - Een lange duur controleproef op de gehele lengte van de nagels bij 12% van de nagels
 - een langeduur controleproef op een korte nagel in het passieve deel van het bezwijkvlak bij 12% van de nagels.

De beproeving van een set van twee nagels dienen bij voorkeur steeds direct naast elkaar plaats te vinden. De onderlinge afstand tussen de sets van 2 nagels dient maximaal 12 m te zijn. Als de kruipmaat uit de lange duur controleproeven voldoet hoeven de overige nagels niet te worden beproefd. Hierbij wordt opgemerkt dat deze eis kan worden versoepeld als op basis van ervaring uit meerdere projecten een redelijke ondergrens kan worden vastgesteld. Voor de uitvoering en interpretatie van deze proeven wordt verwezen naar de omschrijving die hierboven is gegeven onder 'Controleproeven, in geval er voldoende bezwijkproeven zijn uitgevoerd'.

Verdere beïnvloeding die van belang is:

- Bij de verwerking van trekproeven op testnagels of productienagels dient rekening te worden gehouden met een eventuele correctie in verband met de beïnvloeding van maatgevende hydraulische belastingscombinaties. Deze correctie is van belang omdat er tijdens het uitvoeren van de bezwijkproeven sprake zal zijn van vrij normale waterstanden op de rivier. Hiervoor wordt verwezen naar hoofdstuk 4.
- Bij de verwerking van de trekproeven op testnagels of productienagels dient rekening te worden gehouden met eventuele groepswerking conform hoofdstuk 5.

Hoe te handelen als nagels worden afgekeurd op basis van controleproeven:

Bij het afkeuren van de groutankers bij verankerde damwanden, wordt ieder afgekeurde anker vervangen door een nieuwe groutanker. Bij groutankers worden in de primaire

waterkeringen in principe alle groutankers gecontroleerd na het plaatsen. Het is daardoor duidelijk vast te stellen welke ankers vervangen dienen te worden.

Bij dijkvernageling, in geval er vooraf voldoende bezwijkproeven zijn uitgevoerd, worden minimaal 12% van de nagels gecontroleerd met controleproeven en waar geen bezwijkproeven beschikbaar zijn, wordt minimaal 24% van de nagels gecontroleerd met controleproeven. Als een deel van de nagels niet voldoen of, nog erger, geen van allen voldoen, dan dient op basis van extra controle- of bezwijkproeven te worden vastgesteld wat de maximale belastingcapaciteit van de nagels zijn. Op basis hiervan kan via een aangepast ontwerp worden vastgesteld hoeveel nagels er (overal) moeten worden bijgeplaatst om aan de vereiste veiligheid te kunnen volden. Waar doorgaande vervorming / bezwijken van een nagel heeft plaatsgevonden tijdens het beproeven, dient de betreffende nagel in principe te worden vervangen.

3 Bepaling α_t waarde uit de sondering

3.1 Inleiding

Bij het opstellen van een ontwerp met dijkvernageling zal het wenselijk zijn om de schachtwrijving te baseren op resultaten uit bezwijkproeven op nagels op locatie. Om bezwijkproeven te kunnen uitvoeren is een indicatie van de houdkracht nodig waardoor er in de praktijk pas bezwijkproeven zullen worden uitgevoerd als de houdkracht in een (voor-) ontwerp is vastgesteld. Zo zijn de bezwijkproeven bij de dijkversterking bij Vianen pas uitgevoerd na het vaststellen van het definitief ontwerp waarbij een inschatting is gemaakt van de schachtwrijvingsfactor α_t op basis van resultaten van praktijkmetingen op nagels bij de Diefdijk.

Bij het ontwerpen van een dijkversterking met dijkvernageling, dient er daardoor, bij gebrek aan gegevens uit bezwijkproeven, een inschatting te kunnen worden gemaakt van de schachtwrijving die uit de grond langs de nagels kan worden gehaald. Een voorontwerp zal in eerste instantie worden opgesteld door middel van Talren, omdat met dit programma op relatief simpele wijze een goede inschatting kan worden gemaakt van de benodigde aantallen en lengtes van de nagels.

Bij het toepassen van Talren dient een inschatting van de schachtwrijvingsfactor α_t te worden gemaakt. Bij het ontwerp van dijkvernageling bij Vianen werd in het voorontwerp uitgegaan van een waarde van α_t van 0,016. Omdat de nagels breed toegepast moet kunnen worden in verschillende grondlagen in Nederland wordt een beschouwing gedaan van de waarden die voor trekpalen (uitgaande van een axiale belasting op de paal) in de NEN 9997-1+C1:2012 [2]. De nagels worden zowel axiaal en lateraal belast door de grond. De belasting in axiale richting is globaal te vergelijken met de werking van trekpalen.

3.2 Schachtwrijvingsfactor α_t voor trekpalen conform NEN 9997-1+C1:2012

De NEN 9997-1+C1:2012 [2] maakt bij trekpalen onderscheid in cohesieve grondlagen en in zand/grindhoudende grond. In geval van zand of zand/grindhoudende grond geldt de waarden zoals weergegeven in Tabel 7.c uit [2].

Tabel 7.c — Waarden voor de paalklasfactor α_p , α_s en voor α_t
(in het geval van zand en zand/grindhoudende grond)

Paaltype			Paalklasfactor ^a			Last- zakkingslijn figuren 7.n en 7.o
Type	Nadere specificatie	Wijze van installeren	α_p	α_s	α_t	
Beton- paal	Geprefabriceerd; met constante dwarsafmeting	Geheid	1,0	0,010	0,007	1
	In de grond gevormd met een gladde mantelbuis op een voetplaat, waarbij het beton direct tegen de grond drukt	Geheid; de mantelbuis wordt terugheind in combinatie met statisch trekken uit de grond verwijderd; de voetplaat blijft in de grond achter	1,0	0,014	0,012 ^c	1
	In de grond gevormd met een gladde mantelbuis op een voetplaat, waarbij het beton direct tegen de grond drukt	Geheid; de mantelbuis wordt trillend in combinatie met statisch trekken uit de grond verwijderd; de voetplaat blijft in de grond achter	1,0	0,012	0,010 ^c	1
	In de grond gevormd met een gladde mantelbuis op een schroefpunt, waarbij het beton direct tegen de grond drukt	Geschroefd; bij het trekken van de mantelbuis blijft de schroefpunt in de grond achter	0,9	0,009	0,009	1
	In de grond gevormd met behulp van een avegaar	Geschroefd	0,8	0,006	0,0045	2
	In de grond gevormd met behulp van een steunvloeistof	Gegraven of geboord	0,5	0,006	0,0045	3

Zie vervolg

a) De in de tabel gegeven waarden hebben een maximale geldigheidsduur tot 1 januari 2016. Na deze datum gelden voor alle paalsystemen 33% lagere waarden dan in de tabel staan. Toepassing van waarden hoger dan deze gereduceerde waarden zijn na 1 januari 2016 alleen mogelijk op basis van vooraf bij NEN aangemelde proefbelastingen die leveranciers voor hun (eigen) paaltypen laten uitvoeren en waarvan een voor ieder toegankelijke en goedgekeurde beschrijving van het paalsysteem en van het installatieproces bij NEN en gedeponeerd.

Tabel 3.1 Waarden voor de paalklasfactoren α_p , α_s en α_t voor trekpalen in geval van zand/grindhoudende grond [2]

De nagels worden aangebracht middels het spoelboren met een enkele boorbuis met verloren boorpunt waarbij het inboren van de boorbuis geschiedt al draaiend in een continue neergaande beweging. Uit Tabel 7.c blijkt dat hiervoor een waarde van α_t geldt van 0,009. Uit de onder a) omschreven aanpassing per 1 januari 2016 geldt dan deze waarde per 1 januari 2016 gereduceerd dient te worden met 33% waardoor er voor zand of zand/grindhoudende grond een waarde geldt van 0,006.

Voor palen die uitsluitend in klei, leem en veen staan, zijn de factoren volgens tabel 7.d uit [2] van toepassing, zie ook Tabel 3.2.

Tabel 7.d — Waarden van α_s en α_t in het geval van klei, leem en veen

Grondsoort	$q_{c;gem}$ MPa	α_s en α_t
Klei	$\geq 2,5$	$\leq 0,03^a$
	$\geq 2,0$ en $< 2,5$	$0,02 \times (q_{c;gem} - 1)$
	< 2	$\leq 0,02^a$
Sterk zandige leem		Wrijvingsgetal ^b met een maximum van 0,025
Zwak zandige leem		0,025
Veen		0
^a Deze waarden zijn gevonden bij proeven op buispalen met gesloten punt in potklei te Delfzijl. Ze zijn ook geldig voor andere kleigronden.		
^b Het wrijvingsgetal moet zijn bepaald met een elektrische kleefmantelconus.		

Tabel 3.2 Waarden van α_t en α_s voor trekpalen in geval van klei, leem en veen conform [2]

Uit Tabel 7.d uit [2] blijkt dat als de palen uitsluitend in klei staan, er waarden van α_t van maximaal 0,03 voor klei gelden, afhankelijk van de conusweerstand die gemeten is. Voor palen die uitsluitend in leemlagen staan geldt een waarde van α_t van maximaal 0,025 en voor veen geldt een waarde van nul.

Conform [2] geldt dat voor palen, die het merendeel van de trekweerstand ontleen aan een zandlaag, dat de waarde van de cohesieve lagen (klei, leem en veen) mag worden meegenomen, mits de waarde van α_t uit tabel 7.d, wordt verlaagd tot 0,5 maal de opgegeven waarde van α_t . Deze reductie is nodig in verband met het verschil in spannings-rek-gedrag van zand en cohesieve grond. De maximale schachtwrijving in zand wordt al bereikt bij betrekkelijk kleine rekken, terwijl de maximale schachtwrijving in cohesieve lagen pas gemobiliseerd wordt bij het optreden van grotere rekken. Waar het merendeel van de trekweerstand wordt ontleend uit cohesieve lagen hoeft er geen reductie te worden meegenomen.

De waarde van veen is waarschijnlijk op nul gezet omdat er grote rekken nodig zijn voordat er enige sterkte uit veen kan worden gehaald. Dit is bijvoorbeeld niet wenselijk bij tunnelbakken waar trekpalen worden toegepast.

Op basis van bezwijkproeven kan de schachtwrijvingsfactor worden geoptimaliseerd.

3.3 Voorstel schachtwrijvingsfactoren

Momenteel is nog weinig ervaring met het toepassen van dijkvernageling als dijkversterkingstechniek. Uit praktijkproeven bij de Diefdijk is een gemiddelde schachtwrijvingsfactor van 0,016 vastgesteld op lange nagels in een kleidijk gefundeerd op een holoceen pakket.

Bij Vianen, waar sprake is van een kleidijk op een zandige kleilaag op de locatie waar de bezwijkproeven zijn uitgevoerd, is op basis van bezwijkproeven een gemiddelde schachtwrijvingsfactor van 0,009 gevonden op dijksmateriaal (bij een conusweerstand van 2 MPa) op korte nagels in het actieve deel van het glijvlak (zie ook Figuur 2.1). Op lange

nagels waar het groutlichaam in het passieve deel is gemaakt is een gemiddelde schachtwrijvingsfactor van gemiddeld 0,018 vastgesteld (conusweerstand van 1 MPa). Bij deze praktijkproeven werden de nagels niet in het zand geplaatst.

Uitgaande van de genoemde waarden die op basis van praktijkervaringen zijn vastgesteld, lijken de schachtwrijvingsfactoren voor klei, die in Tabel 3.2 zijn weergegeven, aan de hoge kant voor het ontwerpen van dijkvernageling, zeker voor de actieve zone waar de grondspanningen lager zijn. Er dient derhalve een voorzichtige inschatting te worden gemaakt bij het toepassen van de schachtwrijvingsfactoren zoals gegeven in Tabel 3.2.

Conform Tabel 3.2 dient voor veen een waarde van nul te worden aangehouden voor trekpalen. Bij een ontwerp van dijkvernageling wordt bij de aanwezigheid van veen aanbevolen om onderscheid te maken in de actieve zone en de passieve zone.

Veen, actieve zone:

In de actieve zone worden de ankers zoals axiaal als lateraal belast door de grond via de schachtwrijving. Als de waarde van de schachtwrijvingsfactor in veen op nul wordt gezet, worden de ankers te weinig belast door de grond. Het is daardoor niet verstandig om de schachtwrijving in veen op nul te zetten in deze zone. Hiervoor wordt voorlopig het volgende aanbevolen:

- Bij veen wordt een waarde van 0,02 aanbevolen
- Waar het merendeel van de trekweerstand wordt ontleend uit klei of leem wordt een reductie van 50% aanbevolen in het veen.
- Waar het merendeel van de trekweerstand wordt ontleend uit zand in combinatie met dunne veenlagen, wordt een reductie van 75% aanbevolen in het veen.

Bij het toepassen van nagels waar het merendeel van de houdkracht wordt ontleend uit veen dient rekening te worden gehouden met relatief grote vervormingen. Bij de uitvoering van trekproeven op veen is het belangrijk, om de schachtwrijving voldoende te kunnen mobiliseren tijdens de belasting, dat de hydraulische vijzel de belasting constant kan blijven houden bij deze vervormingen.

Veen, passieve zone:

In de passieve zone, waar met name sprake is van axiaal gedrag (trekbelasting), wordt voorlopig het volgende aanbevolen voor veen:

- Bij veen, of waar het merendeel van de trekbelasting uit veen wordt gehaald, wordt een waarde van 0,02 aanbevolen
- Waar het merendeel van de trekweerstand wordt ontleend uit klei of leem wordt een reductie van 50% aanbevolen in veen.
- Waar het merendeel van de trekweerstand wordt ontleend uit zand in combinatie met dunne veenlagen, wordt een waarde van nul aanbevolen.

Opgemerkt wordt dat de vervorming van de met nagel versterkte waterkering, waar het merendeel van de trekbelasting uit veen wordt gehaald nog nader onderzocht moet worden bij een ontwerp. De vervormingseis zou meer in overeenstemming moeten worden gebracht met de eisen van de groene dijk. Binnen POV-M wordt dit onderwerp nader onderzocht.

Op basis van bezwijkproeven kan deze schachtwrijvingsfactor nader worden geoptimaliseerd. Bij het uitvoeren van bezwijkproeven is het belangrijk om onderscheid te maken in proeven op nagels in het passieve deel, in het actieve deel en op de gehele lengte van de nagel. Zie verder hoofdstuk 2.

Het verdient de aanbeveling om een ondergrens van de schachtwrijvingsfactor van verschillende grondlagen vast te stellen als er meer ervaring is opgebouwd in meerdere dijkversterkingprojecten.

4 Invloed maatgevende hydraulische belastingen op uitvoering bezwijk- en controleproeven

4.1 Algemeen

Een ontwerp van dijkvernageling in een primaire waterkering wordt gebaseerd op de maatgevende omstandigheden, die voor het betreffende dijkversterkingstraject van toepassing zijn. Bij het verbeteren van de binnenwaartse macrostabiliteit is er in principe sprake van het toetsen van twee maatgevende omstandigheden:

- het optreden van een extreme hoogwaterconditie (MHW)
- het optreden van een extreme neerslagsituatie.

Bij het verbeteren van de buitenwaartse macrostabiliteit is er in principe sprake van het toetsen van verschillende belastingscombinaties conform Technisch Rapport Waterspanningen in dijken [12].

Zowel bij een beschouwing van de binnenwaartse als bij de buitenwaartse macrostabiliteit is er in principe sprake van een spanningsverandering in de bodem ten opzichte van de spanningsverdeling onder normale omstandigheden.

Bij een ontwerp van dijkvernageling in een primaire waterkering wordt rekening gehouden met de randvoorwaarden en uitgangspunten die van toepassing zijn met betrekking tot de waterspanningen onder dagelijkse omstandigheden en de aanpassing in de waterspanningen tijdens de maatgevende omstandigheden die in het ontwerp worden beschouwd. Bij het vaststellen van de rekenwaarde van de houdkracht van de nagels in het ontwerp wordt daarbij rekening gehouden met de genoemde spanningsverandering in de ontwerpberekeningen.

In de ontwerpberekening van zowel Talren als Plaxis waarbij de schachtwrijving op basis van de sondeerweerstand (q_c) wordt bepaald, of waarbij de schachtwrijving op basis van trekproeven wordt vastgesteld via de conusweerstand (zie ook paragraaf 3.2.3), is deze factor echter spanningsonafhankelijk in de ontwerpberekeningen. Bij het vaststellen van de schachtwrijving via de conusweerstand dient daardoor rekening te worden gehouden met de spanningsreductie die optreedt bij hoogwater. Immers is de conusweerstand gemeten bij normale dagelijkse omstandigheden en deze zou lager kunnen zijn wanneer de conusweerstand zou worden gemeten bij maatgevende omstandigheden.

Ook bij het uitvoeren van controleproeven op nagels in de praktijk zal er sprake zijn van vrij normale omstandigheden voor wat betreft de waterspanningen in de dijk. Er dient daardoor rekening te worden gehouden met een eventuele correctie in de gemeten houdkracht van de nagel als gevolg van de spanningsverandering die optreedt tijdens maatgevende omstandigheden. Met andere woorden, de houdkracht die bij de trekproeven tijdens dagelijkse omstandigheden wordt vastgesteld, kan een te gunstig beeld geven en dient daardoor mogelijk te worden gecorrigeerd op een negatieve beïnvloeding tijdens maatgevende omstandigheden.

In paragraaf 4.2 zal nader worden ingegaan op de beïnvloeding bij het benutten van houdkracht van nagels in zandig materiaal. In paragraaf 4.3 zal worden ingegaan op de beïnvloeding bij het benutten van de houdkracht in cohesief materiaal.

4.2 Beïnvloeding houdkracht in zandig materiaal

Bij het vaststellen van de rekenwaarde van de houdkracht van het groutlichaam van de ankers bij verankerde damwanden in de waterkering wordt conform 'Ontwerprichtlijn Stabiliteitsschermen' [10] rekening gehouden met een reductie in de houdkracht in het zand in verband met de negatieve beïnvloeding tijdens het optreden van de maatgevende belastingcombinatie. Deze reductie geldt ook voor de houdkracht van het groutlichaam van de nagels in het zand.

Door een toename van de waterspanning in het zand zal de conusweerstand (q_c) in dit materiaal afnemen. Deze afname van de conusweerstand dient volgens CUR2001-4 2003 [23] te worden bepaald als volgt:

$$\gamma_{q_c} = \sqrt{\frac{\sigma'_d}{\sigma'_i}}$$

Waarin

γ_{q_c} een correctiefactor is voor de conusweerstand die is uitgevoerd (onder dagelijkse omstandigheden)

σ'_d is de initiële korrelspanning waarbij de sondering is gemaakt [kN/m²]

σ'_i is de korrelspanning onder extreme omstandigheden [kN/m²]

Bij het uitvoeren van trekproeven op de ankers dient er daardoor rekening te worden gehouden met een reductie in de houdkracht in het zand op vergelijkbare manier. Dit betekent dat de testbelasting op de ankers dient te worden vergroot bij de trekproeven. De reductie van de hogere waterspanning op de trekkracht dient als extra belasting te worden opgeteld bij de testbelasting tijdens de controle en geschiktheidsproeven.

Ook in de ontwerpberekening van zowel Talren als Plaxis waarbij de schachtwrijving op basis van de sondeerweerstand (q_c) wordt bepaald of waarbij de schachtwrijving op basis van trekproeven wordt vastgesteld via de conusweerstand (zie ook paragraaf 2.2.3), dient de conusweerstand te worden gecorrigeerd op basis van de gegeven formule.

4.3 Beïnvloeding houdkracht in cohesief materiaal

Ook in het holocene lagenpakket en in het opgebrachte dijksmateriaal, waar sprake is van cohesief materiaal, zal er meestal sprake zijn van een spanningsverandering tijdens maatgevende omstandigheden. Dit kan zijn als gevolg van een stijging van de freatische lijn of als gevolg van indringing van water onderin het holocene lagenpakket als gevolg van een hogere waterspanning in het zand.

Op basis van 'Handreiking voor het bepalen van schuifsterkteparameters' WTI 2017 Toetsregels stabiliteit [13] geldt in het geval dat de effectieve verticale spanning tijdens de maatgevende hydraulische belasting kleiner is dan de effectieve spanning tijdens sonderen:

$$S_{u,u} = S_{u,i} \cdot \left(\frac{\sigma'_{v,u}}{\sigma'_{v,i}} \right)^{1-m}$$

Waarin:

$S_{u,i}$	initiële ongedraineerde schuifweerstand (tijdens de conus- of bolsondering), te gebruiken bij het berekenen van de schuifweerstand na spanningsverandering [kPa]
$S_{u,u}$	uiteindelijke ongedraineerde schuifweerstand, te gebruiken bij het berekenen van de schuifweerstand na spanningsverandering (bijvoorbeeld bij maatgevende hydraulische belasting, voorspanning of na dijkversterking) [kPa]
$\sigma'_{v,u}$	verticale effectieve spanning na een spanningsverandering [kPa]
$\sigma'_{v,i}$	initiële verticale effectieve spanning [kPa]
$\sigma'_{v,c}$	verticale effectieve consolidatie spanning [kPa]
m	Sterkte toename factor; de verhouding tussen de stijfheid van de grond voor en na de grensspanning. De parameter m kan worden bepaald op basis van de isotachen parameters a en b: $m \approx (b - a) / b$. Dit is ook mogelijk via C_c en C_s : $m \approx (C_c - C_s) / C_c$. Een gangbare waarde van m is 0,8 conform [13].

Op basis van de gegeven formule kan de invloed van de maatgevende hydraulische belasting op de ongedraineerde schuifsterkte worden bepaald. Volgens de gangbare theorie is de ongedraineerde schuifsterkte lineair gecorreleerd aan de conusweerstand. De ongedraineerde schuifsterkte kan op basis van correlatie worden vastgesteld op basis van de gemeten conusweerstand:

$$S_u = q_c / N$$

Waarin :

S_u	is de ongedraineerde schuifsterkte (kN/m ²)
q_c	is de gemeten conusweerstand (kN/m ²)
N	empirisch bepaalde conusfactor (-).

De empirisch bepaalde conusfactor varieert conform [13] doorgaans tussen 10 en 20. Conform [6] wordt een factor van 15 geadviseerd. Bij het bepalen van de invloed van de ongedraineerde sterkte door een spanningsverandering wordt verondersteld dat de factor N constant blijft, waardoor de waarde van de factor zelf niet belangrijk is. In dat geval kan ook de invloed van de spanningsverandering op de conusweerstand worden bepaald. Op deze manier kan de schachtwrijving worden gecorrigeerd via de gecorrigeerde conusweerstand zoals verder beschreven in paragraaf 2.2.3.1.

Door Deltares is een gevoeligheidsstudie uitgevoerd om inzicht te krijgen in de invloed van een spanningsverlaging bij MHW. In deze studie is uitgegaan van spanningsverlagingen van 5 – 15 kN/m² en er is uitgegaan van waarden van m van 0,8 en 0,9. Deze gegevens zijn opgenomen in bijlage C.

Op basis van de gevoeligheidsstudie kan worden vastgesteld dat de invloed van kleinere spanningsverlagingen van 5 tot kN/m² in de kleidijk en in het holocene pakket, de invloed op de schachtwrijvingsfactor α_t nagenoeg nihil is. Bij een spanningsverlaging van 10 kN/m² is de afname op de schachtwrijvingsfactor ca. 1-2% afhankelijk van de initiële verticale effectieve spanning en bij een spanningsverlaging van 15 kN/m² is de afname van de schachtwrijvingsfactor gemiddeld ca. 2-4%. Bij een kleine initiële verticale effectieve

spanning is de invloed het grootst en bij een grote initiële verticale effectieve spanning het kleinst..

Bij grotere spanningsveranderingen neemt de invloed op de schachtwrijvingsfactor toe. Dit geldt ook bij kleinere waarden van de factor m .

Geadviseerd wordt om in het ontwerp rekening te houden met een eventuele correctie op de schachtwrijving als gevolg van een spanningsverandering conform bovenstaande werkwijze. Net als voor zand geldt ook hier dat de correctie zowel meegenomen moet worden in de ontwerpberekening (via de wandwrijvingsfactor) als in de aan te houden testbelasting bij het uitvoeren van trekproeven.

4.4 Conclusies beïnvloeding houdkracht nagels tijdens maatgevende omstandigheden

Het optreden van maatgevende hydraulische belastingen kan invloed hebben op de houdkracht van de nagels. Daardoor wordt geadviseerd om de schachtwrijving te corrigeren in zand zoals aangegeven in paragraaf 4.2 en bij dijksmateriaal en in het holocene pakket wordt geadviseerd om te corrigeren zoals aangegeven in paragraaf 4.3.

Bij het uitvoeren van trekproeven op de ankers dient er daardoor rekening te worden gehouden met een reductie in de houdkracht in het zand. Dit betekent dat de testbelasting op de nagels dient te worden vergroot bij de trekproeven. De reductie van de hogere waterspanning op de trekkracht dient als extra belasting te worden opgeteld bij de testbelasting bij trekproeven.

Ook in de ontwerpberekening van zowel Talren als Plaxis, waarbij de schachtwrijving op basis van de sondeerweerstand (q_c) wordt bepaald of waarbij de schachtwrijving op basis van trekproeven wordt vastgesteld via de conusweerstand., dient de conusweerstand te worden gecorrigeerd op de invloed van de spanningsverandering.

5 Invloed groepswerking bij nagels

5.1 Inleiding

De nagels dienen voor het verbeteren van de macrostabiliteit van de dijk. Dit gebeurt door het overbrengen van een axiale kracht en dwarskracht vanuit de afglijdende grondmoot (actieve zone) naar de stilstaande grondmoot (passieve zone).

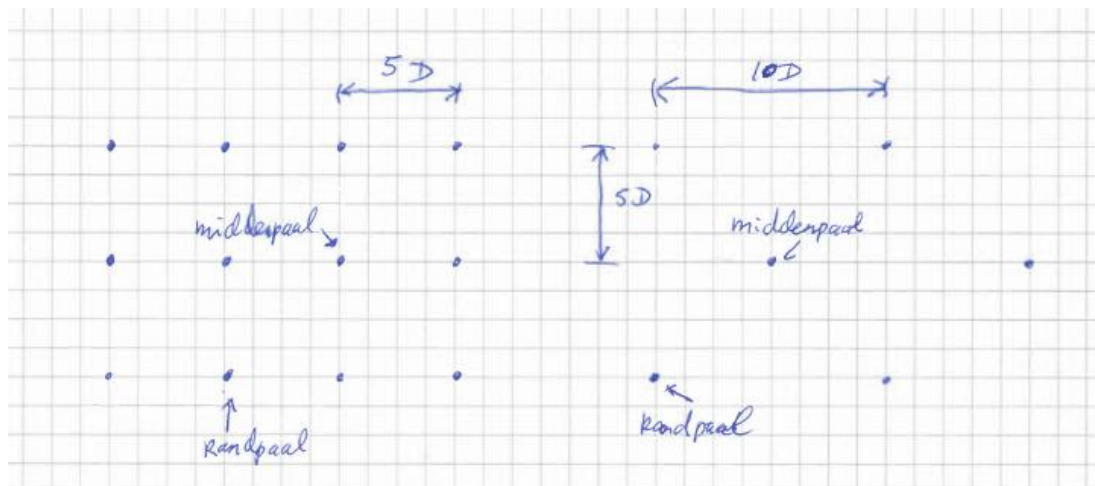
Indien de nagels dichtbij elkaar worden ingebracht zal een groepseffect ontstaan. De werking van de nagels gaan dan elkaar beïnvloeden. De door een nagel op te nemen dwarskracht en houdkracht nemen af als de nagels dichterbij elkaar staan. In Bijlage D wordt nader ingegaan op het vaststellen bij welke onderlinge afstand van de nagels dit groepseffect gaat optreden en hoe het groepseffect kan worden berekend. In dit hoofdstuk zijn alleen de conclusies en aanbevelen gegeven.

5.2 Conclusies en aanbevelingen groepwerking nagels

Dijknagels worden lateraal (zijdelings) en axiaal belast. Door deze belasting is de draagkracht van een nagel in een groep minder dan de draagkracht van een enkele nagel.

Voor de zijdelingse belasting wordt aanbevolen uit te gaan van de reductie conform DIN 1054 [19]. Voor nagels op een afstand van meer dan $6D$ is geen reductie meer nodig.

Voor axiale belasting kan de reductie worden berekend met de trekpalen regel in D-Foundation. Dit geeft een bovengrens van de reductie. De reductie is vooral afhankelijk van de h.o.h. afstand van de nagels en de conusweerstand in de lagen waaruit de nagels de draagkracht onttelen. De reductie volgens deze methode geeft geen bovengrens van de h.o.h. afstand aan waarbij geen reductie meer optreedt. In Bijlage D is een aanbeveling gedaan voor de aan te houden reducties. Voor h.o.h. afstanden van meer dan $8D$ (configuratie 1) of meer dan $10D$ (configuratie 2) hoeft geen reductie in rekening te worden gebracht.



Figuur 5.1 Voorbeeld van de twee paalconfiguraties. Links is configuratie 1, rechts in configuratie 2

De reducties kunnen ook worden bepaald met 3D EEM berekeningen. Een bijkomend voordeel van het toepassen van een EEM model is dat de vervormingen van dijk en nagels worden beschouwd. Opgemerkt wordt dat installatie effecten niet automatisch meegenomen worden.

6 Modelfactor bij 3D technieken

6.1 Beschouwing ontwerpmethode, van Talren naar Plaxis

Bij het ontwerpen van dijkvernageling wordt het constructieve ontwerp conform [8] opgesteld met het analytische rekenprogramma Talren. Daarnaast wordt ook het ontwerp getoetst in de 2D Plaxis EEM-analyse, waar, naast het toetsen van het constructieve ontwerp dat in Talren is opgesteld, gecontroleerd wordt of de maatgevende bezwijkvorm overeenkomt met de maatgevende glijcirkel in Talren. Op basis hiervan kan worden vastgesteld of de maatgevende glijcirkel in Talren overeenkomt met het werkelijk optredende bezwijkmechanisme dat in Plaxis is ontstaan. In de 2D Plaxisberekening wordt tevens gecontroleerd of de ingevoerde schachtwrijving volledig wordt gemobiliseerd conform het ontwerpuitgangspunt van Talren. In de Plaxis-analyse kan tevens de krachtsontwikkeling van de gehele lengte van de nagel worden beschouwd. Deze informatie is van belang voor het interpreteren van monitoringsdata uit de trekproeven bij het installeren van de nagels.

Omdat de vervorming van de grond is opgelegd aan de vervorming van de constructie in een 2D berekening, wordt bij het ontwerpen van dijkvernageling met een 2D-analyse conform [9] en [10] bij te minste 1 karakteristiek dwarsprofiel per 500 m strekkende lengte van de constructief versterkte dijk een controleberekening van het constructieve ontwerp te worden uitgevoerd door middel van een 3D-analyse in EEM. Op basis van deze berekening dient te worden vastgesteld dat er sprake is van een eenduidig veilig ontwerp in de 2D-analyse. Als blijkt uit de controle met de 3D analyse dat een ontwerp met 2D niet evident veilig is, dient vervolgens rekening te worden gehouden met een extra additionele veiligheidsfactor op de berekende krachten en momenten in de 2D-analyse. Deze factor dient te worden vastgesteld op basis van het verschil in de uitkomsten tussen de verrichte 2D- en 3D analyses. Optimalisatie in het ontwerp kan altijd plaatsvinden door bij meerdere ontwerplocaties een controle van het constructieve ontwerp uit te voeren door middel van een 3D analyse.

Bij het opstellen van het rapport Ontwerp- en uitvoeringsaspecten 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken KIS [9] is een modelfactor geïntroduceerd voor constructieve elementen waar sprake kan zijn van het snijden van de grond rondom de harde elementen (als een mes door de boter). Deze modelfactor $\gamma_{d,i} = 1,1$ is van toepassing wanneer de afstanden tussen de constructieve elementen groter is dan 1 x de diameter van het constructieve element en dient in rekening te worden gebracht bij het uitvoeren van EEM-analyses (voor zowel 2D als 3D). Deze factor is vastgesteld uitgaande fine-tuning in de EEM-analyse (voor nader uitleg hierover wordt verwezen naar paragraaf 2.4.1 in [10]).

Bij een ontwerp met dijkvernageling is de afstand tussen de nagels altijd groter dan 1 x de diameter van de nagels waardoor de modelfactor in rekening dient te worden gebracht. Opgemerkt wordt dat deze factor niet alleen geldt voor dijkvernageling, maar voor alle 3D-achtige dijkversterkingstechnieken.

Deze modelfactor is geïntroduceerd omdat mogelijkheden voor het modelmatig correct analyseren van het snijproces van op zich zelf staande constructieve elementen, waar 3D aspecten van toepassing zijn, nog als onvoldoende precies worden beschouwd in Plaxis 3D. De resolutie die haalbaar is rondom het constructieve element, is niet voldoende om het vervormingsproces rondom de nagel voldoende nauwkeurig te beschrijven. Daardoor reageert de grond tussen de nagels te sterk en te stijf in de analyse waardoor het waarschijnlijk is dat de bereikte veiligheid wordt overschat en de berekende krachten en momenten in de constructie worden onderschat. Daardoor is in [9] aangegeven dat er

voorlopige rekening dient te worden gehouden met de modelfactor van $\gamma_{d,i} = 1,1$. Deze factor is zowel van toepassing voor de berekening in Talren en in de 2D- en 3D analyse in EEM.

6.2 Advies modelfactor ontwerp dijkvernageling

Bij het ontwerpen van dijkvernageling met Talren en in Plaxis zijn er onzekerheden in de modellering van het vervormingsproces rondom de nagels. Duidelijk is dat de resolutie van de 3D modelering in Plaxis nog niet toereikend is om de vervormingsproces voldoende precies te kunnen beschrijven. Er wordt daardoor te sterkt en te stijf gerekend rondom de nagels. Dit leidt waarschijnlijk tot een overschatting van de bereikte veiligheid en een onderschatting van de berekende krachten en momenten. Deltares adviseert daardoor om bij het ontwerpen van dijkvernageling voorlopig de modelfactor van $\gamma_{d,i} = 1,1$ te handhaven bij het ontwerpen van dijkvernageling als dijkversterkingsmaatregel.

Door Deltares is voorgesteld om in POV-M nader onderzoek uit te voeren naar 3D-aspecten zodat de modelfactor nauwkeuriger kan worden vastgesteld op basis 3D analyses. Dit is van belang omdat er steeds meer 3D-achtige technieken beschikbaar komen die als dijkversterkingsvarianten kunnen worden toegepast. Daarnaast is ook voorgesteld om de definitie van de maat van wanneer een 3D-analyse noodzakelijk is beter vast te stellen op basis van een vergelijking van resultaten in een aantal 2D en 3D analyses. Beide onderzoeken kunnen leiden tot een optimalisatie in de ontwerpinspanning en/of de zwaarte van het constructieve ontwerp.

7 Conclusies en aanbevelingen

7.1 Inleiding

Bij de dijkversterking Vianen is voor het eerst de INSIDE-techniek dijkvernageling toegepast als maatregel bij het verbeteren van de binnenwaartse macrostabiliteit. Dit betreft een versterking van de primaire waterkering langs de Lek, waar de dijk over een lengte van ongeveer 250 m versterkt is door middel van het aanbrengen van 242 nagels (met een lengte van 18 m) in het binnentalud.

Het ontwerp van de dijkversterking met dijkvernageling bij Vianen is op hoofdlijnen gebaseerd op CUR Rapport 219 INSIDE Innovatieve dijkversterking [8] waar de ontwerpmethodes, de aandachtspunten voor de uitvoering en de toetsing is vastgelegd. Wel is de ontwerpmethodes aangevuld op basis van het rapport 'Ontwerp niet bewezen constructieve dijkversterkingstechnieken KIS [9] en de 'Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen KIS' [10].

Voor nadere informatie over het ontwerp en de uitvoering van de dijkversterking wordt verwezen naar [2].

De techniek dijkvernageling is in 2008 al in behandeling geweest bij Expertise Netwerk Waterkeringen. De techniek was, naar de mening van ENW, zodanig uitgewerkt dat het toepassen in een dijkversterking onder extra monitoring verantwoord zou zijn. Op basis van extra monitoring zou optimalisatie kunnen plaatsvinden met betrekking tot beheersbaarheid en kostenreductie.

Op basis van het ontwerp van de dijkversterking Vianen, de resultaten van uitgevoerde bezwijk- en controleproeven en de resultaten uit de monitoring, heeft het Consortium Dijkvernageling bewezen dat er sprake is van een beheerbare techniek, zowel voor wat betreft de gerealiseerde sterkte als wat betreft de omgevingsbeïnvloeding.

Opgemerkt wordt dat de techniek is toegepast onder de wisselende omstandigheden van een kleidijk op een zandondergrond tot een kleidijk op een zandige kleilaag. Er was geen sprake van een dik pakket holocene grondlagen, ook zijn geen venige grondlagen aangetroffen in de bodem.

De verwachting is dat de techniek voldoende beheersbaar is voor brede toepassing in Nederland. Wel dient, bij gebrek aan ervaringen, met enige voorzichtig te worden omgegaan bij toepassing in veen, met name waar het merendeel van de trekweerstand wordt ontleend uit weinig materiaal. Opgemerkt wordt dat de vervorming van de waterkering waar het merendeel van de trekbelasting uit veen wordt gehaald nog nader onderzocht moet worden bij een ontwerp. Opgemerkt wordt dat de vervorming van de met nagel versterkte waterkering, waar het merendeel van de trekbelasting uit veen wordt gehaald, nog nader onderzocht moet worden bij een ontwerp. De vervormingseis van de constructief versterkte dijk zou meer in overeenstemming moeten worden gebracht met de eisen van de groene dijk. Binnen POV-M wordt dit onderwerp nader onderzocht.

Bij de algemene toepassing van dijkvernageling bij dijkversterkingen in Nederland wordt wel aanbevolen om een aantal aspecten aan te scherpen.

7.2 Aanscherpingen bij vernageling als dijkversterkingstechniek

In voorliggend rapport wordt ingegaan op een aantal aspecten die van belang zijn voor het aanscherpen en optimaliseren van de dijkvernagelingstechniek bij het toepassen in een dijkversterking. Deze aspecten zijn van belang voor een nadere onderbouwing van de betrouwbaarheid en een nadere verfijning van het ontwerp.

Op basis van de uitgevoerde bezwijk- en controleproeven bij Vianen wordt het volgende geadviseerd bij het toepassen van dijkvernageling bij dijkversterkingen:

Bezwijkproeven

- Op basis van de ervaringen bij de pilot bij Vianen wordt aanbevolen om bij toekomstige dijkversterkingsprojecten uit te gaan van NEN-EN 14490 [5], voor wat betreft de hoeveelheid bezwijkproeven die worden uitgevoerd om een indicatie te krijgen van de beschikbare houdbaarheid in de ondergrond. Voor veiligheidsklasse 3 dienen er minimaal vijf bezwijkproeven te worden uitgevoerd met ten minste twee bezwijkproeven per type ondergrond. Dit geldt zowel voor de actieve zone, de passieve zone en de volledige lengte van de nagel. In totaal dienen dus minimaal 5 maal 3 = 15 bezwijkproeven te worden uitgevoerd met ten minste 2 maal 3 = 6 bezwijkproeven per type ondergrond. Deze bezwijkproeven dienen bij voorkeur steeds te worden uitgevoerd als een set van drie waarbij de drie verschillende proeven vlak naast elkaar worden uitgevoerd. Door steeds een set deze drie bezwijkproeven vlak naast elkaar uit te voeren kan zowel een goede inschatting worden gemaakt van de wandwrijvingsfactoren ten behoeve van het ontwerp en tegelijkertijd wordt een goed vergelijkingskader gemaakt voor het beoordelen van de controleproeven die op de productienagels worden uitgevoerd.
- Het uitvoeren en beoordelen van de bezwijkproeven kan plaatsvinden conform [6]. Wel wordt, gelet op het grillige verloop van de kruipmaat tijdens de proeven aanbevolen om de kruipmaat vast te stellen op basis van minimaal de 3 laatste waarnemingen van de belastingstap, uitgaande van de tijdintervallen van $t_1 = 45$ en $t_2 = 180$ minuten en $t_1 = 90$ en $t_2 = 180$ minuten. Daarmee wordt extra zekerheid ingebouwd, omdat de verwachting is, dat als de kruipmaat voldoet uitgaande van de laatste 3 waarnemingen, de kans betrekkelijk klein is, dat de kruipmaat alsnog veel zal gaan toenemen.
- Bij de verwerking van de bezwijkproeven dient rekening te worden gehouden met de correlatiefactor ξ_a en de partiële materiaalfactor γ_{mb} , zie ook paragraaf 2.2.3.

Controleproeven, in geval er voldoende bezwijkproeven zijn uitgevoerd

- Op basis van de ervaringen bij de pilot bij Vianen wordt aanbevolen om bij toekomstige dijkversterkingsprojecten uit te gaan van het controleren van de rekenwaarde van de houdbaarheid, die in het ontwerp is vastgesteld, op minimaal 12% van de productienagels. Hierbij dient te worden uitgegaan van het steeds uitvoeren van proeven op een set van 2 nagels bestaande uit:
 - Een lange duur controleproef op de gehele lengte van de nagel bij 6% van de nagels
 - een langeduur controleproef op een korte nagel in het passieve deel van het bezwijkvlak bij 6% van de nagels.
- De beproeving van een set van twee nagels (een lange en een korte) dienen bij voorkeur steeds direct naast elkaar plaatsvinden. De maximale onderlinge afstand tussen de sets van twee nagels dient maximaal 25 m zijn. Op basis van deze informatie kan een goede vergelijking worden gemaakt met de uitgevoerde bezwijkproeven. Door frequenter proeven uit te voeren worden de risico's op afwijkingen in de gerealiseerde houdbaarheid geminimaliseerd. De betrouwbaarheid van het gerealiseerde ontwerp wordt daarbij vergroot.

- Bij het controleren van de rekenwaarde van de houdkracht uit het ontwerp op de productienagels wordt geadviseerd om uit te gaan van lange duur controleproeven, waar bij cohesieve grond wordt uitgegaan van een testbelasting van 100% van de belasting gedurende 180 minuten. Daarmee wordt het kruipgedrag beter inzichtelijk gemaakt en kan de kruipmaat met een hogere betrouwbaarheid worden vastgesteld. Dit wordt aanbevolen naar aanleiding van het soms grillige kruipgedrag tijdens de bezwijkproeven. In [6] wordt deze aanbeveling ook gedaan op cohesieve grond.
- De interpretatie van de proeven kan plaatsvinden conform [6]. Wel wordt gelet op het grillige verloop van de kruipmaat tijdens de proeven aanbevolen om de kruipmaat vast te stellen op basis van minimaal de 3 laatste waarnemingen van de belastingstap, uitgaande van de tijdintervallen van $t_1 = 45$ en $t_2 = 180$ minuten en $t_1 = 90$ en $t_2 = 180$ minuten. Daarmee wordt extra zekerheid ingebouwd omdat de verwachting is dat als de kruipmaat voldoet bij de laatste 3 waarnemingen de kans betrekkelijk klein is dat de kruipmaat alsnog veel zal gaan toenemen.

Controleproeven, in geval er geen (of te weinig) bezwijkproeven zijn uitgevoerd

- Bij gebrek aan bezwijkproeven zijn de onzekerheden groot bij de inschatting van de schachtwrijving die uit de grond kan worden gehaald. De kans is daardoor groter dat er nagels worden afgekeurd tijdens de uitvoering van de productienagels. Daardoor wordt geadviseerd om voorlopig lange duur controleproeven uit te voeren op minimaal 24% van de nagels, waarbij moet worden uitgegaan van het steeds beproeven van een set van twee naast elkaar liggende nagels bestaande uit:
 - Een lange duur controleproef op de gehele lengte van de nagels bij 12% van de nagels
 - een langeduur controleproef op een korte nagel in het passieve deel van het bezwijkvlak bij 12% van de nagels.

De beproeving van een set van twee nagels dienen bij voorkeur steeds direct naast elkaar plaats te vinden. De onderlinge afstand tussen de sets van 2 nagels dient maximaal 12 m te zijn. Als de kruipmaat uit de lange duur controleproeven voldoet hoeven de overige nagels niet te worden beproefd. Hierbij wordt opgemerkt dat deze eis kan worden versoepeld als op basis van ervaring uit meerdere projecten een redelijke ondergrens kan worden vastgesteld. Voor de uitvoering en interpretatie van deze proeven wordt verwezen naar de omschrijving die hierboven is gegeven onder 'Controleproeven, in geval er voldoende bezwijkproeven zijn uitgevoerd'.

Daarnaast wordt geadviseerd om rekening te houden met de eventuele beïnvloeding van de maatgevende hydraulische belasting. Dit geldt zowel bij het verwerken van de resultaten van de bezwijkproeven ten behoeve van het ontwerp als bij het uitvoeren van de controleproeven op productienagels waarbij de rekenwaarde van de houdkracht uit het ontwerp wordt gecontroleerd:

- Deze correctie is van belang omdat er tijdens het uitvoeren van de bezwijkproeven sprake zal zijn van vrij normale waterstanden op de rivier. Bij het uitvoeren van trekproeven op de ankers dient er daardoor rekening te worden gehouden met een eventuele reductie in de houdkracht van de nagels. Deze reductie kan plaatsvinden via de conusweerstand zoals aangegeven in hoofdstuk 4. De reductie van de houdkracht ten gevolge van de hogere waterspanning dient als extra belasting te worden opgeteld bij de uitvoering van de controleproeven. Dit betekent dat de testbelasting tijdens de controleproeven groter kan zijn dan de rekenwaarde van de houdkracht uit het ontwerp. Hiervoor wordt verwezen naar hoofdstuk 4. Ook in de ontwerpberekening van zowel Talren als Plaxis, waarbij de schachtwrijving op basis van de sondeerweerstand (q_c) wordt bepaald of waarbij de schachtwrijving op basis van trekproeven wordt vastgesteld

- via de conusweerstand., dient de conusweerstand te worden gecorrigeerd op de invloed van de spanningsverandering door de optredende hydraulische belasting.
- Groepswerking: Dijknagels worden lateraal (zijdelings) en axiaal belast. Door deze belasting is de draagkracht van een nagel in een groep minder dan de draagkracht van een enkele nagel. Voor zijdelingse (laterale) belasting wordt aanbevolen uit te gaan van de reductie conform DIN 1054 [19]. Dit betekent dat er geen reductie nodig is voor nagels op een afstand van meer dan 6D. Voor axiale belasting kan de reductie worden berekend met de trekpalen regel in D-Foundation. Dit geeft een bovengrens van de reductie. De reductie is vooral afhankelijk van de h.o.h. afstand van de nagels en de conusweerstand in de lagen waaruit de nagels de draagkracht ontleen. Voor h.o.h. afstanden van meer dan 8D tot 10 D hoeft geen reductie in rekening te worden gebracht. De reducties kunnen ook worden bepaald met 3D EEM berekeningen Zie verder hoofdstuk 5.

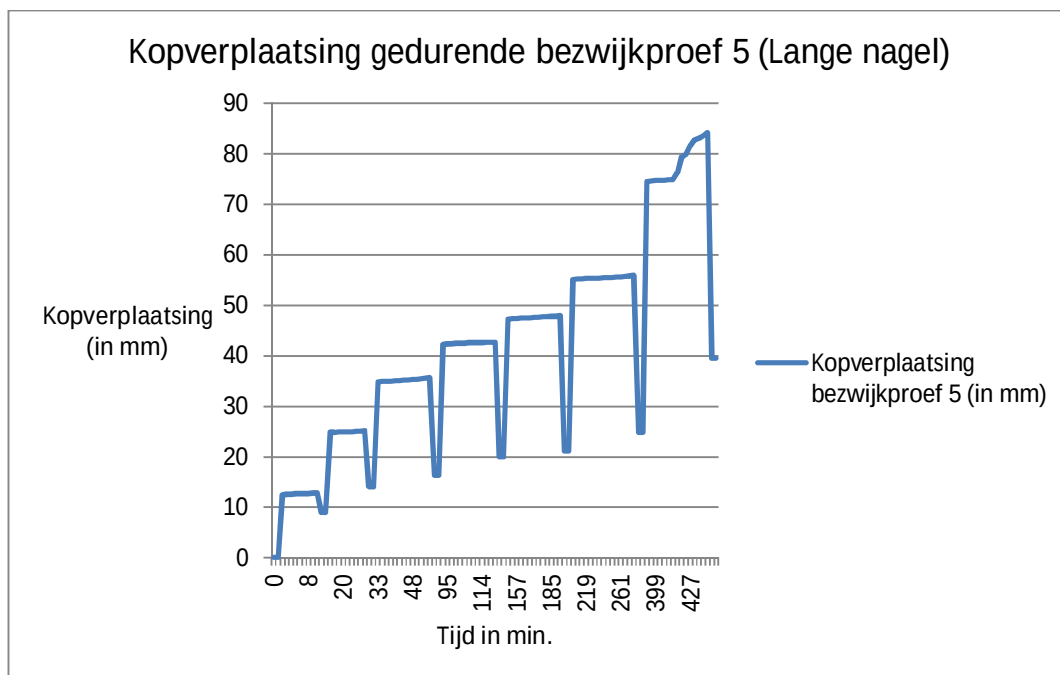
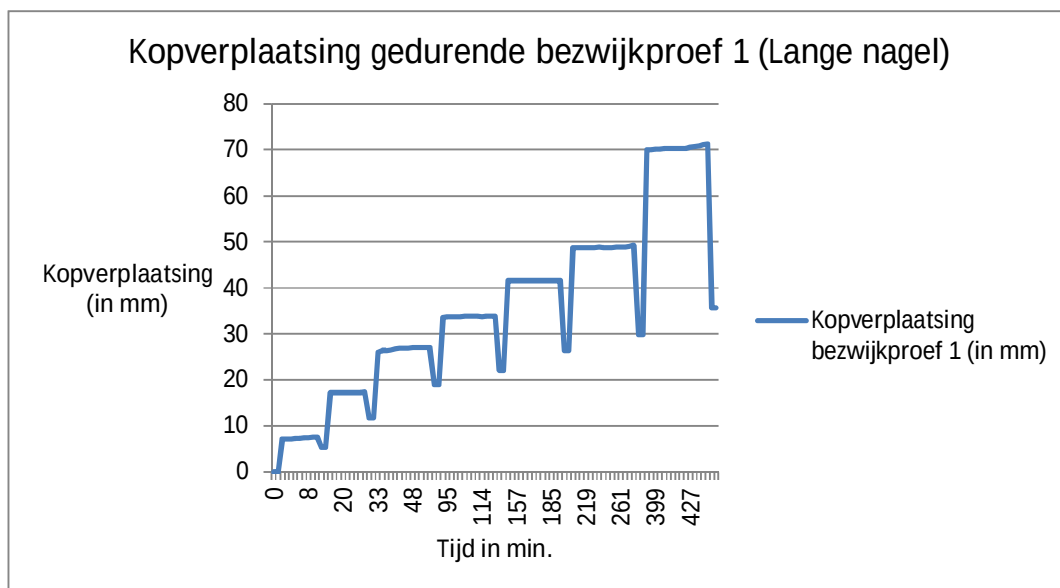
Gelet op de onzekerheden rondom de dimensionering van dijkversterkingstechnieken waar 3D aspecten een rol spelen is bij het opstellen van Ontwerprichtlijnen voor Waterschap Rivierenland geadviseerd om een modelfactor van $\gamma_{d,i} = 1,1$ toe te passen. Deze factor is van toepassing bij het ontwerpen van Dijkvernageling, maar ook voor andere 3D-achtige dijkversterkingstechnieken zoals bijvoorbeeld dijkdeuvels en palenwanden. Geadviseerd wordt om deze modelfactor nog te handhaven bij het ontwerpen van dijkvernageling als dijkversterkingsmaatregel. Wel is voorgesteld om nader onderzoek hiernaar uit te voeren in POV-M. Een optimalisatie in de modelfactor kan leiden tot een optimalisatie in het constructieve ontwerp.

Het verdient de aanbeveling om de aspecten die in dit rapport worden behandeld ook mee te nemen bij het opstellen van het Technisch Rapport van vernagelingstechnieken dat op dit moment in ontwikkeling is binnen POV-M.

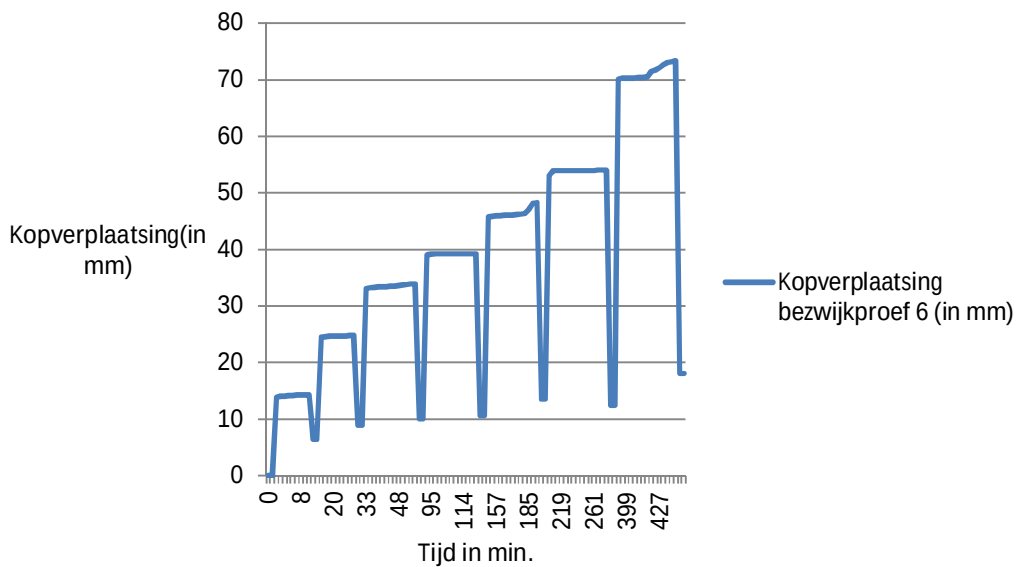
A Resultaten bezwijkproeven dijkversterking Vianen

A.1 Kopverplaatsing gedurende bezwijkproeven

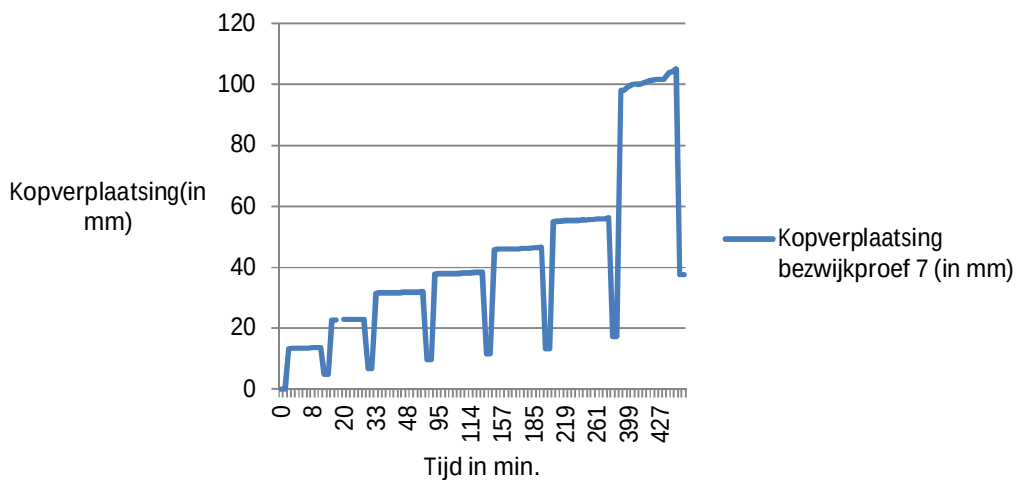
Lange nagels, groutlichaam passieve deel



Kopverplaatsing gedurende bezwijkproef 6 (Lange nagel)

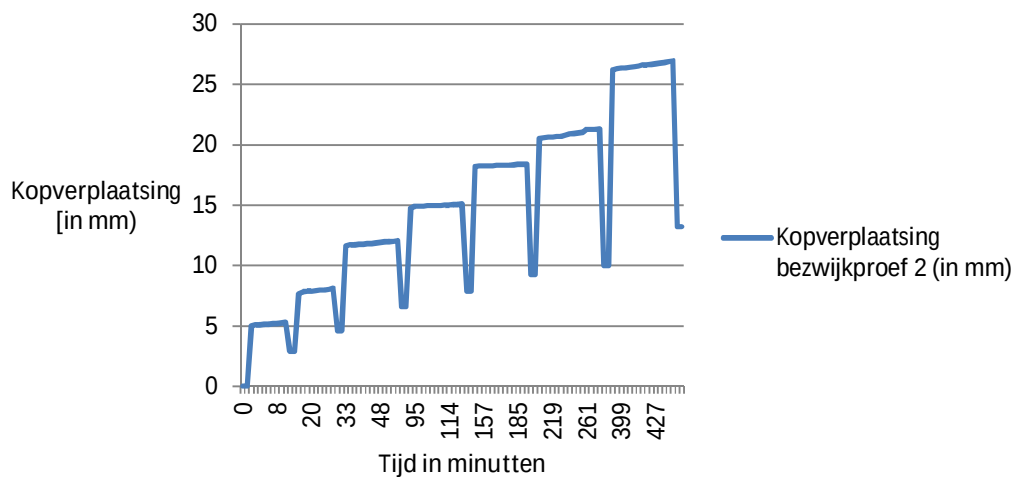


Kopverplaatsing gedurende bezwijkproef 7 (Lange nagel)

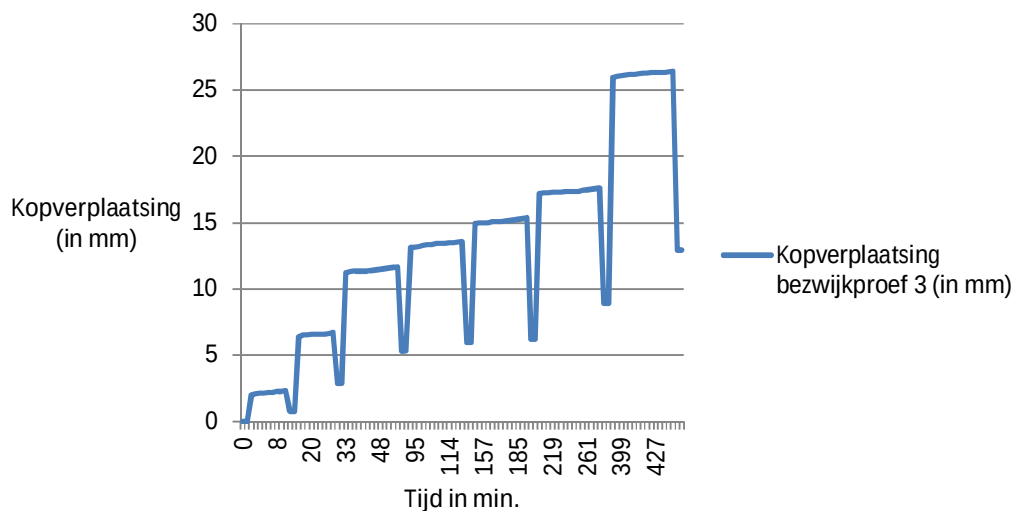


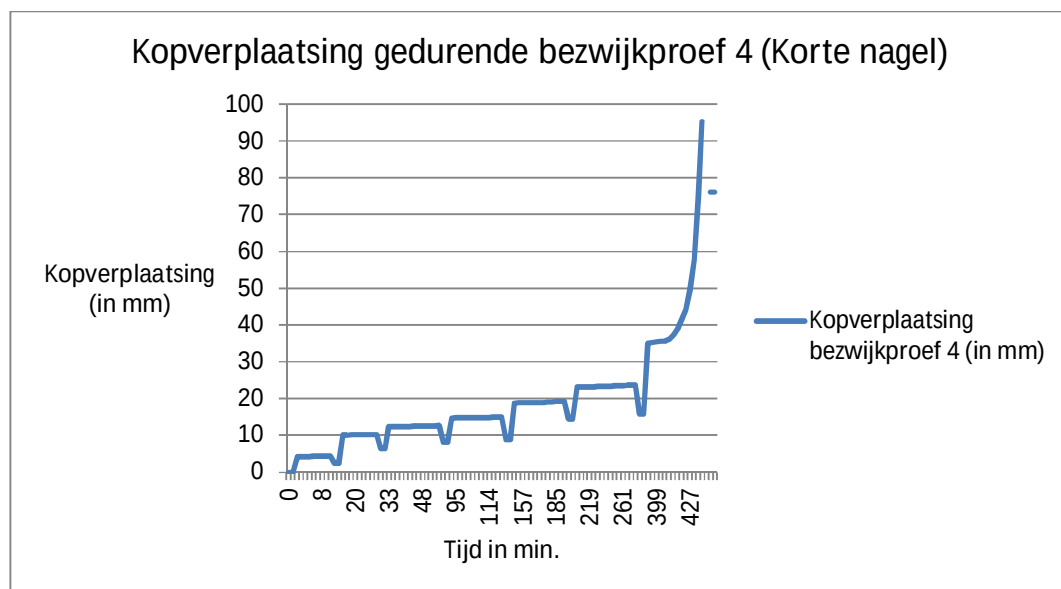
Korte nagels, groutlichaam actieve deel

Kopverplaatsing gedurende bezwijkproef 2 (Korte nagel)



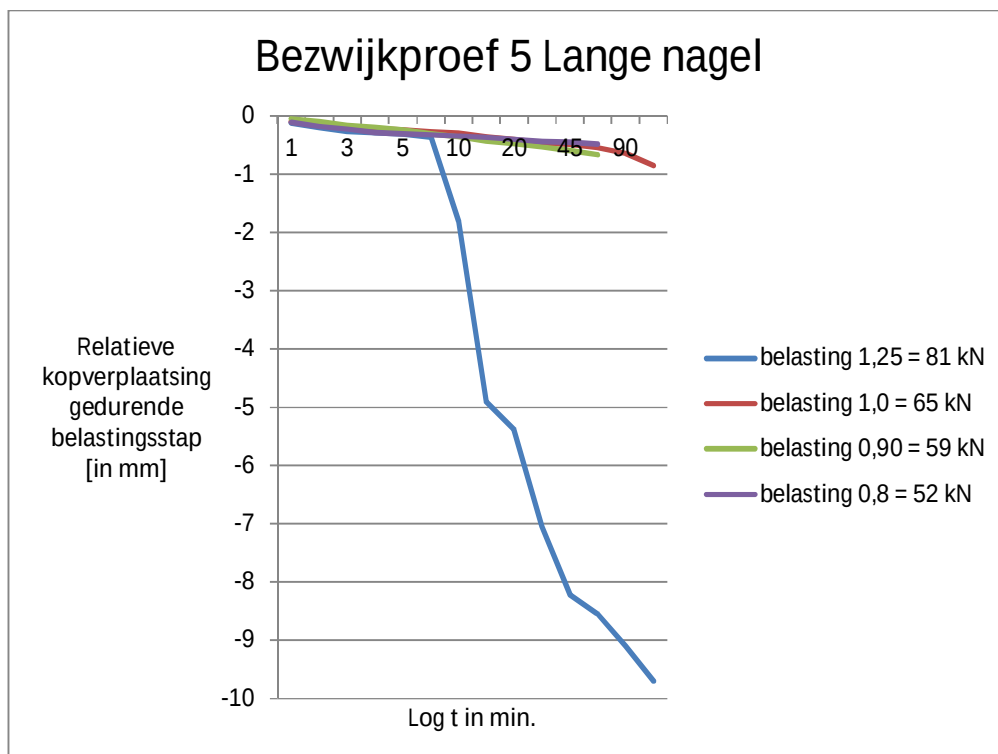
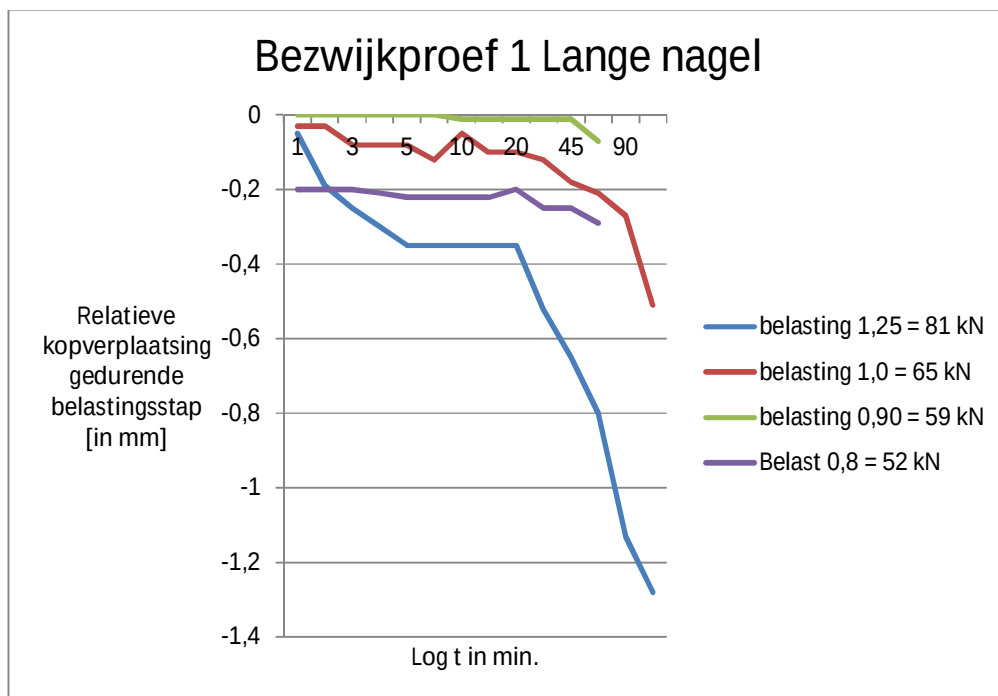
Kopverplaatsing gedurende bezwijkproef 3 (Korte nagel)



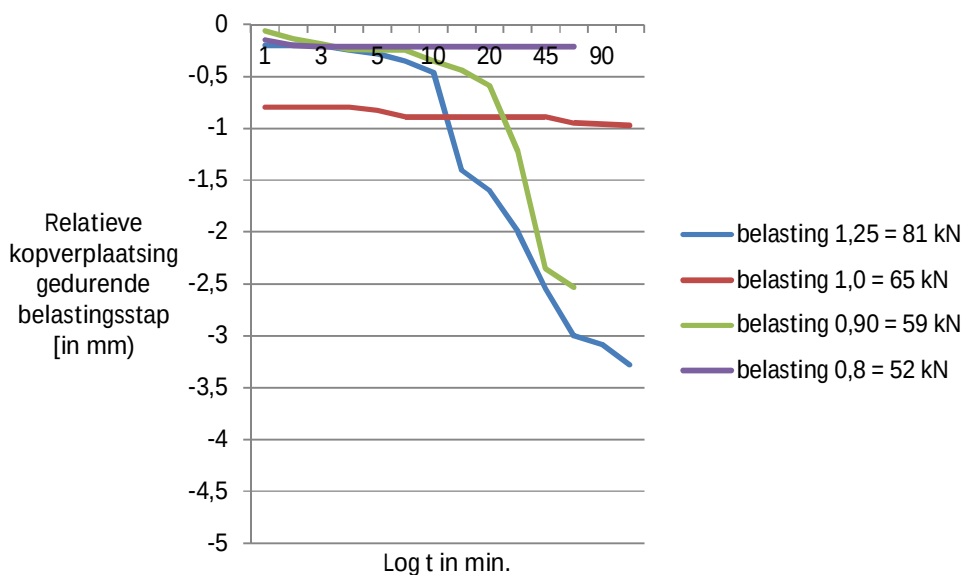


A.2 Relatieve kopverplaatsing gedurende belasting bezwijkproeven Vianen

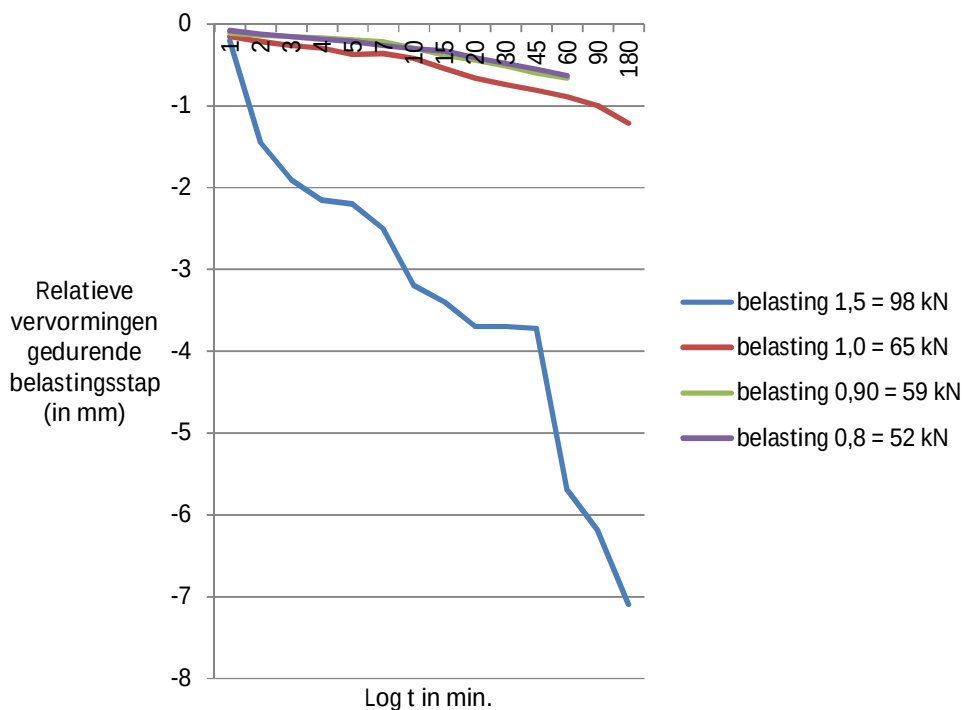
Lange nagels (groutlichaam passieve deel)

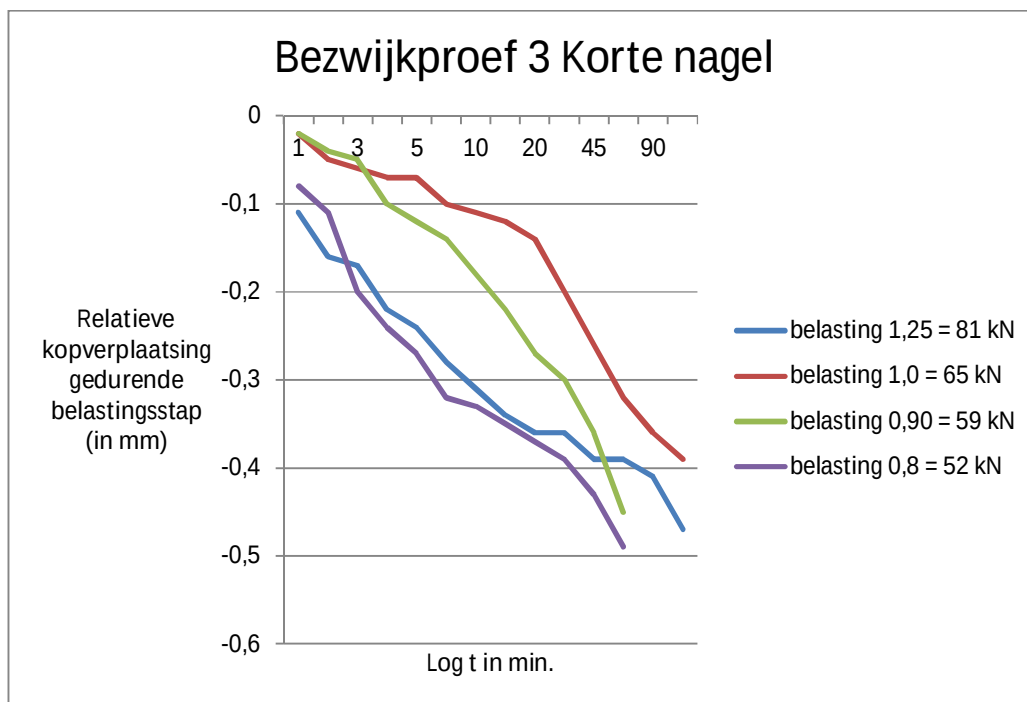
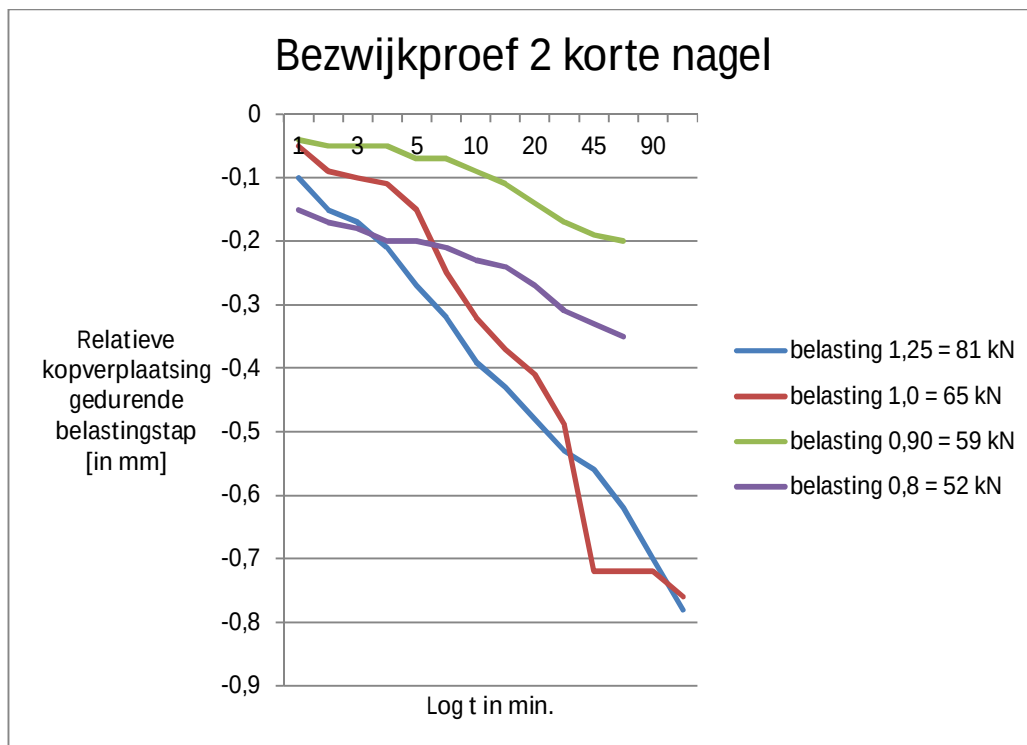


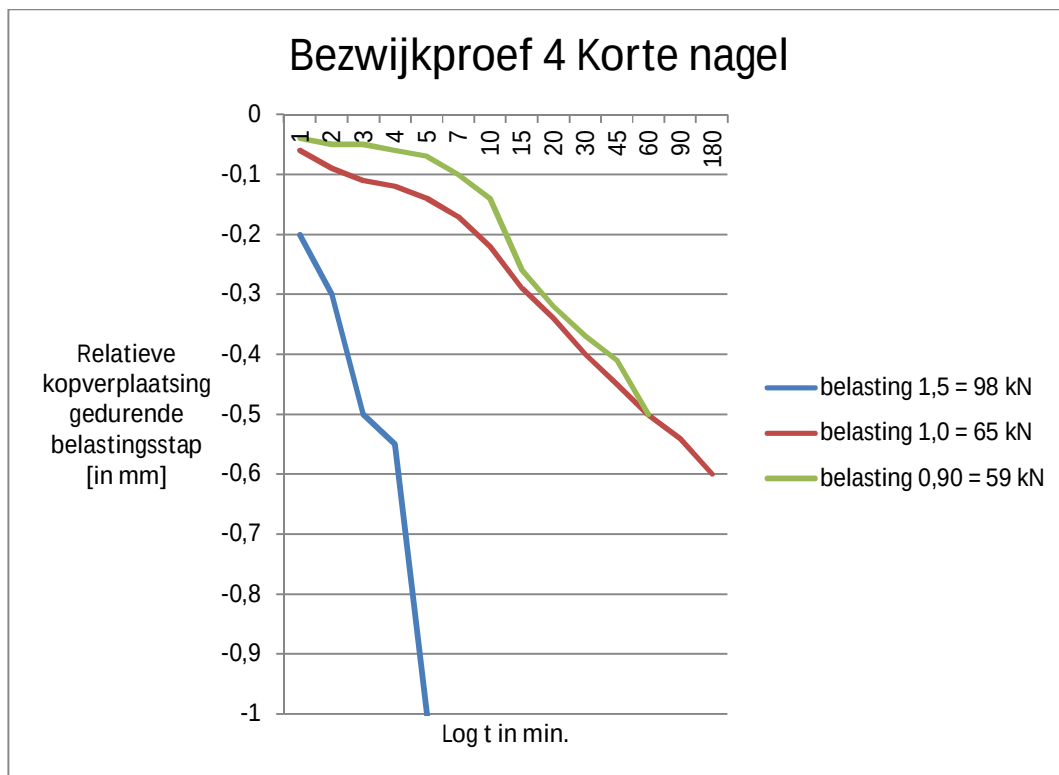
Bezwijkproef 6 Lange nagel



Bezwijkproef 7 Lange nagel

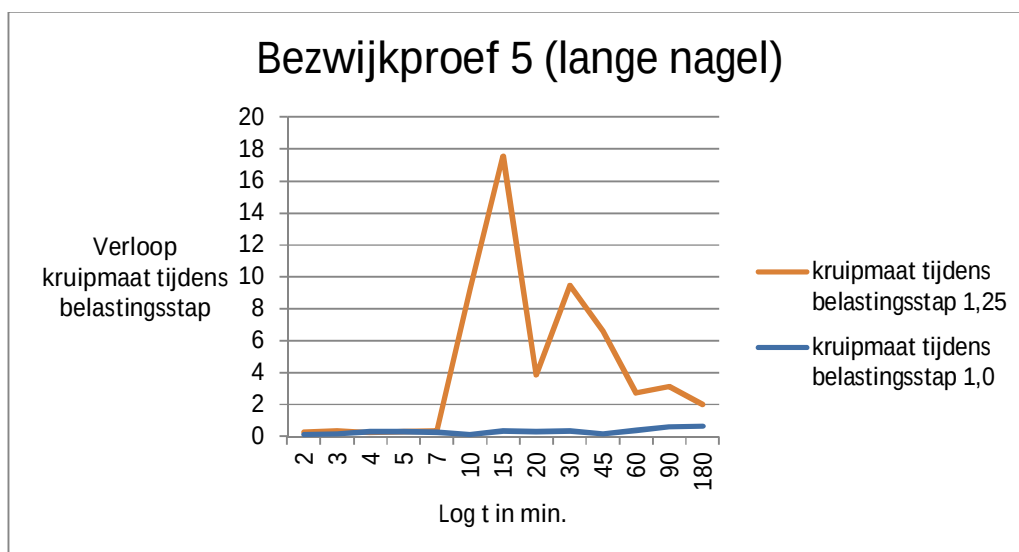
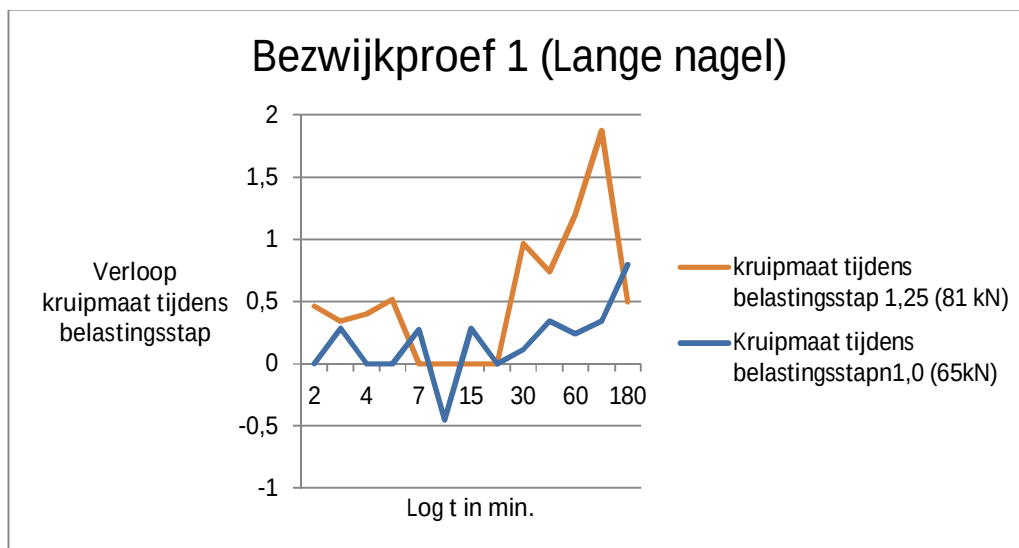


Korte nagels, groutlichaam actieve deel

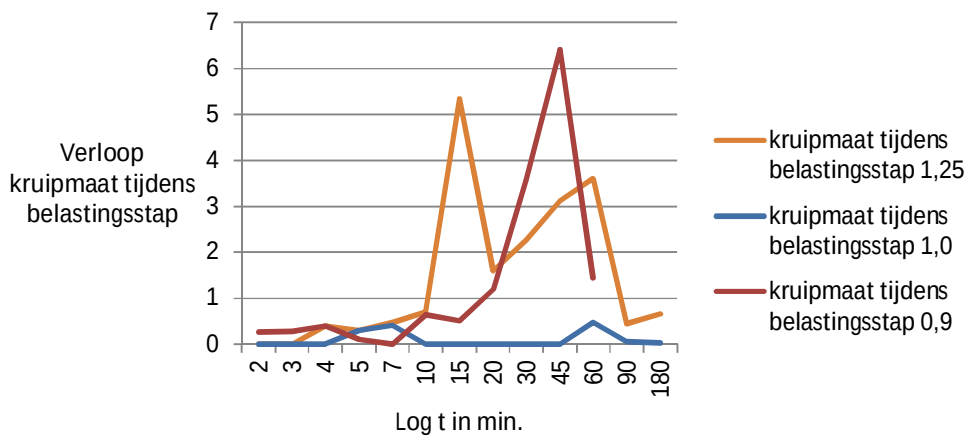


A.3 Verloop kruipmaat tijdens belastingstap (per waarneming)

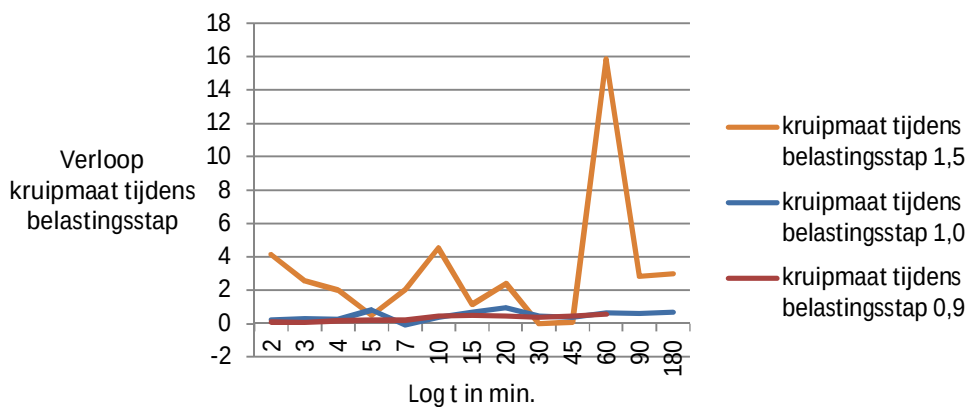
Lange nagels (groutlichaam passieve deel)



Bezwijkproef 6 (lange nagel)

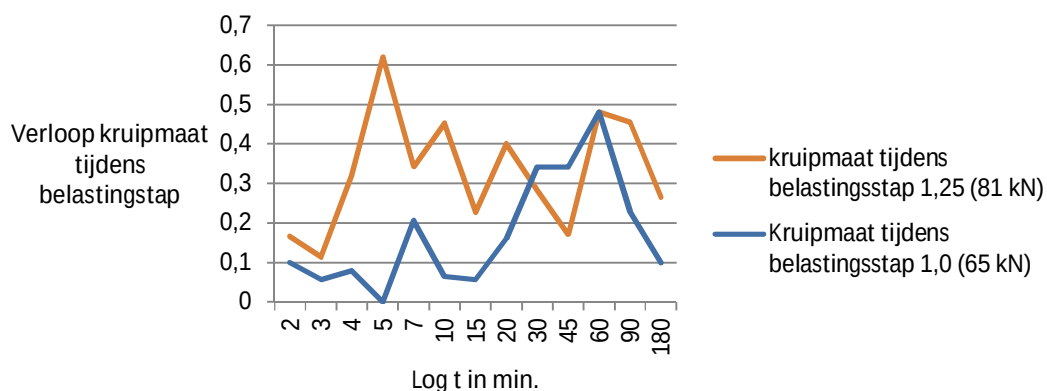


Bezwijkproef 7 (lange nagel)

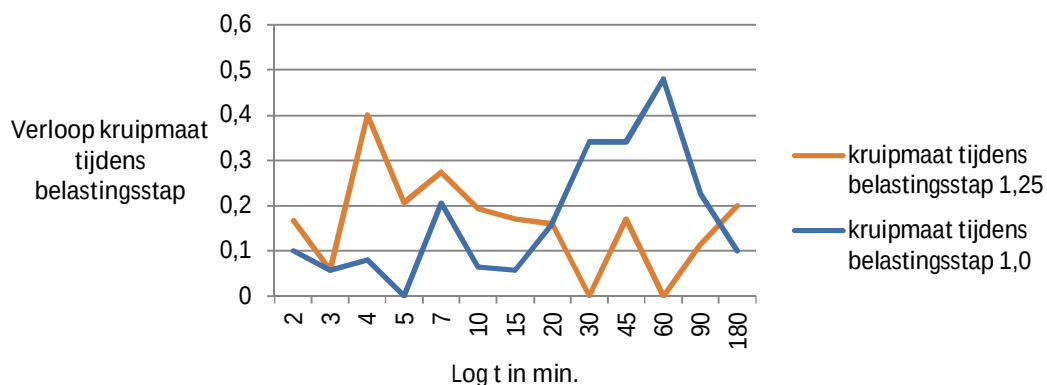


Korte nagels (groutlichaam actieve deel)

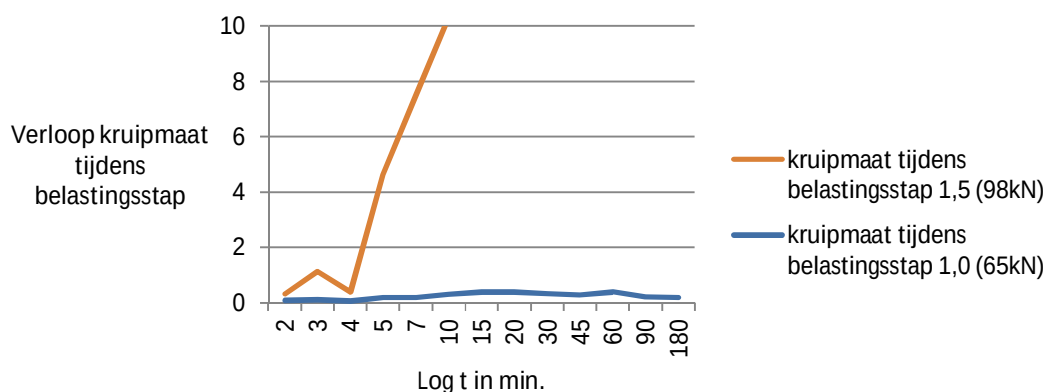
Bezwijkproef 2 (Korte nagel)



Bezwijkproef 3 (Korte nagel)

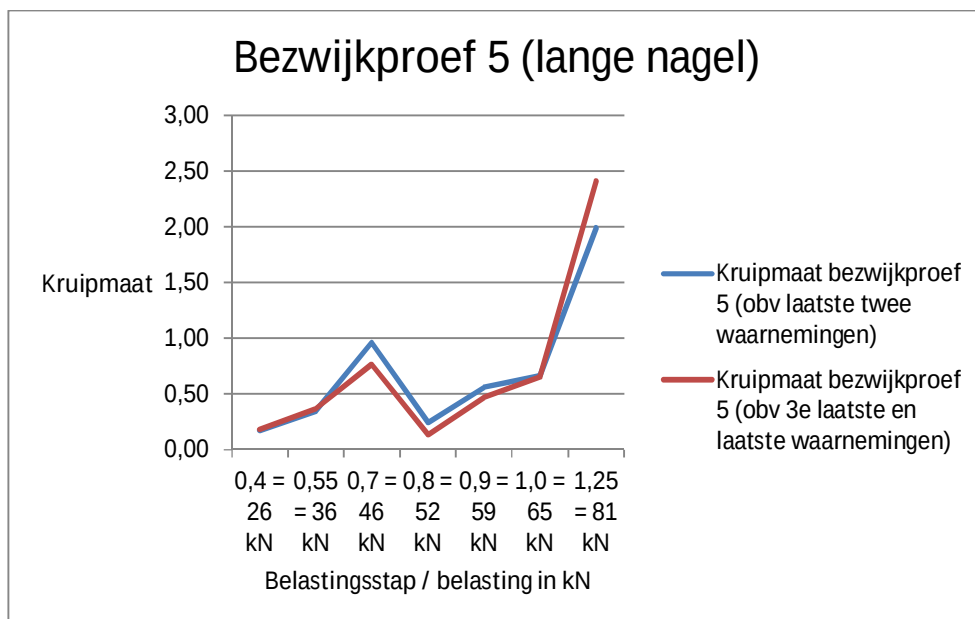
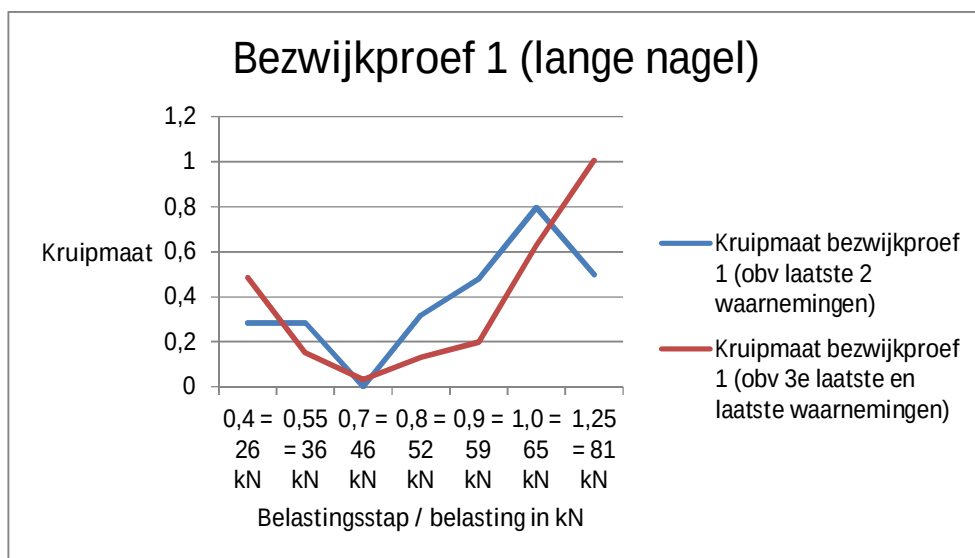


Bezwijkproef 4 (korte nagel)

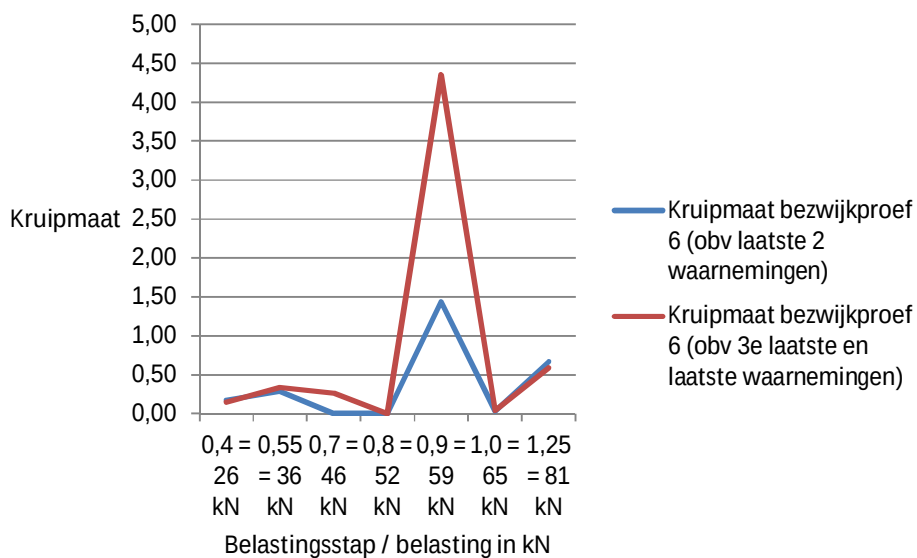


A.4 Kruipmaat per belastingstap uitgaande van 2 laatste waarnemingen en 3^e laatste en laatste waarneming

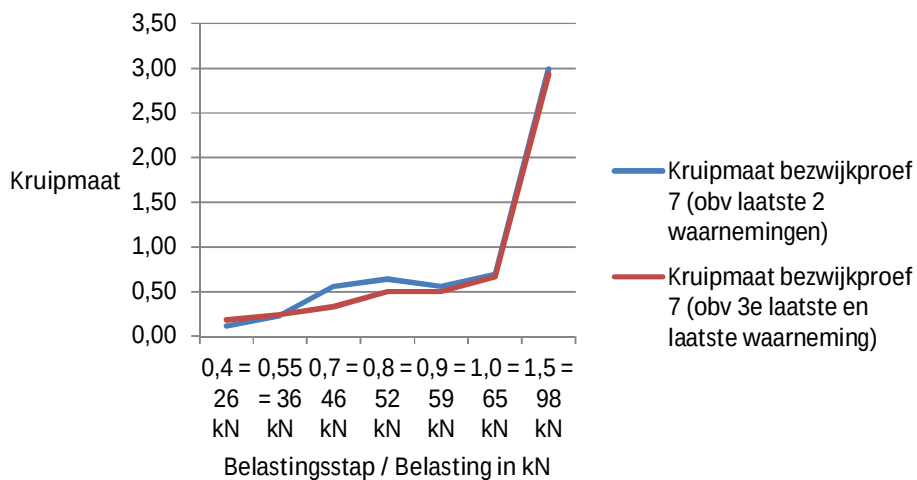
Lange nagels (groutlichaam in passieve zone)



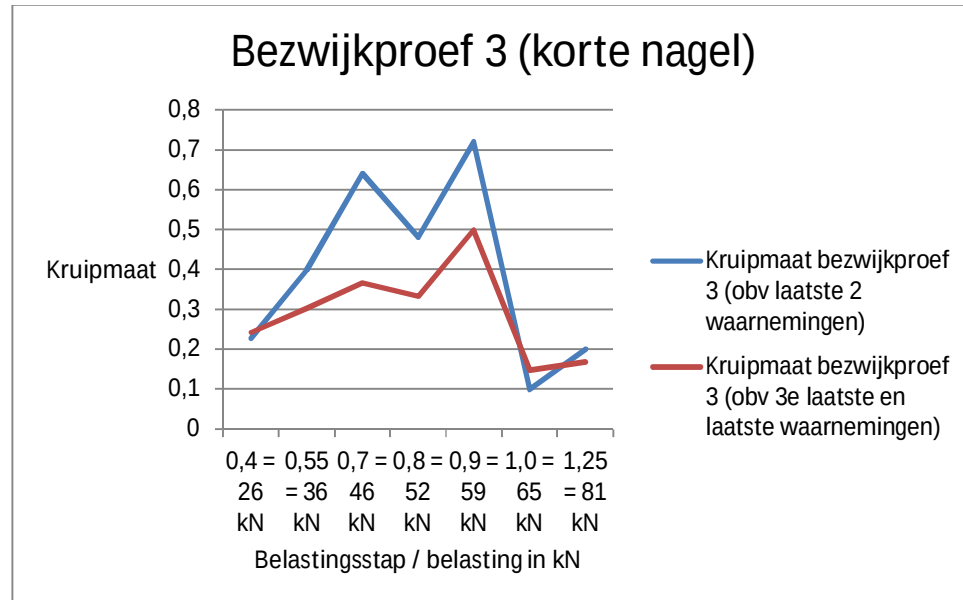
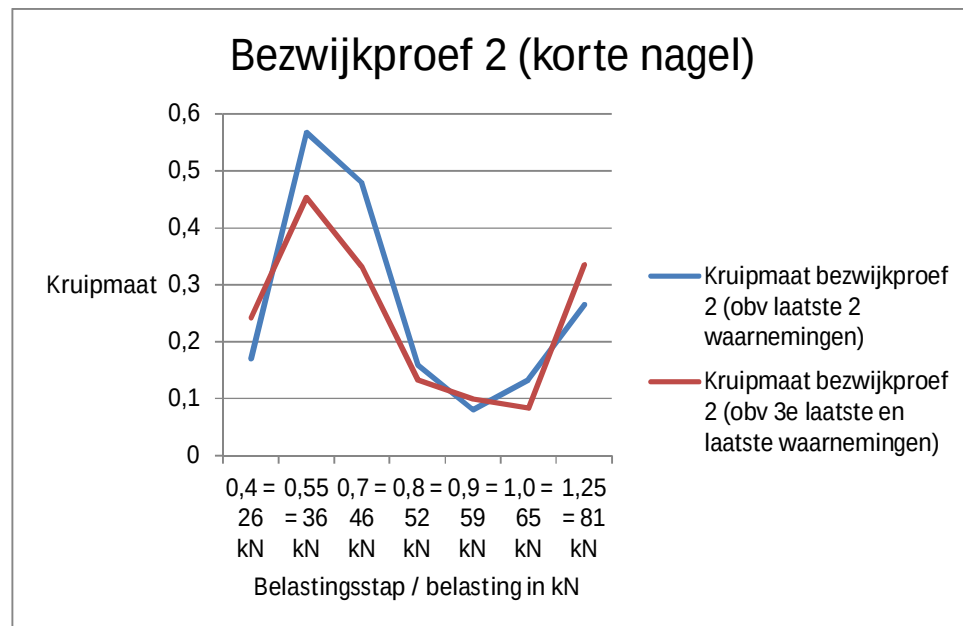
Bezwijkproef 6 (lange nagel)



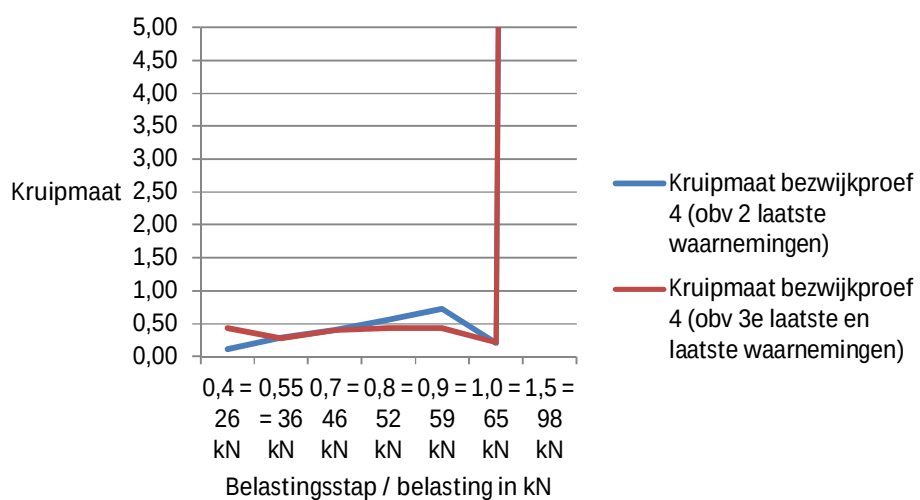
Bezwijkproef 7 (lange nagel)



Korte nagels



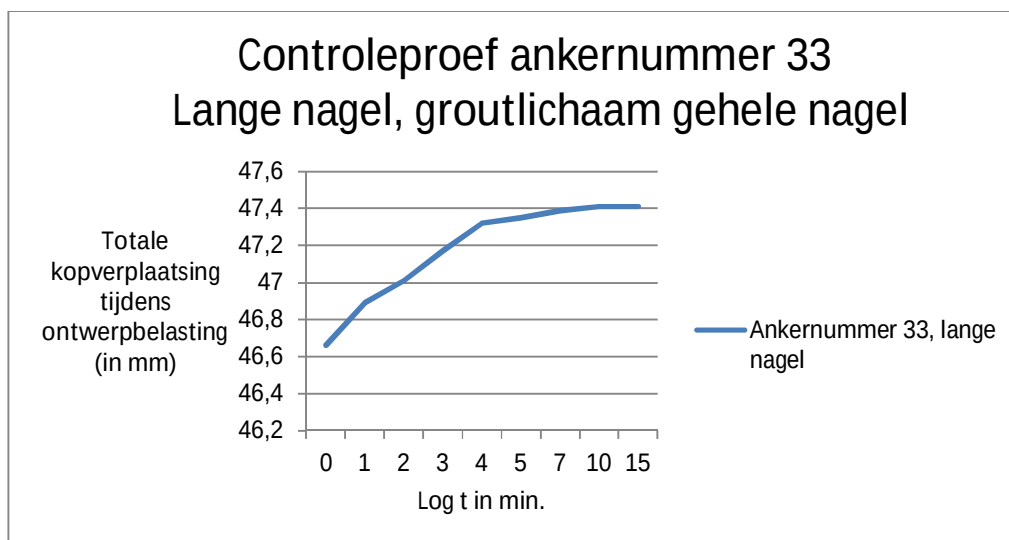
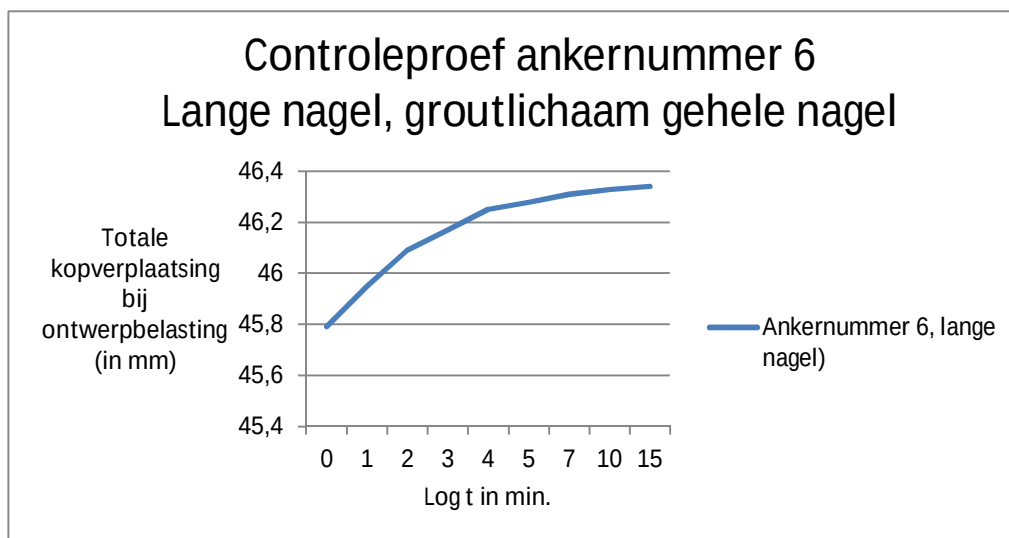
Bezwijkproef 4 (korte nagel)



B Resultaten controleproeven dijkversterking Vianen

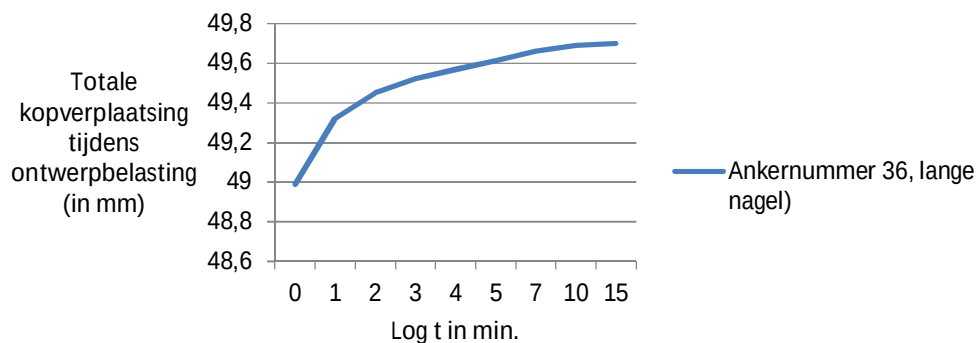
B.1 Kopverplaatsing gedurende controleproeven

Lange nagels, groutlichaam gehele nagel



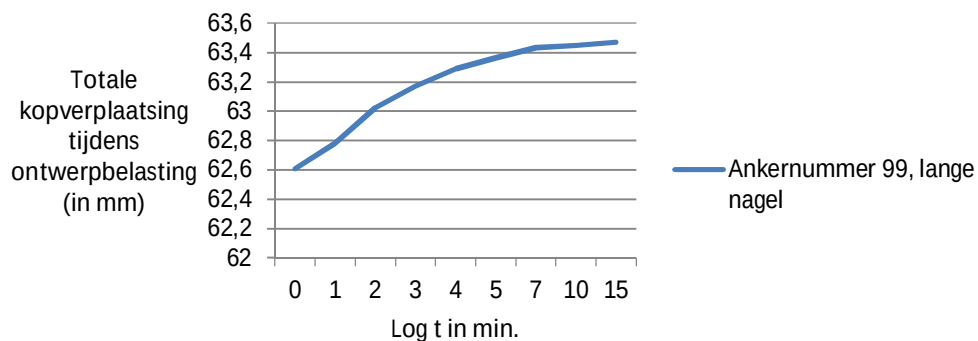
Controleproef ankernummer 36

Lange nagel, groutlichaam gehele nagel



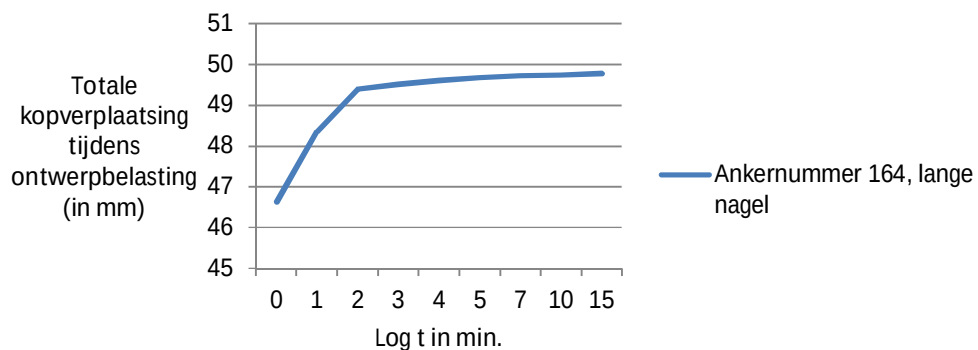
Controleproef ankernummer 99

Lange nagel, groutlichaam gehele nagel

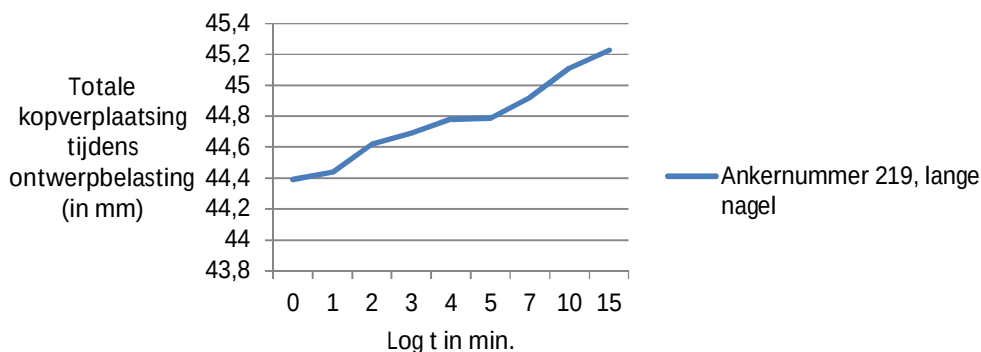


Controleproef ankernummer 164

Lange nagel, groutlichaam gehele nagel

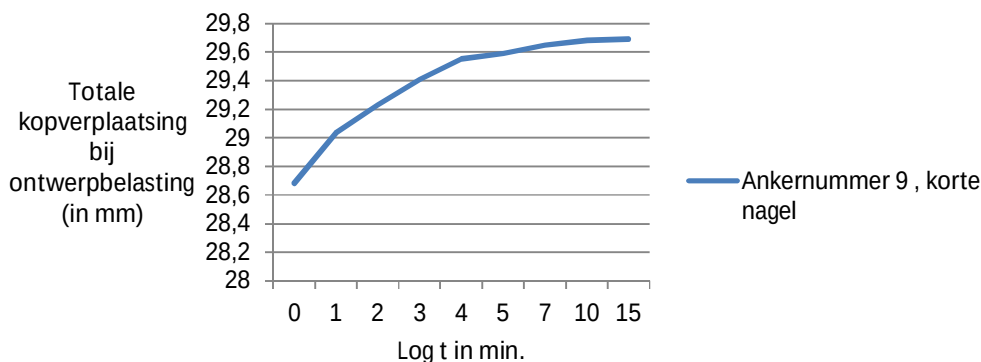


Controleproef ankernummer 219 Lange nagel, groutlichaam gehele nagel



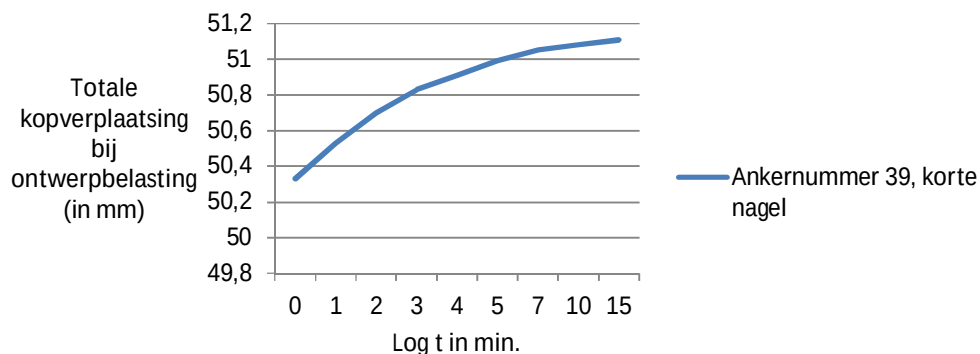
Korte nagels, groutlichaam passieve deel

Controleproef ankernummer 9 Korte nagel, groutlichaam passieve deel



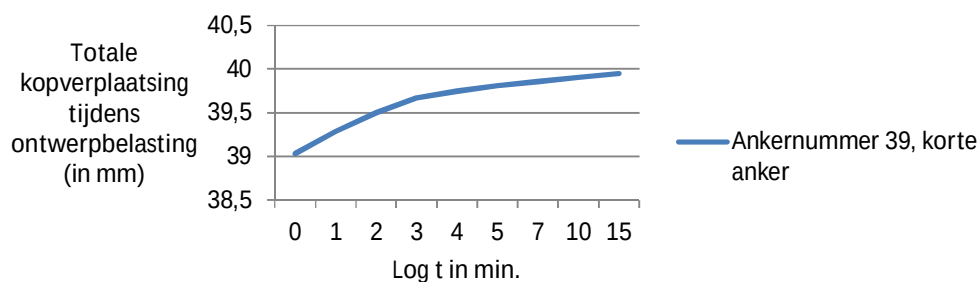
Controleproef ankernummer 39

Korte nagel, groutlichaam passieve deel



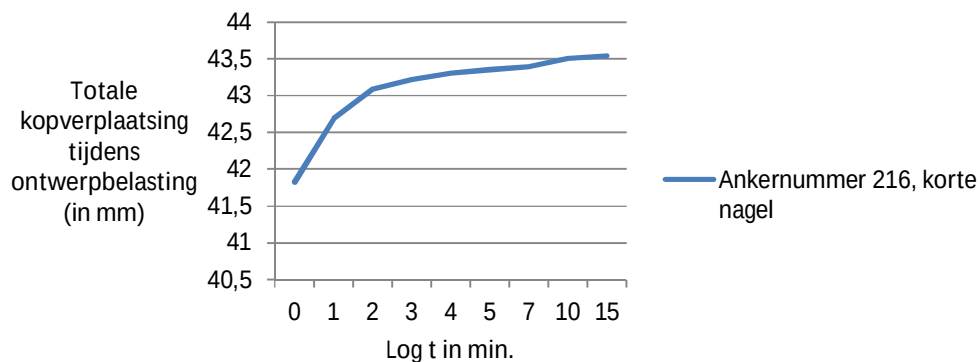
Controleproef ankernummer 96

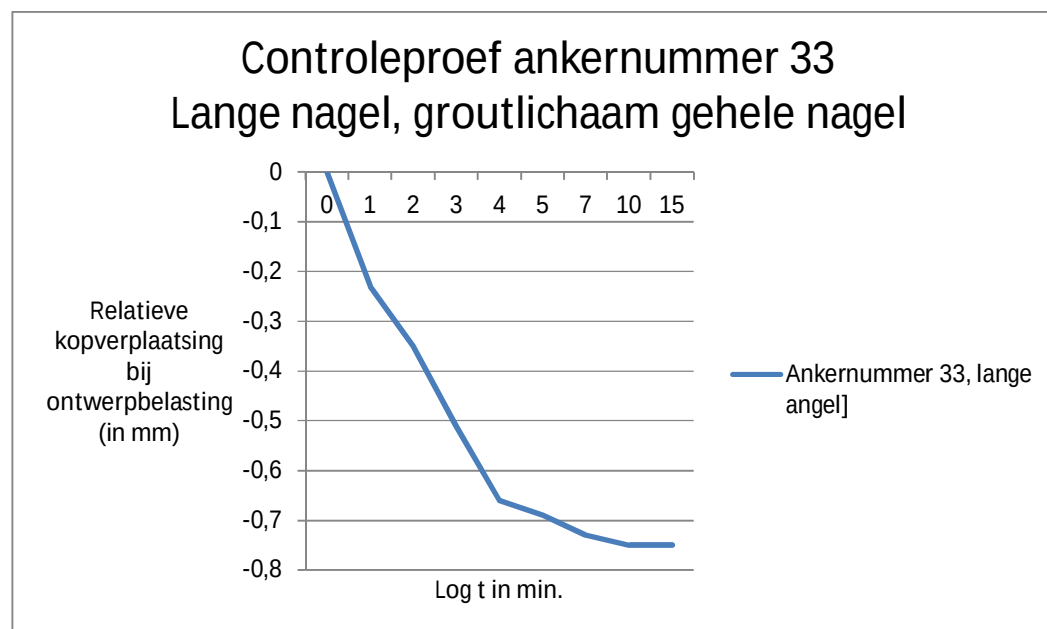
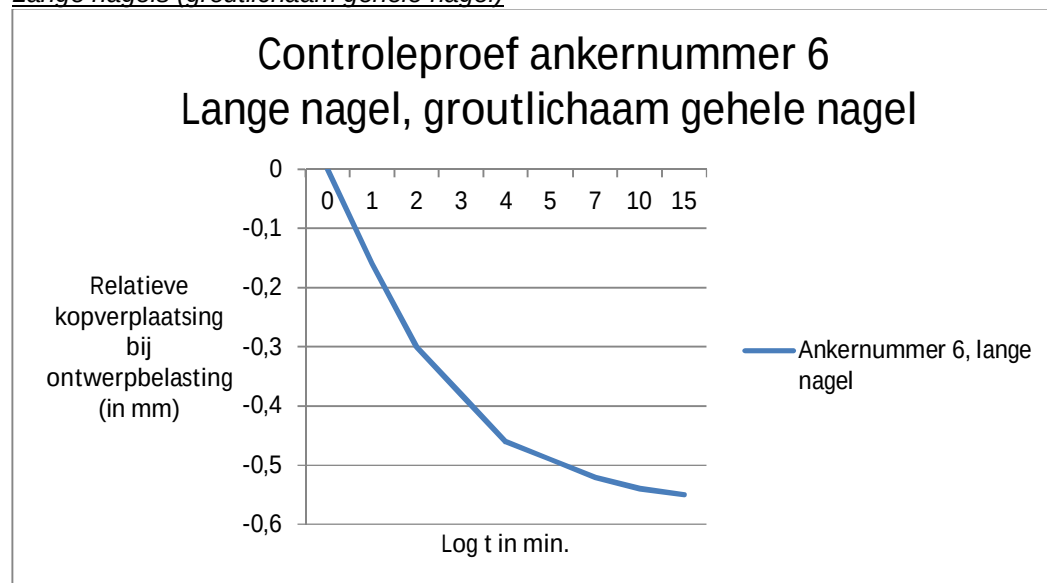
Korte nagel, groutlichaam passieve deel



Controleproef ankernummer 216

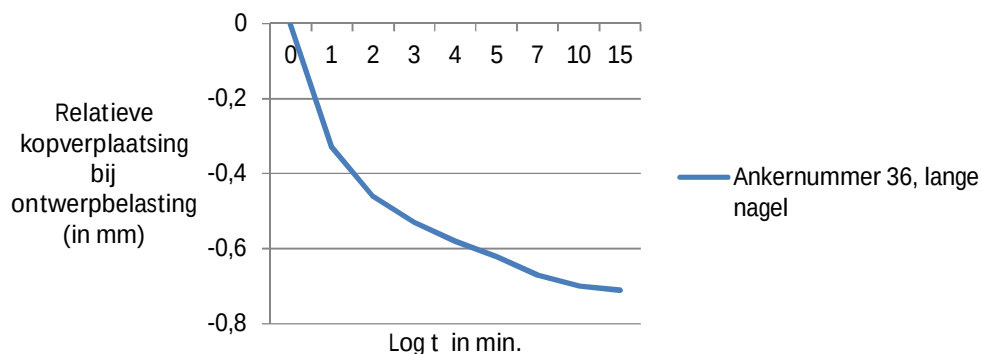
Korte nagel, groutlichaam passieve deel



B.2 Relatieve kopverplaatsing gedurende ontwerpbelasting controleproeve VianenLange nagels (groutlichaam gehele nagel)

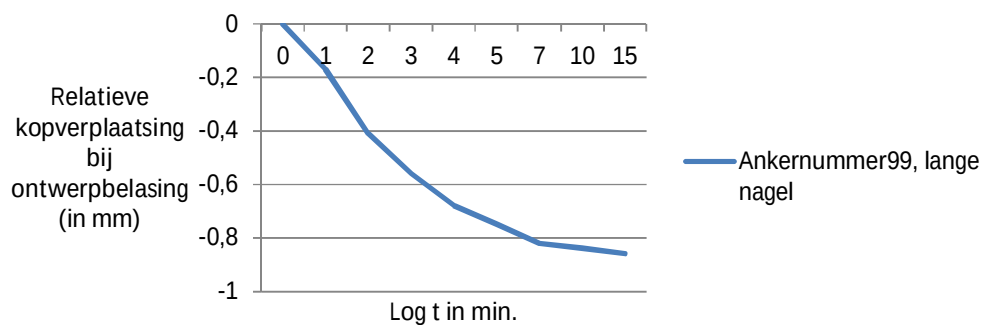
Controleproef ankernummer 36

Lange nagel, groutlichaam gehele nagel



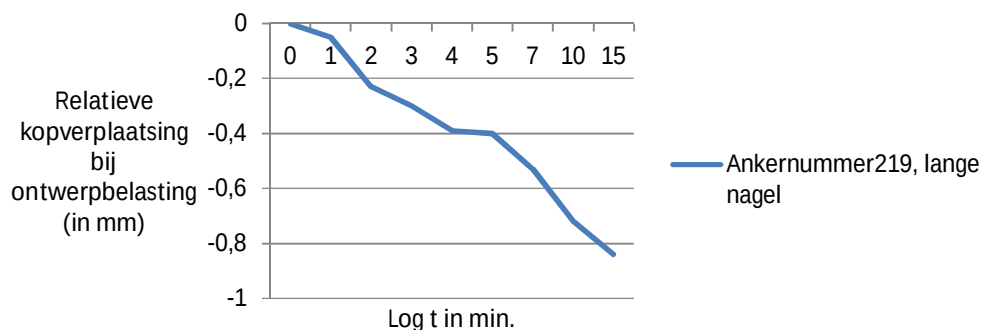
Controleproef ankernummer 99

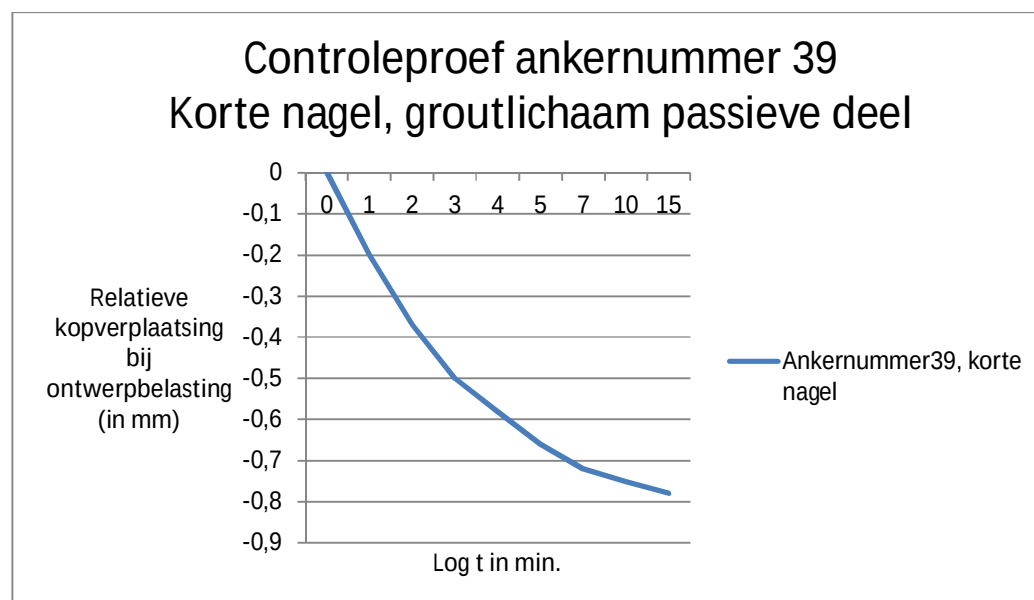
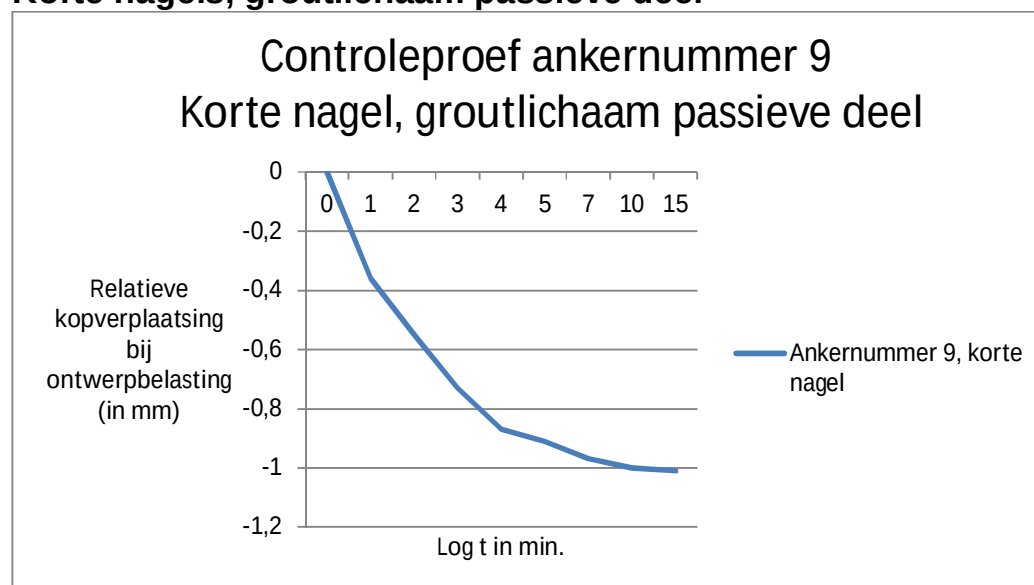
Lange nagel, groutlichaam gehele nagel



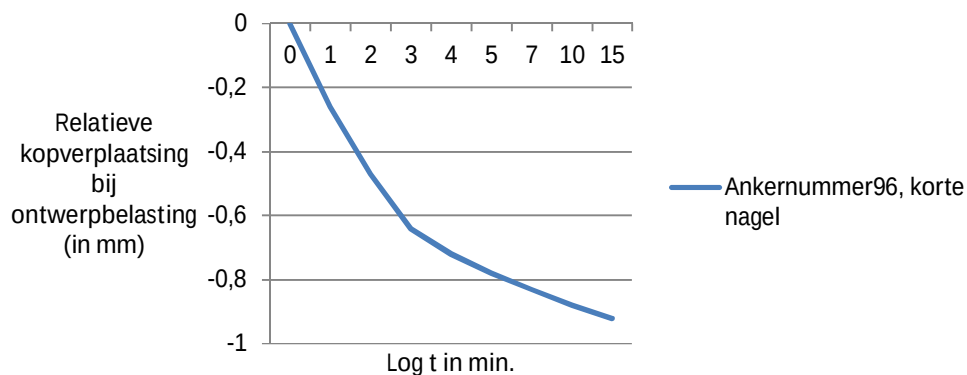
Controleproef ankernummer 219

Lange nagel, groutlichaam gehele nagel

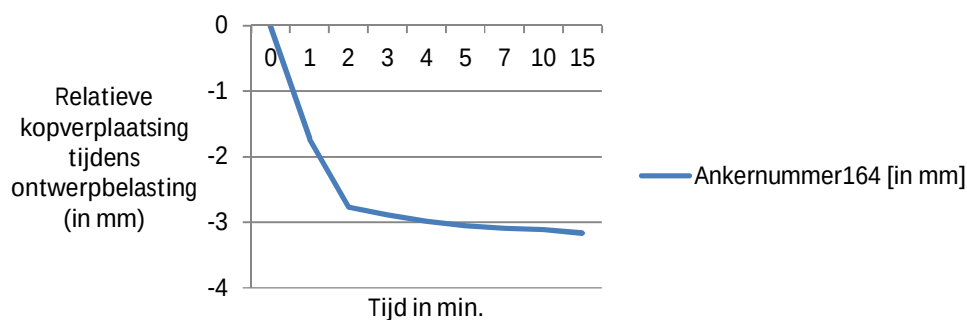


Korte nagels, groutlichaam passieve deel

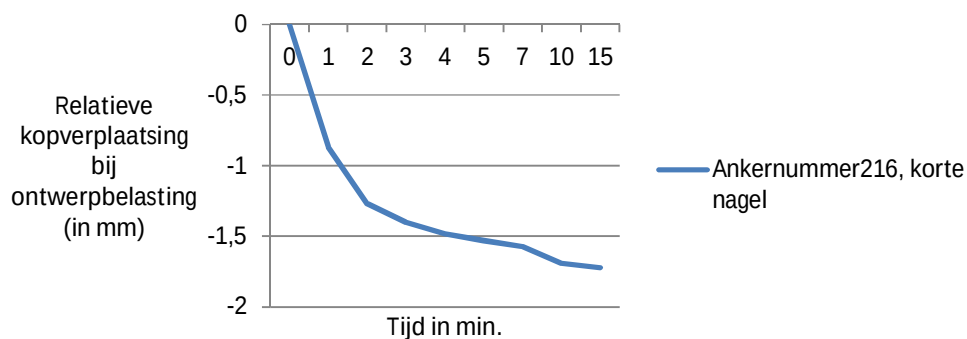
Controleproef ankernummer 96 Korte nagel, groutlichaam passieve deel



Controleproef ankernummer 164 Korte nagel, groutlichaam actieve deel

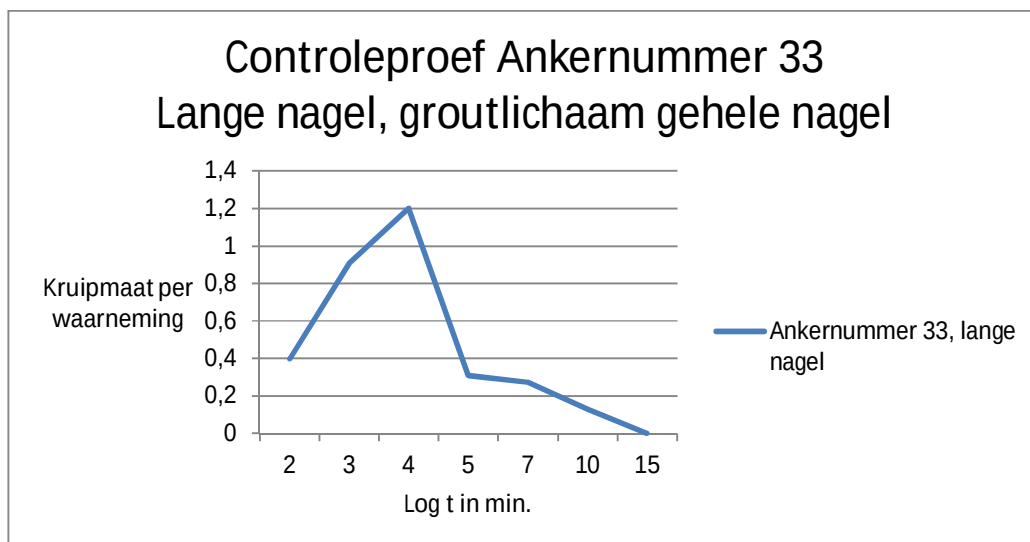
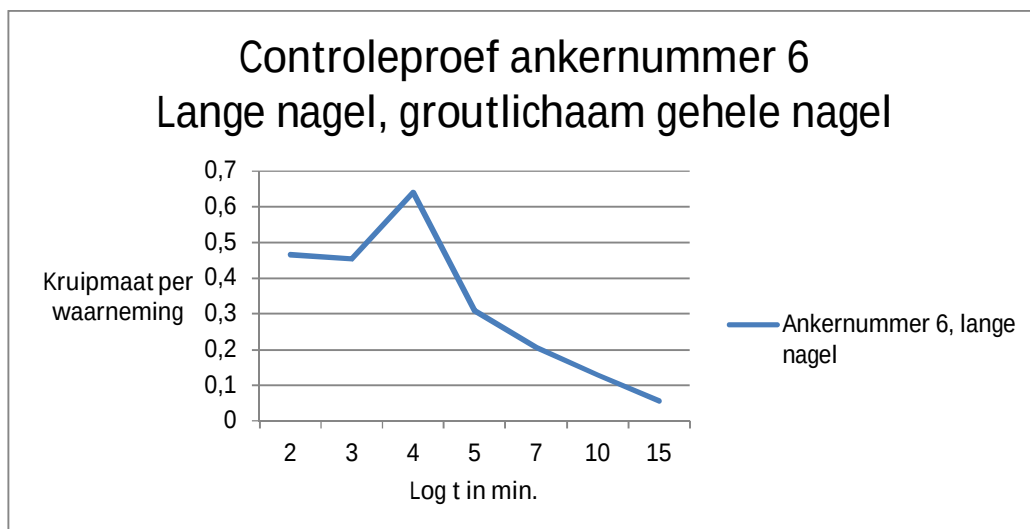


Controleproef ankernummer 216 Korte nagel, groutlichaam actieve deel



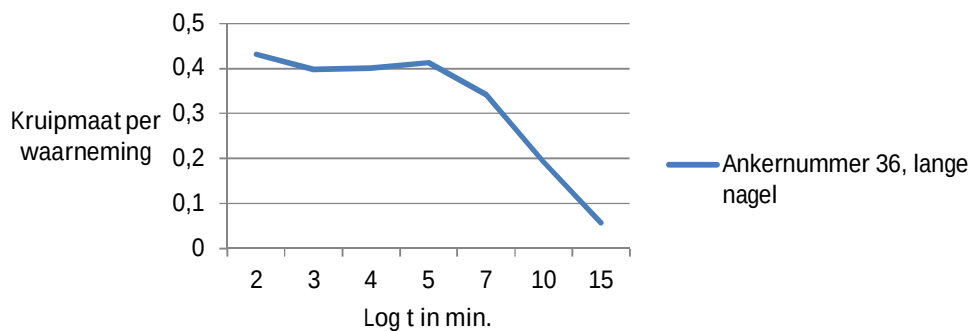
B.3 Kruipmaat per waarneming bij ontwerpbelasting tijdens de controleproeven Vianenn

Lange nagels (groutlichaam gehele nagel)



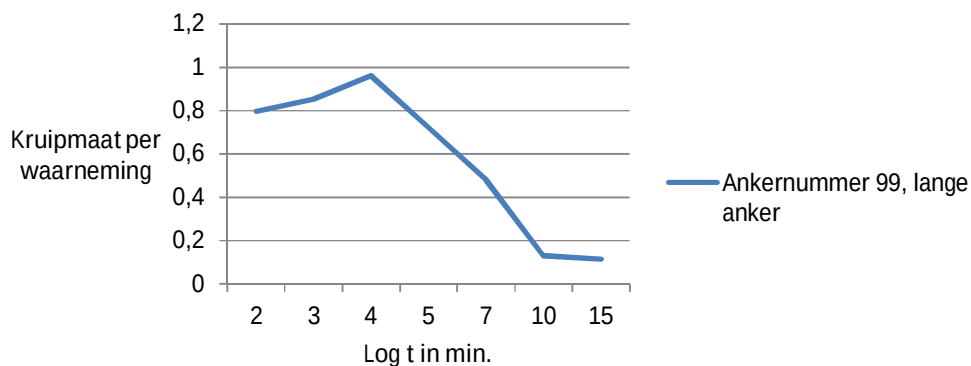
Controleproef ankernummer 36

Lange nagel, groutlichaam gehele nagel



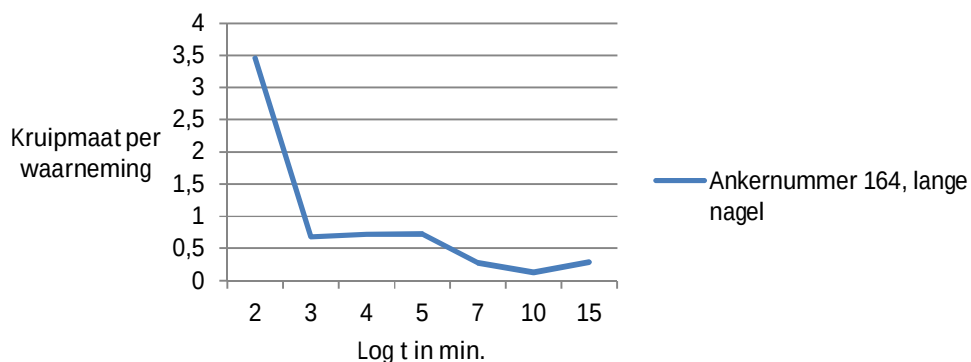
Controleproef ankernummer 99

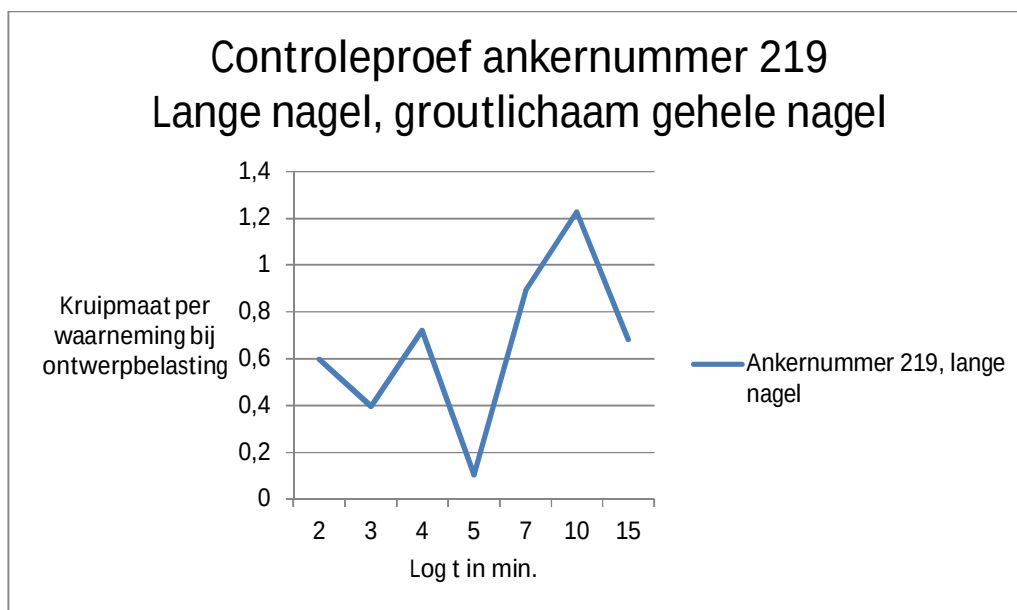
Lange anker, groutlichaam gehele nagel



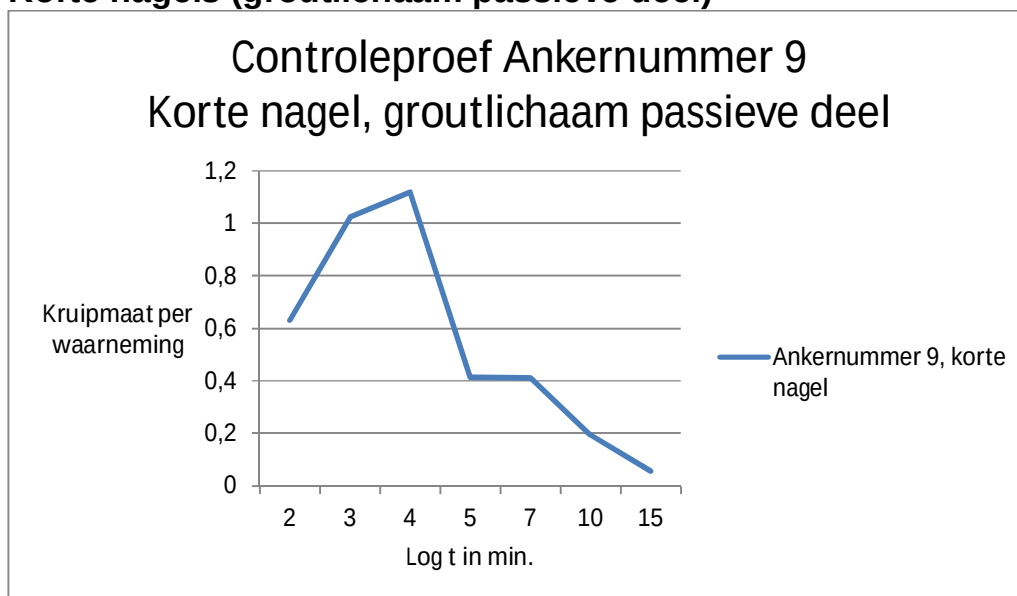
Controleproef ankernummer 164

Lange nagel, groutlichaam gehele nagel



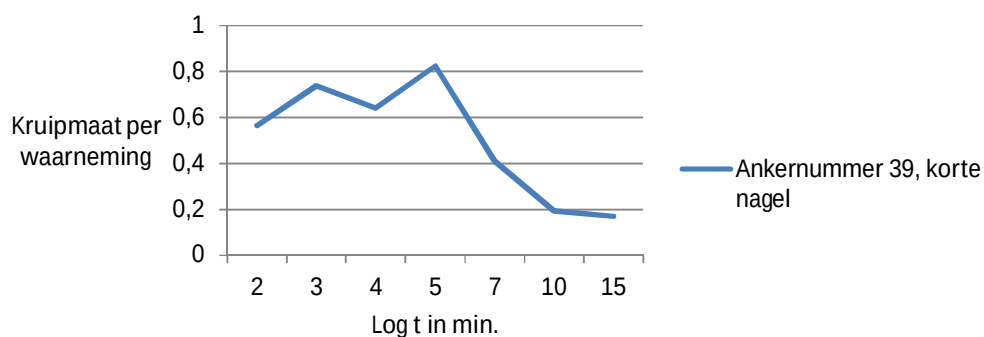


Korte nagels (groutlichaam passieve deel)



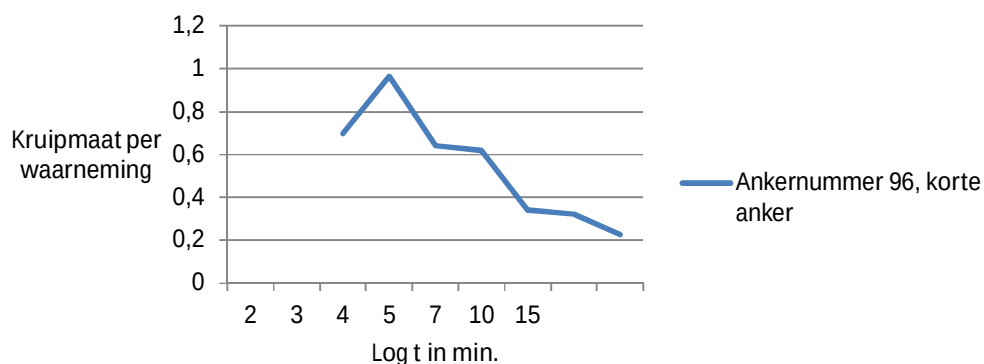
Controleproef Ankernummer 39

Korte nagel, groutlichaam passieve deel



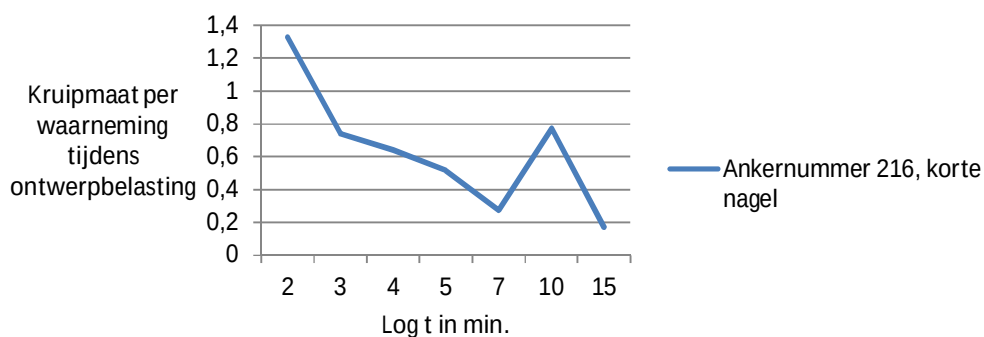
Controleproef ankernummer 96

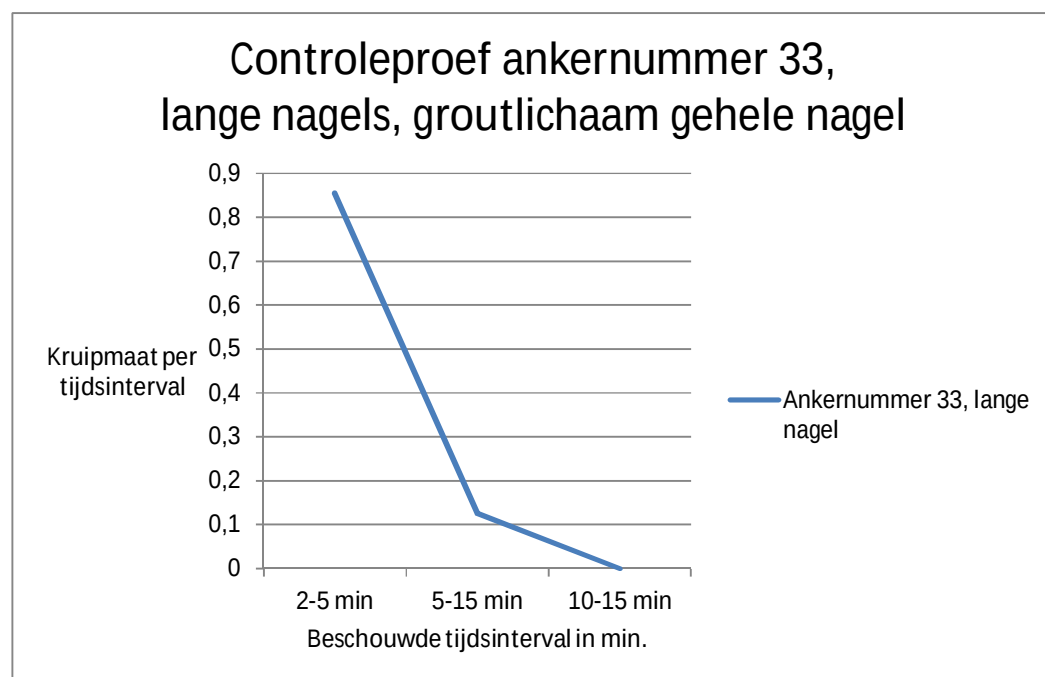
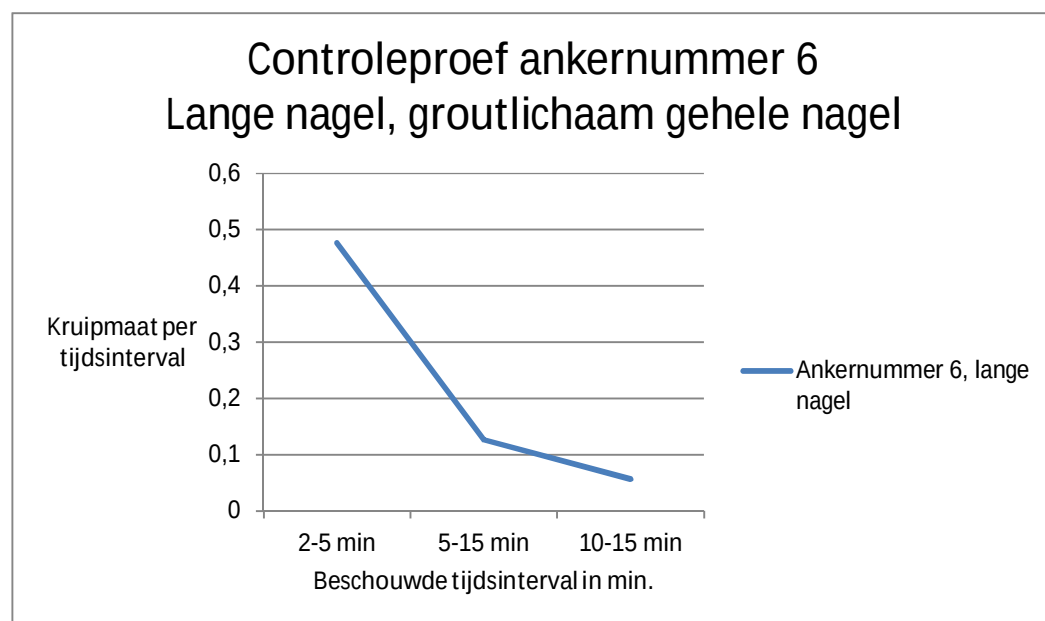
Korte anker, groutlichaam passieve deel



Controleproef ankernummer 216

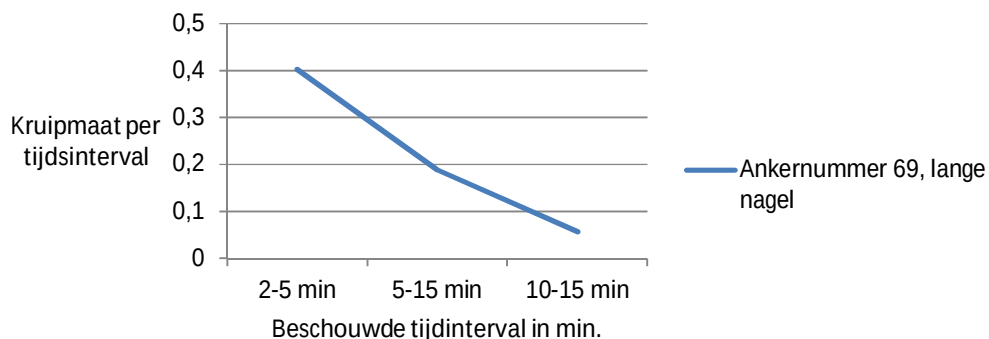
Korte nagel, groutlichaam actieve deel



B.4 Kruipmaat per belastingstap uitgaande van 2 laatste waarnemingen en 3^e laatste en laatste waarneming**Lange nagels (groutlichaam gehele nagel)**

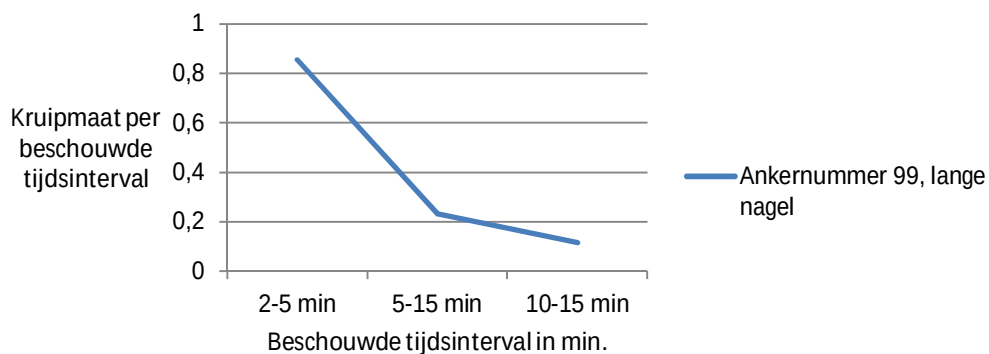
Controleproef anker nummer 36

Lange nagel, groutlichaam gehele nagel



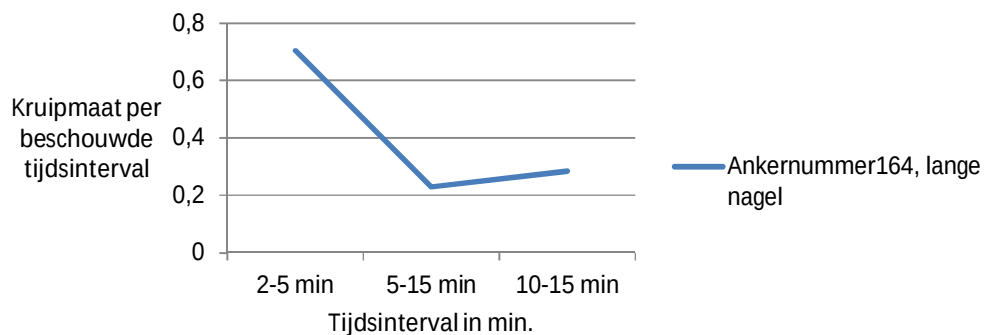
Controleproef anker nummer 99

Lange nagel, groutlichaam gehele nagel

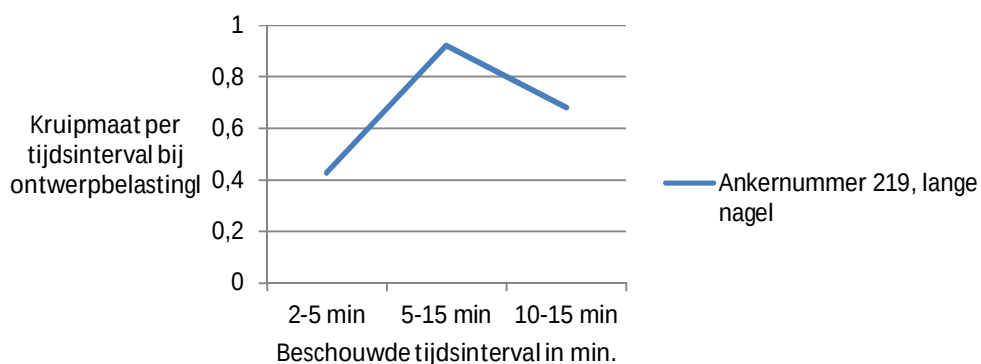


Controleproef anker nummer 164

Lange nagel, groutlichaam gehele nagel

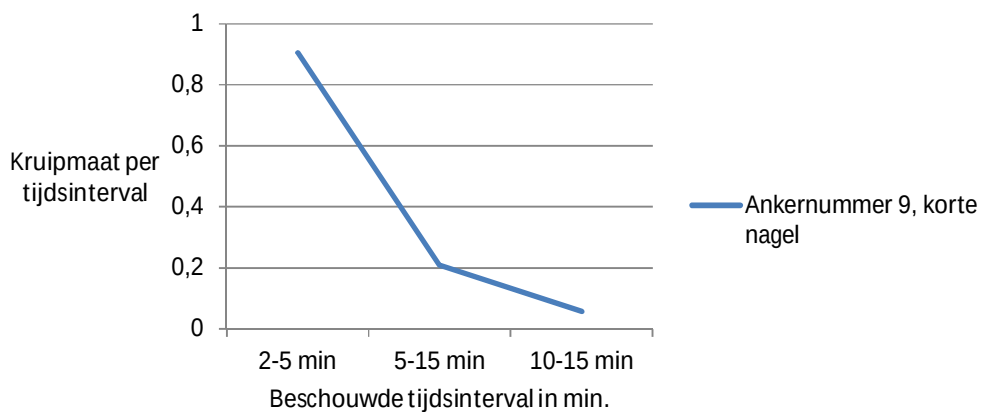


Controleproef ankernummer 219 Lange nagel, groutlichaam gehele nagel



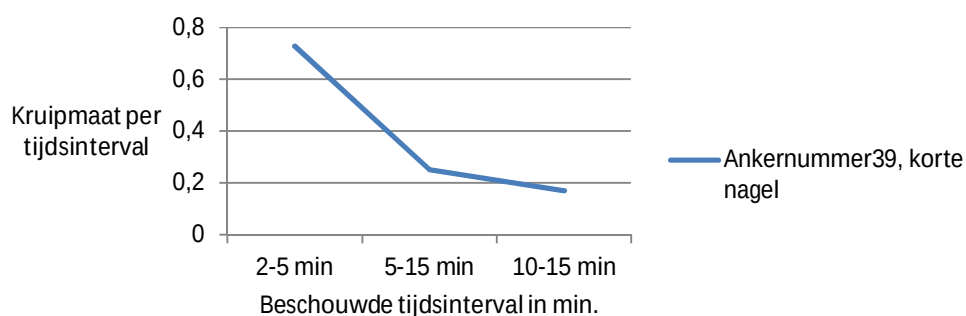
Korte nagels, groutlichaam in passieve deel

Controleproef ankernummer 9 Korte nagel, groutlichaam passieve deel



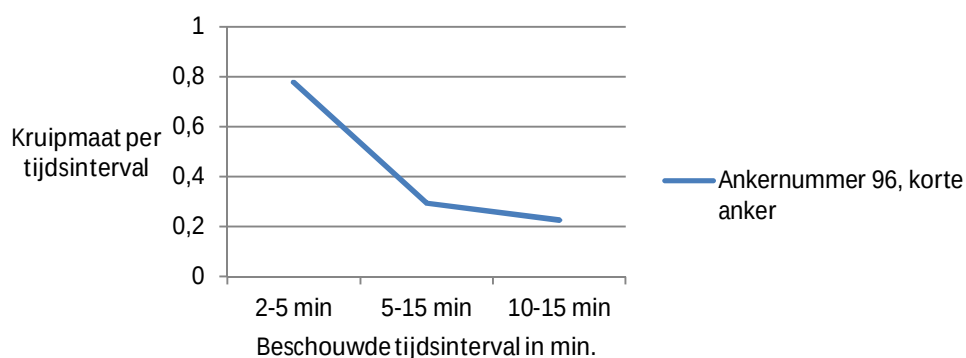
Controleproef anker nummer 39

Korte nagel, groutlichaam passieve deel



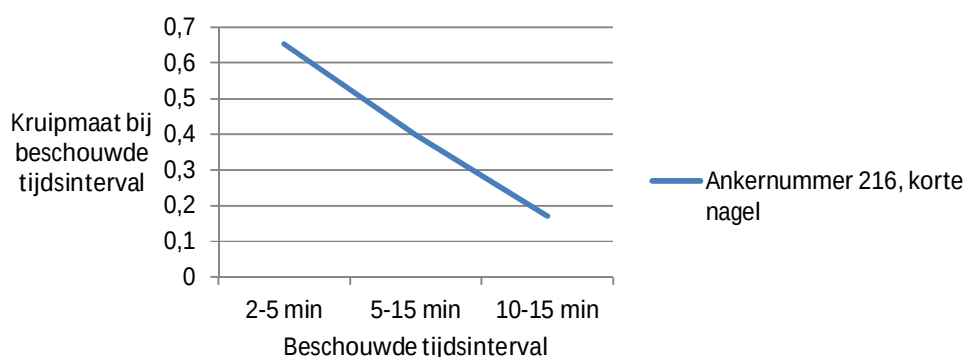
Controleproef anker nummer 96

Korte anker, groutlichaam passieve deel



Controleproef anker nummer 216

Korte nagel, groutlichaam actieve deel



C Invloed spanningsverlaging op schachtwrijvingsfactor

Tabellen

Spanningsverlaging 5 kN/m², m = 0,8

afname 5 kN/m ² , m = 0,8 Q _c = 15Cu α _t = 1,5% van q _c							15*Cu,in situ	15*SU ,MHW	1,5% van qc	1,5% van qc,MHW
σ'v, in situ	σ'v, na MHW	m	Su insitu	Su, MHW	factor afname	afname [%]	qc,in situ	qc, MHW	alfa,t insitu	alfa,t MHW
20	15	0,8	30	28,32	0,94	5,59	450,00	424,8	0,68	0,64
40	35	0,8	40	38,95	0,97	2,64	600,00	584,2	0,90	0,88
60	55	0,8	50	49,14	0,98	1,73	750,00	737,1	1,13	1,11
80	75	0,8	60	59,23	0,99	1,28	900,00	888,5	1,35	1,33
100	95	0,8	70	69,29	0,99	1,02	1050,00	1039,3	1,58	1,56
120	115	0,8	80	79,32	0,99	0,85	1200,00	1189,9	1,80	1,78
140	135	0,8	90	89,35	0,99	0,72	1350,00	1340,2	2,03	2,01
160	155	0,8	100	99,37	0,99	0,63	1500,00	1490,5	2,25	2,24

Spanningsverlaging 5 kN/m², m = 0,9

afname 5 kN/m ² , m = 0,9 Q _c = 15Cu α _t = 1,5% van q _c							15*Cu,in situ	15*SU ,MHW	1,5% van qc	1,5% van qc,MHW
σ'v, in situ	σ'v, na MHW	m	Su insitu	Su, MHW	factor afname	afname [%]	qc,in situ	qc, MHW	alfa,t insitu	alfa,t MHW
20	15	0,9	30	29,15	0,97	2,84	450,00	437,2	0,68	0,66
40	35	0,9	40	39,47	0,99	1,33	600,00	592,0	0,90	0,89
60	55	0,9	50	49,57	0,99	0,87	750,00	743,5	1,13	1,12
80	75	0,9	60	59,61	0,99	0,64	900,00	894,2	1,35	1,34
100	95	0,9	70	69,64	0,99	0,51	1050,00	1044,6	1,58	1,57
120	115	0,9	80	79,66	1,00	0,42	1200,00	1194,9	1,80	1,79
140	135	0,9	90	89,67	1,00	0,36	1350,00	1344,1	2,03	2,02
160	155	0,9	100	99,68	1,00	0,32	1500,00	1495,2	2,25	2,24

Spanningsverlaging 10 kN/m², m= 0,8

afname 10 kN/m ² m= 0,8 Q _c = 15Cu α _t = 1,5% van q _c							15*Cu,in situ	15*SU ,MHW	1,5% van q _c	1,5% van q _c ,MHW
σ' _v , in situ	σ' _v , na MHW	m	Su insitu	Su, MHW	factor afname	afname [%]	qc,in situ	qc, MHW	alfa,t insitu	alfa,t MHW
20	10	0,8	30	26,12	0,87	12,94	450,00	391,8	0,68	0,59
40	30	0,8	40	37,76	0,94	5,59	600,00	566,5	0,90	0,85
60	50	0,8	50	48,21	0,96	3,58	750,00	723,1	1,13	1,08
80	70	0,8	60	58,42	0,97	2,64	900,00	876,3	1,35	1,31
100	90	0,8	70	68,54	0,98	2,09	1050,00	1028,1	1,58	1,54
120	110	0,8	80	78,62	0,98	1,73	1200,00	1179,3	1,80	1,77
140	130	0,8	90	88,68	0,99	1,47	1350,00	1330,1	2,03	2,00
160	150	0,8	100	98,72	0,99	1,28	1500,00	1480,8	2,25	2,22

Spanningsverlaging 10 kN/m², m= 0,9

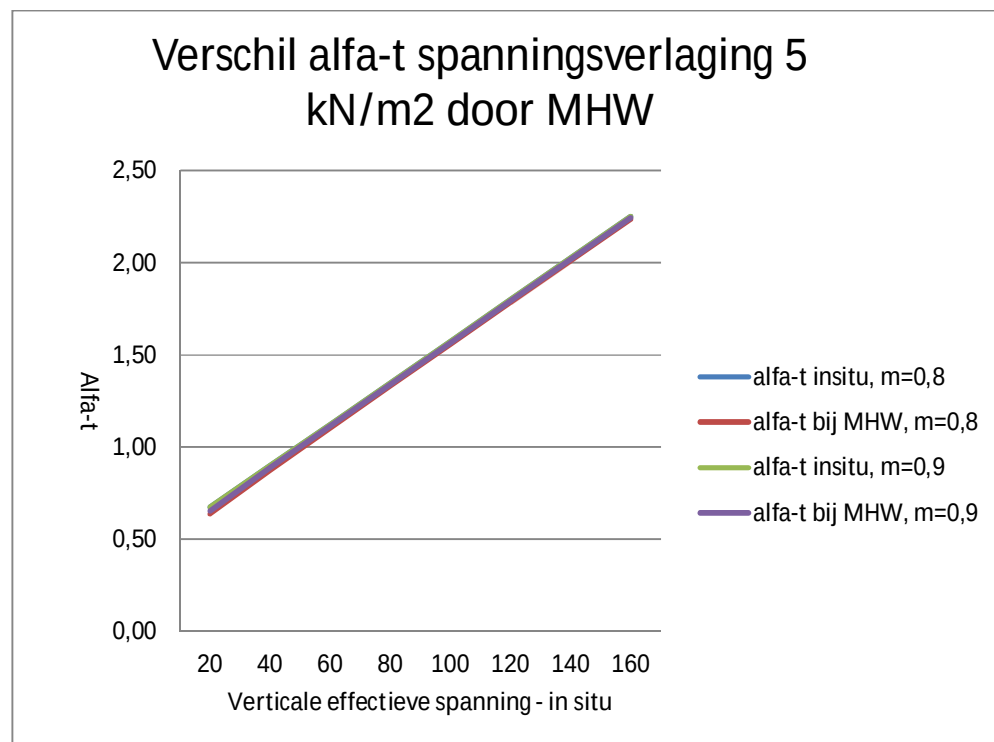
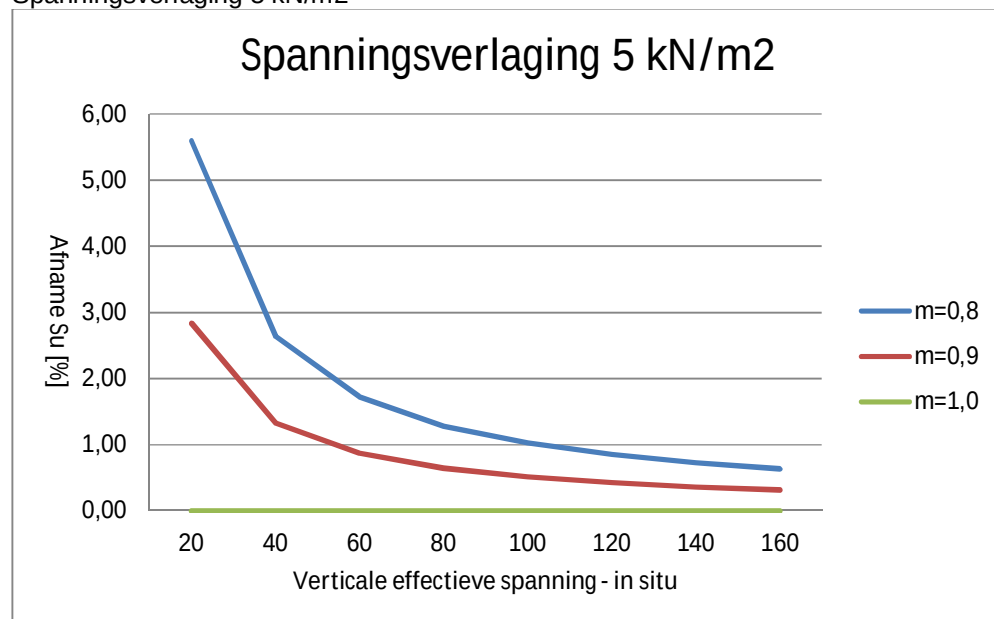
afname 10 kN/m ² M=0,9 α _t = 1,5% van q _c							15*Cu,insitu	15*SU,MHW	1,5% van q _c	1,5% van q _c ,MHW
σ' _v , in situ	σ' _v , na MHW	m	Su insitu	Su, MHW	factor afname	afname [%]	qc,in situ	qc, MHW	alfa,t insitu	alfa,t MHW
20	10	0,9	30	27,99	0,93	6,70	450,00	419,86	0,68	0,63
40	30	0,9	40	38,87	0,97	2,84	600,00	582,98	0,90	0,87
60	50	0,9	50	49,10	0,98	1,81	750,00	736,45	1,13	1,10
80	70	0,9	60	59,20	0,99	1,33	900,00	888,06	1,35	1,33
100	90	0,9	70	69,27	0,99	1,05	1050,00	1039,00	1,58	1,56
120	110	0,9	80	79,31	0,99	0,87	1200,00	1189,60	1,80	1,78
140	130	0,9	90	89,34	0,99	0,74	1350,00	1340,03	2,03	2,01
160	150	0,9	100	99,36	0,99	0,64	1500,00	1490,35	2,25	2,24

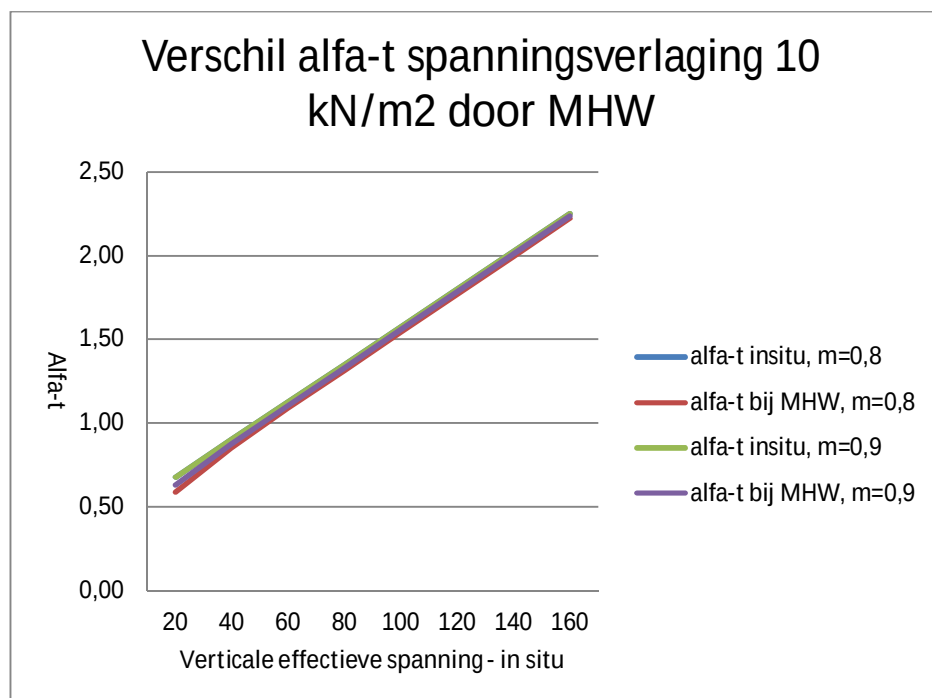
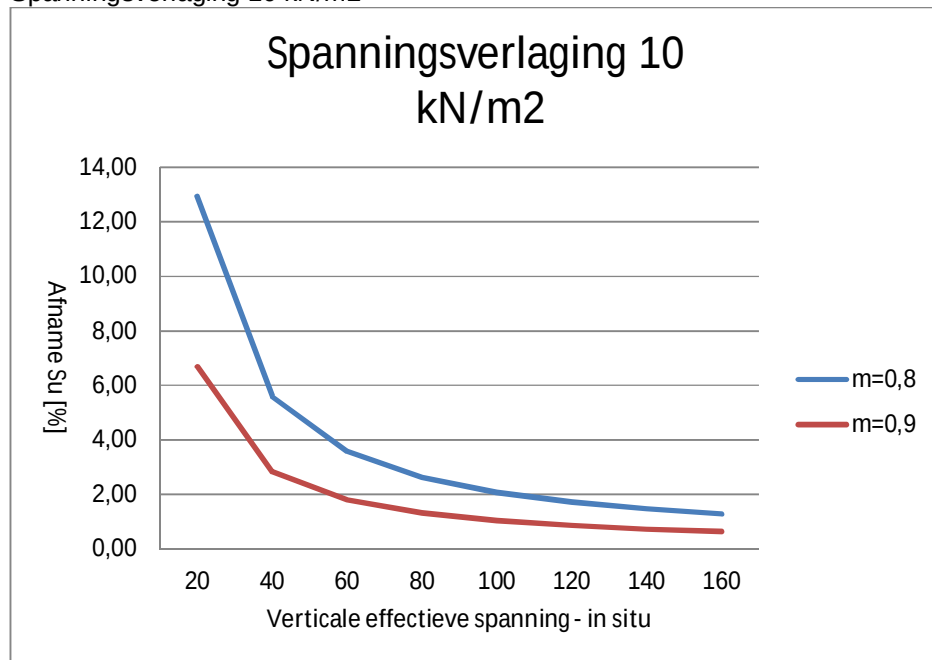
Spanningsverlag 15 kN/m², m=0,8

afname 15 kN/m ² M=0,8 $\alpha_i = 1,5\%$ van q_c							15*Cu,insitu	15*SU,MHW	1,5% van q_c	1,5% van q_c ,MHW
σ'_v , in situ	σ'_v , na MHW	m	Su insitu	Su, MHW	factor afname	afname [%]	qc, in situ	qc, MHW	alfa, t insitu	alfa, t MHW
20	5	0,8	30	22,74	0,76	24,21	450,00	341,04	0,68	0,51
40	25	0,8	40	36,41	0,91	8,97	600,00	546,17	0,90	0,82
60	45	0,8	50	47,20	0,94	5,59	750,00	708,07	1,13	1,06
80	65	0,8	60	57,56	0,96	4,07	900,00	863,39	1,35	1,30
100	85	0,8	70	67,76	0,97	3,20	1050,00	1016,42	1,58	1,52
120	105	0,8	80	77,89	0,97	2,64	1200,00	1168,38	1,80	1,75
140	125	0,8	90	87,98	0,98	2,24	1350,00	1319,75	2,03	1,98
160	145	0,8	100	98,05	0,98	1,95	1500,00	1470,76	2,25	2,21

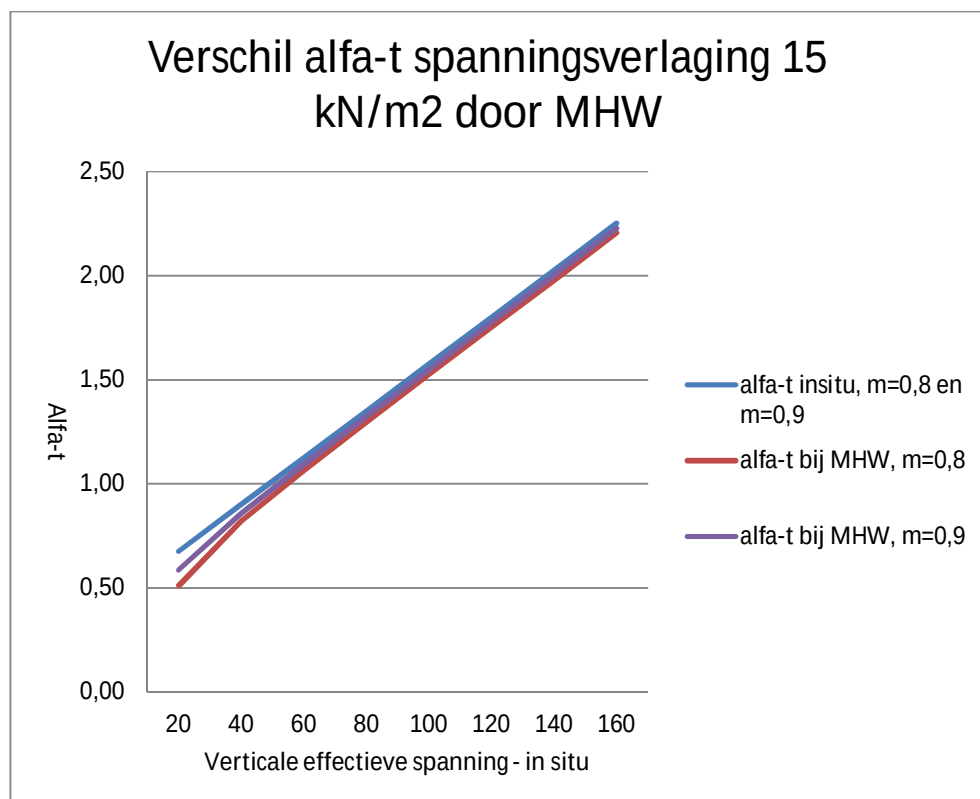
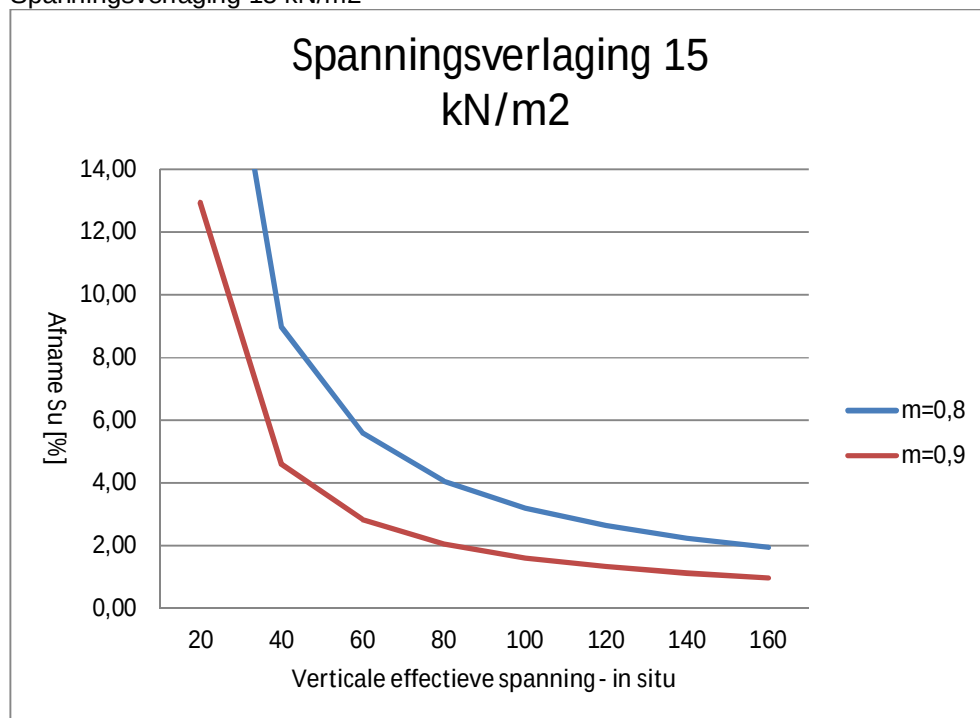
Spanningsverlagin 15 kN/m², m=0,9

afname 15 kN/m ²							15*Cu,insitu	15*SU,MHW	1,5% van q_c	
σ'_v , in situ	σ'_v , na MHW	m	Su insitu	Su, MHW	factor afname	afname [%]	qc, in situ	qc, MHW	alfa, t insitu	alfa, t MHW
20	5	0,9	30	26,1	0,87	12,94	450,00	391,75	0,68	0,59
40	25	0,9	40	38,2	0,95	4,59	600,00	572,45	0,90	0,86
60	45	0,9	50	48,6	0,97	2,84	750,00	728,73	1,13	1,09
80	65	0,9	60	58,8	0,98	2,05	900,00	881,51	1,35	1,32
100	85	0,9	70	68,9	0,98	1,61	1050,00	1033,07	1,58	1,55
120	105	0,9	80	78,9	0,99	1,33	1200,00	1184,08	1,80	1,78
140	125	0,9	90	89,0	0,99	1,13	1350,00	1334,79	2,03	2,00
160	145	0,9	100	99,0	0,99	0,98	1500,00	1485,31	2,25	2,23

GrafiekenSpanningsverlaging 5 kN/m²

Spanningsverlaging 10 kN/m²

Spanningsverlaging 15 kN/m²



D Invloed groepswerking van nagels

D.1 Inleiding

De nagels dienen voor het verbeteren van de macrostabiliteit van de dijk. Dit gebeurt door het overbrengen van een axiale kracht en dwarskracht vanuit de afglijdende grondmoot (actieve zone) naar de stilstaande grondmoot (passieve zone).

Indien de nagels dichtbij elkaar worden ingebracht zal een groepseffect ontstaan. De werking van de nagels gaan dan elkaar beïnvloeden. De door een nagel op te nemen dwarskracht en houdkracht nemen af als de nagels dichterbij elkaar staan. In deze bijlage wordt nader ingegaan op het vaststellen bij welke onderlinge afstand van de nagels dit groepseffect gaat optreden en hoe het groepseffect kan worden berekend.

D.2 Methoden voor bepaling paalgroep effecten

In de literatuur zijn verschillende methoden beschreven om het paalgroep effect voor zijdelings belaste paalgroepen met verenmodellen in rekening te brengen. Hierbij is onderscheid te maken tussen horizontaal belaste paalgroepen en axiaal belaste paalgroepen. In de meeste methoden zijn de paalgroepen horizontaal belast. Hierbij is onderscheid te maken in:

- Methoden waarbij een elastisch medium rond de palen wordt aangebracht. Dit medium kan gelaagd of uniform zijn (paragraaf 5.2.1)
- Methoden waarbij de veren gereduceerd worden (paragraaf 5.2.2)

In NEN 9997-1+C1 [12] is de berekening van de draagkracht voor een axiaal op trek belaste paalgroep opgenomen (paragraaf 2.3).

In het boek Moderne Funderingstechnieken [21] is een methode voor de berekening van de draagkracht van ankers in groep opgenomen [11].

D.2.1 Berekening groepseffect horizontaal belaste paalgroepen met elastische grond

De belangrijkste methoden voor zijdeling belaste paalgroepen zijn:

1. Palen in elastische grond
2. Palen in elastische grond, plasticiteit van grond ter plaatse van de palen

Mindlin

Mindlin [17] heeft een analytische oplossing afgeleid voor de spanningen en verplaatsingen als gevolg van een puntbelasting in een homogene elastische halfruimte. Deze methode is de basis van het Poulos model.

Poulos en Randolph

Voor palen in een homogeen elastisch medium is door Poulos [14 en 15] de interactie paal-grond-paal tussen de palen afgeleid.

Het Poulos model is het eenvoudigste model. Het is volledig elastisch. De grond is een homogene elastische halfruimte. Interactie factoren tussen de paalkoppen zijn afgeleid met relatief eenvoudige analytische formules.

Aannamen in het Poulos model:

- Alleen interactie in de belastingsrichting wordt in rekening gebracht. Interactie loodrecht op de belastingsrichting wordt verwaarloosd. Alhoewel deze interactie relatief klein is kan het verwaarlozen leiden tot verschillen van maximaal 20%.
- De grondeigenschappen langs de paal zijn constant
- De interactie wordt alleen gegeven voor de paalkoppen, niet voor de paalschachten
- Palen worden als strip gemodeleerd; Dit is niet juist voor ronde palen. Dit kan leiden tot een fout in de gronddrukken van maximaal 20%.
- De interactie is uitgewerkt voor palen van gelijke dimensies.

Randolph [16] bepaalde de interactiefactoren van Poulos met analytische formules. De methode van Randolph is alleen correct voor flexibele palen. Flexibel betekent dat het horizontale belasting-verplaatsingsgedrag niet afhankelijk is van de lengte van de paal.

Focht en Koch

Plasticiteit van de grond verhoogt de verplaatsing van de palen. Focht en Koch [18] ontwikkelden een methode om de elastische interactie van Poulos met de (plastische) p-y methode te combineren.

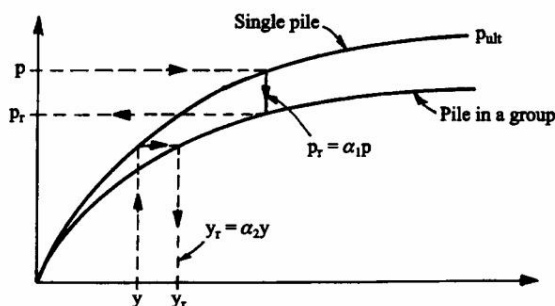
D-Pilegroup

In het Deltares programma D-Pilegroup zijn de volgende relevante berekeningsmodellen beschikbaar:

- 1 Poulos model. Een volledig elastische berekening met paal-grond-paal gedrag conform Poulos/Randolph.
- 2 Plasti-Poulos model. Plasticiteit rond de paal wordt gecombineerd met het klassieke Poulos model.

D.2.1.1 Berekening horizontaal belaste paalgroepen met verenmodellen

Er zijn 3 methoden om de grondveren te reduceren: reductie van de stijfheid, de sterkte of allebei. Als de sterkte wordt gereduceerd wordt vaak de hele curve gereduceerd. Hierdoor neemt zowel de stijfheid als sterkte af, zie Figuur D.1.



Figuur D.1 Reductie van grondveren voor paalgroep effecten

Twee vaak gebruikte methoden zijn:

- DIN 1054

- Reese en van Impe's methode

D.2.1.2 DIN 1054

DIN 1054 geeft een eenvoudig te gebruiken methode om paalgroepeffecten in rekening te brengen. Strikt genomen is de methode alleen geldig voor paalgroepen die in beide richtingen symmetrisch zijn en uit gelijke palen bestaan. Maar DIN 1054 geeft ook methodes om te kunnen rekenen met palen met verschillende stijfheden en paalgroepen die niet symmetrisch zijn. De verdeling van de horizontale kracht over de paalgroep wordt als volgt bepaald:

$$\frac{H_i}{H_G} = \frac{\alpha_i}{\sum \alpha_i}$$

Waarin:

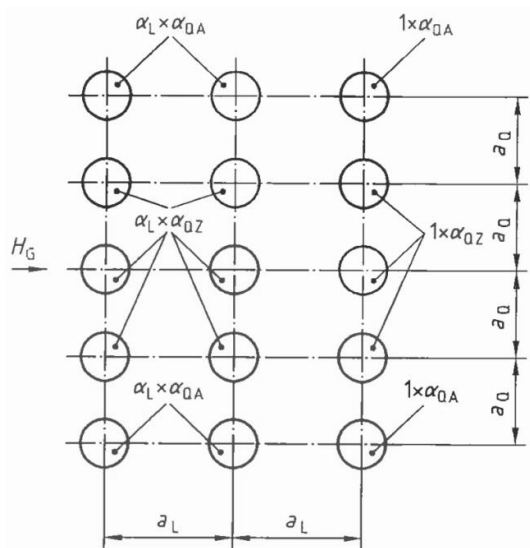
- H_i = De horizontale kracht op paal i
 H_G = De horizontale kracht op de paalgroep
 α_i = The efficiency (reductiefactor) van paal i

Om de efficiency α_i (de DIN noemt dit reductiefactor) te bepalen worden drie verschillende reductiefactoren gebruikt:

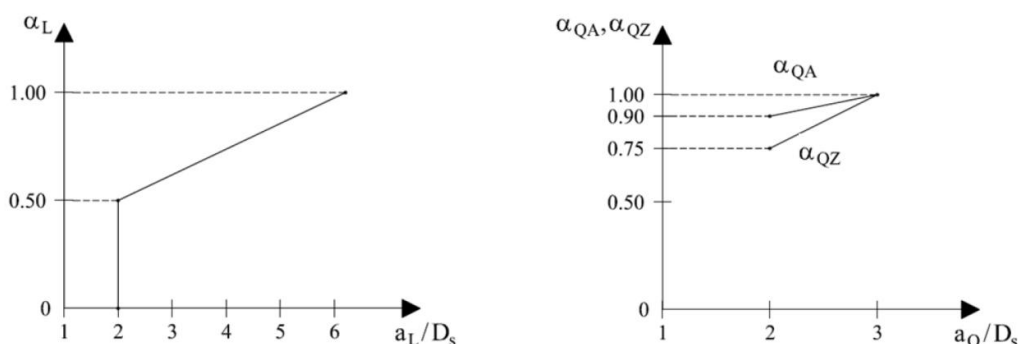
- α_L voor palen die elkaar beïnvloeden in de belastingsrichting
- α_{QZ} en α_{QA} voor palen die elkaar loodrecht op de belastingsrichting beïnvloeden

The efficiency van elke paal wordt als volgt bepaald: $\alpha_i = \alpha_L \cdot \alpha_Q$

De methode is getoond in Figuur D.2 en de waarden van de verschillende α factoren staan in Figuur D.3.



Figuur D.2: Voorbeeld paalgroep in DIN 1054



Figuur D.3: Reductie factoren α_L , α_{QZ} en α_{QA} volgens DIN 1054

Nadat de verdeling van de belasting over de palen in de groep is bepaald kunnen de reductiefactoren worden berekend op basis van de bepaalde α_i factors. In DIN 1054 is dit beschreven voor een grond met een constante stijfheid en grond met een lineair met diepte toenemende stijfheid.

Uit de grafieken van Figuur D.3 volgt dat vanaf paalafstanden van 3D (voor palen loodrecht op belastingrichting) en 6D (voor palen evenwijdig aan de belastingsrichting) geen groepseffecten optreden.

D.2.1.3 Reese en van Impe

Voor de reductie van p-y curves stellen Reese en van Impe [20] de volgende efficiency factoren voor:

Voor palen loodrecht op de belastingsrichting:

$$e = 0.64 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.34} \text{ for } 1 \leq \frac{s}{D} \leq 3.75 \text{ and } e = 1.0 \text{ for } \frac{s}{D} \geq 3.75$$

Voor de voorste palenrij in de belastingsrichting:

$$e = 0.7 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.26} \text{ for } 1 \leq \frac{s}{D} \leq 4.0 \text{ and } e = 1.0 \text{ for } \frac{s}{D} \geq 4.0$$

Voor alle andere palenrijen in de belastingsrichting:

$$e = 0.48 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.38} \text{ for } 1 \leq \frac{s}{D} \leq 7.0 \text{ and } e = 1.0 \text{ for } \frac{s}{D} \geq 7.0$$

Waarin

- e de reductiefactor in verband met groepseffect [-]
- s de afstand tussen de palen [in m]
- D de diameter van de paal [in m]

Voor palen die geplaatst zijn in onder een hoek α met de belastingsrichting kan de efficiency factor als volgt worden bepaald:

$$e = \left(e_a^2 \cos^2 \alpha + e_n^2 \sin^2 \alpha \right)^2$$

Waarin:

- e_a = de efficiency factor voor palen in de belastingsrichting

- e_n = de efficiency factor voor palen loodrecht op de belastingsrichting
 α = de hoek tussen de palen en belastingsrichting

Uit de formules van volgt dat vanaf paalafstanden van 4D (voor palen loodrecht belastingrichting) en 7D (voor palen evenwijdig aan de belastingsrichting) geen groepseffecten optreden.

D.2.1.4 Samenvatting horizontaal belaste paalgroepen

- Voor horizontaal belaste paalgroepen is onderscheid te maken in methoden waarbij de grond als elastisch wordt beschouwd en methoden, waarbij de grond met veren (elasto-plastisch) wordt gemodelleerd.
- De modellen met de grond als elastisch kunnen gecombineerd worden met bezwijken van de grond om de paal. De grond tussen de palen blijft echter elastisch.
- De methoden van DIN 1054 of Reese en van Impe hebben de voorkeur. Deze methodes zijn gebaseerd op proefresultaten met grote vervormingen (orde enkele paaldiameters, dus richting bezwijkwaarden) en eenvoudig praktisch toe te passen.
- Uit de methoden DIN 1054 of Reesen en van Impe volgt dat, afhankelijk van de gekozen methode en het berekeningsgeval, boven afstanden van 3D tot 7D geen groepseffect optreedt.

D.2.2 Invloed axiaal belaste paalgroepen

In NEN 9997-1+C1:2001 [12] is bij de berekening van de draagkracht voor een axiaal op trek belaste paalgroep opgenomen:

(c) Paal in paalgroep

De rekenwaarde van de schachtwrijving van een paal in een paalgroep moet zijn bepaald met:

$$q_{s,z;d} = f_1 \times f_2 \times \alpha_t \times q_{c,z;d}$$

waarin:

f_1 is de factor voor het effect van de verdichting van de paalgroep. De factor f_1 geldt voor zanden bij grondverdringende palen. Voor cohesieve grond moet $f_1 = 1,0$ worden aangehouden.

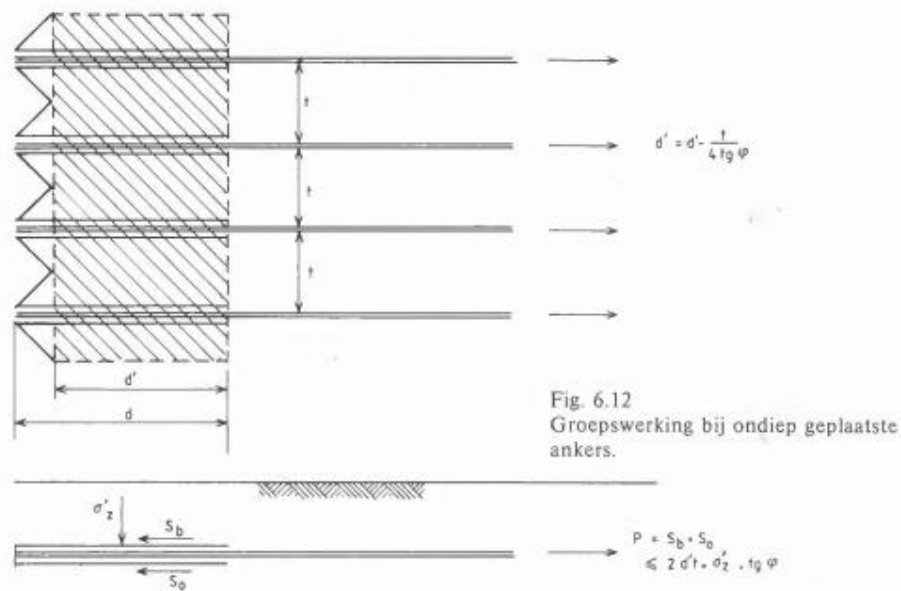
f_2 is de factor voor de afname van de korrelspanning in de zandlagen waaraan de paal zijn trekweerstand ontleent, door het belasten van de paalgroep. De factor f_2 geldt voor zanden. Voor cohesieve grond moet $f_2 = 1,0$ worden aangehouden.

In zand moet dus worden gerekend met verdichting en afname van de korrelspanningen. De verdichting treedt alleen op bij grond verdringende palen. Bij een h.o.h. afstand van meer dan 6*D wordt geen verdichting in rekening gebracht. De afname van de korrelspanning leidt tot een reductie van de draagkracht. Er is geen bovengrens van de afstand waarop met een afname van de korrelspanning moet worden gerekend.

In cohesieve grond wordt niet met deze paalgroep effecten gerekend. De aanname is dat de in cohesieve grond de draagkracht niet afneemt als de verticale spanning afneemt.

Daarnaast moet ermee rekening worden gehouden dat voor een paal in een paalgroep het kluitgewicht maatgevend kan worden. Dit is verwerkt in de factor f_2 .

Uit ervaring met berekeningen van een op trek belaste paalgroep blijkt dat ook bij h.o.h. afstanden van 10*D nog verschillen in de draagkracht van een enkele paal en paalgroep van circa 20% kunnen optreden.



Figuur D.5 Groepswerking bij ondiep geplaatste ankers [21]

Beide controles moeten ook voor dijknagels worden toegepast. Hierbij moet het volgende worden opgemerkt:

- De controle van het inwendige evenwicht is bij dijknagels uitgebreider, omdat er in verticale richting niet één, maar meer rijen nagels worden toegepast. Daarom moet de controle op meerdere verticale niveaus (op het niveau van elke ankerrij) worden toegepast
- De groepswerking van ankers betreft een ankerrij op één verticaal niveau, terwijl de nagels op meerdere verticale niveaus worden toegepast. Voor de bovenste rij is de benadering toepasbaar maar voor de rijen eronder moet ook een controle worden uitgevoerd
- De methode van groepswerking voor ankers betreft de controle op het uittrekken van een grondmassief (kluitcriterium). De invloed van een verandering van de spanningen in een groep nagels, en daarmee de invloed op de schuifspanning langs de nagels (slipcriterium) wordt daarmee niet berekend

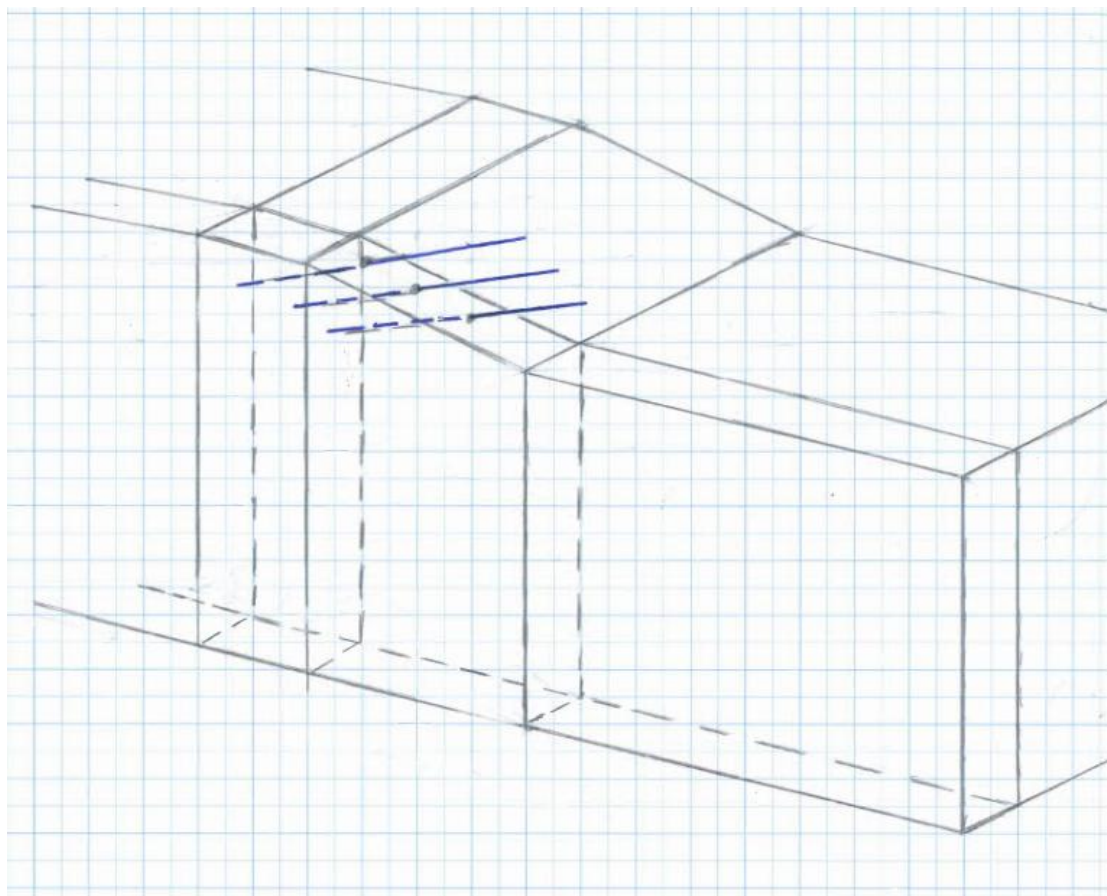
D.2.4 Evaluatie methoden uit de literatuur

In de literatuur zijn diverse methoden beschikbaar, waarmee de groepswerking van palen of ankers kan worden berekend. Deze methoden zijn echter niet direct toepasbaar voor dijknagels. Omdat de dijknagels meer horizontaal dan verticaal staan en vooral axiaal belast worden sluiten de methoden van trekpalen (conform NEN 9997 [11]) en ankerrijen het best aan bij de problematiek van dijknagels. De methode van trekpalen vergt aanpassing vanwege de richting van de nagels (meer horizontaal dan verticaal). De methode van ankerrijen vergt uitbreiding naar meerdere rijen in verticale richting. Daarnaast toetst deze methode alleen op het kluitcriterium en niet op het slipcriterium. Voor het slipcriterium zijn natuurlijk de resultaten van proeven te gebruiken, maar deze proeven worden op enkele ankers uitgevoerd en geven dus geen inzicht in de groepswerking.

D.2.5 3D EEM

Paalgroep effecten vanwege paal-grond-paal interactie kunnen worden bepaald met 3D EEM berekeningen. Opgemerkt wordt dat installatie effecten niet automatisch meegenomen worden. Dit is van belang omdat de installatie effecten in een paalgroep veel groter kunnen zijn dan bij een enkele paal.

Een berekening van paalgroep-effecten met 3D EEM is wel goed mogelijk. Het gedeelte van de nagel dat schuifkracht ontleend aan de grond kan worden ingevoerd als een embedded pile. Een mogelijke modellering is geschetst in Figuur D.6.



Figuur D.6: Mogelijke 3D modellering

De breedte van het 3D model kan gelijk worden gekozen aan de h.o.h. afstand van de nagels. Hierdoor wordt de omvang van de hoeveelheid grond in de som (en dus de berekening) beperkt. Door berekeningen met verschillende breedtes uit te voeren is de invloed van de h.o.h. afstand vast te stellen.

Een bijkomend voordeel van het toepassen van een EEM model is dat de vervormingen van dijk en nagels worden beschouwd. Deze beschouwing is nodig om te controleren of de nagels voldoende vervormingscapaciteit hebben. Vanwege de complexe interactie tussen nagels en dijk is een EEM model hiervoor het aangewezen model [8]

D.2.6 Samenvatting literatuurstudie

- De nagels kunnen zowel horizontaal als axiaal worden belast. Voor het in rekening brengen van paalgroep effecten zijn diverse methoden beschikbaar
- Voor het berekenen van paalgroep effecten zijn ook analytische modellen beschikbaar. Onderscheid is te maken in horizontaal en axiaal belaste paalgroepen
- Voor horizontaal belaste paalgroepen is onderscheid te maken in methoden waarbij de grond als elastisch wordt beschouwd en modellen, waarbij de grond als veren (elasto-plastisch) wordt gemodelleerd.
- Voor horizontaal belaste paalgroepen hebben de modellen met de grond als veren de voorkeur. Aanbevolen wordt de methode van DIN 1054 of Reese en van Impe aan te houden. Deze methodes zijn gebaseerd op proefresultaten met grote vervormingen (orde enkele paaldiameters, dus richting bezwijkwaarden) en eenvoudig praktisch toe te passen
- Voor axiaal belaste paalgroepen is de methode in NEN 9997 (CUR 2001-4/ontwerpregels trekpalen) beschikbaar. Deze methode heeft geen bovengrens aan de afstand waarbij met een paalgroep-effect rekening moet worden gehouden. Een complicatie van deze methode is dat die voor verticale palen geldt, terwijl de dijk-nagels meer horizontaal staan
- De methode van ankerrijen vergt uitbreiding naar meerdere rijen in verticale richting. Daarnaast toetst deze methode alleen op het kluitcriterium en niet op het slipcriterium. Verder is er bij nagels in een dijk geen verticale wand aanwezig. Dit kan ook consequenties hebben.
- Paalgroep effecten vanwege paal-grond-paal interactie kunnen worden bepaald met 3D EEM berekeningen. Een bijkomend voordeel van het toepassen van een EEM model is dat de vervormingen van dijk en nagels worden beschouwd. Opgemerkt wordt dat installatie effecten niet automatisch meegenomen worden. Dit kan van belang zijn omdat de installatie effecten in een paalgroep veel groter kunnen zijn dan bij een enkele paal.

D.3 Berekeningen met methode voor axiaal belaste trekpalen

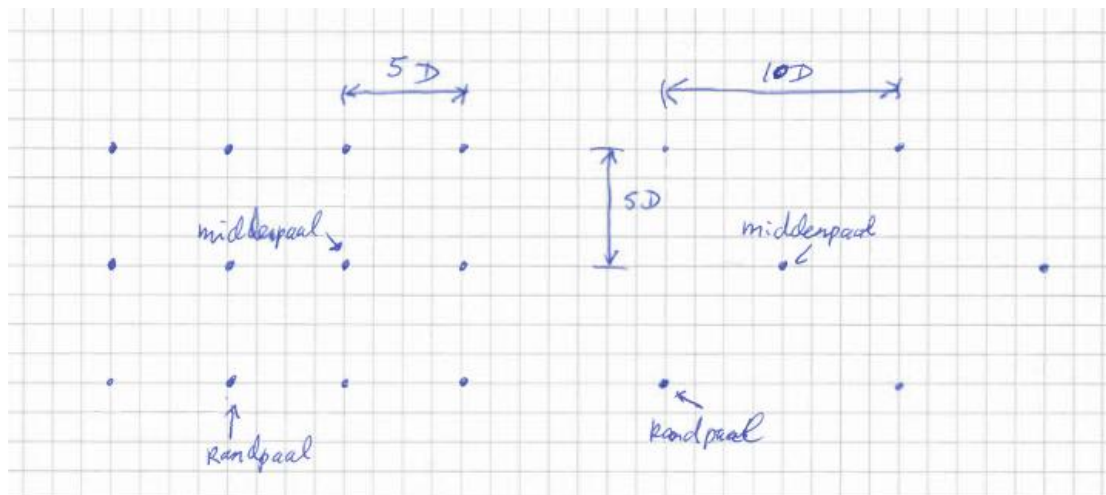
De methode voor axiaal belaste palen is opgenomen in het programma D-Foundation. Met dit programma zijn een aantal berekeningen gemaakt om de invloed van het groepseffect te bepalen. In de berekening zitten de volgende conservatieve punten:

- De nagels staan nagenoeg horizontaal, terwijl de berekening van verticale palen uitgaat. De ontlasting wordt ingevoerd als een verlaging van het maaiveld. Hierdoor neemt de verticale spanning af en de conusweerstand met de wortel uit de verticale spanning. Voor nagenoeg horizontaal belaste dijk-nagels zal de afname van de verticale spanning minder zijn
- In D-foundation wordt standaard, conform de trekpalen methode, in klei geen afname van de conusweerstand gerekend. In de nu uitgevoerde berekeningen is klei hetzelfde behandeld als zand. Dat houdt in dat de reductie van de draagkracht op dezelfde manier wordt berekend als in zand. Dit is conservatief omdat de draagkracht in klei door afname van de spanning minder zal zijn.

D.3.1 Uitgangspunten berekeningen

- De diameter van de nagels is 0,15 m

- De lengte van de nagels is 8 meter
- De nagels staan in klei met een volumegewicht (droog en nat) van 18 kN/m^3
- De conusweerstand van de klei is $q_c = 2 \text{ MPa}$. Als variant is klei met een conusweerstand $q_c = 4 \text{ MPa}$ berekend.
- De wrijving langs de nagels is 1% van de conusweerstand q_c
- Het maaiveld ligt nu NAP +4 m. De grondwaterstand is NAP +2 m.
- De invloed van het groepseffect op de trek draagkracht van de nagels wordt in rekening gebracht door een ontgraving van 1 meter; Er is een alternatief berekend met een ontgraving van 2 meter.
- Er zijn 2 paalconfiguraties beschouwd: zie Figuur D.7
- Er zijn berekeningen gemaakt voor h.o.h. afstanden van 5D, 8D en 10D (0.75 m, 1.2 m en 1.5 m)



Figuur D.7 Voorbeeld van de twee paalconfiguraties. Links is configuratie 1, rechts in configuratie 2

D.3.2 Berekeningsresultaten

In Tabel D.1 zijn de resultaten van de berekeningen vermeld. De tabel geeft de reductie van trekdraagkracht weer van een randpaal of middenpaal tov een alleenstaande paal. Daarnaast is de reductie van een gemiddelde paal berekend. Voor configuratie 1 is dit $\frac{2}{3}$ randpaal en $\frac{1}{3}$ middenpaal. Voor configuratie 2 is dit $\frac{1}{2}$ randpaal en $\frac{1}{2}$ middenpaal.

Configuratie	q_c [MPa]	H.o.h. *	Middenpaal	Randpaal	Gemiddelde paal
1	2	5D	23%	20%	21%
1	2	8D	11%	8%	9%
1	2	10D	6%	5%	5%
1	4	5D	56%	37%	43%
1	2	5D, ontgraving 2 meter	21%	18%	20%
2	2	5D	43%	30%	36%
2	2	10D	12%	7%	9%
2	2	16D	5%	3%	4%
2	2	20D	3%	2%	2%
*Voor configuratie 2 is de hart op hart gedefinieerd als de afstand tussen de randpalen					

Tabel D.1 Resultaten berekeningen in D-foundation voor 2 configuraties van palen

Uit de Tabel kan het volgende worden afgeleid:

De invloed van de h.o.h. afstand en de conusweerstand op de reductie is groot.

- Bij configuratie 1 is bij een h.o.h. afstand van 5D en conusweerstand 2 MPa de reductie circa 20%.
- Bij een conusweerstand van 4 MPa is de reductie méér dan 40%.
- Bij een h.o.h. afstand van 10D en een conusweerstand van 2 MPa daalt de reductie naar 5%.
- De invloed van de grootte van de ontgraving (dit is een maat voor de trekkrachten) op de groepswerking is, in het beschouwde geval, klein.

D.3.3 Aanbeveling op basis van berekeningen in D-foundation

In de berekening van de reductie van de draagkracht is ervan uitgegaan dat deze in klei hetzelfde is als in zand. Dit is conservatief omdat de afname van de draagkracht in klei door afname van de spanning minder zal zijn. Daarom zijn de berekende reducties een bovengrens. Tegen deze achtergrond bevelen we aan om bij een berekende reductie van 10% geen reductie in rekeningen te brengen.

Dit betekent dat voor configuratie 1 bij een paalafstand groter dan 8D geen reductie optreedt. Voor configuratie 2 treedt geen reductie op bij een paalafstand van de randpalen groter dan 10 D. Bij kleinere h.o.h. afstanden moeten wel reducties in rekening worden gebracht. Voor configuratie 1 kan de reductie verlopen van 20% bij 5D tot 0% bij 8D en bij configuratie 2 van 35% bij 5D tot 0% bij 10 D.

In formulevorm:

Configuratie 1: h.o.h. > 8D Geen reductie
 5D < h.o.h. < 8D Reductie = $(8D - h.o.h.) / 3D * 20\%$

Configuratie 2: h.o.h. > 10D geen reductie
 5D < h.o.h. < 10D Reductie = $(10D - h.o.h.) / 5D * 35\%$

Voor afstanden kleiner dan 5D zullen ook reducties optreden, deze zijn echter niet berekend omdat de nagels niet zo dicht op elkaar zullen staan.

D.4 Conclusies en aanbevelingen groepwerking nagels

Dijknagels worden lateraal (zijdelings) en axiaal belast. Door deze belasting is de draagkracht van een nagel in een groep minder dan de draagkracht van een enkele nagel.

Voor de zijdelingse belasting wordt aanbevolen uit te gaan van de reductie conform DIN 1054 [19]. Voor nagels op een afstand van meer dan 6D is geen reductie meer nodig.

Voor axiale belasting kan de reductie worden berekend met de trekpalen regel in D-Foundation. Dit geeft een bovengrens van de reductie. De reductie is vooral afhankelijk van de h.o.h. afstand van de nagels en de conusweerstand in de lagen waaruit de nagels de draagkracht ontleenen. De reductie volgens deze methode geeft geen bovengrens van de h.o.h. afstand aan waarbij geen reductie meer optreedt. In paragraaf 5.4.3 is een aanbeveling gedaan voor de aan te houden reducties. Voor h.o.h. afstanden van meer dan 8D (configuratie 1) of meer dan 10D (configuratie 2) hoeft geen reductie in rekening te worden gebracht.

Voor de zijdelingse belasting kunnen de reducties ook worden bepaald met 3D EEM berekeningen. Een bijkomend voordeel van het toepassen van een EEM model is dat de vervormingen van dijk en nagels worden beschouwd. Opgemerkt wordt dat installatie effecten niet automatisch meegenomen worden.

Expertise Netwerk Waterveiligheid
p/a Rijkswaterstaat WVL, afdeling Waterkeringen
t.a.v. mevrouw ir. M.A. Olieman
Postbus 2232
3500 GE UTRECHT

Datum:
5 oktober 2016

Uw kenmerk:

Ons kenmerk:
201611010/397093

Behandeld door:
T.J. Schepers

Onderwerp:
Toepassing dijkvernageling

Doorkiesnummer / e-mail:
0344 649236 / m.schepers@wsrl.nl

Geachte mevrouw Olieman,

Om dijkversterkingen uit te kunnen voeren in gebieden waar de ruimte beperkt is, bijvoorbeeld door de aanwezigheid van dicht op de dijk staande bebouwing zoals in het benedenrivierengebied, worden veel zware en kostbare constructies toegepast.

Vanuit de POV Macrostabiliteit wordt gewerkt aan de (door-)ontwikkeling van enkele innovatieve dijkversterkingstechnieken die als alternatief voor deze zware constructies kunnen worden ontworpen en toegepast. Eén van deze nieuwe technieken is dijkvernageling.

Bij de dijkversterking Vianen is, in de vorm van een pilot, voor het eerst dijkvernageling toegepast als maatregel bij het verbeteren van de binnenwaartse macrostabiliteit. Dit betreft een versterking van de primaire waterkering langs de Lek, waar de dijk over een lengte van ongeveer 250 m versterkt is door middel van het aanbrengen van 242 nagels (met een lengte van 18 m) in het binnentalud.

Het ontwerp van de dijkversterking met dijkvernageling bij Vianen is op hoofdlijnen gebaseerd op CUR Rapport 219 INSIDE Innovatieve dijkversterking waar de ontwerpmethodes, de aandachtspunten voor de uitvoering en de toetsing is vastgelegd. Wel is de ontwerpmethodes aangevuld op basis van Ontwerprichtlijnen die zijn opgesteld t.b.v. de dijkversterking KIS. In de bijgevoegde documenten van Consortium Dijkvernageling wordt verslaglegging gedaan van het ontwerp, uitvoering en de monitoring van de dijkversterking bij Vianen.

De techniek dijkvernageling is in 2008 al in behandeling geweest bij Expertise Netwerk Waterkeringen. De techniek was, naar de mening van ENW, zodanig uitgewerkt dat het toepassen in een dijkversterking onder extra monitoring verantwoord zou zijn. Op basis van extra monitoring zou optimalisatie kunnen plaatsvinden met betrekking tot beheersbaarheid en kostenreductie (kenmerk brief 'ENW 08-08 d.d. 4 september 2008').

Op basis van het ontwerp van de dijkversterking Vianen, de resultaten van uitgevoerde bezwijk- en controleproeven en de resultaten uit de monitoring, heeft het Consortium Dijkvernageling aangetoond dat er sprake is van een beheerbare techniek, zowel voor wat betreft de gerealiseerde sterkte als wat betreft de omgevingsbeïnvloeding.

In bijgevoegd rapport 'Invulling witte vlekken acceptatie dijkvernageling' van Deltares wordt ingegaan op een aantal aspecten die van belang zijn voor het aanscherpen en optimaliseren van de dijkvernagelingstechniek bij het toepassen in een dijkversterking. Deze aspecten zijn van belang voor een nadere onderbouwing van de betrouwbaarheid en een nadere verfijning van het ontwerp. Deze aspecten betreffen op hoofdlijnen:

- De eisen m.b.t. het uitvoeren van bezwijkproeven op testnagels en controleproeven op productieankers
- De eisen m.b.t. het beoordelen van resultaten van bezwijk- en controleproeven
- De hoeveelheid bezwijk- en 'controle' proeven
- Het waar nodig de houdkracht corrigeren voor invloed van maatgevende hydraulische belastingen
- Het waar nodig de houdkracht corrigeren voor invloed van groepswerking
- Het voorlopig aanhouden van een modelfactor van $X_{d,i} = 1,1$ in verband met 3D aspecten.

De POVM heeft de ambitie begin 2017 een groene versie op te leveren van een generieke Technische Richtlijn voor het ontwerpen en toetsen van dijkvernagelingstechnieken. De kennis en ervaring van de onderhavige pilot levert daarvoor bouwstenen.

In uw vergadering van 14 oktober 2016 zal de rapportage nader worden toegelicht door mevrouw Helle Larsen van Deltares.

Met deze brief vraag ik uw mening over de rapportage van Deltares en uw eventuele commentaar op de verschillende aanbeveling voor de verdere optimalisatie van de dijkvernagelingstechniek.

Met vriendelijke groet,



Ing. M. Schepers MDM
Programmamanager POVM

Bijlagen: geen

Afschrift: archief (inclusief bijlagen)



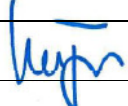
Verslaglegging ontwerp, uitvoering en monitoring W13-043 Dijkvernageling Vianen



Document nr : W13-043-EVA-002 Verslaglegging ontwerp, uitvoering en monitoring Dijkvernageling Vianen 20160404 rev2
Versie : 2
Datum : 04-04-2016
Status : Definitief

Werk nr : W13-043

Opdrachtgever : Waterschap Rivierenland
Referentie OG :

Akkoord	Naam	Functie	Datum	Paraaf
Opgesteld	DDW	PL	04-04-2016	
Gecontroleerd	AYA	HC		
Vrijgegeven	WDV	PL	11-04-2016	
Geaccepteerd				



INHOUDSOPGAVE	PAG.
0 PROJECTORGANISATIE	5
0.1 Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland (WSRL)	5
0.2 Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW) / Deltares	5
0.3 Opdrachtnemer: Consortium Dijkvernageling vof	5
0.4 Constructeur Opdrachtnemer: Combinatie Witteveen+Bos en Grontmij	5
1 BEGRIPPEN EN AFKORTINGEN	6
1.1 Partijen	6
1.2 Begrippen:	6
1.3 Overig:	6
2 ACHTERGROND EN HISTORIE VAN DIJKVERNAGELING	7
2.1 Dijkversterking algemeen	7
2.2 Macro-instabiliteit binnenwaarts	7
2.3 Dijkvernageling	8
2.4 De Lekdijk bij Vianen	8
2.5 Het project Dijkvernageling Vianen	9
2.6 Omgeving	10
3 ONTWERP	12
3.1 Samenvatting ontwerp Dijkvernageling Vianen	12
3.2 Conceptuele werking Dijkvernageling	14
3.3 Veiligheidsfilosofie	17
3.4 Ontwerpfilosofie Dijkvernageling	18
3.5 Toetsregels	22
3.6 Evaluatie ontwerp	22
3.7 Toepassingsgebied	23
3.8 Beheer en onderhoud	23
3.9 Veiligheidstoetsing	23
4 UITVOERING	24
4.1 Werkmethoden en bevindingen	24
4.2 Kentallen	27
5 MONITORING EN BEPROEVING	30
5.1 Monitoring	30
5.2 Monitoring Dijklichaam	31
5.3 Monitoring Vernageling	31
5.4 Monitoring Omgeving	37
5.5 Conclusie	37
5.6 Toekomstige toepassing monitoring	38
6 BIJLAGEN	39



REFERENTIES

1. *Waterschaprivierenland.nl - dijkverbeteringen - faalmechanismen*. [Online]
2. *CUR 219 INSIDE Innovatieve dijkversterking*. 2007.
3. *Dijkvernageling Lekdijk Vianen; Definitief ontwerp*. GM-0146489 D4 300415.
4. *CUR 166 Damwandconstructies, 4e druk*. 2005.
5. *Deltares rapport [4] Ontwerp- en uitvoeringsaspecten 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken KIS*. 2013.
6. *NEN-EN 9997-1 Geotechnisch ontwerp van constructies - Samenstelling van NEN-EN 1997-1, NEN-EN 1997/NB Nationale bijlage en NEN 9097-1 Aanvullingsnorm bij NEN-EN 1997-1 (Eurocode 7-1)*. 2011.
7. *NEN-EN-1990 Grondslagen voor het constructief ontwerp (Eurocode 0)*. 2002.
8. *NEN-EN 1997-2 Geotechnisch ontwerp deel 2: Grondonderzoek en beproeving (Eurocode 7-2)*. 2007.
9. *NEN 3650-1 Eisen voor buisleidingsystemen, deel 1: Algemeen, Katern 4: Bijlage C*. 2003.
10. *TRWG 2001 Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies TAW/ENW*. 2001.
11. *TRWD 2004 Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken TAW/ENW*. 2004.
12. *Deltares rapport [5] Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen*. 2013.
13. *B003 – Beoordeling Monitoringsgegevens*. 2015.
14. *B001 – Rapportage bezwijkproeven*. 2015.
15. *B002 – Rapportage controleproeven*. 2015.



INLEIDING

In het kader van het INSIDE project is in het afgelopen jaar het pilot project Dijkvernageling Vianen uitgevoerd. In dit project is een gedeelte van de primaire waterkering van de rivier de Lek nabij Vianen versterkt middels het aanbrengen van dijk nagels.

Het ontwerp van het project Dijkvernageling Vianen is gebaseerd op CUR 219 INSIDE innovatieve dijkversterking. In deze CUR 219 zijn de ontwerpmethode, de aandachtspunten voor uitvoering en de toetsing vastgelegd. Het Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW) heeft in 2001 reeds positief geadviseerd over deze CUR.

In aanvulling op het bovenstaande ontwerp is middels dit pilot project aangetoond dat het uitvoeringsproces voor het aanbrengen van Dijkvernageling betrouwbaar is en dat de ontwerputgangspunten controleerbaar zijn.

In de navolgende verslaglegging worden de ontwerputgangspunten conform CUR 219 behandeld alsmede de uitvoeringsaspecten en de monitoring / toetsing van Dijkvernageling.



0 PROJECTORGANISATIE

0.1 Opdrachtgever: Waterschap Rivierenland (WSRL)

- Projectmanager Ruimte voor de Rivier: Huub Verlouw
- Projectmanager Dijkverbetering: Martin Schepers
- Manager Projectbeheersing: Kees Schilder
- Contractmanager: Srdjan Timotijevic
- Omgevingsmanager: Hellas Schelleman
- Communicatie Adviseur: Jolanda de Koning
- Geotechniek: Peter Damen

0.2 Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW) / Deltares

- Adviseur: Ruud Termaat
- Geotechniek: Helle Larssen

0.3 Opdrachtnemer: Consortium Dijkvernageling vof

- Raad van Bestuur: Pieter Arie Kraaijeveld (VSF)
- Raad van Bestuur: Gert Verzijl (BKN)
- Adviseur: Bartho Admiraal (VSF)
- Projectleider: Willem-Jan de Vos (BKN)
- Projectleider uitvoering: Dirk de Wit (VSF)
- Controller: Mark Brobbel (BKN)
- Hoofduitvoerder: Bert Diepstraten (VSF)
- Hoofduitvoerder: Rene van Harte (BKN)
- Uitvoerder: Nikola Filipovic (VSF)
- Ontwerper: Aissa Yahyaoui (VSF)
- Ontwerper: Maarten Korevaar (VSF)

0.4 Constructeur Opdrachtnemer: Combinatie Witteveen+Bos en Grontmij

- Projectmanager: Harry Mols
- Ontwerpleider: Philippe Schoonen
- Ontwerper: Maarten Balke
- Ontwerper: Marco Peters



1 BEGRIPPEN EN AFKORTINGEN

1.1 Partijen

ENW:	Expertise Netwerk Waterveiligheid. De instantie die op aanvraag de status "bewezen techniek voor Dijkversterking verstrekt.
WSRL:	Waterschap Rivierenland. Opdrachtgever van het project Dijkvernageling Vianen. Dijkeigenaar/beheerder van de Lekdijk. Beheerder van het oppervlaktewater in situ.
Consortium	Het Consortium Dijkvernageling. Ontwikkelaar en uitvoerder van de techniek Dijkvernageling bestaande uit BKN en VSF.
BKN	Boskalis Nederland bv. Participant in het Consortium.
VSF	Volker Staal en Funderingen bv. Participant in het Consortium.
Combinatie W+B / G:	Combinatie Witteveen+Bos en Grontmij. De partijen die voor het Consortium de engineering en de planstudie voor het project Dijkvernageling Vianen uitgevoerd hebben.

1.2 Begrippen:

Faalmechanisme	De reden waardoor een object (in dit geval een dijk) bezwijkt of anderszins niet meer voldoet.
Afschuiving	Het naar beneden schuiven van het binnenwaartse deel van een dijk door toenemende water/gronddruk in een dijk.
Glijvlak	Het vlak waarover een dijk afschuift.
Bishop-cirkel	Het vlak waarover een dijk afschuift.
Dijkvernageling	Het versterken van een dijk op het vlak van Afschuiving door het aanbrengen van nagels met een kern van staal of kunststof in de dijk.
Teen van de dijk	De onderste hoek van een dijk. De overgang van dijktafstand naar gewoon maaiveld.

1.3 Overig:

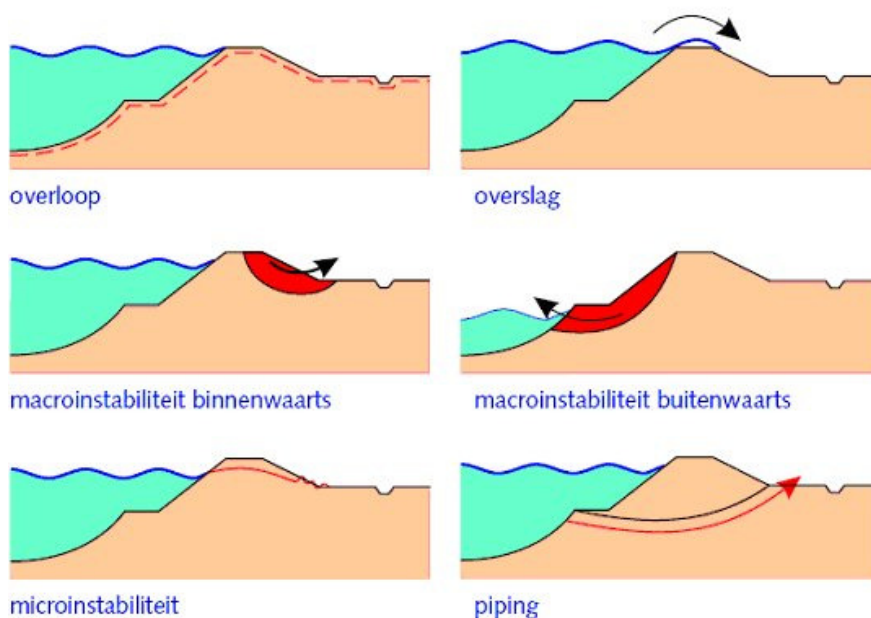
Inside project	Het project voor het identificeren van nieuwe dijkversterkingstechnieken. Uitgeschreven in 2001 door Rijkswaterstaat aan de marktpartijen van Nederland.
BLVC plan	Plan tbv Bereikbaarheid, Leefbaarheid, Veiligheid en Communicatieplan.



2 ACHTERGROND EN HISTORIE VAN DIJKVERNAGELING

2.1 Dijkversterking algemeen

De Nederlandse rivieren moeten steeds toenemende waterstanden verwerken. Deze stijgende waterstanden hebben invloed op de dijken langs de rivieren. Door de stijgende waterstanden kunnen dijken op verschillende manieren bezwijken of beschadigen (faalmechanismen) [ref. (1)]:

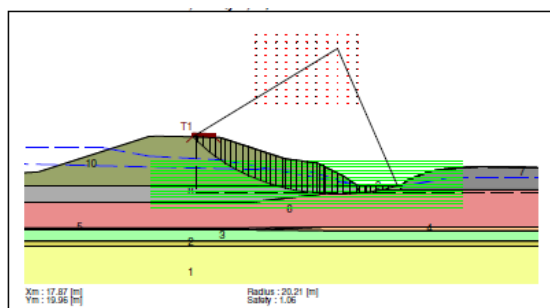


Figuur 1: verschillende faalmechanismen

In het jaar 2001 heeft Rijkswaterstaat een algemene uitvraag gedaan aan marktpartijen in Nederland om te komen met vernieuwende technieken voor het uitvoeren van maatregelen om de bovenstaande faalmechanismen tegen te gaan (INSIDE-project).

2.2 Macro-instabiliteit binnenwaarts

Macro-instabiliteit binnenwaarts ofwel Afschuiven van de dijk ontstaat door te hoge belastingen aan de buitenzijde van de dijk. Door deze belasting verandert de water- en de gronddruk in de dijk en kan een gedeelte van de binnenzijde van de dijk langs een glijvlak naar beneden glijden zoals aangegeven in de onderstaande figuur.



Figuur 2: Macro-instabiliteit binnenwaarts



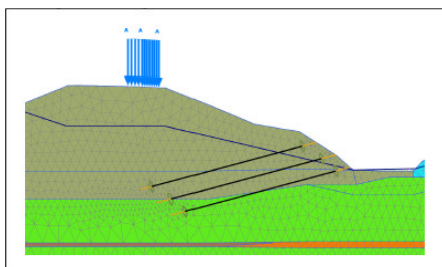
Om Macro-instabiliteit binnenwaarts tegen te gaan, wordt traditioneel of:

- Een steunberm aan de binnenzijde van de dijk aangelegd, of
- Een vast element in de vorm van bijvoorbeeld een damwand in de top/teen van de dijk aangebracht die tenminste de glijcirkel doorsnijdt.

Als vernieuwende techniek voor het tegengaan van het faalmechanisme Macro-instabiliteit binnenwaarts is door het Consortium Dijkvernageling in het kader van de bovenstaand omschreven uitvraag de techniek Dijkvernageling aangeboden. Deze techniek werd als kanshebber aangemerkt.

2.3 Dijkvernageling

Bij dijkversterking middels Dijkvernageling worden nagels met een kern van staal of kunststof in de dijk geplaatst. De nagels doorbreken de glijcirkel en verankeren het gedeelte van de dijk dat naar beneden dreigt te glijden (het actieve gedeelte) als het ware aan het stabiele gedeelte van de dijk (het passieve gedeelte).



Figuur 3: Schematische weergave Dijkvernageling

De techniek Dijkvernageling is in deze hoedanigheid nog nooit in Nederland toegepast voor het versterken van een (primaire) dijk. Voordat in Nederland een nieuwe techniek toegepast mag worden als versterking van een dijk, dient deze eerst beoordeeld te worden door het Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW). ENW brengt een advies uit over de acceptatie van de techniek.

2.4 De Lekdijk bij Vianen

In de jaren na 2001 is de techniek Dijkvernageling verder uitgewerkt en zijn de benodigde rekenmethodes bepaald, beschreven en goedgekeurd in CUR 219 [ref. (2)].

Nadat de benodigde rekenmethoden bepaald waren, is er langdurig gezocht naar een locatie voor het uitvoeren van een proefproject (een pilot). In het jaar 2013 is er in overleg met het Waterschap Rivierenland bepaald dat de techniek Dijkvernageling als proefproject toegepast kon worden voor het versterken van een gedeelte van de Lekdijk nabij Vianen.

De Lekdijk nabij Vianen is een primaire waterkering. Over een lengte van ongeveer 250 m was de stabiliteit van de dijk op het vlak van het faalmechanisme Macro-instabiliteit binnenwaarts voor de toekomst onvoldoende.



Figuur 4: Projectlocatie

Het te versterken traject betreft het dijkvak VY55+50 – VY56+00 van de Lekdijk bij Vianen. Dit is het stuk dijk dat direct aansluit op de westelijke zijde van de stad Vianen.



Figuur 5: Aanzicht projectlocatie

Een traditionele wijze van versterking van de dijk middels het aanbrengen van een steunberm aan de binnenzijde van de dijk was in dit geval niet mogelijk. Direct aansluitend aan de binnenzijde van de dijk liggen namelijk het voormalige kasteelterrein Batestein met de historische stadsgracht en de watertoren (een Rijksmonument). Hierdoor kon er geen steunberm aan de binnenzijde van de dijk aangebracht worden.

2.5 Het project Dijkvernageling Vianen

Hoewel het project Dijkversterking Vianen een daadwerkelijk dijkversterkingsproject is, is er in overleg met het Waterschap Rivierenland bepaald dat het Consortium dit project mag gebruiken voor het uitwerken en het beproeven van de tot dan toe niet toegepast techniek Dijkvernageling.



De eisen omtrent het project vanuit de opdrachtgever waren:

- Het versterken van de dijk voor een periode van 50 jaar
- Uitvoering gereed voor start van het gesloten seizoen in 2015: 01-10-2015

De doelstellingen van het project vanuit het consortium waren:

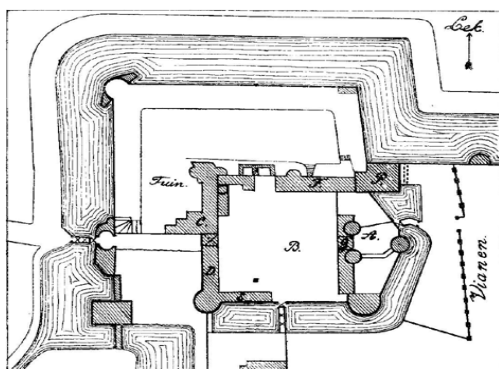
- Het versterken van de dijk voor de komende 50 jaar.
- Het uitvoeren van een pilot project in het kader van het door ENW uit te brengen advies over de acceptatie van de techniek "Dijkvernageling" als bewezen techniek.

2.6 Omgeving

Het middenterrein en de sloot waren aangemerkt als historisch waardevol terrein. In de ondergrond waren aanwezig:

- De resten van het kasteel Batestein.
- De historische slotgracht
- De historische dijk.

Bij uitvoering mochten deze resten niet verstoord worden. De werkzaamheden in relatie tot de archeologie zijn in het voortraject besproken met de gemeente Vianen



Figuur 6: Kasteel Batestein



Figuur 7: Projectlocatie irt kasteel Batestein

In de omgeving waren de volgende raakvlakken te identificeren:

- De resten van het kasteel, de slotgracht en de kasteelpoort
- De watertoren (rijksmonument)
- Diverse woningen
- Diverse bedrijven
- Een belangrijke toevoerweg voor het centrum van Vianen
- Busvervoer over de weg
- Hulpdiensten over de weg
- Eventuele evenementen in de omgeving
- Een waterwingebied (enkele kilometers afstand)



Figuur 8: De watertoren (rijksmonument)

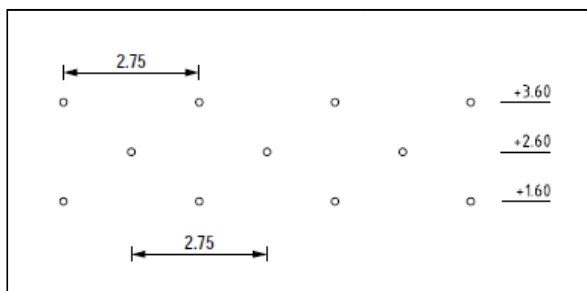
Voor het managen van deze raakvlakken is er vooraf een BLVC plan opgesteld (Bereikbaarheid, Leefbaarheid, Veiligheid en Communicatieplan). In dit plan wordt de mogelijke invloed van de werkzaamheden op de raakvlakken besproken en eventuele maatregelen vastgesteld. Het BLVC plan en de maatregelen uit het plan zijn besproken met gemeente Vianen WSRL, hulpdiensten.



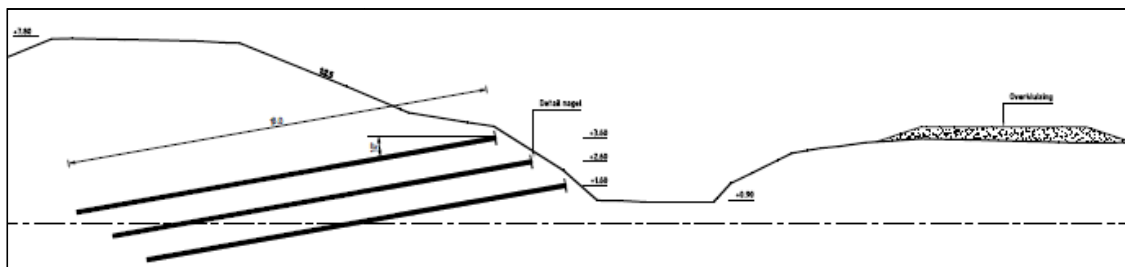
3 ONTWERP

3.1 Samenvatting ontwerp Dijkvernageling Vianen

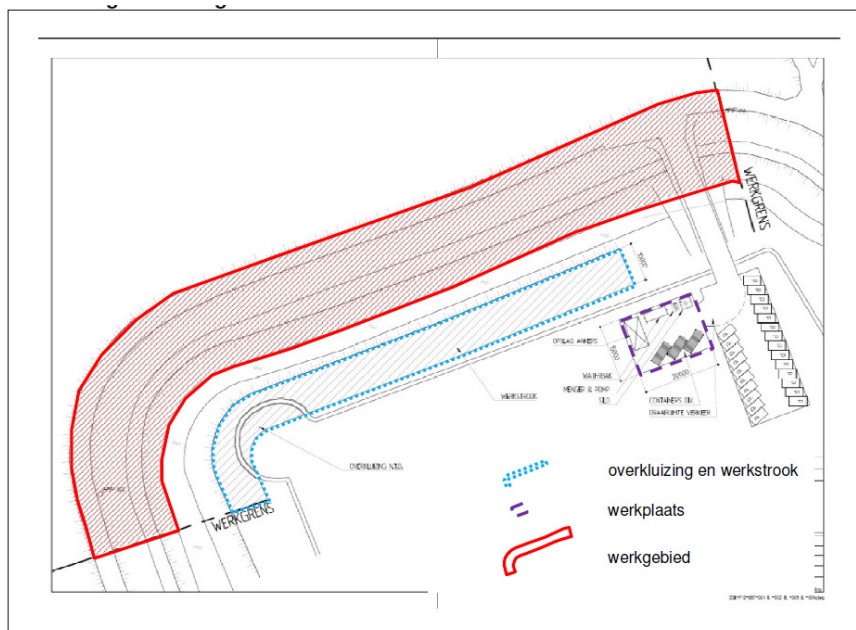
Voor het project Dijkvernageling Vianen dienden er over een traject van 250 meter in drie rijen boven elkaar nagels van ca 18 m in de dijk aangebracht te worden. De onderste laag nagels ligt net boven het slootniveau. Conform het ontwerp zijn de nagels onder een hoek van 10° in de teen van de dijk geboord.



Figuur 9: Spreiding Dijknagels



Figuur 10: Doorsnede Dijknagels



Figuur 11: Tracé / Dijkvak



Figuur 12: Tracé / Dijkvak

Specificaties nagel:

- Lengte nagel: 18m¹ achter de facing
- Techniek: enkel verbuisd- / spoelboren
- Diameter nagel: 180mm
- Nagelement: glasvezel element 3x30x4mm
- Facing: 600x600 mm

3.1.1 Nagelement

In het voortraject zijn de volgende materialen bekeken die mogelijk als kern van de nagel (het nagelement) toegepast kunnen worden:

- Een stalen wapening- of GEWIstaaf
- Een nagelement van basalt
- Een nagelement van glasvezel

Middels een Trade Off Matrix is er gekozen voor het toepassen van een glasvezelement. Het element bestaat uit 3 glasvezelstrips in een afstandhouder. Middenin de afstandhouder wordt een tylene vulslang aangebracht.

De keuze voor toepassen van een nagelement van glasvezel is gebaseerd op de volgende eigenschappen:

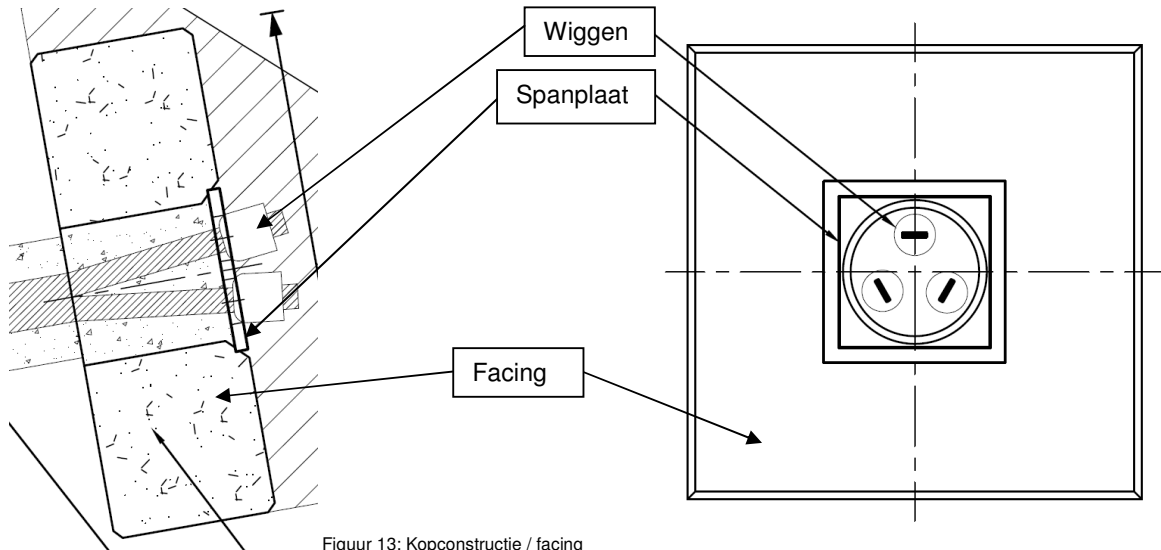
- Glasvezel is duurzaam.
 - De sterkte van de nagels neemt niet af niet gedurende de periode van 50 jaar.
- Glasvezel is eenvoudig en snel in standaardvormen te verkrijgen.
- Glasvezel is relatief goedkoop in de aanschaf.
- Glasvezel is zeer licht:
 - Het glasvezelement kan handmatig aangebracht worden in de boorbuis.
 - Alle glasvezel elementen konden op 1 vrachtwagen aangevoerd worden. Hierdoor werd de hinder voor de omgeving tot een minimum beperkt en was de productie onafhankelijk van de leverantie.

3.1.2 Kopconstructie

In het ontwerp [ref. (3)] is gebleken dat, in verband met de grondopbouw van de dijk, het noodzakelijk is om een kopplaat / facing toe te passen voor het verspreiden van de kracht in het actieve gedeelte. In

verband met de duurzaamheid is hier gekozen voor het toepassen van een betonnen kopplaat. De nagel loopt door een sparing in het midden van de kopplaat.

Op de facing wordt een stalen spanplaat geplaatst. In de spanplaat zijn 3 conische sparingen aangebracht. Elke glasvezelstrip loopt door één van de sparingen. Op elke strip worden twee conische wiggen van glasvezel geplaatst, die in een conische stalen kom vallen. Deze kom valt in de conische gaten in de spanplaat. Bij het aanspannen van de nagels, wordt er met een vijzel aan elke strip getrokken. Hierna wordt de wig aangeslagen en staat de nagel op spanning.



Figuur 13: Kopconstructie / facing

3.2 Conceptuele werking Dijkvernageling

3.2.1 Concept Dijkvernageling

Met grondvernageling wordt het inbrengen van staafvormige elementen (nagels) in de grondconstructie bedoeld. De nagels worden op een regelmatig afstand (minimaal 1,5 conform CUR 166 [ref. (4)]) uit elkaar geplaatst, vanwege de beperkte beïnvloedingssfeer van een element. De mate waarin de invloed van de nagel "voelbaar" is wordt bepaald door de toegepaste diameter en de vorm van de nagel, alsmede door de eigenschappen van de grondsoort waarin de nagel zich bevindt.

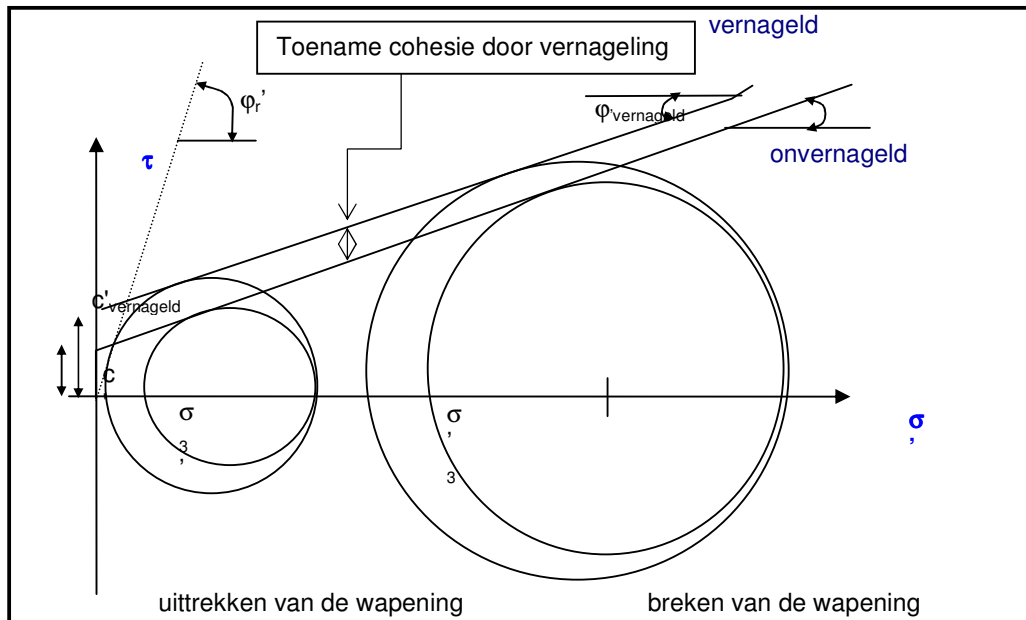
Door toepassing van nagels in een dijk wordt de dijk vanuit het binnentalud als het ware verankerd aan de ondergrond door middel van trekelementen met groutomhulling. Deze laatste zorgt voor een goede aanhechting tussen de trekelementen en het grondlichaam waar de nagels zich bevinden. De weerstand tegen afschuiving wordt verhoogd door de trekelementen schuin in het binnentalud in een bepaald stramien te plaatsen. In de actieve zone worden de schuifspanningen geactiveerd door de laterale verplaatsingen van de grond en in de passieve zone worden de schuifspanningen geactiveerd door een trekkracht in de staaf. Bij grondvernageling is het complex, om de locatie van de maximale schuifspanning langs de nagel te bepalen. Afhankelijk van de maximale te mobiliseren schuifspanning langs de nagel in de actieve zone kan al dan niet worden gekozen voor toepassing van een facing.

Door toepassing van nagels met of al dan niet met een facing wordt de macrostabiliteit van het binnentalud van de dijk verbeterd binnen het bestaande dijkprofiel.

Een manier waarop de werking van grondvernageling kan worden bepaald is aan de hand van de Cirkel van Mohr. Hierbij wordt verondersteld dat door toepassing van de nagel, bij een ongewijzigde verticale druk in beschouwde doorsnede, een afname van de laterale druk ontstaat. In de hierbij ontstane grond

met verbeterde eigenschappen worden twee bezwijkmechanismen aangegeven voor de interactie tussen de grond en nagel die sterk afhankelijk zijn van de verticale spanningen, te weten:

- Uittrekken nagels uit de grond
- Breken van nagels (constructief)

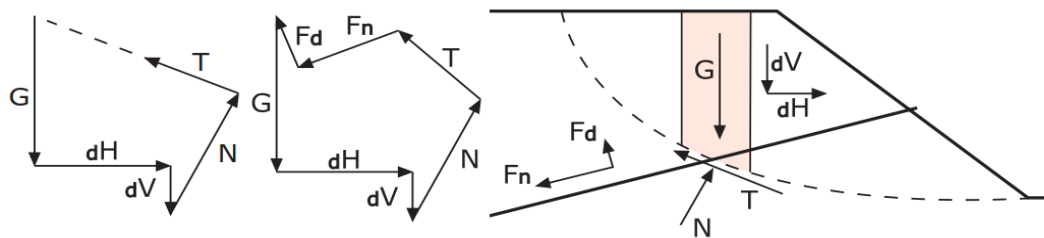


Figuur 14: Werking van de vernageling gezien vanuit de sterkte theorie Interactie grond en nagel

Voor de Interactie grond en nagel zijn twee types van de interactie te onderscheiden:

- Schuifspanning langs de nagel als gevolg van de wrijving van de grond langs het oppervlak van de nagel.
- Ontwikkeling van de passieve druk in de grond langs de nagel door zijn verplaatsing. Gemobiliseerde passieve druk, in geval van de ontwikkeling van het glijvlak in de grond, veroorzaakt de ontwikkeling van buigende momenten en dwarskrachten in de nagel (in geval van de buigstijve nagel).

De invloed/bijdrage van de nagels aan de stabiliteit van een dijklichaam is in onderstaande figuur geïllustreerd:

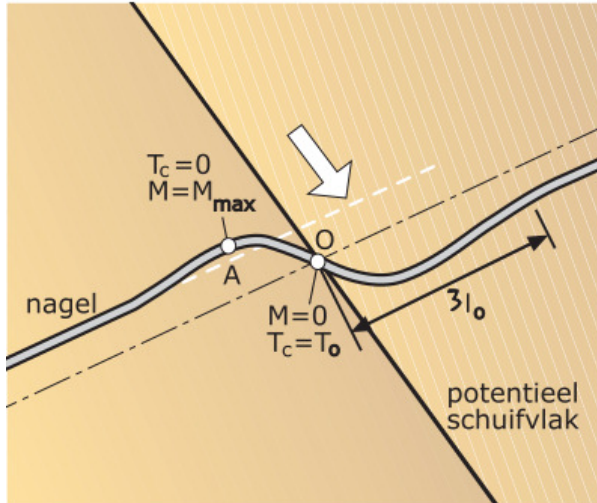


Figuur 15: Krachtenveelhoek evenwichtmodel zonder nagels en met nagels

Hierbij zijn de krachten F_n en F_d respectievelijk de normaalkracht en dwarskracht in de nagels die het benodigde aandeel aan weerstandbiedend moment leveren en daarmee het tekort aan veiligheid van het bestaande dijkprofiel compenseren.

De werkelijke krachten in de dijknagels zijn afhankelijk van de stijfheid van de nagels en de omringende grond, en kunnen conform CUR 219 [ref. (2)] worden bepaald op basis van een analytische glijcirkelanalyse rekenmodel (bijv. Talren). Hierbij dient de geldigheid van de beschouwde glijcirkel /vlak

te worden gevalideerd met EEM-analyses (Plaxis). In onderstaande figuur worden de werkelijke krachten in de nagels geïllustreerd (bron [ref. (2)]) :

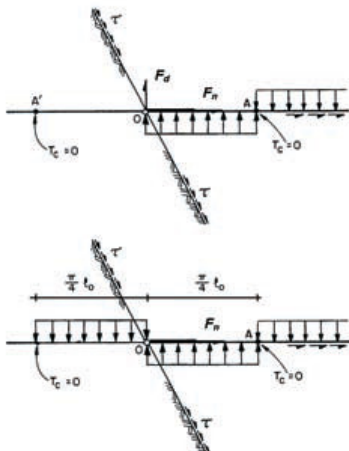


Figuur 16: Vervorming en krachten in de nagels in de afschuifzone behorend bij bezwijkmechanisme C3

3.2.2 Bezwijkmechanismen

De bezwijkmechanismen waarop een vernageling wordt gedimensioneerd, zijn gedefinieerd in par. 3.2.2. van CUR 219 [ref. (2)] en hieronder samengevat:

- macro-instabiliteit met glijcirkels buiten de vernageling, onderlangs of voorlangs (G1);
- macro-instabiliteit met glijcirkels door de vernageling heen (G2);
- grondbreuk via axiale interactie (slipcriterium schachtwrijving) tussen nagel en grond (C1);
- grondbreuk via laterale interactie (draagvermogen) tussen nagel en grond (C2);
- bezwijken nagel op dwarskracht (inclusief normaalkracht) t.g.v. plastische vervorming (C3), al dan niet in combinatie met: (zie Figuur 16: Vervorming en krachten in de nagels in de afschuifzone behorend bij bezwijkmechanisme C3 Figuur 16 en Figuur 17)
- bezwijken nagel op moment (incl. normaalkracht) t.g.v. plastische vervorming (C4);
- bezwijken materiaal facing (C5);
- bezwijken draagvermogen ondergrond onder facing (C6).



Figuur 17: Verdeling laterale druk op nagel (a) en op grond en nagel (b) behorend bij bezwijkmechanisme C4



3.3 Veiligheidsfilosofie

In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op de veiligheidsfilosofie voor het ontwerp van de Dijkvernageling.

3.3.1 Faalkansruimte constructief versterkte waterkering

Het uitgangspunt voor een met constructieve elementen versterkte waterkering is dat voor de totale constructie eenzelfde faalkansruimte beschikbaar is als voor een klassieke gronddijk. Dit houdt in dat dezelfde veiligheid tegen macro-instabiliteit wordt vereist.

De faalkans ($P_{f, \text{toel}, \text{jaar}}$) en de bijbehorende betrouwbaarheidsindex $\beta_{\text{vereist}; \text{jaar}}$ voor grond dijken kunnen vastgesteld worden conform de vigerende Leidraad Rivieren² (LR) op basis van de normfrequentie en de lengte van de dijk.

Voor het mechanisme macro- instabiliteit wordt de faalkans per jaar, op basis van de levensduurfactor f_N , omgerekend naar de faalkans gedurende het leven ($P_{f, \text{toel}, \text{leven}}$). De hiermee corresponderende vereiste betrouwbaarheidsindex $\beta_{\text{vereist}; \text{leven}}$ wordt bepaald en geldt als topeis voor de totale constructie in de waterkering.

In de Leidraad Kunstwerken wordt voor de vertaling van kans per jaar naar kans voor levensduur een waarde van $f_N = 10$ aanbevolen oftewel: $P_{f, \text{toel}, \text{leven}} = 10 \times P_{f, \text{toel}, \text{jaar}}$

In de richtlijn "Ontwerp- en uitvoeringsaspecten 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken KIS ; d.d 2013" [ref. (5)] geldt voor de constructief versterkte waterkering als top-eis een vereiste maximale jaarlijkse overschrijdingskans van $P_{f, \text{toel}; \text{jaar}} = 8,6 \cdot 10^{-7}$ met corresponderende betrouwbaarheidsindex: $\beta_{\text{vereist}; \text{jaar}} = 4,78$. De jaarlijkse faalkans kan worden omgerekend tot levensduur faalkans $P_{f, \text{toel}; \text{leven}} = 8,6 \cdot 10^{-6}$. De hierbij corresponderende betrouwbaarheidsindex bedraagt: $\beta_{\text{vereist}; \text{leven}} = 4,3$.

3.3.2 Faalkans verdeling constructief versterkte waterkering

Uitgaande van de topeis $\beta_{\text{vereist}; \text{leven}}$ voor de totale constructie in de waterkering kan naar beneden toe in de foutenboom een erbij passende verdeling van de ruimte over de verschillende mechanismen worden gezocht.

3.3.3 Normen en richtlijnen

In het kader van de Europese eenwording en onderlinge aansluiting van de verschillende ontwerpmethoden van de verschillende EU-lidstaten is in 2005 de Eurocode 7 (NEN-EN 1997-1) uitgebracht, waarin de algemene bepalingen voor het geotechnisch ontwerp zijn opgenomen. In Nederland gelden daarbij de Nationale bijlage NEN-EN1997-1/NB en de Aanvullende bepalingen NEN 9097-1 die samen met NEN-EN1997-1 (algemene regels) als één norm NEN-EN 9997-1 zijn samengevoegd [ref. (6)].

De volgende normen en richtlijnen zijn geldig voor het geotechnische en constructieve ontwerp van Dijkvernageling:

Ref.	Norm	Beschrijving	Datum
[ref. (7)]	NEN-EN 1990	Grondslagen voor het constructief ontwerp (Eurocode 0)	2002
[ref. (6)]	NEN-EN 9997-1	Geotechnisch ontwerp van constructies - Samenstelling van NEN-EN 1997-1, NEN-EN 1997/NB Nationale bijlage en NEN 9097-1 Aanvullingsnorm bij NEN-EN 1997-1 (Eurocode 7-1)	2011
[ref. (8)]	NEN-EN 1997-2	Geotechnisch ontwerp deel 2: Grondonderzoek en beproeving (Eurocode 7-2)	2007
[ref. (9)]	NEN 3650-1	Eisen voor buisleidingsystemen, deel 1: Algemeen, Katem 4: Bijlage C	2003
[ref. (10)]	TRWG 2001	Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies TAW/ENW	2001
[ref. (11)]	TRWD 2004	Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken TAW/ENW	2004
[ref. (5)]	Deltares rapport [4]	Ontwerp- en uitvoeringsaspecten 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken KIS	2013
[ref. (12)]	Deltares rapport [5]	Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen	2013
[ref. (2)]	CUR 219	INSIDE Innovatieve dijkversterking	2007
[ref. (4)]	CUR 166	Damwandconstructies, 4 ^e druk	2005



3.4 Ontwerpfilosofie Dijkvernageling

De veiligheidsfilosofie voor het ontwerpen van Dijkvernageling is opgenomen in de richtlijn “Ontwerp- en uitvoeringsaspecten ‘niet bewezen’ constructieve dijkversterkingstechnieken KIS; d.d. 2013” [ref. (5)] en het CUR-rapport “CUR 219 INSIDE Innovatieve dijkversterking” [ref. (2)].

Uitgangspunt bij een constructief versterkte dijk is dat deze zowel moet voldoen aan de globale veiligheid tegen geotechnisch bezwijken (van de constructief versterkte dijk) als aan de veiligheid tegen bezwijken van de constructieve elementen. De minimaal vereiste stabiliteitsnorm in de uiterste grenstoestand (UGT), waaraan de waterkering wat betreft de globale veiligheid tegen geotechnisch bezwijken moet voldoen, volgt uit eis (2.2). De minimaal vereiste stabiliteitsnorm tegen bezwijken van de constructieve elementen moet voldoen aan eis (2.3). Voor beide volgt respectievelijk:

$$\gamma_g = \gamma_s \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{b;g} \cdot \gamma_{d;g} \quad (2.2)$$

$$\gamma_i = \gamma_s \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{b;i} \cdot \gamma_{d;i} \quad (2.3)$$

waarbij geldt:

- γ_g vereiste stabiliteitsnorm globaal geotechnisch bezwijken [-]
- γ_i vereiste stabiliteitsnorm bezwijken constructieve elementen [-]
- γ_s opschaalfactor (alleen voor EEM analyses teneinde de sterkteparameters voor een phi-c reductie te kunnen opschalen om numerieke onbalans te kunnen voorkomen) [-]
- γ_n schadefactor, betreft de factor die in combinatie met de materiaalfactoren γ_m de verhoogde betrouwbaarheidsindex (t.o.v. de referentiewaarde) in rekening brengt [-]
- $\gamma_{b;g}$ schematiseringsfactor, betreft de factor die onzekerheden in de bodemopbouw en waterspanningen verdisconteert [-]
- $\gamma_{d;g}$ modelfactor, betreft de factor die verband houdt met het gebruikte rekenmodel [-]
- $\gamma_{b;i}$ schematiseringsfactor bij bezwijken constructieve elementen [-]
- $\gamma_{d;i}$ modelfactor bij bezwijken constructieve elementen [-]

Vanuit de topeis (macro-instabiliteit binnenwaarts constructief versterkte waterkering) dient een onderscheid gemaakt te worden tussen:

- geotechnisch bezwijken: macrostabiliteit met glijcirkels buiten de vernageling (G1);
- constructief bezwijken: bezwijkmechanismen sterkte en slipcriterium vernageling (C1 t/m C6), in een situatie van een glijcirkel door de vernageling heen.

Het mechanisme G2, ‘glijcirkel door de vernageling heen’ wordt analytisch berekend op basis van constructief bezwijken van de vernageling. In de analyse van G2 worden de partiële factoren op de sterkte en trekdraagkracht van de vernageling impliciet in de ontwerpberoekeningen meegenomen op basis van de constructieve faalmechanismen.

3.4.1 Verdeling faalkansen

In het rapport CUR 219 [ref. (2)] zijn een aantal voorbeelden gegeven van een kansverdeling, op basis van een verdeling naar 25% geotechnisch bezwijken en 75% constructief bezwijken. Bij de verdeling van faalkansen is een technische / economische optimalisatie in het ontwerp mogelijk door een andere faalkansverdeling te kiezen. Een optimale faalkansverdeling is bereikt wanneer de dominante grenstoestanden de grootste faalkansruimte toegewezen krijgen, zodat de versterkte dijk niet op één grenstoestand bezwijkt ruim voordat andere grenstoestanden in de buurt van bezwijken komen.

3.4.2 Partiële factoren analytisch ontwerpmodel

In dit hoofdstuk worden de partiële factoren voor het ontwerpmodel bij het project “Dijkvernageling Vianen” nader uitgewerkt.

Als uitgangspunt voor het ontwerp van de Dijkvernageling voor de lekdijk in Vianen is een optimale verdeling van 25-75% aangehouden. Bij de verdeling 25%-75% volgt conform bijlage A van “Ontwerp- en



uitvoeringsaspecten 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken KIS" [ref. (5)] voor de vereiste veiligheidsfactoren van de glijcirkels:

- glijcirkels in G1 zonder vernageling, toedeling 0%: $FS = \gamma_g = 1,17$;
- glijcirkels in G1 (buiten vernageling) met toedeling 25%: $FS = \gamma_g = 1,22$;
- glijcirkels in G2 (door vernageling heen) met toedeling 75%: $FS = \gamma_g = 1,18$.

Bij de benodigde veiligheid in mechanisme G2 is in het DO-ontwerp [ref. (3)] een additionele partiële veiligheidsfactor $\gamma_{d,no} = 1,10$ vereist conform paragraaf 2.4.3.1 van Ontwerp- en uitvoeringsaspecten 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken KIS [ref. (5)]. Deze veiligheidsfactor wordt toegepast op de momenten en de krachten in de nagels.

De partiële factoren behorende bij de faalkansverdelingen zijn samengevat in tabel 2.2 t/m 2.7.

Tabel 2.2 **Materiaalfactoren grondparameters bij glijcirkelanalyses conform Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen [ref. (12)]**

Materiaalfactor	Symbool	Waarde	Toelichting
volumegewicht	$\gamma_{m,\gamma}$	1,00	
cohesie	$\gamma_{m,c}$	1,25	
hoek inv. wrijving	$\gamma_{m,\phi}$	1,15	voor veen
hoek inv. wrijving	$\gamma_{m,\phi}$	1,10	voor zand en klei

Tabel 2.3 **G1: Macro-instabiliteit glijcirkel buiten invloed nagels**

Factor	Symbool	Waarde	Toelichting
opschaalfactor	γ_s	1,00	voor analytische berekeningen
schadefactor	γ_n	1,22	bij toedeling 25% conform bijlage A van [ref. (5)]
schematiseringsfactor	$\gamma_{b,g}$	1,00	profiel volgens LOR2 conform par. 3.4.4 van [ref. (12)]
modelfactor	$\gamma_{d,g}$	1,00	voor toets opdrijven van de grondlagen onder de sloot geldt daarbij $c=\phi=0$ conform par. 3.4.1 van [ref. (12)]
totaal	γ_g	1,22	vereiste stabiliteitsnorm globaal geotechnisch bezwijken

Tabel 2.4 **G2: Macro-instabiliteit glijcirkel door de nagels**

Factor	Symbool	Waarde	Toelichting
opschaalfactor	γ_s	1,00	voor analytische berekeningen
schadefactor	γ_n	1,18	bij toedeling 75% conform bijlage A van [ref. (5)]
schematiseringsfactor	$\gamma_{b,g}$	1,00	profiel volgens LOR2 conform par. 3.4.4 van [ref. (12)]
modelfactor	$\gamma_{d,g}$	1,00	voor toets opdrijven van de grondlagen onder de sloot geldt daarbij $c=\phi=0$ conform par. 3.4.1 van [ref. (12)]
totaal	γ_g	1,18	vereiste stabiliteitsnorm globaal geotechnisch bezwijken

Tabel 2.5 **C1: Slip nagel (trekdraagvermogen)**

Materiaalfactor	Symbool	Waarde	Toelichting
belasting op grout	$\gamma_{f,grout}$	1,10	conform par. 6.2.4 [ref. (12)] en par. 3.3.9 van CUR 166 [ref.(4)]
slipcriterium (schacht)	γ_a	1,35	conform par. 6.2.4 [ref. (12)] en tabel A.12 van NEN 9997-1 indien geen controleproeven [ref. (6)]
additionele modelfactor	$\gamma_{d,no}$	1,10	conform par. 2.4.3.1 van [ref. (5)] voor 'niet bewezen technieken'
ksi-factor	ξ_{sa}	1,13	conform par. 6.2.4 [ref. (12)] en tabel 7.1 van CUR 166 [ref.(4)] en tabel 8.a van NEN 9997-1 [ref. (6)]
totaal (voor $\beta \geq 4,3$)	γ_{qs}	1,85	vereiste factor op de schachtweerstand $q_s = q_c \cdot \alpha$



Tabel 2.6 C2 + C6: Grondbreuk nagel, facing (lateraal draagvermogen)

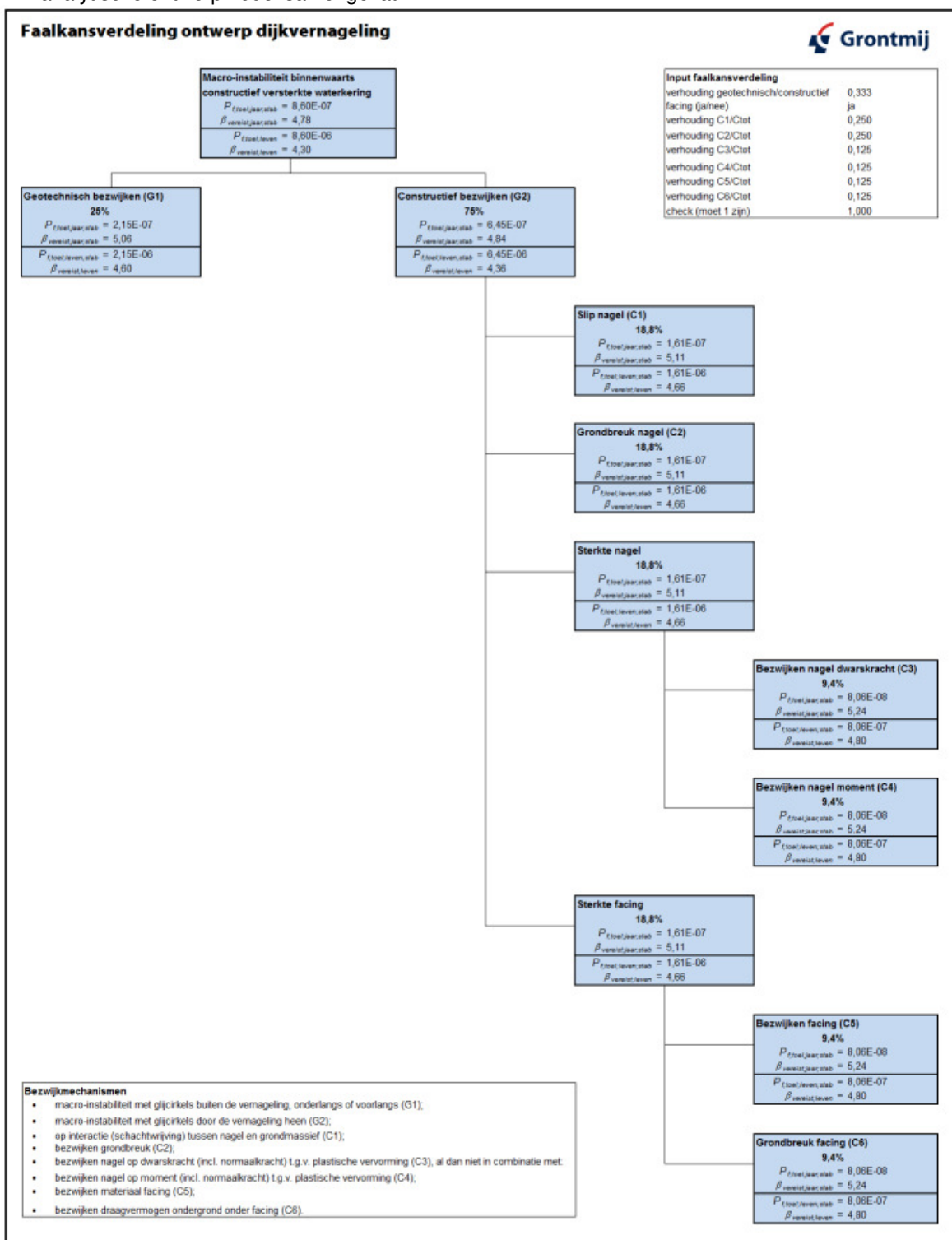
Materiaalfactor	Symbool	Waarde	Toelichting
ongedr. schuifsterkte	γ_{cu}	1,35	conform par. 6.2.4 van [ref. (12)] en tabel A.4a van NEN 9997-1 (fundering op staal) [ref. (6)]
additionele modelfactor	$\gamma_{d,no}$	1,10	conform par. 2.4.3.1 van [ref. (5)] voor 'niet bewezen technieken'
totaal (voor $\beta \geq 4,3$)	γ_{pu}	1,49	vereiste factor op de draagkracht nagel en facing

Tabel 2.7 C3 + C4 + C5: Bezwijken nagel, facing (dwars + trek / moment + trek)

Materiaalfactor	Symbool	Waarde	Toelichting
belasting op staaf	$\gamma_{f,staaf}$	1,25	conform par. 6.2.4 van [ref. (12)] en par. 3.3.9 van CUR 166 [ref.(4)]
belasting op plaat	$\gamma_{f,plaat}$	1,25	conform par. 6.2.4 van [ref. (12)] en par. 3.3.9 van CUR 166 [ref.(4)]
additionele modelfactor	$\gamma_{d,no}$	1,10	conform par. 2.4.3.1 van [ref. (5)] voor 'niet bewezen technieken'
vloei staal	γ_y	1,00	conform par. 6.2.4 van [ref. (12)] en tabel A.12 van NEN 9997-1
breuk staaf	γ_{br}	1,50	glasvezel [ref. (6)]
totaal (voor $\beta \geq 4,3$)	γ_{sp}	1,38	vereiste factor op de sterkte staaf en facing (op ontwerpsterkte)



In onderstaande figuur is de verdeling van faalkansen en de bijbehorende partiële factoren voor het analytische ontwerpmodel samengevat:



Figuur 18: Faalkansverdeling ontwerp Dijkvernageling [ref. (3)]



3.4.3 Partiële factoren numeriek validatiemodel (PLAXIS)

Aanvullend op de met de analytische rekenmodellen (TALREN, D-Geo Stability) uitgevoerde ontwerpberekeningen wordt een numerieke analyse van de vernagelde doorsnede uitgevoerd met behulp van het EEM-computerprogramma PLAXIS 2D om te toetsen of de juiste bezwijkmechanismen in het analytische model (TALREN) juist zijn. Er wordt met PLAXIS niet getoetst op de vereiste stabiliteitsfactor. Wel wordt gecontroleerd of het berekende glijvlak uit PLAXIS overeenkomt met het cirkelvormige glijvlak uit TALREN. Tevens wordt gekeken in hoeverre de TALREN stabiliteitsfactor overeenkomt met PLAXIS 2D. De stabiliteitsfactor wordt uit PLAXIS gekregen met behulp van een 'safety-analyse'. In deze berekeningsfase worden sterkteparameters c' en ϕ' verlaagd totdat bezwijken optreedt. De waarde waarmee c' en ϕ' kan worden verlaagd komt overeen met de stabiliteitsfactor. Om te oordelen of 3D – effecten veilig in Plaxis 2D zijn gemodelleerd, zijn aanvullende Plaxis 3D-analyses uitgevoerd. De aanvullende 3D-analyses laten een goede overeenkomst zien met 2D-analyses. Dit houdt in dat de 3D-effecten voldoende en veilig zijn verdisconteerd in de Plaxis 2D-sommen.

De safety-analyse wordt uitgevoerd met opgeschaalde associatieve rekenwaarden van de schuifsterkteparameters. Het opschalen van de parameters wordt toegepast om numerieke onbalans tijdens het wisselen van parameterset te voorkomen. Voor de opschaaftfactor kan $\gamma_s = 1,5$ aangehouden worden, conform paragraaf 2.3.1 uit de Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen [ref. (12)]. De stabiliteitsfactoren uit tabel 2.3 en 2.4 worden daardoor ook verhoogd met de opschaaftfactor:

- glijcirkels in G1 (buiten vernageling): $FS = \square g = 1,22 \cdot 1,50 = 1,83$;
- glijcirkels in G2 (door vernageling heen): $FS = \square g = 1,18 \cdot 1,50 = 1,77$.

3.5 Toetsregels

De in paragraaf 3.2.2 genoemde bezwijkmechanismen dienen allemaal getoetst te worden. De toetsing dient uitgevoerd te worden op basis van de optredende krachten incl. de partiële factoren conform CUR 219 [ref. (2)] en de richtlijnen "Ontwerp- en uitvoeringsaspecten 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken KIS" [ref. (5)] en "Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen" [ref. (12)].

Alle relevante toetsingen voor het project "Dijkvernageling Lekdijk Vianen" zijn uitgevoerd en gedocumenteerd in het definitieve ontwerp document van Grontmij/W&B [ref. (3)].

3.6 Evaluatie ontwerp

In het definitieve ontwerp (DO) van de Dijkvernageling Lekdijk Vianen is gekozen om zo groot mogelijk stramien van de nagels in combinatie met facing toe te passen.

Tevens is voor het dimensioneren van de nagels uitgegaan van een schachtswrijvingsfactor van 1,6 % voor het bepalen van de geotechnische houdkracht van de nagels. Dit uitgangspunt is voorafgaande aan de productie van de Dijkvernageling middels bezwijkproeven geverifieerd. Hierbij is onderscheid tussen de grondlagen in de actieve en de passieve zone gemaakt en zijn separaat beproefd. De resultaten zijn gedocumenteerd in het document van Volker Staal en Funderingen : documentnr. W13-043-B001 Verwerking bezwijkproeven; d.d. 4-08-2015.

De conclusie uit de bezwijkproeven is dat de in het ontwerp aangehouden ontwerpparameter voor de draagkracht van de nagels gerechtvaardigd en voldoende onderbouwd is middels de proeven. De achteraf uitgevoerde controleproeven op de productienagels hebben ook deze conclusie onderschreven.

Voor de controleproeven is de draagkracht van de hele nagel aangehouden als testbelasting voor de helft van de testnagels. Voor de andere helft is uitsluitend het deel van de nagel in de passieve zone beproefd. Hierbij is de draagkracht van de prop in de passieve zone aangehouden als testkracht.

In de vigerende richtlijnen voor micropalen is een (conservatieve) ondergrenswaarde voor de schachtswrijvingsfactor van de micropalen aangegeven waarbij de palen niet hoeven getest te worden. In principe geldt deze ondergrenswaarde ook voor de nagels. De ervaring leert dat uitvoering van



bezwijkproeven vooraf en controleproeven op productiepalen/nagels tot een significante optimalisatie van de nagels leidt.

3.7 Toepassingsgebied

Toepassing van de nagels is sterk afhankelijk van locale en projectgebonden specificaties, te weten:

- De benodigde stabiliteitsverbetering.
- Geotechnische condities en de krachten in de nagels. In Veengronden kan geen wrijving langs de nagels ontwikkeld worden.
- Fysieke aanwezige ruimte
- Afspraken met de bewoners en eigenaren van panden wanneer de nagels hun panden komen.

3.8 Beheer en onderhoud

Beheer en onderhoud van een dijk die versterkte is met nagels kunnen in hoofdlijnen op dezelfde manier als in de oude situatie. Onderhoud aan de nagels zelf is niet nodig.

3.9 Veiligheidstoetsing

Volgens het rapport CUR 219 [ref. (2)] mag de versterkte dijk in Vianen getoetst worden als een dijk met verbeterde grondeigenschappen. Ten behoeve van het beoordelen van het waterkerend vermogen van de versterkte dijk in Vianen in de toekomst zijn de relevante gegevens van de dijk en de nagels en geldende uitgangspunten en randvoorwaarden voor het ontwerp in de verstrekte ontwerpdocumenten aan het Waterschap Rivierenland (WSRL) vastgelegd.

De vernageling van de dijk in Vianen is gericht op de verbetering van de macrostabiliteit binnenwaarts. In dit kader is de vernageling alleen van invloed op de macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) en geen invloed bij de toetsing van de volgende mechanismen:

- Piping en Heave
- Microstabiliteit (STMI)
- Macrostabiliteit buitendijs

Voor de toetsing van deze mechanismen wordt verwezen naar katern 5 van het VTV (Voorschrift Toetsen op Veiligheid).

Voor het beoordelen van de dijk dient er rekening te worden met de volgende aandachtspunten:

- De benodigde beoordeling van de sterkte van de nagels moet altijd in samenhang met de beoordeling van de stabiliteit van de dijk (STBI).
- Een kwalitatieve score kan toegekend worden aan de nagels c.q. de dijk zonder extra berekening wanneer aan de volgende criteria wordt voldaan:
 1. De toetsrandvoorwaarden zijn niet ongunstiger dan de ontwerprandvoorwaarden.
 2. De dijk verkeert in goede conditie.
 3. Het gebruik vindt plaats binnen de in het beheerplan vastgelegde gebruikspecificaties.
- De levensduur van de nagels is 100 jaar (duur van de planperiode).

Binnen het INSIDE-project is met de ontwerpmethode ingestemd. Deze instemming kan aangevoerd worden als rechtvaardiging van de gehanteerde ontwerpmethode waarop vervolgens geen toets op ontwerpmethode nodig is.

4 UITVOERING

4.1 Werkmethoden en bevindingen

4.1.1 Aanbrengen productienagels

Het aanbrengen van de nagels verloopt via de volgende hoofdstappen:

- Uitzetten nagelpositie
- Positionering ankerboormachine
- Positionering boorbuis bij piket en inboren over ca 0,25 meter
- Stellen juiste boorhoek
- Inboren boorbuis tot gewenste diepte
- Boorbuis loskoppelen
- Boorbuis testen op aanwezigheid grond of water
- Inbrengen nagel
- Bij geassembleerde nagels, tylenebuis afvullen met water tegen opdrijven
- Boorbuis vullen met grout door groutslang
- Boorbuis trekken
- Positie groutslang controleren tijdens trekken
- Boorbuis van onderuit vullen met grout door groutslang
- Na trekken nagel tot 1,5 meter achter maaiveld uitspoelen.
- Glasvezelstrips uiteen buigen.

In het geval van Dijkvernageling Vianen bleek het niet noodzakelijk te zijn om buitenom te spoelen tijdens het inboren van de boorbuis. Hierdoor kwam er geen retourspoeling aan maaiveld. Vervuiling van de sloot met retourspoeling is dan ook niet voorgekomen.



Figuur 19: Aanzicht ingeboorde boorbuis

De ingeboorde boorbuis wordt gepeild om intrede van water of grond te ondervangen.



Om meekomen van de nagel tijdens het trekken van de boorbuis te voorkomen, wordt het nagelement aan de onderzijde voorzien van een fixatie. De tanden van de fixatie haken in het boorgat en houden het nagelement op de juiste positie. Als extra fixatie wordt de nagel door de groutslang van onderuit gevuld met grout.



Figuur 20: Fixatie nagelement

Aangezien het nagelement tot ongeveer 18 meter verdiept in de boorbuis aangebracht wordt, wordt de groutslang voorafgaand aan plaatsen opgelengd.

Het materiaal glasvezel was zeer gebruiksvriendelijk. Het is erg licht en daarmee zonder hulpkraan te tillen en/of aan te brengen in de boorbuis. Alle nagelementen worden in de fabriek samengesteld en (in het geval van Dijkvernageling Vianen) op 1 transport aangevoerd.

Het materiaal is gedurende de opslag vrij gevoelig voor schade. Tevens is het gevoelig voor UV licht. Langdurige blootstelling aan zonlicht (langer dan enkele dagen) dient vermeden te worden door het materiaal bijvoorbeeld af te dekken met een zeil of doek. Dit is enkel van toepassing tijdens het aanbrengen aangezien gedurende de gebruiksfase de nagels volledig onder het maaiveld wegvallen.



Figuur 21: Alle nagelementen op 1 transport



Om het plaatsen van de facing en de spanplaten te bespoedigen wordt de bovenste 1,5 meter van de nagel uitgespoeld. Hierna worden de glasvezelstrips over deze 1,5 meter licht naar buiten gebogen, zodat de positie van de strips overeenkomt met de sparingen in de spanplaten



Figuur 22: Voorziening tbv uitbuigen glasvezelstrips

4.1.2 Aanbrengen kopconstructie en afspannen productienagels

Het aanbrengen van de kopconstructie en het afspannen van de nagel verloopt via de volgende hoofdstappen:

- Vrijgraven nagelkop
- Nagelkop ontdoen van groutresten
- Tyleen groutslang in het boorgat steken.
- De betonnen facing aanbrengen
- De spanplaat en de wiggen aanbrengen
- De nagel afspannen
- De glasvezelstrips op 8 cm voorbij de wig afzagen
- Aanvullen van de gegraven sparing tot aan bovenzijde facing
- Navullen boorgat totdat grout bovenlangs de facing loopt
- Groutslang afzagen ter hoogte van bovenkant facing



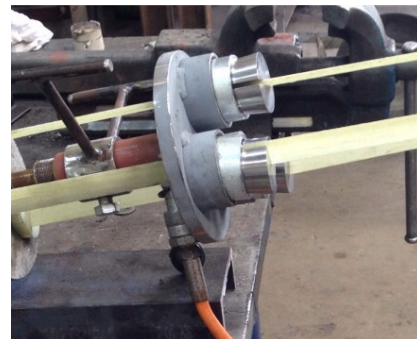
Figuur 23: Aanbrengen kopconstructie

Voor het navullen van het boorgat en voor het creëren van een vlakke aansluiting tussen maaiveld en facing, werd het boorgat en de ruimte achter de facing afgevuld met grout. Hiervoor wordt een reststuk tylene groutslang in het boorgat gestoken voordat de facing aangebracht werd. Deze slang loopt na het plaatsen van de facing achter de facing omhoog. Na het afspannen van het anker wordt de gegraven inkassing gedeeltelijk weer aangevuld om het gat af te sluiten. Hierna wordt grout in de tylene groutslang gepompt totdat de grout aan de bovenzijde achter de facing uitloopt.

Voor het afspannen van de productienagels is een aangepaste vijzel gemaakt die opgehangen kan worden aan de facing.



Figuur 24: Vijzel tbv afspannen nagelelementen



4.2 Kentallen

4.2.1 Aanbrengen productienagels

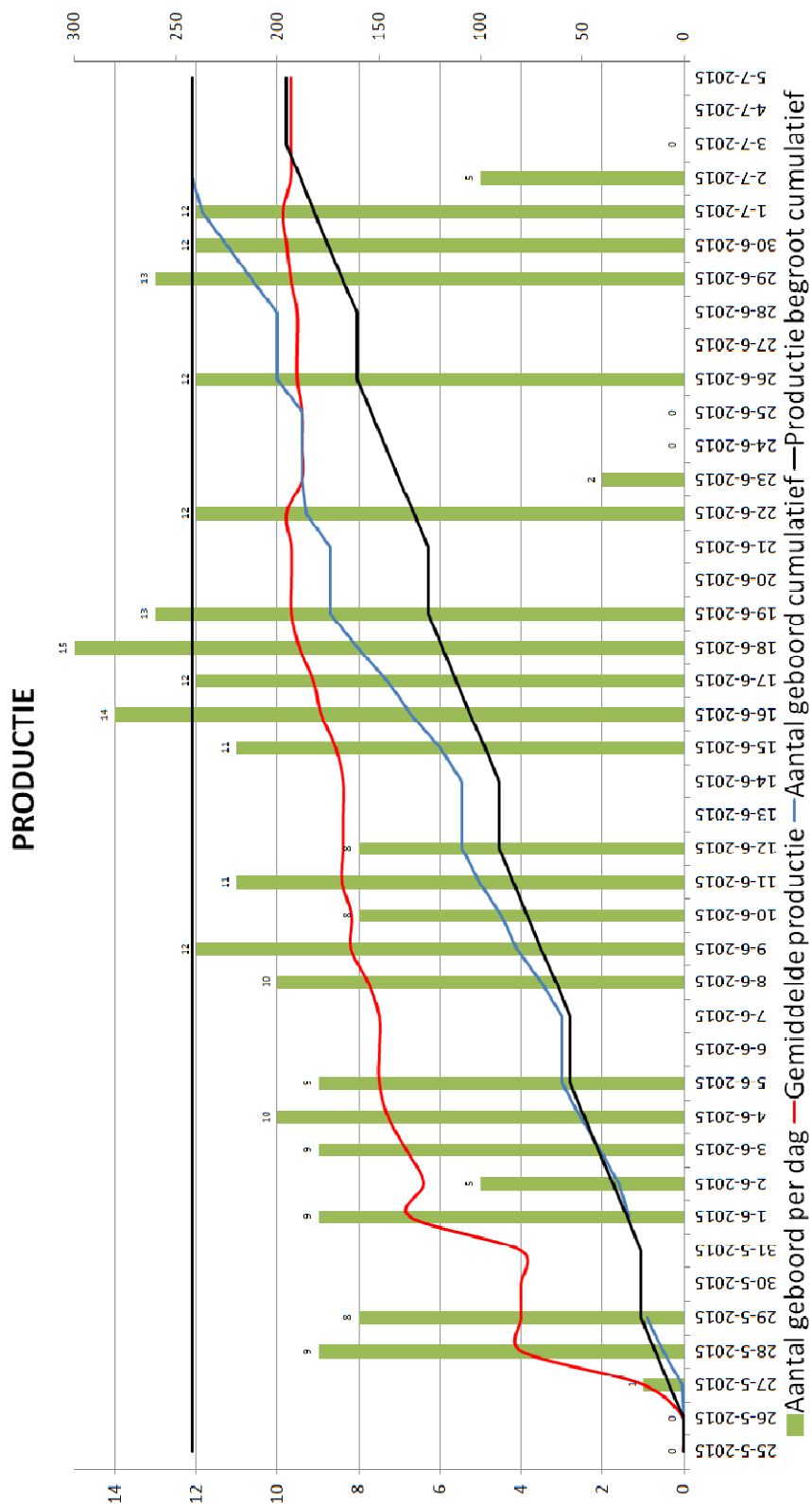
Het aanbrengen van de nagels is boven verwachting goed verlopen.

Gemiddelde eenheidsgetallen (uitgaande van boorlengte 19m1):

- Overall dagproductie: 9 st/d = 169 m1/d (Gewogen gemiddelde over elke werkdag)
- Gemiddelde dagproductie: 10 st/d = 191 m1/d (gewogen gemiddelde over reguliere werkdagen)
- Zuivere dagproductie: 11 st/d = 207 m1/d (gewogen gemiddelde productiedagen, excl. Stagnatie en opstarten)



Figuur 25: Dagproducties





4.2.2 Aanbrengen kopconstructie en afspannen productienagels

Het plaatsen van de kopconstructies en het afspannen van de nagels verliep langzamer dan voorzien. Dit om dat het een vrij omslachtige klus was.

- Overall dagproductie: 9,5 st/d (Gewogen gemiddelde over elke werkdag)
- Gemiddelde dagproductie: 10 st/d (gewogen gemiddelde over reguliere werkdagen)



5 MONITORING EN BEPROEVING

5.1 Monitoring

Om de gevolgen van de uitvoering te kunnen bepalen en om uitgangspunten uit het voortraject te kunnen valideren, is er gedurende de uitvoering een uitgebreid monitoringsprotocol opgesteld en uitgevoerd.

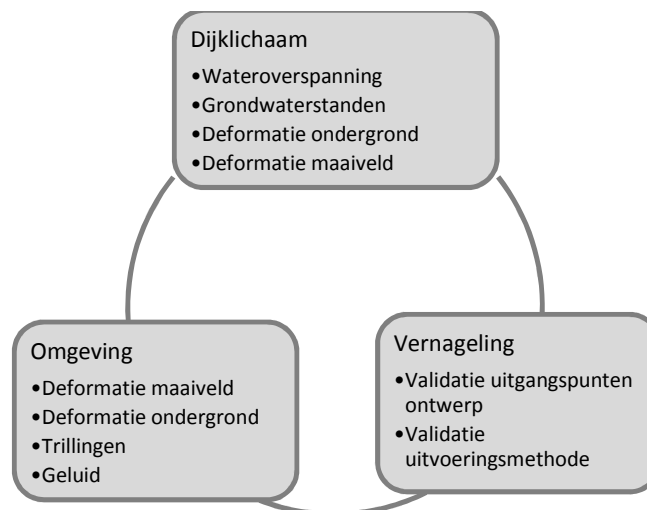
Doelstellingen monitoring:

- Validatie van de uitgangspunten van het ontwerp
- Validatie van de uitvoeringsmethode
- Beheersing uitvoeringsrisico's
- Verkrijgen positief ENW advies aangaande de toepassing van de techniek

Te monitoren onderdelen:

- Dijklichaam
- Dijkvernageling
- Omgeving

In verkorte vorm ziet het monitoringsschema er als volgt uit.



De onderdelen worden met verschillende meetsystemen gemonitord. De onderdelen overlappen elkaar gedeeltelijk, dus sommige metingen van bepaalde systemen zijn van toepassing voor meerdere monitoringsonderdelen. Samengevat worden de volgende meetsystemen ingezet:

- Waterspanningsmeters (automatisch, continu)
- Peilbuizen (automatisch, continu)
- Hellingmeetbuizen
- Contourmetingen
- Bezwijkproef
- Controleproef
- Trillingsmeting
- Geluidsmeting

In overleg met opdrachtgever is een gedeelte van de monitoring omgezet naar een automatische continue meting.



Na afloop van de uitvoering zijn de monitoringsgegevens overgedragen aan de engineering. Deze gebruikt de gegevens voor validatie van de aannames uit het voortraject en het ontwerp.

5.2 Monitoring Dijklichaam

Om de beïnvloeding van het aanbrengen van de Dijkvernageling op het dijklichaam te bepalen wordt het dijklichaam voor gedurende en na uitvoering gemonitord. Uitgangspunt is dat de dijk als gevolg van de uitvoering niet mag verzwakken. Hiervoor zullen zowel metingen in als buiten het tracé uitgevoerd worden.

Het monitoren van het gedrag van het dijklichaam bestaat uit het monitoren van de waterspanningen en de deformaties in het dijklichaam. Schematisch ziet dit er als volgt uit:

8.3.1 Wateroverspanning	• 8.3.1.1 Waterspanningsmeters • 8.3.1.2 Peilbuizen
8.3.2 Deformatie ondergrond	• 8.3.2.1 Hellingmeetbuizen
8.3.3 Deformatie maaiveld	• 8.3.3.1 Contourmetingen

Voor een complete beschouwing van alle gemonitoorde onderdelen, de gemeten waardes en de beoordeling van deze waardes, zie bijlage 1 [ref. (13)]

5.3 Monitoring Vernageling

Uit het Monitoringsplan en uit de CUR volgde dat er diverse nagels onderworpen moesten worden aan beproevingen.

8.4.1 Validatie ontwerp	• 8.4.1.1 Bezwijkproef
8.4.2 Validatie uitvoeringsmethode	• 8.4.2.1 Controleproef



5.3.1 Bezwijkproeven

Voor het complete rapport aangaande de bezwijkproeven zie bijlage 2 [ref. (14)]

Ten behoeven van de validatie van de uitgangspunten van het ontwerp, diende er voorafgaand aan de start van de uitvoerende werkzaamheden een aantal extra aangebrachte nagels beproefd te worden. De validatie betrof met name de factor "schachtwrijvingsfactor". Deze was in het ontwerp gesteld op 1,6%

De testnagels dienden beproefd te worden tot geotechnisch bezwijken. Een nagel is geotechnisch bezwiken als de kruip binnen een bepaalde periode groter is dan de toegestane 2mm. Conform de CUR dienen de onderstaande perioden aangehouden te worden:

Table A.1 — Loading sequence for investigation test (Method 1)

Cycle	Maximum load	Minimum observation period at maximum load (min)	
		Non-cohesive soil and rock	Cohesive soil
1	0,40 P_p	15	15
2	0,55 P_p	15	15
3	0,70 P_p	30	60
4	0,80 P_p	30	60
5	0,90 P_p	30	60
6	1,00 P_p	60	180

Bij een normale bezwijkprocedure zou de belasting telkens opgevoerd worden totdat de gemeten kruip groter is dan de toegestane 2mm. In dit geval was dat echter niet haalbaar omdat de maximale periode in cohesieve ondergrond 180 minuten per stap duurt. Een reguliere test tot 100% van de belasting duurt in cohesieve grond al 6,5 uur. Bij het opvoeren van de belasting zou een test dermate lang duren dat deze niet meer goed uit te voeren is. Daarom is vooraf bepaald dat de nagels tot 125% van de belasting getest zouden worden conform het onderstaande schema:

Final sequence 1,00 P_0 = **65kN** zie bijlage 2 [ref. (14)]

- Kruip wordt bepaald op $t_1=90$ min en $t_2=180$ min

Daarna wordt de belasting opgevoerd tot 1,25 P_0 = **81,25 kN**

- Indien Kruip $t_1=90$ min en $t_2=180$ min $\leq$ 2,0 mm: nagel is niet bezwiken
- Indien Kruip $t_1=90$ min en $t_2=180$ min $>$ 2,0 mm: nagel is bezwiken

Indien bij de 125% (=1,25 P) stap de nagel niet bezwiken is, dan wordt de test niet verder door gezet.

Na het beproeven van nagels 1, 2, 3, 6 bleek dat de 125% stap relatief eenvoudig haalbaar was. Bij de resterende nagels is de laatste belastingstap verhoogd van 125% naar 150%.

Het schema werd daarmee:

Final sequence 1,00 P_0 = **65kN**:

- Kruip wordt bepaald op $t_1=90$ min en $t_2=180$ min

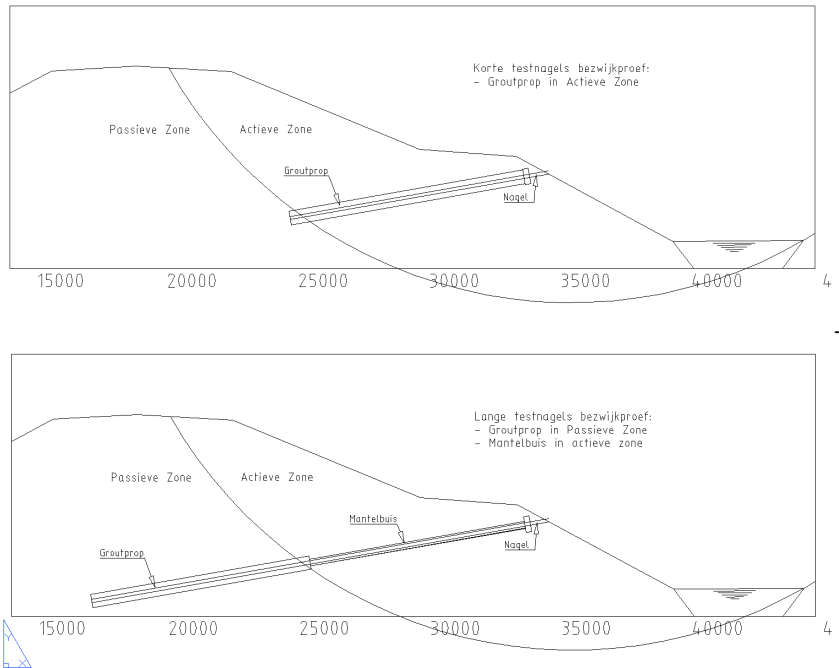
Daarna wordt de belasting opgevoerd tot 1,50 P_0 = **97.50 kN**

- Indien Kruip $t_1=90$ min en $t_2=180$ min $\leq$ 2,0 mm: nagel is niet bezwiken
- Indien Kruip $t_1=90$ min en $t_2=180$ min $>$ 2,0 mm: nagel is bezwiken

Om duidelijkheid te scheppen in het verloop van de krachtsopname in de actieve en passieve zones zijn de testnagels zodanig geassembleerd dat enkele groutproppen van de testnagels enkel in de actieve zone aangrepen en enkele groutproppen enkel in de passieve zone. In het totaal zouden er 3 nagels in de actieve zone en 3 nagels in de passieve zone aangebracht moeten worden, maar aangezien een van

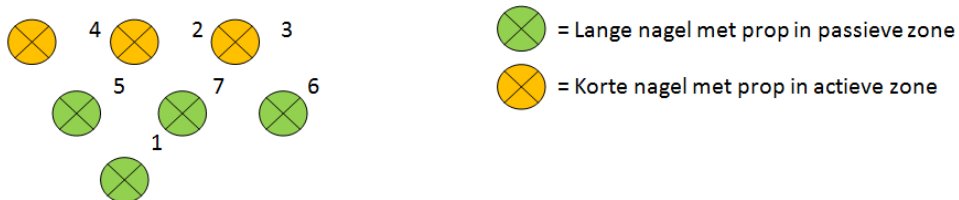


de nagels bij terugtrekken van de boorbuis mee omhoog kwam zijn er uiteindelijk respectievelijk 3+4 nagels aangebracht.



Figuur 26: Configuratie korte en lange testnagels tbv bezwijkproeven

Een ander onderscheid was dat de nagels verdeeld moesten worden over de 3 verschillende niveaus zodat invloeden van de ondergrond ook bepaald konden worden.



Onderstaand worden de resultaten weergegeven van de kruip van de nagels bij de maximale testbelastingen. Hieruit kan worden opgemaakt dat alle nagels met uitzondering van nagel 4 de belastingen van 125% en 150% op konden nemen.

- Hierbij moet worden opgemerkt dat nagel 5 tot 2 meter mee is gekomen bij het trekken van de boorbuis. Nagel 5 was dus gedurende het testen 2 meter korter dan de ontwerpplengte.
- Hierbij moet tevens worden opgemerkt dat de resultaten dermate ver uit elkaar lopen dat er geen eenduidig beeld over overcapaciteit te schetsen is.



Nagelnr	Belasting [%]	kruip [mm]	Type
1	125	0,349	Lang / passief
2	125	0,115	Kort / actief
3	125	0,510	Kort / actief
4	150	bezweken	bezweken
5	150	1,218	Lang / passief
6	125	0,588	Lang / passief
7	150	1,562	Lang / passief

De bovenstaande resultaten zijn overgedragen aan de engineering. Deze heeft de bijbehorende schachtwrijvingsfactor vergeleken met de in de berekening aangenomen schachtwrijvingsfactor van 1.6%.

- Schachtwrijving korte/actieve nagels: 0.9%
- Schachtwrijving lange/passieve nagels: 1,82%

De schachtwrijvingsfactor van de lange/passieve nagels voldoet ruimschoots.

De schachtwrijvingsfactor van de korte/actieve nagels voldoet niet. Dit wordt verklaard door de marginale gronddekking van 1,5 – 2,5 meter (een gronddekking van 4,5 is eigenlijk minimaal). Daarnaast wordt in de berekening de gemobiliseerde kracht in het actieve gedeelte niet ontleend aan de schachtwrijving langs de nagel maar aan de toegepaste facing. Dit uitgangspunt wordt tevens gecontroleerd middels controleproeven (zie 5.3.2).

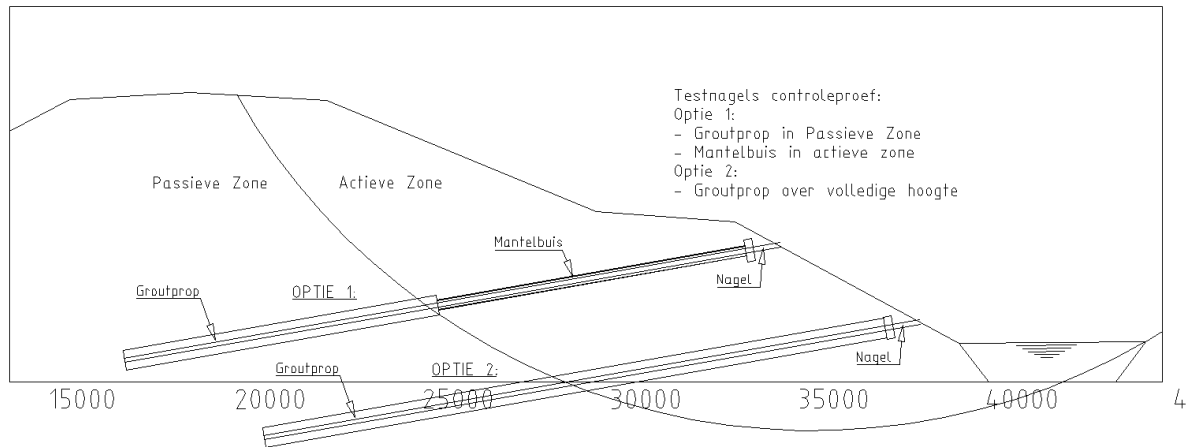
Hierbij is het belangrijk om in ogenschouw te nemen dat de krachtsintreding in de nagel in het actieve gedeelte bij het uitvoeren van een proef tegengesteld werkt aan de krachtsintreding in de nagel bij een normale belasting door hoog water. In een normale situatie van een belasting door hoog water wordt de kracht uitgeoefend door de ondergrond op de nagel. Bij een proef wordt de kracht door de nagel uitgeoefend op de ondergrond. In het laatste geval wordt de houdkracht van de nagel mede bepaald door de dekking op de nagel. In het eerste geval is de dekking niet van belang.

5.3.2 Controleproeven

Voor het complete rapport aangaande de controleproeven zie bijlage 3 [ref. (15)]

Ten behoeven van de validatie van de uitvoering, diende 3% van de productienagels beproefd te worden. De validatie betrof met name de factor "houdkracht". In de praktijk kwam dit neer op 10 stuks productienagels.

De standaard controleproef, zoals omschreven in de norm, sluit niet helemaal aan op de constructieve uitgangspunten van de vernageling zoals ontworpen. In een normale situatie wordt de belasting op de kop van de nagel gegenereerd. Deze belasting wordt opgenomen door de complete nagel. In dit geval wordt de belasting gegenereerd in het actieve deel en afgedragen in het passieve deel. Als er volgens de standaard proef aan de kop getrokken wordt, wordt een gedeelte van de belasting al afgedragen in het actieve deel en wordt het passieve deel dus met te weinig belasting beproefd. Daarom is in het voortraject besloten om de helft van de productienagels te beproeven over de volledige lengte (optie 2) en de helft van de nagels over de passieve zone (optie 1). Bij de optie 2 nagels, wordt de proefbelasting verhoogd met het deel van de belasting dat in het actieve deel af wordt gedragen.



Figuur 27: Configuratie testnagels optie 1 en 2 tbv controleproeven

De nagels van optie 1 worden over de actieve zone voorzien van een ribbelbuis. Deze ribbelbuis heeft voldoende aanhechting om na beproeven af te vullen en op te nemen in de permanente constructie.

De nagels moeten beproefd worden op houdkracht. Dat houdt in dat de kruip van de nagels gemeten wordt over een bepaalde periode. Indien de kruip binnen de periode beneden de 1mm blijft, voldoet de nagel.

De volgende periode dient aangehouden te worden:

Load step	Maximum load	Minimum duration of observation period (min)	
		Non-cohesive soil and rock	Cohesive soil
1	0,40 P_p	1	1
2	0,55 P_p	1	1
3	0,70 P_p	1	1
4	0,85 P_p	1	1
6	1,00 P_p	5	15

Final sequence 1,00 P_0 = **variabel** (zie onderstaande tabel) waarbij:

- Kruip $t_1=7$ min en $t_2=15$ min $\leq 1,0$ mm
- Kruip $t_1=15$ min en $t_2=30$ min $\leq 1,0$ mm (indien kruip tussen $t_1=7$ min en $t_2=15$ min $> 1,0$)

Om een eenduidig beeld te krijgen van de nagels dienen deze gelijkelijk verdeeld te worden over het complete tracé en over de drie verschillende niveau's. De belasting waarmee de controlenagels beproefd worden is afhankelijk van:

- Het dwarsprofiel waarin de nagel zich bevindt,
- Het niveau waarop de nagel zich bevindt
- Of de nagel conform optie 1 (passieve gedeelte van de nagel wordt beproefd) of optie 2 (volledige nagel wordt beproefd) beproefd wordt.


OPTIE 1: PASSIEVE ZONE VOORZIEN VAN GROUT / “korte groutprop”

		Passieve deel	Actieve deel	Belasting totaal
		$F_{n,maatg,d}$	$R_{n,max,d}$	
		[kN]	[kN]	[kN]
Dwarsprofiel 1	nagel 1 (boven)	36,4		36,4
	nagel 2	43,2		43,2
	nagel 3 (onder)	53,6		53,6
Dwarsprofiel 2	nagel 1 (boven)	57,5		57,5
	nagel 2	53,8		53,8
	nagel 3 (onder)	53,3		53,3

OPTIE 2: VOLLEDIGE LENGTE VOORZIEN VAN GROUT / “lange groutprop”

		Passieve deel	Actieve deel	Belasting totaal
		$F_{n,maatg,d}$	$R_{n,max,d}$	
		[kN]	[kN]	[kN]
Dwarsprofiel 1	nagel 1 (boven)	36,4	40,8	77,3
	nagel 2	43,2	41,1	84,3
	nagel 3 (onder)	53,6	39,6	93,2
Dwarsprofiel 2	nagel 1 (boven)	57,5	43,1	100,6
	nagel 2	53,8	45,1	98,9
	nagel 3 (onder)	53,3	45,5	98,7

Conform de bovenstaande criteria zijn de volgende nagels met de onderstaande belastingen beproefd: Hierbij is er bewust voor gekozen om de optie 1 en 2 nagels relatief dicht bij elkaar te houden, zodat er een correlatie is tussen de resultaten van de beide nagels.

Onderstaand worden de resultaten weergegeven van de kruip van de nagels bij de maximale testbelastingen. Hieruit kan worden opgemaakt dat alle nagels voldoen.

Nagelnr	Belasting [kN]	Optie	Kruipmaat [mm]
6	98.9	2	0.13
9	53.8	1	0.21
33	98.9	2	0.13
36	98.9	2	0.19
39	53.8	1	0.25
96	83.8	1	0.29
99	98.9	2	0.23
164	77.3	2	0.23
216	43.2	1	0.40
219	84.3	2	0.92

Opmerking: De reserve tot bezwijken kan worden afgeleid uit de kruipmaat.



5.4 Monitoring Omgeving

De Dijkvernageling wordt aangebracht in, of aangrenzend aan bebouwd gebied. Ter plaatse van bestaande constructies (kunstwerken, gebouwen) en andere vervormingsgevoelige objecten zoals kabels en leidingen is de bewaking van de vervormingen en trillingen noodzakelijk. Hierdoor kan het risico op schade aan de gevoelige objecten tijdig worden onderkend en kan actie worden ondernomen.

Voor het beschouwde dijktracé gelden de volgende mogelijk kwetsbare objecten:

- Aan de oostzijde van het tracé staat een pand mogelijk binnen de invloedzone van het werk;
- Middels een KLIC melding is vastgesteld dat nabij de buitenkruin een laagspanningskabel aanwezig is en in de binnenberm een communicatiekabel.

Het monitoren van de omgeving bestaat uit het monitoren van de deformaties in het dijklichaam alsmede de tijdens uitvoering geproduceerde trillingen en geluid. Schematisch ziet dit er als volgt uit:

8.5.1 Deformatie ondergrond	• 8.5.1.1 Hellingmeetbuizen
8.5.2 Deformatie maaiveld	• 8.5.2.1 Contourmetingen
8.5.3 Trillingen	• 8.5.3.1 Trillingsmeting
8.5.4 Geluid	• 8.5.4.1 Geluidsmeting

Voor een complete beschouwing van alle gemonitoorde onderdelen, de gemeten waarden en de beoordeling van deze waarden, zie bijlage 1

5.5 Conclusie

Aan de hand van de monitoringsgegevens worden de volgende conclusies getrokken ten aanzien 3 onderdelen die expliciet in het monitoringsplan zijn genoemd. zie bijlage 1,2,3, 4

5.5.1 Dijklichaam

Tijdens het inboren van de nagels is geen toename van de waterspanning gemeten en lijkt de waterspanning in de dijk de natuurlijke variatie te volgen. Het inboren heeft derhalve ook geen effect op de waterspanning in de dijk. Tijdens het afspannen van de nagels is in 1 van de waterspanningsmeters (WSM02) wel een toename van 20 á 30 centimeter waterkolom gemeten. De waterspanning blijft met deze toename echter nog ruim onder de ontwerp-waterspanning van ruim NAP+4.0m. Tevens neemt de waterspanning in 2 á 3 dagen weer af tot normaal niveau, hoewel in deze dagen ook nagels worden afgespannen. Daarnaast vertoont het afspannen van nagels nabij de andere waterspanningsmeter geen toename van de waterspanning.



De vervormingen, gemeten door de hellingsmeters, ligt in de orde van 2mm. Deze vervorming treedt geleidelijk op tijdens de gehele uitvoeringsperiode en verandert ook wanneer er geen fysieke werkzaamheden worden uitgevoerd. De vervorming lijkt derhalve voort te komen uit het normaal gebruik van de dijk, eventueel versterkt met de aanwezigheid van zwaarder materieel. De vervorming ten gevolge van het aanbrengen van Dijkvernageling is echter aanzienlijk lager dan de vervorming ten gevolge van het aanbrengen van bijvoorbeeld een diepwandconstructie.

De vervorming, ingemeten met de contourmetingen, geven geen vervormingen aan in de vorm van het dijklichaam Zie bijlage 4.

Op basis van de metingen wordt daarom geconcludeerd dat de beïnvloeding van het dijklichaam ten gevolge van het aanbrengen en afspannen van de Dijkvernageling beperkt is. Eventuele wijzigingen of toename in waterspanningen of vervormingen zijn beperkt en zullen, gezien het gebruikte materieel, maximaal gelijk zijn aan de beïnvloeding door andere, constructieve, dijkversterkingstechnieken.

5.5.2 Vernageling

De vernagelingselementen zijn getoetst middels bezwijk- en controle proeven. Door het uitvoeren van bezwijkproeven, zoals beschreven in Bijlage 2 [ref.(14)] , is aangetoond dat de houdkracht van de nagels in werkelijkheid overeen komt of zelfs hoger is dan in het ontwerp is aangehouden. Middels de controleproeven, beschreven in Bijlage 3 [ref.(15)] , is aangetoond dat ook de houdkracht van de nagels productienagels voldoende is om de, volgens het ontwerp, maatgevende belasting tijdens een hoogwatersituatie op te nemen. Door middel van deze beide onderzoeken is aangetoond dat wat ontworpen wordt en wat in het werk kan worden geproduceerd met elkaar overeen stemt.

5.5.3 Omgeving

De omgevingsbeïnvloeding van de techniek is gemonitord op basis van zowel de vervormingen, welke al eerder zijn besproken, als ook de geluids- en trillingsintensiteit. De monitoring toont dat de beïnvloeding van de omgeving beperkt blijft [ref. (13)].

Het materieel is lichter dan het materieel dat nodig is voor het plaatsen van damwand of het graven van diepwand en vergelijkbaar met het materieel dat normaliter de ankers aanbrengt in een verankerde damwand of palenwand. Het benodigde grondwerk is aanzienlijk minder en hoewel er grout wordt gebruikt geeft dit weinig overlast aan het maaiveld.

5.6 Toekomstige toepassing monitoring

Gezien de resultaten van de pilot is het voor toekomstige toepassingen van Dijkvernageling aan te bevelen de volgende vormen van monitoring toe te passen:

- Waterspanningsmeters: WEL toepassen
 - Eenmalig per maatgevende doorsnede
- Peilbuizen: Niet toepassen
- Hellingmeetbuizen: Niet toepassen
- Contourmetingen: WEL toepassen
 - Op gelijkelijk verdeelde raaien: minimaal 3 (zijanten en midden van het tracé)
- Bezwijkproef: WEL toepassen
 - 3 st. nagels met prop over volledige lengte
 - 3 st. nagels met prop in passieve zone)
- Controleproef: WEL toepassen
 - 2.5%. nagels met prop over volledige lengte
 - 2.5%. nagels met prop in passieve zone)
 - Of niet toepassen en hogere veiligheidsfactor in het ontwerp toepassen.
- Trillingsmeting: Niet toepassen
- Geluidsmeting: Niet toepassen

**6 BIJLAGEN**

Nr.	Omschrijving	Rev.
1	B003 – Beoordeling Monitoringsgegevens	
2	B001 – Rapportage bezwijkproeven	
3	B002 – Rapportage controleproeven	
4	As built W13-043-003_rev2	
5		



Bijlage 01: B003 - Beoordeling Monitoringsgegevens



Bijlage 2: B001 – Rapportage bezwijkproeven



Bijlage 3: B002 – Rapportage controleproeven



Bijlage 4:
as built W13-043-003_rev2



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens



Document nr : Voorblad documenten O&C definitief.docx
Versie : 0
Datum : 9-11-2015
Status : Checkprint

Werk nr : W13-043

Opdrachtgever : Waterschap Rivierenland
Referentie :

Akkoord	Naam	Functie	Datum	Paraaf
Opgesteld	M. Korevaar	Projectingenieur Geotechniek	9-11-2015	
Gecontroleerd	A. Yahyaoui	Sr. Specialist Geotechniek	9-11-2015	
Vrijgegeven				
Geaccepteerd				



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens

INHOUDSOPGAVE	PAG.
1 ALGEMEEN	2
1.1 Projectomschrijving	2
1.2 Wijziging beheer	2
1.3 Distributie	2
1.4 Bijbehorende documenten	2
2 ALGEMEEN	3
2.1 Doel van dit document	3
2.2 Referentiedocumenten	3
3 UITVOERING DIJKVERNAGELING	4
3.1 Beschrijving Uitvoeringswijze	4
3.2 Gebruikte Materialen	6
3.3 Monitoring	6
3.3.1 Monitoring Dijklichaam	7
3.3.2 Monitoring dijk nagels	7
3.3.3 Monitoring omgeving	8
4 BEOORDELING MONITORINGSRESULTATEN	9
4.1 Wateroverspanning	9
4.2 Deformaties Ondergrond	12
4.3 Monitoring Dijk nagels	14
4.4 Geluidsmetingen	14
4.5 Trillingsmetingen	14
4.6 Uitvoering	14
5 CONCLUSIE	16
5.1 Dijklichaam	16
5.2 Vernageling	16
5.3 Omgeving	16
6 BIJLAGEN	17

Dijkversterking Vianen
Beoordeling Monitoringsgegevens**1 ALGEMEEN****1.1 Projectomschrijving**

Te Vianen is, in opdracht van Waterschap Rivierenland, de dijk langs de IJssel versterkt. Voor deel van het versterkingstraject is aangeboden met de innovatieve techniek Dijkvernageling, wat nu als zijnde een pilot project voor deze techniek is uitgevoerd. Het Consortium Dijkvernageling (Boskalis, Witteveen+Bos, Grontmij en Volker Staal en Funderingen) heeft hiervoor een DO-ontwerp gemaakt en het bijbehorende monitoringsplan opgesteld. Een van de beschreven doelen in het monitoringsplan is, naast het verbeteren van de dijk door middel van dijkvernageling, het verkrijgen van de ENW-status 'bewezen techniek' op de betreffende techniek. Het laatste onderdeel voor het verkrijgen van deze status is de beïnvloeding van de techniek op de omgeving/de dijk bepalen.

1.2 Wijziging beheer

Rev.	Omschrijving	Datum
0	Ter acceptatie	

1.3 Distributie**1.4 Bijbehorende documenten**

Onderstaande documenten behoren bij dit rapport:

Doc. nr.	Omschrijving
0	



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens

2 ALGEMEEN

2.1 Doel van dit document

Zoals reeds gesteld is een van de doelen van dit project het verkrijgen van de ENW-status 'bewezen techniek'. Binnen het CUR-INSIDE project is voor deze dijkversterkingstechniek een validatie van ontwerpmethode en kwaliteitscontrole uitgevoerd. Het ENW heeft haar vertrouwen uitgesproken in de inhoudelijke kwaliteit van het onderzoek, op basis waarvan dijkvernageling als volwaardige dijkversterkingstechniek kan worden beschouwd. Volledige acceptatie als bewezen techniek kan echter alleen worden verkregen als ook vertrouwen is in de uitvoeringsmethode en het gemaakte product, wat verkregen kan worden door middel van een 'pilot'. Derhalve is bij dit project een uitgebreid monitoringsplan opgesteld om inzicht te krijgen in de omgevingsbeïnvloeding en productkwaliteit. In deze rapportage worden de uitgevoerde metingen beoordeeld.

2.2 Referentiedocumenten

De volgende documenten hebben als referentie gediend voor dit rapport:

- [1] Dijkvernageling Lekdijk Vianen, Definitief Ontwerp (DO), referentienr. GM-0146489, GRONTMIJ en WITTEVEEN+BOS, d.d. 30-04-2015;
- [2] Dijkvernageling Vianen, Situatietekening met dwarsprofiel en details, Definitief Ontwerp, tekeningnr. 332487-T001 rev 0, GRONTMIJ, d.d. 06-11-2014;
- [3] Ontwerpoverleg Stabiliteitsfactor vernageling Vianen, referentie VA20-3/15-006.429, WITTEVEEN+BOS, 14-04-2015;
- [4] Deelwerkplan Monitoring Dijkvernageling Vianen, doc. nr. W13-043-DWP-001, CONSORTIUM DIJKVERNAGELING, d.d. 06-07-2015;
- [5] Aanbrengen vernageling Dijkvernageling Vianen, doc. nr. W13-043-DWP-002, CONSORTIUM DIJKVERNAGELING, d.d. 07-04-2015;
- [6] Rapportage Bezwijkproeven, doc. nr. W13-043-BER-B001, revisie 1, CONSORTIUM DIJKVERNAGELING, d.d. 04-08-2015;
- [7] Rapportage Controleproeven, doc nr. W13-043-BER-B002, revisie 1, CONSORTIUM DIJKVERNAGELING, d.d. 15-09-2015.



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens

3 UITVOERING DIJKVERNAGELING

3.1 Beschrijving Uitvoeringswijze

In deze paragraaf worden de toegepaste installatietechniek beschreven.

De nagels worden aangebracht middels het boren met een enkele boorbuis (150mm buitendiameter) met een verloren boorpunt. Bij het spoelboren met verloren punt onderaan de boorbuis snijdt de roterende boorpunt de grond los, eventueel geholpen door een geringe hoeveelheid water wat via injectiegaten uit de punt van de boorpunt naar beneden wordt geïnjecteerd. Door de geringe overmaat van de boorpunt kan de uitgeboorde grond en boorspoeling via de vrije ruimte tussen de buitenkant van de boorbuis en de binnenkant van het boorgat omhoog worden afgevoerd.

Het inboren van de boorbuis geschiedt al draaiend in een continu neergaande beweging, zodat de boorpunt niet loskomt van de boorbuis alvorens de boorbuis op de gewenste diepte is.



Figuur 1: Inboren van de nagels op de projectlocatie.

Wanneer de gewenste diepte is bereikt wordt het glasvezel nagel ingevoerd, waarbij afstandhouders ervoor zorgen dat het element gecentreerd in het boorgat zit. Tevens wordt de boorbuis gevuld met grout, welke zorgt voor de aanhechting van de nagel aan de grond. Daarna wordt de boorbuis al draaiend teruggetrokken, waarbij de boorpunt achterblijft.

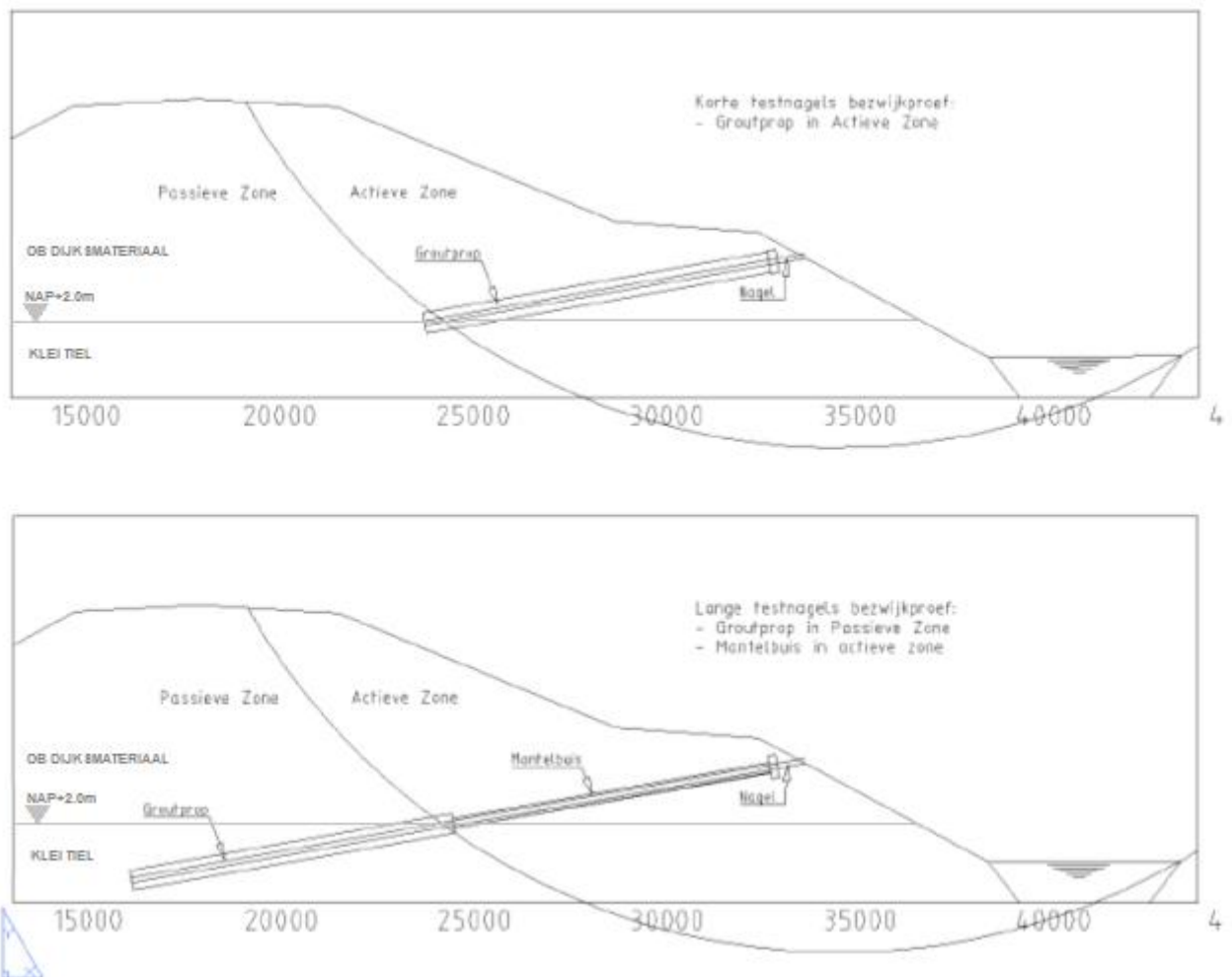
Alvorens de definitieve productienagels zijn aangebracht is een aantal bezwijkproeven uitgevoerd voor het verifiëren van haalbare houdkracht (uitgedrukt in schachtfactoren) van de nagels. De nagels doorkruisen tweetal lagen waaraan draagvermogen kan worden ontleend. Om de schachtswrijvingsfactor(en) van beide lagen separaat te testen zijn de proefnagels onderscheiden in korte en lange nagels.

De korte nagels zijn in de bovenste grondlaag gepositioneerd. Deze eerste grondlaag betreft een laag welke in het ontwerp OB Dijksmateriaal is genoemd. Dit betreft het materiaal waaruit de dijk is opgebouwd. De laag begint op maaiveld en de onderkant van de laag ligt op NAP+2.0m. Bij de proeven op deze nagels (korte nagels) begint de groutprop van de nagels direct aan het maaiveld/achter de facing.

De proppen van de lange nagels zijn aangebracht in de tweede grondlaag. Deze laag betreft een kleilaag welke in het ontwerp Klei Tiel is genoemd. De bovenkant van deze laag ligt op NAP+2.0m en de onderkant ligt ongeveer op NAP-2.0m. De onderkant van de nagels ligt altijd boven deze laagscheiding. Om te garanderen dat alleen deze laag wordt beproefd zijn de proefnagels in deze laag (lange nagels) voorzien van een HDPE omhulling over de bovenste 8.5m. Deze HDPE omhulling voorkomt dat kracht wordt afgedragen aan de grondlaag waarin deze omhulling ligt (OB Dijksmateriaal).



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens



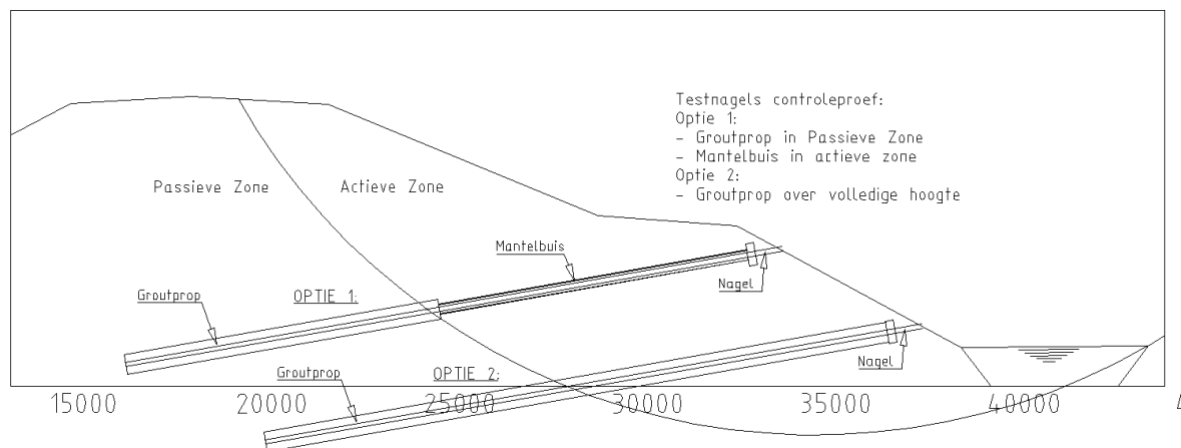
Figuur 2: Schematische weergave van de geteste nagels. Boven is een korte nagel gepresenteerd, onder is een lange nagel gepresenteerd.

Naast bezwijkproeven zijn ook controleproeven uitgevoerd op de definitieve 'productienagels', als zijnde kwaliteitscontrole. Uitgaande van een geotechnische categorie 3 dient, conform NEN EN 14490 (uitvoeringsnorm grondvernageling), op minimaal 3% van de nagels een controleproef te worden uitgevoerd. Dit komt neer op 10 stuks controleproeven, welke op verschillende locaties in het vernagelingstraject worden uitgevoerd.

De standaard controleproef, zoals beschreven in de norm sluit echter niet aan bij de constructieve werking van de vernageling zoals ontworpen in dit project. Voor dit project wordt namelijk geen draagkracht ontleend aan het deel van de nagel in de actieve zone van de dijk. Daarom is besloten om de helft van de nagels op een speciale wijze te assembleren (**OPTIE 1**). De te beproeven geassembleerde nagels worden over de actieve zone voorzien van een mantelbuis om aanhechting in de actieve zone te voorkomen. Na het testen wordt de nagel tot aan maaiveld afgevuld met grout. Tijdens de uitvoering bleek er een probleem bij een van de nagels die op deze wijze zou worden getest, waardoor deze is verlengd en daarna is getest. Effectief zijn daardoor 4 stuks nagels getest volgens optie 1. De overige te beproeven nagels (6 stuks) zullen beproefd worden middels een standaard controleproef waarbij de hele prop wordt beproefd (**OPTIE 2**). Omdat deze nagels langer zijn ligt bij de testnagels volgens optie 2 de testbelasting hoger.



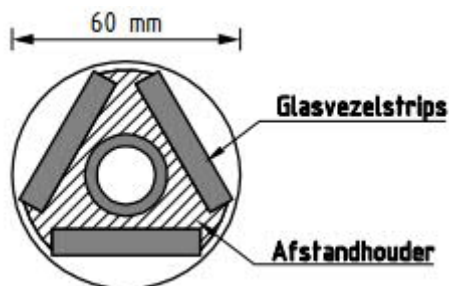
Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens



Figuur 3: Schematische weergave van de geteste nagels. Boven is optie 1 gepresenteerd, onder is optie 2 gepresenteerd.

3.2 Gebruikte Materialen

De dijkvernageling bestaat uit een glasvezel element omhuld met grout. Het glasvezel element betreft een drietal glasvezel strips, welke middels afstandhouders zijn verbonden. Het oppervlak van het glasvezelelement is $A_g = 360 \text{ mm}^2$. De rekenwaarde treksterkte van het glasvezelmateriaal betreft $f_{br,d} = 650 \text{ MPa}$.



Figuur 4: Schematische weergave van de glasvezel elementen die als anker materiaal zijn gebruikt, incl. groutslang.

Tevens wordt in het midden van de strips een tyeen groutslang mee naar beneden gebracht, waarmee de groutprop kan worden gevormd. Door grout door deze leiding te pompen tijdens het uittrekken van de boorbuis wordt, na het op diepte komen van het element, de groutprop van onderaf gemaakt. Voor het grout dat in direct contact komt met de staaf wordt hoogovencement gebruikt. Er wordt gewerkt met een water/cement-factor van ca. 0.5.

3.3 Monitoring

Gezien het innovatieve karakter is er op dit project meer monitoring nodig dan gebruikelijk. Dijkvernageling heeft immers nog niet de erkenning van ENW als bewezen techniek. Het doel van de partijen is om middels dit project deze status te verkrijgen.

Te monitoren onderdelen:

- Dijklichaam
- Dijkvernageling
- Omgeving



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens



De locaties van de monitoringsmaatregelen worden grafisch weergegeven in bijlage 1.

Voor alle onderstaand omschreven onderdelen geldt dat de gekozen raaien en/of locaties in samenspraak met bevoegd gezag bepaald worden. Daarnaast geldt dat de raaien / locaties zo gekozen worden dat deze tussen de raaien van de aan te brengen Dijkvernageling vallen om schade aan de monitoringsinstrumenten als gevolg van het aanbrengen van de vernageling te voorkomen.

3.3.1 Monitoring Dijklichaam

Belangrijk is het om te weten wat de beïnvloeding van het aanbrengen van de dijkvernageling op het dijklichaam zal zijn. Uitgangspunt is dat de dijk als gevolg van de uitvoering niet mag verzwakken. Hiervoor zullen zowel metingen in als buiten het tracé uitgevoerd worden. Buiten het tracé ligt het voor de hand om dit ook ter plaatse van de genoemde bebouwing te doen en in het tracé nabij deze bebouwing en midden in het tracé.

Het monitoren van het gedrag van het dijklichaam bestaat uit het monitoren van de waterspanningen en de deformaties in het dijklichaam. Schematisch ziet dit er als volgt uit:

8.3.1 Wateroverspanning	• 8.3.1.1 Waterspanningsmeters • 8.3.1.2 Peilbuizen
8.3.2 Deformatie ondergrond	• 8.3.2.1 Hellingmeetbuizen
8.3.3 Deformatie maaiveld	• 8.3.3.1 Contourmetingen

3.3.2 Monitoring dijknagels

De beoogde werking van de Dijkvernageling moeten worden aangetoond. Hiertoe zijn er op de aangebrachte Dijkvernageling diverse proeven uitgevoerd.



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens

Schematisch ziet dit er als volgt uit:



Voor het uitvoeren van de bezwijk en controleproeven wordt een afzonderlijk protocol opgesteld. Opgemerkt wordt dat het meetprotocol conform de uitvoeringsnorm van vernageling NEN EN 14490 geschiedt.

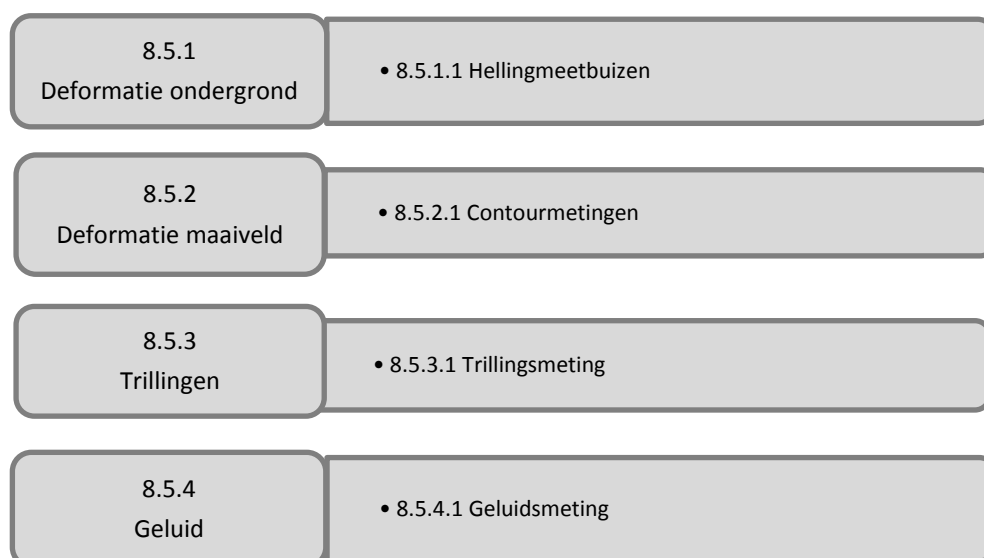
3.3.3 Monitoring omgeving

De Dijkvernageling wordt aangebracht in, of aangrenzend aan bebouwd gebied. Ter plaatse van bestaande constructies (kunstwerken, gebouwen) en andere vervormingsgevoelige objecten zoals kabels en leidingen is de bewaking van de vervormingen en trillingen noodzakelijk. Hierdoor kan het risico op schade aan de gevoelige objecten tijdig worden onderkend en kan actie worden ondernomen.

Voor het beschouwde dijktracé gelden de volgende mogelijk kwetsbare objecten:

- Aan de oostzijde van het tracé staat een pand mogelijk binnen de invloedszone van het werk;
- Middels een KLIC melding is vastgesteld dat nabij de buitenkruin een laagspanningskabel aanwezig is en in de binnenberm een communicatiekabel.

Het monitoren van de omgeving bestaat uit het monitoren van de deformaties in het dijklichaam alsmede de tijdens uitvoering geproduceerde trillingen en geluid. Schematisch ziet dit er als volgt uit:





Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens

4 BEOORDELING MONITORINGSRESULTATEN

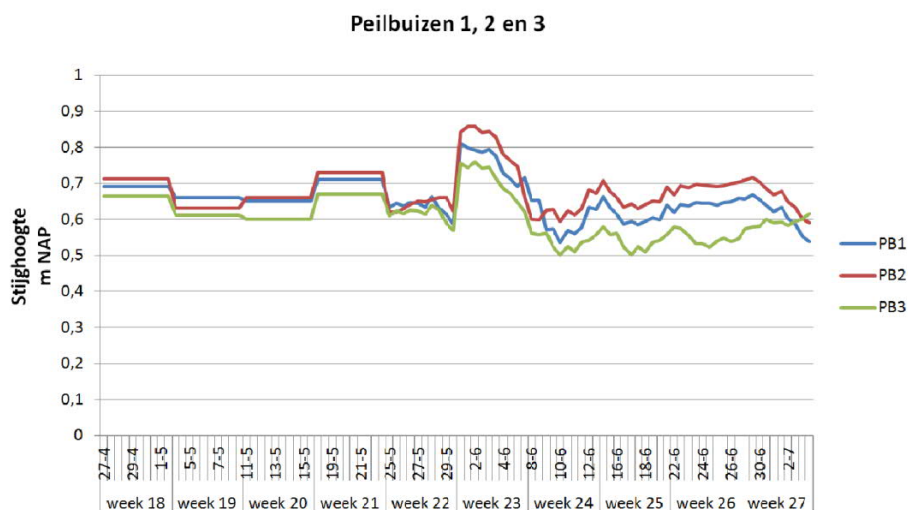
4.1 Wateroverspanning

Om de beïnvloeding van de waterspanningen in het dijklichaam ten gevolge van het aanbrengen van de vernageling te beoordelen zijn de waterspanningen tijdens het inboren gemeten. Dit is gedaan in 2 raaien, zoals aangegeven in bijlage 1. Het niveau van de aangebrachte waterspanningsmetingen en filters is als volgt:

Peilbuis 1 (PB1):	BK-filter op NAP-1.37m	OK-filter op NAP-2.37m;
Peilbuis 2 (PB2):	BK-filter op NAP-1.13m	OK-filter op NAP-2.13m;
Peilbuis 3 (PB3):	BK-filter op NAP-1.41m	OK-filter op NAP-2.41m;

Waterspanningsmeter 1a (WSM1a)	Niveau NAP-0.08m;
Waterspanningsmeter 2 (WSM2)	Niveau NAP-0.93m;

Hierbij is het vooral interessant om de waterspanningen op het moment dat nabij de meetinstrumenten wordt geboord te vergelijken met de stationaire waterstand. De stationaire waterstand volgt uit de peilbuismetingen in onderstaande figuur. Hieruit volgt een stijghoogte van NAP+0.60m á NAP+0.90m. Tijdens het inboren van de peilbuizen en hellingsmeetapparatuur is door MOS Grondmechanica een stijghoogte gemeten tussen de NAP+0.80m en NAP+1.00m, wat redelijk overeen komt met de metingen.

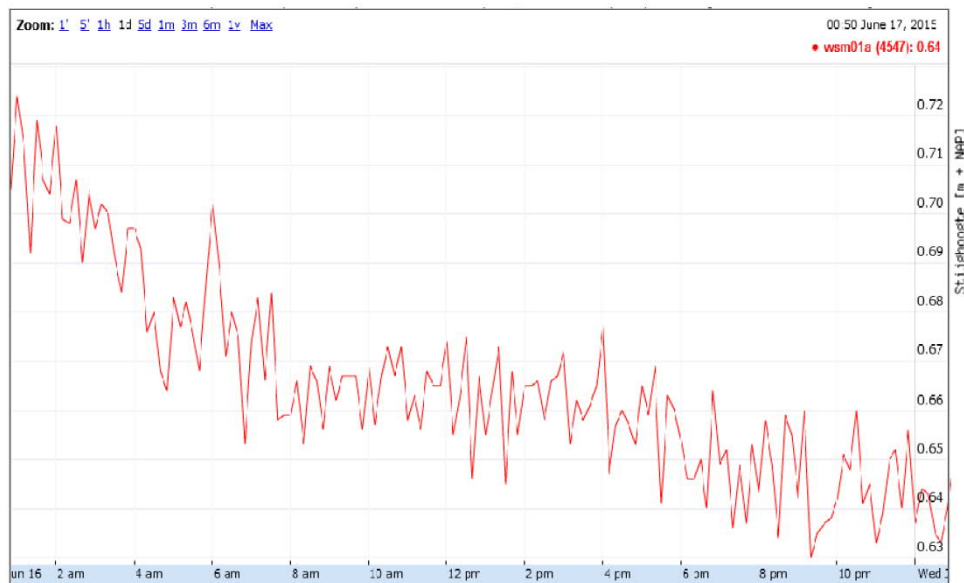


Figuur 5: Peilbuismetingen te Vianen van tussen week 18 en week 27.

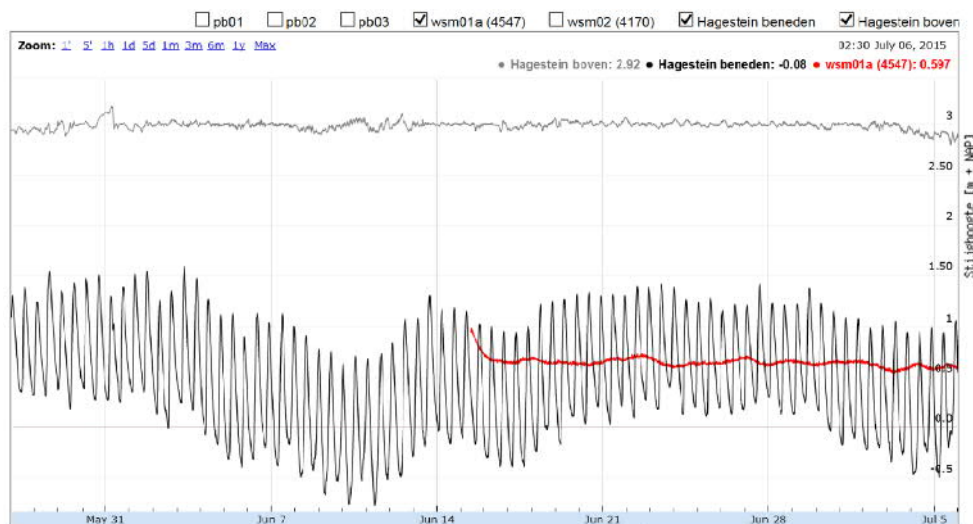
De gemeten stijghoogten tijdens het inboren zijn gepresenteerd in onderstaande grafieken, waarbij zowel de continumeting op de dag dat nabij de meetinstrumenten is geboord wordt gepresenteerd als de continumeting tot het einde van de uitvoeringsperiode (incl. de rivierwaterstand ter hoogte van meetpunt Hagestein).



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens



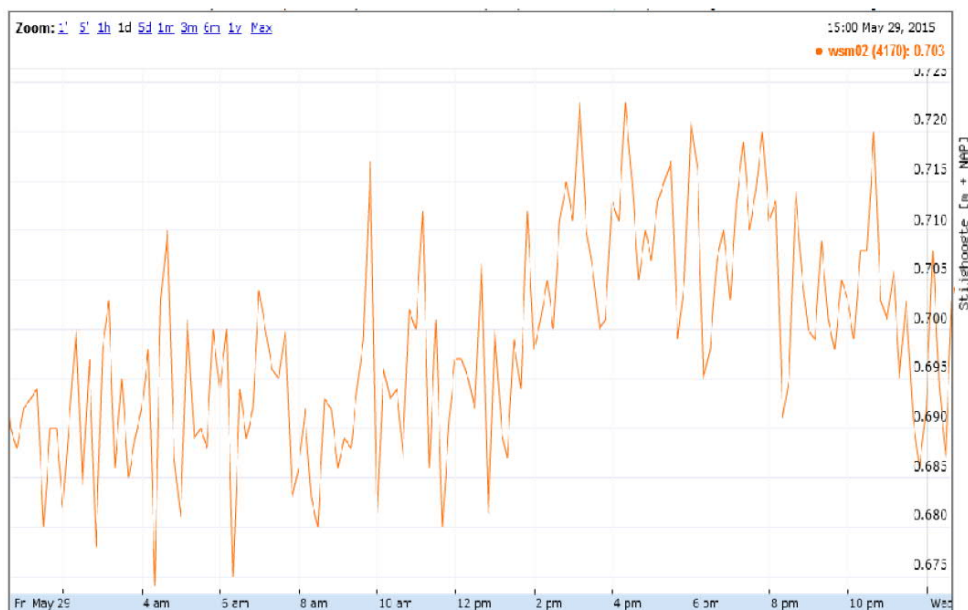
Figuur 6: Meetresultaten van waterspanningsmeter WSM01a, vanaf 2 dagen vooraf tot aan het inboren van de dichtstbijzijnde nagels.



Figuur 7: Meetresultaten van waterspanningsmeter WSM01a ten opzichte van het rivierpeil in de lek.



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens



Figuur 8: Meetresultaten van waterspanningsmeter WSM02, vanaf 2 dagen vooraf tot aan het inboren van de dichtstbijzijnde nagels.

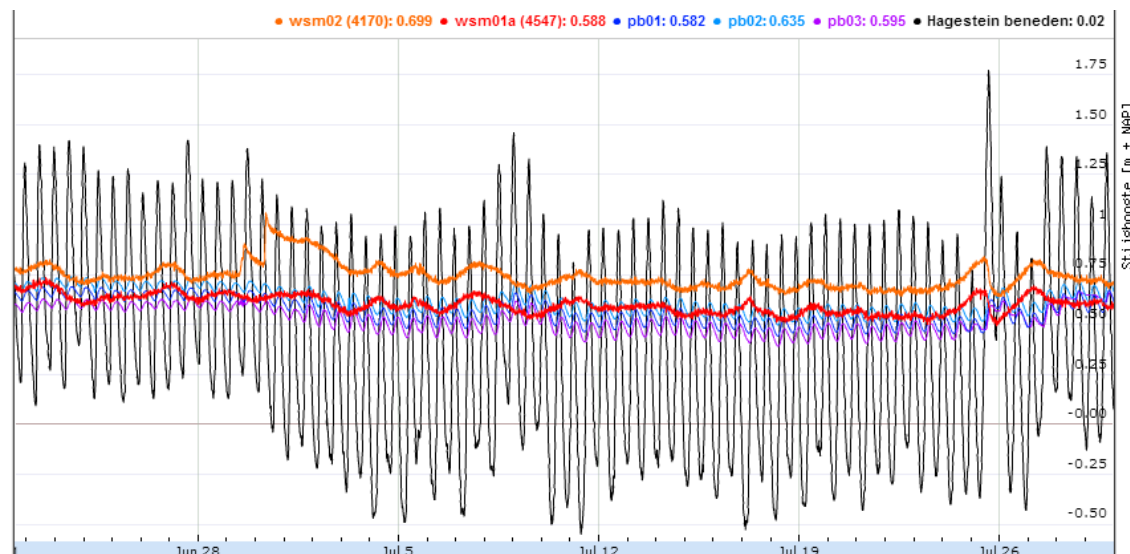


Figuur 9: Meetresultaten van waterspanningsmeter WSM02ten opzichte van het rivierpeil in de lek.

De gemeten stijghoogte van ongeveer NAP+0.70m á NAP+0.65m (gemiddeld) komt overeen met de peilbuismetingen. Een eventueel verschil van enkele centimeters kan worden verklaard door opbolling van de grondwaterstand onder het dijklichaam. Uit de metingen volgt verder een beperkte variatie in de stijghoogte, in de orde van 5 tot 10 cm, tijdens het inboren van nagels naast de meetapparatuur. Dit wordt, op basis van de continu meting over langere periode, onderschreven natuurlijke variatie in de grondwaterstand.



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens



Figuur 10: Meetresultaten van peilbuizen, waterspanningsmeters over de maand juli, incl. de relevante rivierwaterstand.

Bovenstaande grafiek toont het waterstandsverloop en stijghoogte over de laatste uitvoeringsmaand waarin vrijwel alleen nagels zijn afgespannen. Ook hier ligt de gemiddelde stijghoogte rond de NAP+0.50m á NAP+0.80m. Op 29 en 30 juni vertoont de stijghoogte gemeten in Raai 1 (WSM02) een abrupte toename met van 2x 20 á 30 cm. Op deze dagen zijn de nagels nabij Raai 1 afgespannen, waardoor de waterspanning tijdelijk toe neemt. De waterspanning blijft echter nog ruim onder de ontwerpwaterspanning in het dijklichaam ruim NAP+4.0m. Daarnaast is de waterspanning in 2 á 3 dagen weer gereduceerd tot de normaal, waarbij wordt opgemerkt dat in deze dagen nog wel nagels zijn afgespannen. In Raai 2 is half juli afgespannen, maar hier wordt dit effect niet terug gevonden. Het effect van het afspannen is dus beperkt en zeer lokaal.

4.2 Deformaties Ondergrond

De deformaties van de ondergrond zijn bepaald aan de hand van een drietal inclinomeetbuizen (HMB1, HMB2 en HMB3). De nulmeting is gedaan voorafgaand aan het inboren van de eerste nagels. Daarna zijn een 4-tal herhalingsmetingen uitgevoerd. Tijdens de 2^e herhalingsmeting is geconstateerd dat HMB2 niet meer te meten is door een onregelmatigheid in de meetgroeven, waarna een nieuwe buis (HMB2a) is geplaatst. De richting waarin is gemeten is aangegeven op de overzichtstekening in bijlage 1. De bovenkant van de hellingsmeetbuizen ligt op:

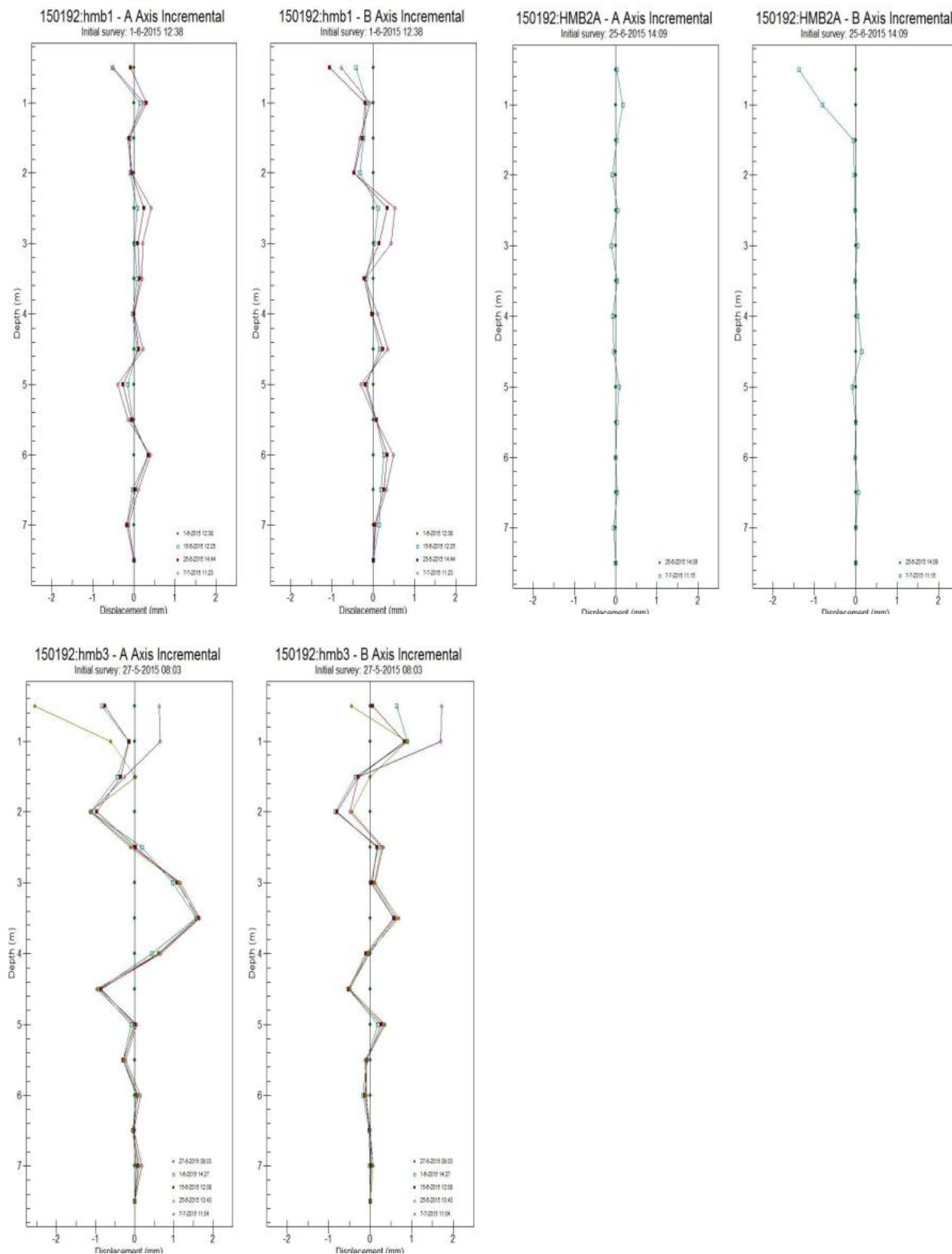
- HMB1:	NAP+4.32m	- HMB2:	NAP+4.51m
- HMB2a:	NAP+4.47m	- HMB3:	NAP+4.38m

De gemeten vervorming, gepresenteerd in Figuur 11, laat zien dat de vervormingen ten gevolge van het gehele uitvoeringsproces in de orde van 2mm liggen en de grond richting de polder verplaatst. Deze vervorming treedt vooral in de eerste 1 á 2 meter onder maaiveld op. Deze vervorming is zeer beperkt. Ter vergelijking, het aanbrengen van een diepwand leidt, volgens rapport "F530 Aanbevelingen voor het ontwerp van bouwkuipen in stedelijke omgeving", tot horizontale vervorming in de orde van 0.05% van de sleufdiepte oftewel 10mm vervorming bij een sleuf van 20m diep. De verticale (maaiveld) vervorming volgens hetzelfde rapport bedraagt op een afstand van 1m vanaf de sleuf ongeveer 5mm. Het aanbrengen van dijkvernageling gaat dus gepaard met aanzienlijk minder vervorming dan bestaande technieken.

Overigens is het aannemelijk dat een deel van de vervorming wordt veroorzaakt door verkeer op de dijk of door het benodigde materieel dat zich over de dijk verplaatst. Deze veronderstelling komt voort uit het feit dat tussen de laatste 2 metingen, waarin geen booractiviteit heeft plaats gevonden, ook vervormingsverschillen zijn gemeten. Wanneer verondersteld wordt dat dit voornamelijk ten gevolge van het gebruikt materieel is opgetreden kan worden gesteld dat deze vervorming lager is dan bij bijvoorbeeld damwand of diepwandconstructies, omdat aanzienlijk lichter materieel wordt toegepast.



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens



Figuur 11: Cumulatieve verplaatsing welke zijn gemeten door met behulp van inclinometers HMB1, HMB2A en HMB3.

Naast inclinometingen zijn voor een drietal raaien contourmeringen uitgevoerd om een verandering van het maaiveldverloop ten gevolge van het aanbrengen van de vernageling inzichtelijk te maken. Ook hiervoor is een meting voorafgaand aan het inboren van de vernageling uitgevoerd. De herhalingsmeting



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens

is na het aanbrengen en afspannen van de nagels uitgevoerd. In bijlage 2 zijn voor de drie raaien de contourmetingen gegeven voor en na het inboren. De contourmetingen tonen geen significante invloed van het aanbrengen van de vernageling op het maaiveld.

4.3 Monitoring Dijknagels

De dijknagels beproefd aan de hand van bezwijkproeven op testnagels en controleproeven op productienagels. Beide proeven zijn reeds behandeld in rapportages [6] en [7].

Uit de bezwijkproeven volgt dat de in het ontwerp aangehouden houdkracht van de groutprop haalbaar is. De proefresultaten laten namelijk een hogere houdkracht zien dan de kracht welke in het ontwerp is aangehouden.

De controleproeven tonen aan dat de vervorming van de productienagels (kruipmaat) lager is dan de gestelde eis van 1mm. De conclusie uit rapport [7] is dan ook dat de productienagels voldoen.

4.4 Geluidsmetingen

De geluidsproductie is op twee momenten gemeten. Doel is het bepalen van de piekwaarde van de geluidsintensiteit en stationaire meting voor langdurige belasting. De uitkomsten zijn als volgt.

Meting 15-06-15

Piekmeting*	97 dB
Stationaire meting**	81 dB

Meting 25-06-15

Piekmeting*	92 dB
Stationaire meting**	82 dB

* Maximale geluidsproductie tijdens hameren, wat sporadisch voorkomt. Daarnaast is deze piekmeting van korte duur (<10s.)

** geluidproductie tijdens het normale boorproces op circa 50 meter zonder enige obstakels tussen geluidsbron en meetinstrument

4.5 Trillingsmetingen

Tijdens de uitvoering is door MOS Grondmechanica tussen 15 juni en 25 juni een continue trillingsproef uitgevoerd. De locatie van de trillingsmeting in bijlage 1. Om de trillingen in de ondergrond goed in kaart te brengen is gebruik gemaakt van een meetinstrument ongeveer 0.5m onder maaiveld is aangebracht. Dit is volgens MOS echter de reden dat aan het begin en eind van de meetperiode hogere trillingen (hogere versnelling) wordt gemeten, omdat het instrument in deze periode het aanvullen en opgraven heeft geregistreerd. De resultaten van de trillingsmetingen zijn opgenomen in bijlage 3.

4.6 Uitvoering

Om een beeld te krijgen van het werkterrein tijdens de uitvoering worden ook enkele foto's in deze rapportage opgenomen. Het doel hiervan is om de impact van het aanbrengen van de nagels te schetsen.



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens



Figuur 12: Foto-impressie van het werkterrein ten behoeve van het aanbrengen van de vernageling.



Figuur 13: Foto-impressie van het werkterrein ten behoeve van het aanbrengen van de vernageling.



Figuur 14: Foto-impressie van het werkterrein ten behoeve van het aanbrengen van de vernageling.

De bovenstaande foto's geven een impressie van het werkterrein ten tijde van het aanbrengen van de vernageling. De foto's tonen het gebruikte equipment, wat relatief licht is in vergelijking tot de damwand- of diepwandstellingen die doorgaans ook gebruikt worden. In tegenstelling tot andere dijkversterkingstechnieken blijft ook het grondwerk beperkt tot het plaatsen van de facing. Dit is beduidend minder dan de sleuven die worden gemaakt om damwand in te plaatsen of het graven van diepwanden.

Tevens laten de foto's zien dat, hoewel er grout wordt gebruikt ten behoeve van de hechting tussen het glasvezel element en de grond, er op het maaiveld weinig 'overlast' is door oververbruik van het grout. Hierdoor kunnen de nagels vrij 'schoon' worden aangebracht.



Dijkversterking Vianen Beoordeling Monitoringsgegevens

5 CONCLUSIE

Aan de hand van de monitoringsgegevens worden de volgende conclusies getrokken ten aanzien 3 onderdelen die expliciet in het monitoringsplan zijn genoemd.

5.1 Dijklichaam

Het dijklichaam, gemonitord aan de hand van waterspanningsmetingen en inclinometingen, welke kort zijn besproken in paragrafen 4.1 en 4.2. Tijdens het inboren van de nagels is geen toename van de waterspanning gemeten en lijkt de waterspanning in de dijk de natuurlijke variatie te volgen. Het inboren heeft derhalve ook geen effect op de waterspanning in de dijk. Tijdens het afspannen van de nagels is in 1 van de waterspanningsmeters (WSM02) wel een toename van 20 á 30 centimeter waterkolom gemeten. De waterspanning blijft met deze toename echter nog ruim onder de ontwerpwaterspanning van ruim NAP+4.0m. Tevens neemt de waterspanning in 2 á 3 dagen weer af tot normaal niveau, hoewel in deze dagen ook nagels worden afgespannen. Daarnaast vertoont het afspannen van nagels nabij de andere waterspanningsmeter geen toename van de waterspanning.

De vervormingen, gemeten door de inclinometers, ligt in de orde van 2mm. Deze vervorming treedt geleidelijk op tijdens de gehele uitvoeringsperiode en verandert ook wanneer er geen fysieke werkzaamheden worden uitgevoerd. De vervorming lijkt derhalve voort te komen uit het normaal gebruik van de dijk, eventueel versterkt met de aanwezigheid van zwaarder materieel. De vervorming ten gevolge van het aanbrengen van dijkvernageling is echter aanzienlijk lager dan de vervorming ten gevolge van het aanbrengen van bijvoorbeeld een diepwandconstructie.

Op basis van de metingen wordt daarom geconcludeerd dat de beïnvloeding van het dijklichaam ten gevolge van het aanbrengen en afspannen van de dijkvernageling beperkt is. Eventuele wijzigingen of toename in waterspanningen of vervormingen zijn beperkt en zullen, gezien het gebruikte materieel, maximaal gelijk zijn aan de beïnvloeding door andere, constructieve, dijkversterkingstechnieken.

5.2 Vernageling

De vernagelingselementen zijn getoetst middels bezwijk- en controle proeven. Door het uitvoeren van bezwijkproeven, zoals beschreven in [6], is aangetoond dat de houdkracht van de nagels in werkelijkheid overeen komt of zelfs hoger is dan in het ontwerp is aangehouden. Middels de controleproeven, beschreven in [7], is aangetoond dat ook de houdkracht van de nagels productienagels voldoende is om de, volgens het ontwerp, maatgevende belasting tijdens een hoogwatersituatie op te nemen. Door middel van deze beide onderzoeken is aangetoond dat wat ontworpen wordt en wat in het werk kan worden geproduceerd met elkaar overeen stemt.

5.3 Omgeving

De omgevingsbeïnvloeding van de techniek is gemonitord op basis van zowel de vervormingen, welke al eerder zijn besproken, als ook de geluids- en trillingsintensiteit. De monitoring toont dat de beïnvloeding van de omgeving beperkt blijft. Het materieel lichter dan het materieel dat nodig is voor het plaatsen van damwand of het graven van diepwand en vergelijkbaar met het materieel dat normaliter de ankers aanbrengt in een verankerde damwand of palenwand. Het benodigde grondwerk is aanzienlijk minder en hoewel er grout wordt gebruikt geeft dit weinig overlast aan het maaiveld.

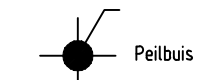
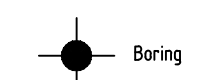
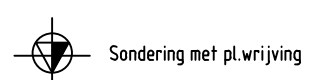
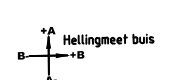
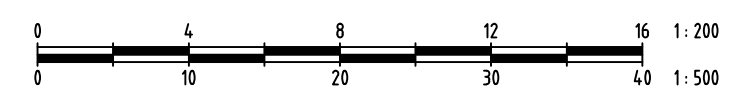
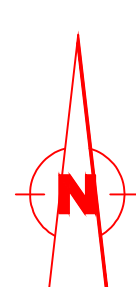
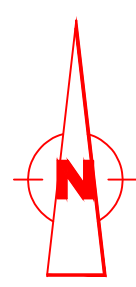
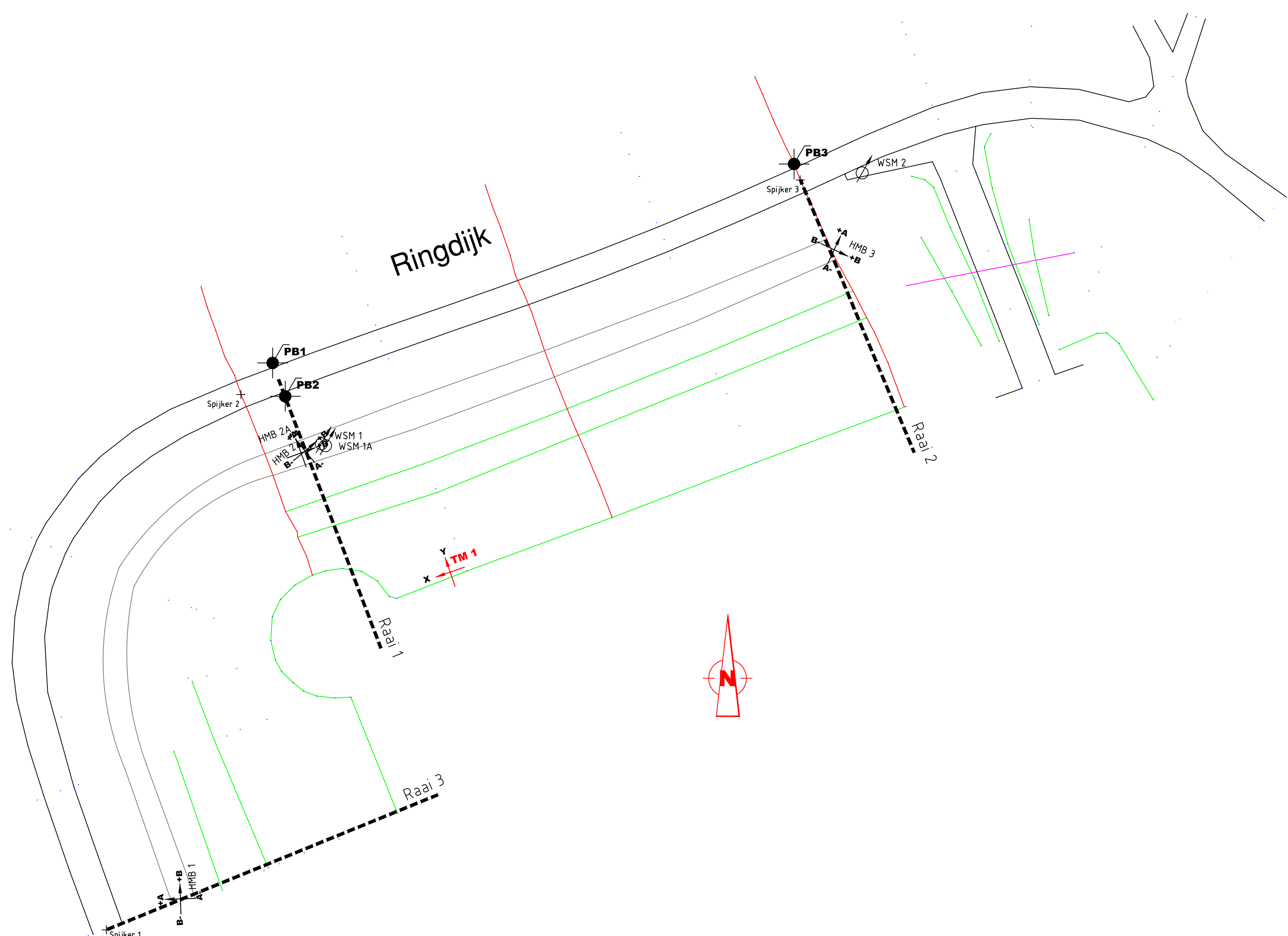
Dijkversterking Vianen
Beoordeling Monitoringsgegevens**6 BIJLAGEN**

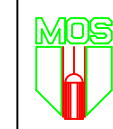
Alle bijlagen zijn revisie 0 tenzij anders vermeld.

Nr.	Omschrijving	Rev.
1	Overzicht Monitoring Vianen	0
2	Meetresultaten Contourmetingen	0
3	Meetresultaten Trillingsmetingen	0



BIJLAGE 1
Overzicht Monitoring Vianen

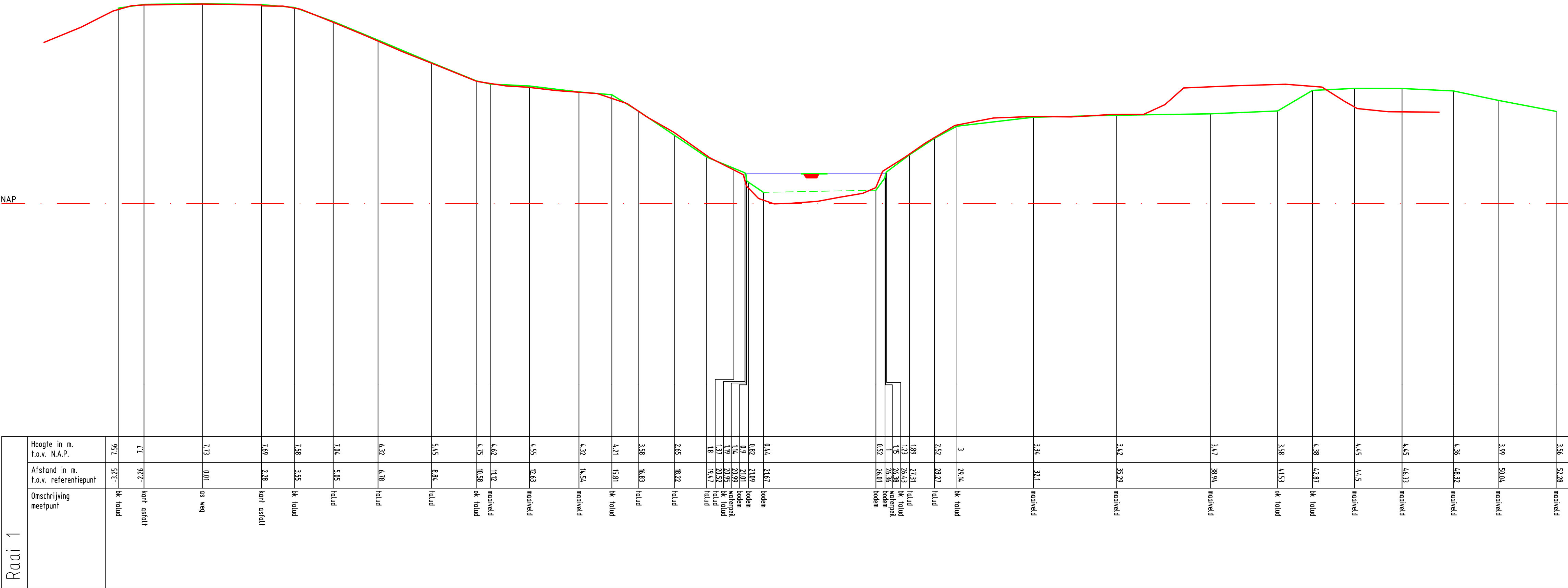


onderdeel				SITUATIE GRONDONDERZOEK				project : Diverse monitoringswerkzaamheden bij een dijkvernageling, Vianen				
uitzetten verzorgd door				MOS GRONDMECHANICA								
schaal 1: 500		maten in meters		get. c.s				MOS GRONDMECHANICA Postbus 801, 3160 AA Rhoon - Telefoon (010) 5030200 - Fax (010) 5013656				
datum 03-06-15		opdr.nr.: 1501192										
wijz. 07-07-15		Formaat : A2										



BIJLAGE 2

Meetresultaten Contourmetingen



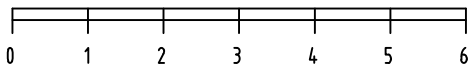
Diverse monitoringswerkzaamheden bij een
dijkvernageling, Vianen

Raai 1 (na vernageling)

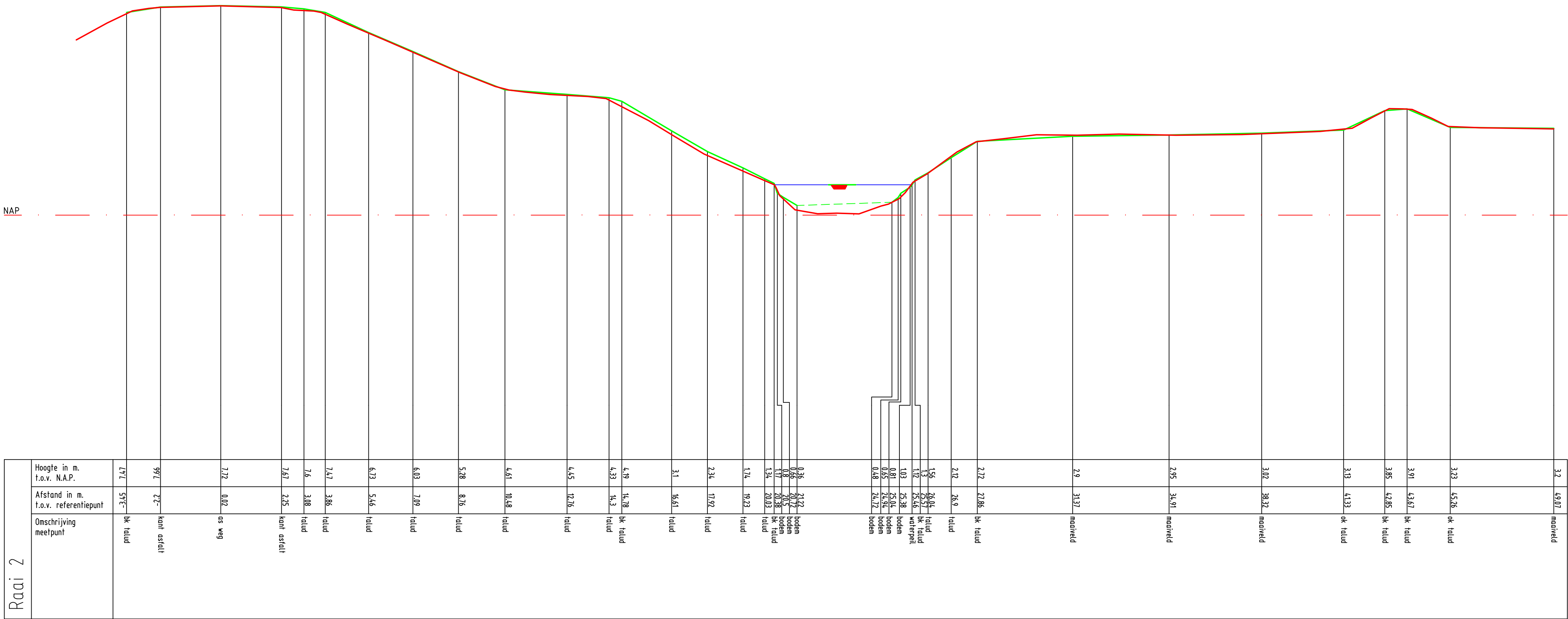


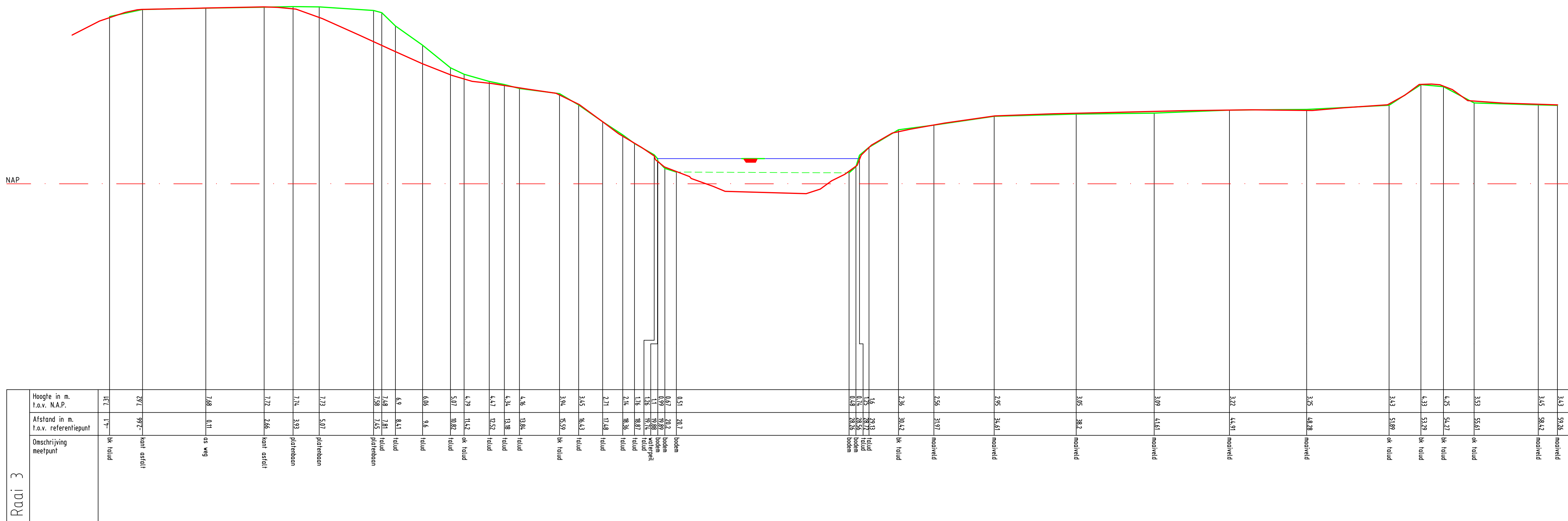
MOS GRONDMECHANICA

Opdrachtnr. 1501192
Datum 04-08-15
Schaal 1 : 100
MAATVOERING IN METERS



- Contour voor uitvoering vernageling
- Contour na uitvoering vernageling





Diverse monitoringswerkzaamheden bij een
dijkvernageling, Vianen

Raai 3 (na vernageling)



Opdrachtnr. 1501192
Datum 04-08-15
Schaal 1 : 100
MAATVOERING IN METERS

 Contour voor uitvoering vernageling

Contour na uitvoering vernageling



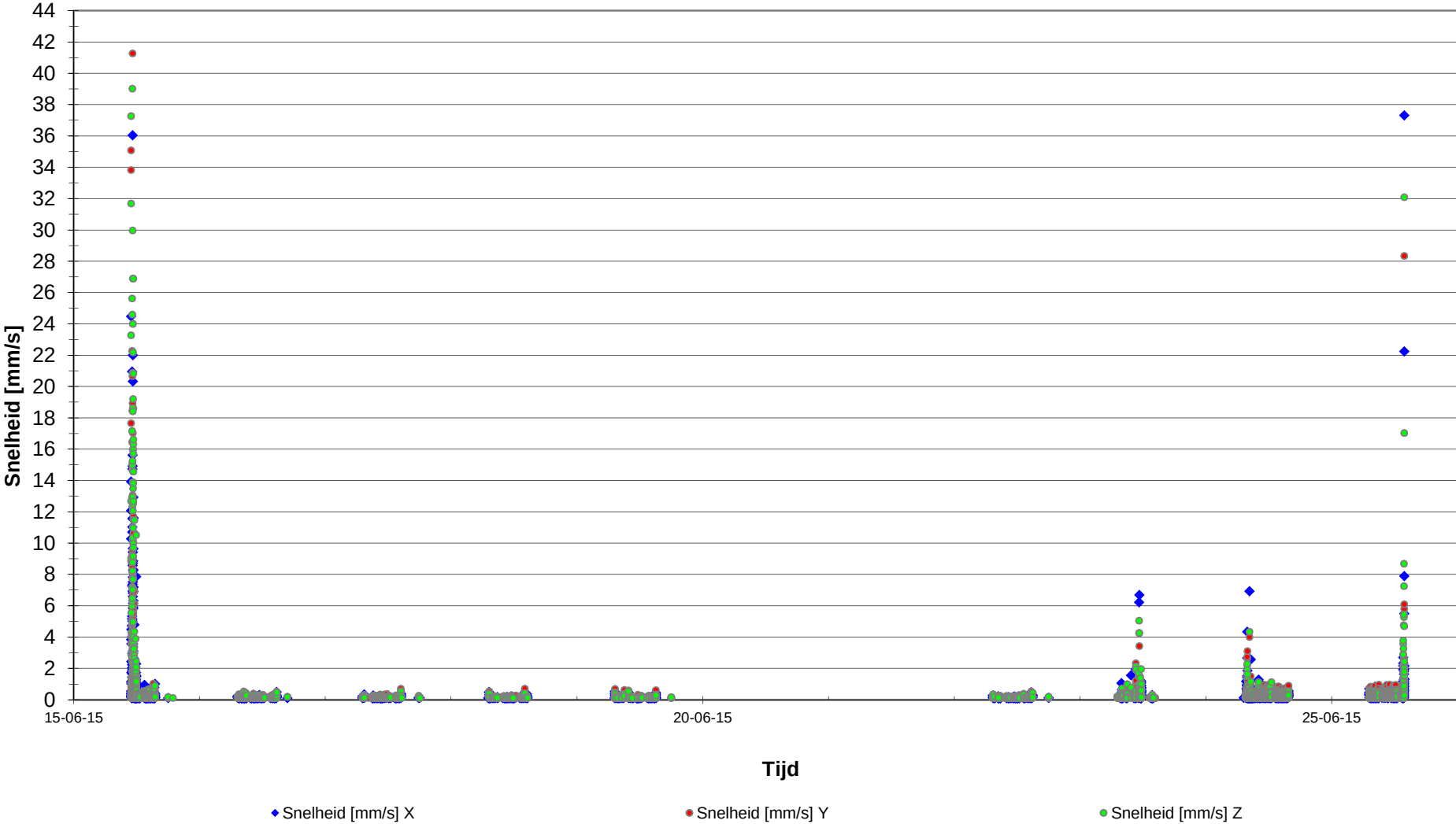
MOS GRONDMECHANICA



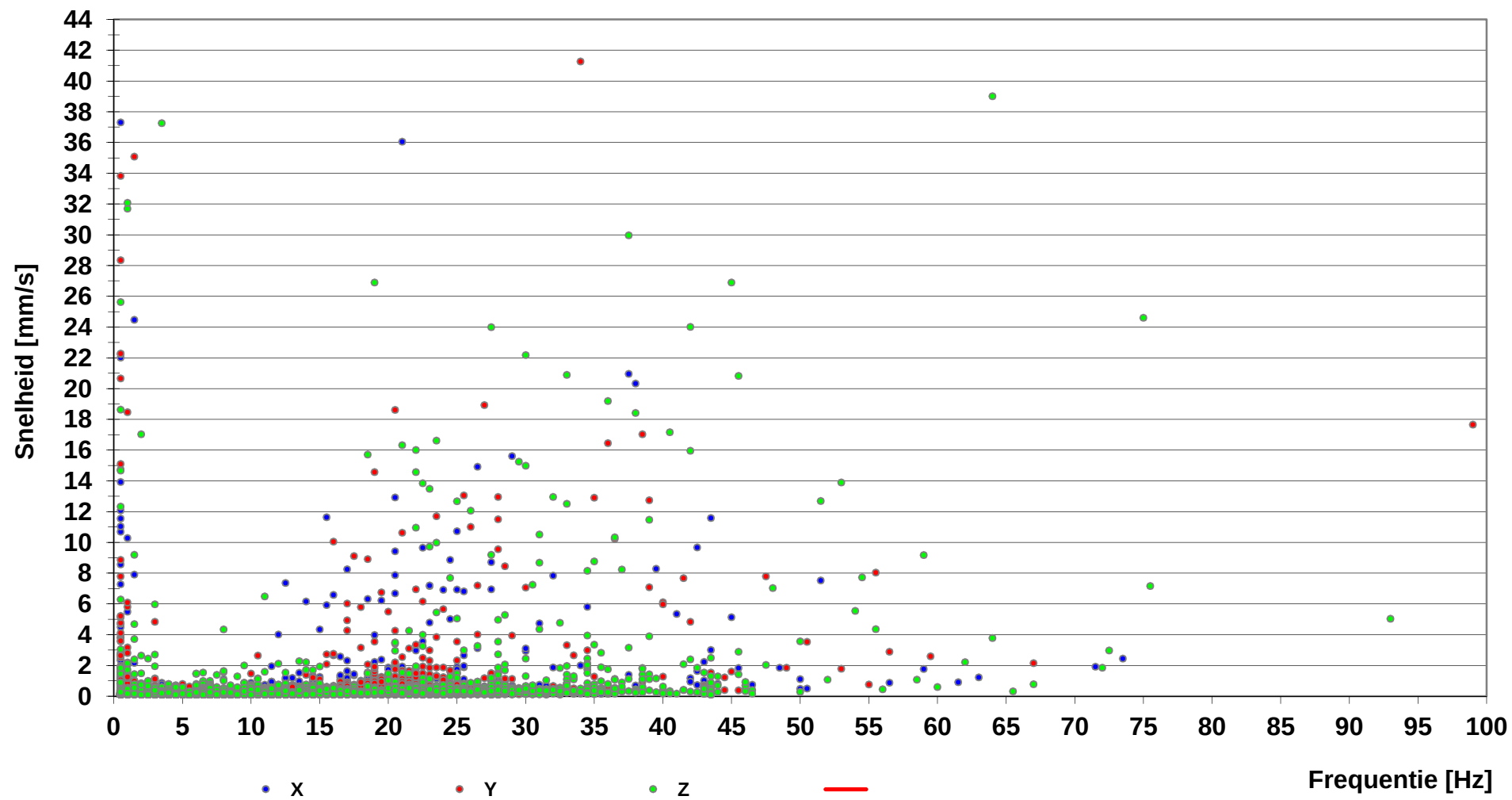
BIJLAGE 3

Meetresultaten Trillingsmetingen

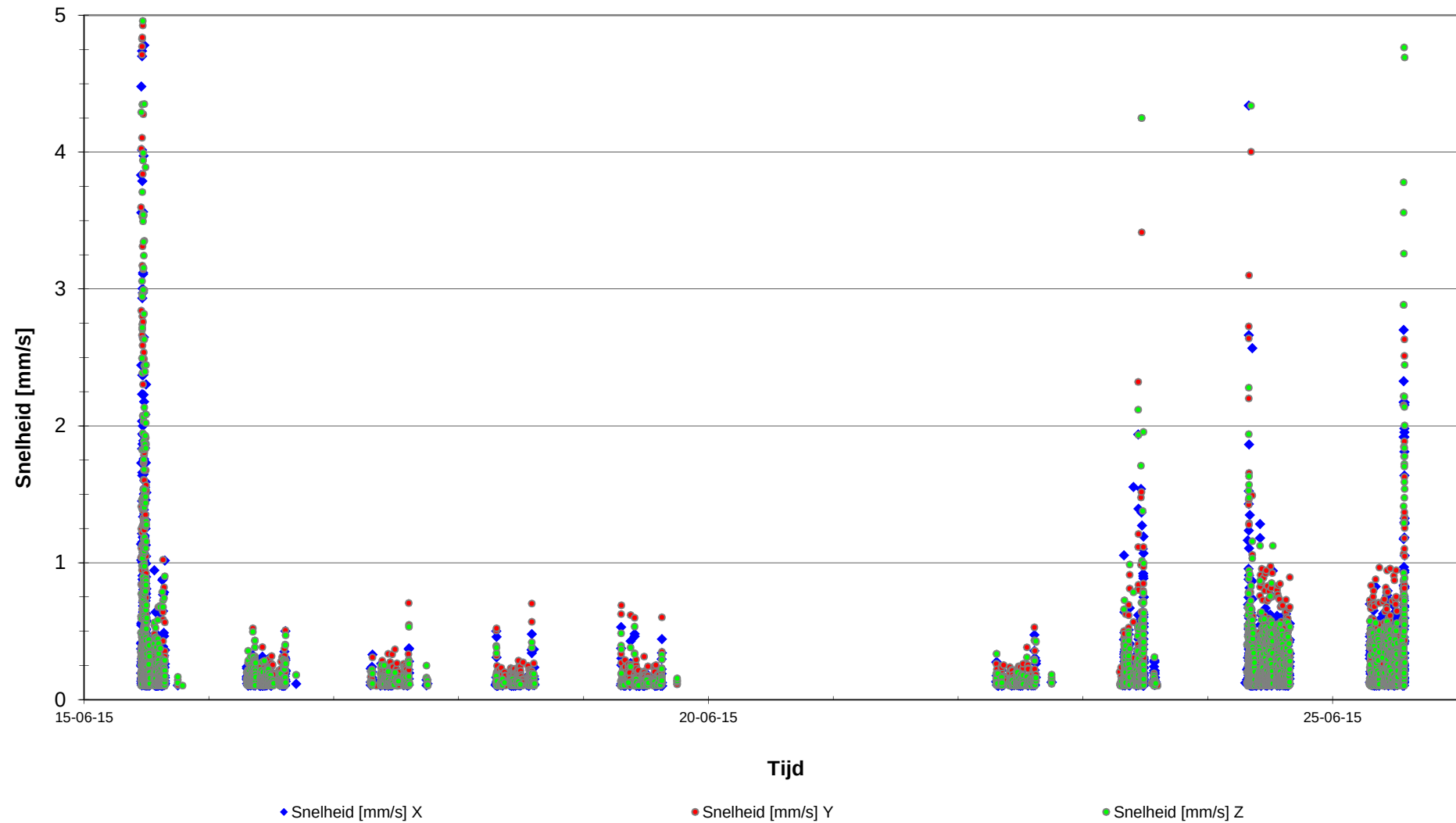
Trillingsmeting, project dijkvernageling te Vianen



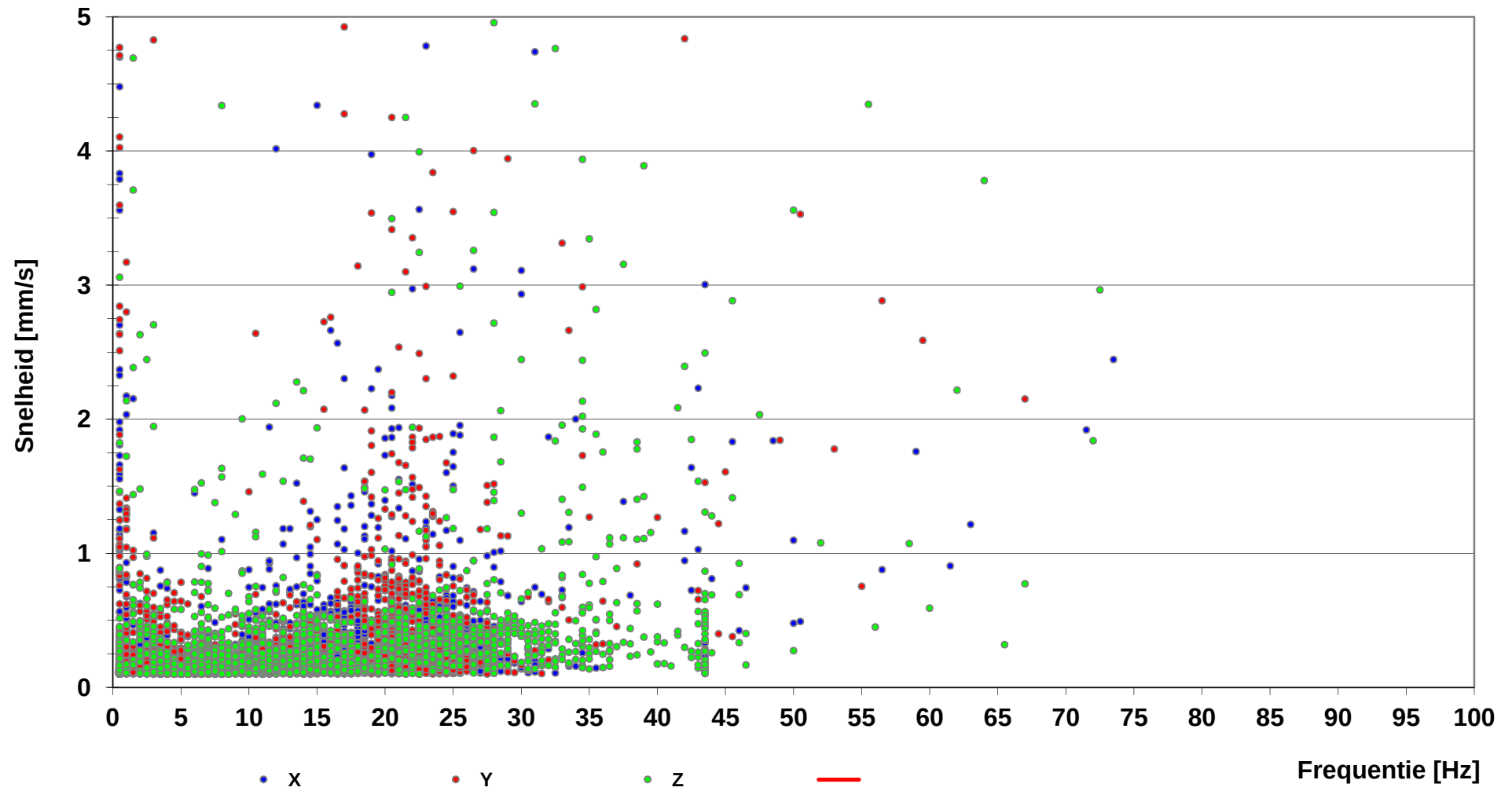
Trillingsmeting, project dijkvernageling te Vianen



Trillingsmeting, project dijkvernageling te Vianen



Trillingsmeting, project dijkvernageling te Vianen



Consortium Dijkvernageling

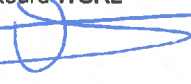


RAPPORTAGE BEZWIJKPROEVEN DIJKVERNAGELING VIANEN

Werknummer : W13-043
Projectnummer : P12-087
Documentnummer: : W13-043-BER-B001
Opdrachtgever : Waterschap Rivierenland
Opsteller : MKO / AYA

Rev. :	Omschrijving:	Datum:
0	Definitief	29-05-2015
1	Opmerkingen WSRL toetsverslag TOETS_00004 Rapportage bezwijkproeven verwerkt	04-08-2015

Akkoord Functie	Naam	Datum	Paraaf
Projectleider	b.a. D. de Wit	04-08-2015	
(Hoofd) Uitvoerder			
Projectcoördinator	D. de Wit	04-08-2015	

Consortium Dijkvernageling	Vrijgave Consortium Dijkvernageling	Goedgekeurd WSRL
Door : D. de Wit 	Door : b.a. D. de Wit 	Door : 
D.d. : 04-08-2015	D.d. : 04-08-2015	D.d. : 0-8-15

Volker Staal en Funderingen



Quarantaineweg 10
3089 KP Rotterdam
Tel. 010-2992288
www.vsf.nl

Dijkversterking Vianen Bezwijkproeven Dijkvernageling



Document nr : W13-043-B001 Verwerking Bezwijkproeven_4-8-2015_Rev1
Revisie : 1
Datum : 4-8-2015
Status : Ter Goedkeuring

Werk nr : W13-043

Opdrachtgever : Waterschap Rivierenland
Referentie :

Akkoord	Naam	Functie	Datum	Paraaf
Opgesteld	MKO	Projectingenieur Geotechniek	4-8-2015	
Gecontroleerd	AYA	Sr. Specialist Geotechniek	4-8-2015	
Vrijgegeven	DDW	Projectleider	4-8-2015	
Geaccepteerd				

Volker Staal en Funderingen



Quarantaineweg 10
3089 KP Rotterdam
Tel. 010-2992288
www.vsf.nl

Dijkversterking Vianen Bezwijkproeven Dijkvernageling



Document nr : W13-043-B001 Verwerking Bezwijkproeven_4-8-2015_Rev1
Revisie : 1
Datum : 4-8-2015
Status : Ter Goedkeuring

Werk nr : W13-043

Opdrachtgever : Waterschap Rivierenland
Referentie :

Akkoord	Naam	Functie	Datum	Paraaf
Opgesteld	MKO	Projectingenieur Geotechniek	4-8-2015	
Gecontroleerd	AYA	Sr. Specialist Geotechniek	4-8-2015	
Vrijgegeven	DDW	Projectleider	4-8-2015	
Geaccepteerd				



Dijkversterking Vianen
Bezwijkproeven Dijkvernageling

INHOUDSOPGAVE	PAG.
1 ALGEMEEN	2
1.1 Projectomschrijving	2
1.2 Wijziging beheer	2
1.3 Distributie	2
1.4 Bijbehorende documenten	2
2 ALGEMEEN	3
2.1 Doel van de proef	3
3 PROEFBELASTING DIJKVERNAGELING	4
3.1 Beschrijving Uitvoeringswijze	4
3.2 Gebruikte Materialen	5
3.3 Berekeningswijze	6
3.3.1 Geotechnisch draagvermogen	6
3.4 Benodigde afmetingen trekelement	6
3.5 Beschrijving Proefnagels	7
3.6 Lokatie Proefnagels	7
3.7 Meetprocedure Bezwijkproeven	7
4 BEZWIJKBELASTING EN BEPALING A_T	8
5 CONCLUSIE	11
6 BIJLAGEN	12

**Dijkversterking Vianen
Bezwijkproeven Dijkvernageling****1 ALGEMEEN****1.1 Projectomschrijving**

Te Vianen zal, in opdracht van Waterschap Rivierenland, de dijk langs de lek worden versterkt. Voor deel van het versterkingstraject is aangeboden met de innovatieve techniek Dijkvernageling, wat nu als zijnde een pilot project voor deze techniek wordt uitgevoerd. Het Consortium Dijkvernageling (Boskalis, Witteveen+Bos, Grontmij en Volker Staal en Funderingen) heeft hiervoor een DO-ontwerp gemaakt en het bijbehorende monitoringsplan opgesteld. Onderdeel van het monitoringsplan is het aantonen/controleren van de ontwerpparameter van de houdkracht van de nagels middels bezwijkproeven. De bezwijkproeven zijn in de afgelopen periode uitgevoerd en de resultaten worden in deze rapportage uitgewerkt.

1.2 Wijziging beheer

Rev.	Omschrijving	Datum
0	Verwerking resultaten bezwijkproeven	22-05-2015
1	Opmerkingen uit toetsverslag – rapportage bezwijkproeven verwerkt	4-8-2015

1.3 Distributie**1.4 Bijbehorende documenten**

Onderstaande documenten behoren bij dit rapport:

Doc. nr.	Omschrijving

**Dijkversterking Vianen
Bezwijkproeven Dijkvernageling****2 ALGEMEEN****2.1 Doel van de proef**

Bezwijkproeven zijn trekproeven tot bezwijken die voorafgaand aan een werk worden uitgevoerd om de ontwerpparameters van de houdkracht van een anker/nagel in een bepaalde grondslag te kunnen vaststellen / verifiëren. Deze proeven worden met name uitgevoerd/voorgeschreven voor nieuwe verankeringsystemen (of zoals bij dijkvernageling bij nieuwe toepassingsgebieden van verankeringsystemen), waarbij nog geen eerdere beproevingen in vergelijkbare grondslag zijn uitgevoerd. Het doel van de proef is de in het (definitief) ontwerp aangehouden houdkracht te verifiëren/onderbouwen. Hierbij wordt specifiek de voor de houdkracht maatgevende schachtswrijvingsfactor α_t gecontroleerd.

2.2 Referentiedocumenten

De volgende documenten hebben als referentie gediend voor dit rapport:

- [1] Dijkvernageling Lekdijk Vianen, Definitief Ontwerp (DO), referentienr. GM-0146489, GRONTMIJ en WITTEVEEN+BOS, d.d. 30-04-2015;
- [2] Dijkvernageling Vianen, Situatietekening met dwarsprofiel en details, Definitief Ontwerp, tekeningnr. 332487-T001 rev 0, GRONTMIJ, d.d. 06-11-2014;
- [3] Ontwerpoverleg Stabiliteitsfactor vernageling Vianen, referentie VA20-3/15-006.429, WITTEVEEN+BOS, 14-04-2015;
- [4] Deelwerkplan Monitoring Dijkvernageling Vianen, doc. nr. W13-043-DWP-001, CONSORTIUM DIJKVERNAGELING, d.d. 29-04-2015;
- [5] Aanbrengen vernageling Dijkvernageling Vianen, doc. nr. W13-043-DWP-002, CONSORTIUM DIJKVERNAGELING, d.d. 07-04-2015.

Dijkversterking Vianen
Bezwijkproeven Dijkvernageling

3 PROEFBELASTING DIJKVERNAGELING

3.1 Beschrijving Uitvoeringswijze

In deze paragraaf worden de toegepaste installatietechniek beschreven.

De nagels worden aangebracht middels het boren met een enkele boorbuis (150mm buitendiameter) met een verloren boorpunt. Bij het spoelboren met verloren punt onderaan de boorbuis snijdt de roterende boorpunt de grond los, eventueel geholpen door een geringe hoeveelheid water wat via injectiegaten uit de punt van de boorpunt naar beneden wordt geïnjecteerd. Door de geringe overmaat van de boorpunt kan de uitgeboorde grond en boorspoeling via de vrije ruimte tussen de buitenkant van de boorbuis en de binnenkant van het boorgat omhoog worden afgevoerd.

Het inboren van de boorbuis geschiedt al draaiend in een continu neergaande beweging, zodat de boorpunt niet loskomt van de boorbuis alvorens de boorbuis op de gewenste diepte is.



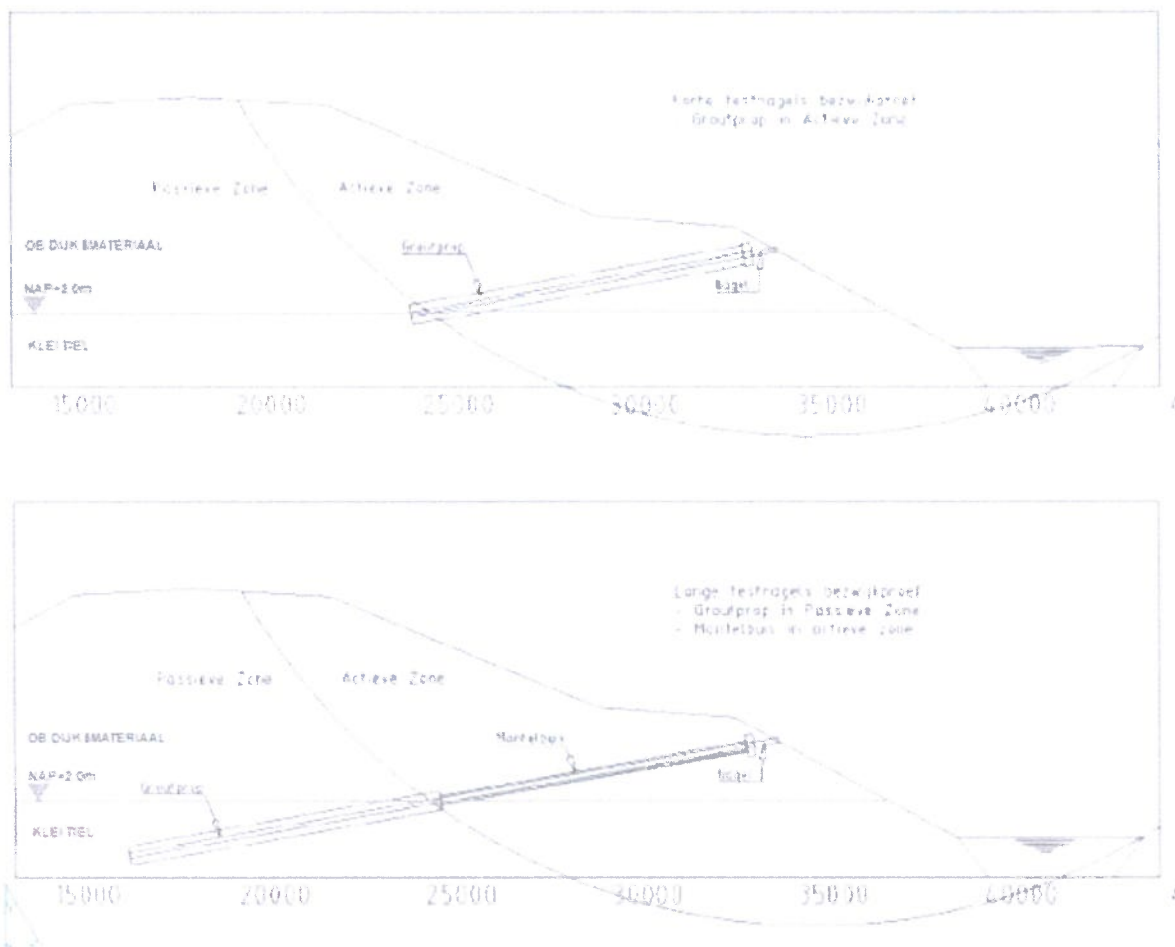
Figuur 1: Inboren van de testnagels op de projectlocatie.

Wanneer de gewenste diepte is bereikt wordt het glasvezel nagel ingevoerd, waarbij afstandhouders ervoor zorgen dat het element gecentreerd in het boorgat zit. Tevens wordt de boorbuis gevuld met grout, welke zorgt voor de aanhechting van de nagel aan de grond. Daarna wordt de boorbuis al draaiend teruggetrokken, waarbij de boorpunt achterblijft.

De nagels doorkruisen tweemaal lagen waaraan draagvermogen kan worden ontleend. Om de schachtswrijvingsfactor(en) van beide lagen separaat te testen zijn de proefnagels onderscheiden in korte en lange nagels.

De korte nagels zijn in de bovenste grondlaag gepositioneerd. Deze eerste grondlaag betreft een laag welke in het ontwerp OB Dijksmateriaal is genoemd. Dit betreft het materiaal waaruit de dijk is opgebouwd. De laag begint op maaiveld en de onderkant van de laag ligt op NAP+2.0m. Bij de proeven op deze nagels (korte nagels) begint de groutprop van de nagels direct aan het maaiveld/achter de facing.

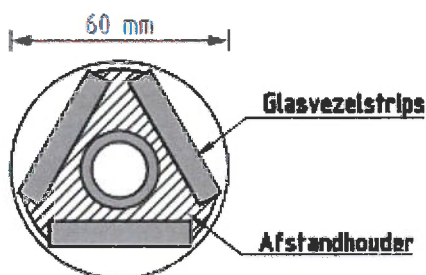
De propfen van de lange nagels zijn aangebracht in de tweede grondlaag. Deze laag betreft een kleilaag welke in het ontwerp Klei Tiel is genoemd. De bovenkant van deze laag ligt op NAP+2.0m en de onderkant ligt ongeveer op NAP-2.0m. De onderkant van de nagels ligt altijd boven deze laagscheiding. Om te garanderen dat alleen deze laag wordt beproefd zijn de proefnagels in deze laag (lange nagels) voorzien van een HDPE omhulling over de bovenste 8.5m. Deze HDPE omhulling voorkomt dat kracht wordt afgedragen aan de grondlaag waarin deze omhulling ligt (OB Dijksmateriaal).



Figuur 2: Schematische weergave van de geteste nagels. Boven is een korte nagel gepresenteerd, onder is een lange nagel gepresenteerd.

3.2 Gebruikte Materialen

De dijkvernageling bestaat uit een glasvezel element omhuld met grout. Het glasvezel element betreft een drietal glasvezel strips, welke middels afstandhouders zijn verbonden. Het oppervlak van het glasvezelelement is $A_g = 360 \text{ mm}^2$. De rekenwaarde treksterkte van het glasvezelmateriaal betreft $f_{br,d} = 650 \text{ MPa}$.



Figuur 3: Schematische weergave van de glasvezel elementen die als anker materiaal zijn gebruikt, incl. groutslang.

Tevens wordt in het midden van de strips een tyeen groutslang mee naar beneden gebracht, waarmee de groutprop kan worden gevormd. Door grout door deze leiding te pompen tijdens het uittrekken van de boorbuis wordt, na het op diepte komen van het element, de groutprop van onderaf gemaakt. Voor het grout dat in direct contact komt met de staaf wordt hoogovencement gebruikt. Er wordt gewerkt met een water/cement-factor van ca. 0.5.



Dijkversterking Vianen Bezwijkproeven Dijkvernageling

3.3 Berekeningswijze

Bij het ontwerp van de vernageling wordt enerzijds gekeken naar de benodigde lengte om voldoende geotechnisch draagvermogen en daarmee voldoende stabiliteit te leveren en anderzijds naar de sterkte van het glasvezel element.

3.3.1 Geotechnisch draagvermogen

Het geotechnisch draagvermogen wordt, conform CUR 219, bepaald volgens de volgende formule.

$$R_{a,gem} = \alpha_t \cdot O \cdot L_a \cdot q_{c,gem}$$

Waarin:

- $R_{a,gem}$ = een indicatie van de minimale houdkracht in [kN];
- α_t = de schachtwrijvingsfactor, in het DO aangehouden op 0.016 [-];
- O = de omtrek van het groutlichaam in [m];
- L_a = de lengte van het verankeringsdeel in de draagkrachtige laag in [m];
- $q_{c,gem}$ = de gemiddelde conusweerstand in de draagkrachtige laag in [kPa], evt. gecorrigeerd en gemaximaliseerd.

De wrijving tussen de grond en het grout is de bepalende factor in de trekkracht die de nagel aan kan. De wrijvingsfactor α_t wordt daarom bepaald aan hand van de bezwijkbelasting van de nagels. De bezwijkbelasting voor de nagels wordt, in overeenstemming met de definitie voor bezwijkbelasting van wandverankering, gedefinieerd als de kracht waarbij de kruipmaat groter is dan 2 [mm] (bij belasting op trek).

3.4 Benodigde afmetingen trekelement

Tijdens het beproeven van de verankering is het belangrijk het overschrijden van de houdkracht tussen de groutprop en de grond wordt gemeten. Daarom dient het glasvezelelement een maximale trekweerstand te hebben dan te verwachten bezwijkbelasting van de prop. In dit geval geldt:

$$\text{Trekweerstand Glasvezel: } F_{r,d} = A_g \cdot f_{br,d} = 360E^{-6} [m] \cdot 650E^3 [kN/m] = 234 [kN]$$

De maximale ontwerpbelasting voor het slipcriterium (geotechnisch bezwijken van de nagel) ter plaatse van de test (doorsnede D002) bedraagt 65 kN. Ten behoeve van eventuele optimalisaties van het ontwerp is er voor gekozen om naast het belasten tot 100% van de ontwerpbelasting ook door te belasten tot 125% of 150% van de ontwerpbelasting, waarmee een hogere α_t kan worden aangetoond voor dit project.



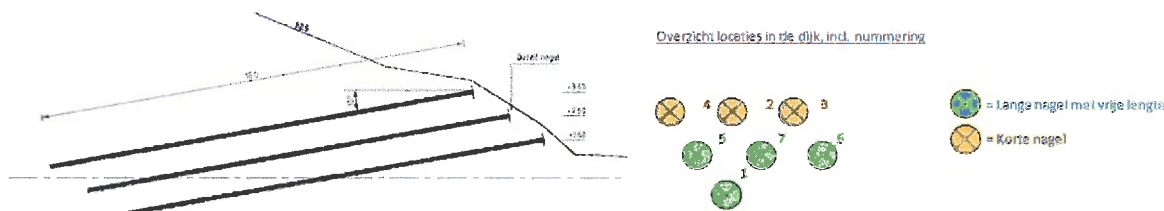
Dijkversterking Vianen Bezwijkproeven Dijkvernageling

3.5 Beschrijving Proefnagels

De proefnagels zijn geïnstalleerd conform de niveaus zoals aangegeven in de onderstaande tabel.

Tabel 1: Overzicht beproefde nagels

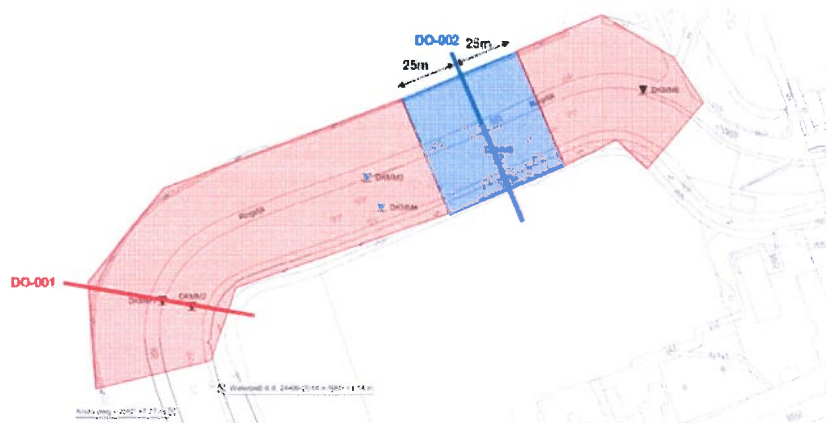
Paal nr. [-]	Lange/Korte nagel [-]	Diameter Glasvezel [mm]	Diameter Grout [mm]	Lengte prop [m]	Vrije Ankerlengte [m]	BK - nagel [m NAP]	BK- / OK- prop [m NAP]	Doel van proef [-]
1	Lang	60	150	10.5	8.5	+1.60	+0.10 / -1.70	Bepaling α_t
2	Kort	60	150	8.5	-	+3.60	+3.60 / +2.10	Bepaling α_t
3	Kort	60	150	8.5	-	+3.60	+3.60 / +2.10	Bepaling α_t
4	Kort	60	150	8.5	-	+3.60	+3.60 / +2.10	Bepaling α_t
5	Lang	60	150	8.5	8.5	+2.60	+1.10 / -0.40	Bepaling α_t
6	Lang	60	150	10.5	8.5	+2.60	+1.10 / -0.70	Bepaling α_t
7	Lang	60	150	10.5	8.5	+2.60	+1.10 / -0.70	Bepaling α_t



Figuur 4: Schematische weergave van het stramien waarin de beproefde nagels zijn aangebracht.

3.6 Lokatie Proefnagels

De proefnagels worden gemaakt in het te versterken traject ter hoogte van doorsnede DO-002. Dit is tevens ter plaatse van sondering DKMM5.



Figuur 5: Overzicht van de projectlocatie.

3.7 Meetprocedure Bezwijkproeven

De nagels worden beproefd conform NEN14490. Omdat de krachten voornamelijk aan cohesieve grondlagen worden ontleend wordt het testprotocol conform prEN ISO 22477-5 aangehouden. Dit komt er op neer dat de testprocedure gelijk is als de testprocedure in CUR166 voor wandverankering, maar dat de aangehouden belastingstappen langer zijn. In de proef zijn de volgende belastingstappen gehanteerd:



Dijkversterking Vianen Bezwijkproeven Dijkvernageling

Tabel 2: Overzicht gebruikt belastingen en belastingduur voor de bezwijkproeven.

Belastingstap	Belasting [kN]	Belastingduur [min]
Initiële belasting	10	1
Stap 1 (40% F)	26	15
Stap 2 (55% F)	36	15
Stap 3 (70% F)	46	60
Stap 4 (80% F)	52	60
Stap 5 (90% F)	59	60
Stap 6 (100% F)	65	180
Stap 7 (125% F)	81	180
Stap 8 (150% F)	98	180

Na elke belastingstap wordt teruggegaan naar de initiële belasting zodat de plastische vervorming in de betreffende fase kan worden bepaald.

Voor elke bezwijkproef is vooraf een formulier conform prEN ISO 22477-5 opgesteld. Op deze formulieren zijn onder andere de verschillende belastingstappen en de vervormingen met bijbehorende tijdstippen vermeld. In bijlage 2 van dit document zijn de ingevulde meetformulieren van de proefnagels weergegeven.

De nagel wordt als bezweken beschouwd wanneer in of op weg naar een bepaalde belastingstap de vervorming zo groot is dat de kruipmaat wordt overschreden. De gehanteerde bezwijkbelasting is dan de belasting uit de laatste belastingstap waarbij de kruipmaat nog wel voldeed.

4 BEZWIJKBELASTING EN BEPALING a_t

Bij de maximale belasting tijdens iedere stap zijn de verplaatsingen van de kop van de nagel op verschillende tijdstippen gemeten. Op basis van e gemeten verplaatsingen zijn de kruipmaten voor de verschillende belastingstappen bepaald volgens de formule (CUR 166):

$$a = \frac{s_2 - s_1}{\log t_2 - \log t_1}$$

Waarin:

- a = de kruipmaat [-];
- s_1 = is de ankerkopverplaatsing op tijdstip t_1 [mm];
- s_2 = is de ankerkopverplaatsing op tijdstip t_2 [mm];
- t_1 = is het tijdstip na aanvang belastingstap [min];
- t_2 = is het tijdstip einde waarnemingsperiode van de belastingstap [min].

De nagels worden als geotechnisch bezweken beschouwd wanneer de kruipmaat hoger is dan 2. De waarde van de kruipmaat is gegeven op de meetformulieren, gepresenteerd in bijlage 2.

Als bij het bereiken van de hoogste mogelijke testbelasting nog geen bezwijken is opgetreden, dan wordt de hoogste bereikte belasting beschouwd als zijnde maximaal aangetoonde bezwijkbelasting. Op basis van deze aangetoonde bezwijkbelasting kunnen de wrijvingseigenschappen afgeleid worden. In Tabel 3 worden de behaalde bezwijkbelastingen voor de dijkvernageling te Vianen gepresenteerd.

Tabel 3: Overzicht bezwijkbelasting van de beproefde nagels.

Nagel nr. [-]	diameter grout [mm]	B.K.-prop [m NAP]	O.K.- prop [m NAP]	Bezwijkbelasting [kN]
1 (Lang)	150	+0.10	-1.70	81
2 (Kort)	150	+3.60	+2.10	81
3 (Kort)	150	+3.60	+2.10	81
4 (Kort)	150	+3.60	+2.10	65
5 (Lang)	150	+1.10	-0.70	81
6 (Lang)	150	+1.10	-0.40	81
7 (Lang)	150	+1.10	-0.70	98



Dijkversterking Vianen Bezwijkproeven Dijkvernageling

Alle nagels zijn bezweken bij een belasting die hoger is dan 100% van de ontwerpbelasting (65 kN). Opgemerkt wordt dat de exacte bezwijkbelasting niet bekend is en dat deze hoger ligt dan de hierboven in Tabel 3 gepresenteerde waarden. Dit omdat bij een groot deel van de nagels nog geen bezwijken is opgetreden in de laatste belastingstap (de kruipmaat is lager dan 2 in de laatste teststap, bij een belasting boven de 100% van de ontwerpbelasting) of het verschil tussen de belasting bij bezwijken en de voorgaande stap is vrij groot (bezwijken bij 150% van de ontwerpbelasting, waarbij de voorgaande behaalde belastingstap 100% van de ontwerpbelasting is met een zeer lage kruipmaat).

Op basis van de propdiameter van 150mm, de lengte van het groutlichaam en de bezwijkbelasting is voor elke nagel de schachtwrijving bepaald die aan de grond kan worden ontleend.

$$\tau_{max} = \frac{F_{r,k}}{L_p \cdot D_{grout} \cdot \pi}$$

Waarin:

T_{max} = de maximale schachtwrijving [kN/m²]

$F_{r,k}$ = de bezwijkbelasting [kN]

L_p = de groutproplengte [m]

D_{grout} = de diameter van de groutprop [m]

De maximale schachtwrijving van de nagels wordt omschreven als:

$$\tau_{max} = \alpha_t \cdot q_c$$

Waarin:

α_t = de schachtwrijvingsfactor (ontwerpparameter) [-]

q_c = de gemiddelde conusweerstand van de grondlaag waarin de groutprop zich bevindt [kPa] (eventueel gemaximaliseerd op 15 of 20 MPa)

In onderstaande tabel zijn de berekende waarden voor α_t gepresenteerd, op basis van bovenstaande formules. Hierbij is gebruik gemaakt van de conusweerstand voor de betreffende laag volgens de dichtstbijzijnde sondering DKMM5.

Tabel 4: Bepaling waarde α_t voor de korte nagels in bovenste grondlaag (OB Dijksmateriaal)

Nagel [-]	L_{prop} [m]	D_{grout} [m]	$F_{r,k}$ [kN]	$T_{bezwijk}$ [kN/m ²]	$Q_{c,gem;DKMM5}$ [kPa]	$\alpha_{t;DKMM5}$ [%]
2 (Kort)	8,50	0,15	81,00	20,22	2000	1,0
3 (Kort)	8,50	0,15	81,00	20,22	2000	1,0
4 (Kort)	8,50	0,15	65,00	16,23	2000	0,8
Gemiddeld						0,9

Voor de korte testnagels (proef 2 t/m 4) wordt voor de bovenlaag een α_t bepaald van 0.9% (0.009 [-]). Deze lage waarde van de α_t is te verklaren door de marginaal aanwezige dekking (ca. 1,5 á 2 [m]) boven de nagels. Volgens de ervaring en de richtlijnen voor ankers is een minimale dekking van 4,5 [m] nodig om de schachtwrijving optimaal te kunnen mobiliseren.

Tabel 5: Bepaling waarde α_t voor de lange nagels (Klei Tiel)

Nagel [-]	L_{prop} [m]	D_{grout} [m]	$F_{r,k}$ [kN]	$T_{bezwijk}$ [kN/m ²]	$Q_{c,gem;DKMM5}$ [kPa]	$\alpha_{t;DKMM5}$ [%]
1 (Lang)	10,50	0,15	81,00	16,37	1000	1,6
5 (Lang)	8,50	0,15	81,00	20,22	1000	1,6
6 (Lang)	10,50	0,15	81,00	16,37	1000	2,0
7 (Lang)	10,50	0,15	98,00	19,81	1000	1,9
Gemiddeld						1,8

Voor de lange testnagels (proef 1 en 5 t/m 7), welke zich bevinden in de diepere laag, wordt een α_t bepaald van 1.8% (0.018 [-]).

Op basis van bovenstaande kan worden geconcludeerd dat waarde α_t en daarmee de methode voor het bepalen van de houdkracht over deze laag ruim voldoet. De berekende waarde voor α_t van 1.82% is ruim



Dijkversterking Vianen
Bezwijkproeven Dijkvernageling

hoger dan de in het ontwerp gehanteerde theoretische waarde van 1.6%. De theoretische waarde volgt conform [1] uit CUR 219 INSIDE innovatieve dijkversterking.

Voor de ondiepe laag geldt dit echter niet. De berekende waarde α_t van 0.9% is ruim lager dan de theoretische waarde van 1.6%, het geen wordt verklaard door marginaal aanwezige dekking. Deze laag wordt echter alleen gemobiliseerd door de nageldelen welke boven het glijvlak liggen. De kracht in dit deel wordt conform het ontwerp [1] opgenomen door de facingplaat, waardoor in het ontwerp geen schuifkracht langs de nagels wordt ontleend aan deze laag.



Dijkversterking Vianen
Bezwijkproeven Dijkvernageling

5 CONCLUSIE

Volgens het ontwerp [1] wordt alleen houdkracht ontleend beneden een niveau NAP+2.0m in de Kleilaag. De waarde α_s welke volgt uit de bezwijkproeven voor deze kleilaag bedraagt 1.8% en is daarmee hoger dan in het ontwerp gehanteerde waarde van 1.6%.

Houdkracht die benodigd zou zijn in het (OB) Dijksmateriaal wordt opgenomen door de toegepaste facing.

Vastgesteld kan worden dat de in het DO-ontwerp aangehouden ontwerpparameter voor de draagkracht van de nagels voldoende onderbouwd en gerechtvaardigd is middels de bezwijkproeven



Dijkversterking Vianen
Bezwijkproeven Dijkvernageling

6 BIJLAGEN

Alle bijlagen zijn revisie 0 tenzij anders vermeld.

Nr.	Omschrijving	Rev.
1	Installatiegegevens proefnagels	
2	Meetformulieren	
3	Grondonderzoek	



BIJLAGE 1
Installatiegegevens Proefnagels

[illegible]



BIJLAGE 2

Meetresultaten Proefnagels

Consortium Dijkvernageling V.O.F Waahaven Oostzijde 85 ROTTERDAM				BEZWIJKPROEF Dijknagels VOLGENS prEN ISO 22477-5				
PROJECT Dijkvernageling Vianen PLAATS Vianen WERKNR W13-043		BLAD 1 PAAL NR. 1						
Afspanner F. van Gent Vijzel # 250T holvijzel 140mm Drukdoos 805-373		$\Delta L_{\min} = \frac{(F_{\max} - F_0) \times 0,8 L_v}{E \times A}$ $\Delta L_{\max} = \frac{(F_{\max} - F_0) \times (L_v + 0,5 \times L_p)}{E \times A}$						
Datum 11 mei 2015 L v (Lvr+Lbe+Lsp) 8,50 [m] L prop 10,50 [m] L totaal 19,00 [m]		Diameter ankerstaaf [mm] Belasting $F_{e,\max,grd}$ 65 [kN] Min. verlenging $\Delta L_{\min}$ 0,00 [mm] Max. verlenging $\Delta L_{\max}$ 0,00 [mm]						
Belasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Verschil niveau [mm]
Voorlast	10	0	0	0,00				
		1	1	0,00				
0,40	26	0	1	7,08				
		1	2	7,10				
		2	3	7,20				
		3	4	7,25				
		4	5	7,30				
		5	6	7,34				
		7	8	7,42				
		10	11	7,53				
		15	16	7,58	0,240			
Voorlast	10	0	16	5,36				
		1	17	5,31				
0,55	36	0	17	17,18				
		1	18	17,18				
		2	19	17,24				
		3	20	17,28				
		4	21	17,28				
		5	22	17,28				
		7	24	17,28				
		10	27	17,28				
		15	32	17,33	0,050			
Voorlast	10	0	32	11,78				
		1	33	11,78				
0,70	46	0	33	26,03				
		1	34	26,33				
		2	35	26,41				
		3	36	26,55				
		4	37	26,72				
		5	38	26,87				
		7	40	26,89				
		10	43	26,89				
		15	48	26,98				
		20	53	26,98				
		30	63	27,04				
		45	78	27,05				
		60	93	27,05	0,044			
Voorlast	10	0	93	18,94				
		1	94	18,94				
0,80	52	0	94	33,55				
		1	95	33,75				
		2	96	33,75				

Belasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Verschil niveau [mm]
		3	97	33,75				
		4	98	33,76				
		5	99	33,77				
		7	101	33,77				
		10	104	33,77				
		15	109	33,77				
		20	114	33,75				
		30	124	33,80				
		45	139	33,80				
		60	154	33,84	0,056			
Voorlast	10	0	154	22,00				
		1	155	22,00				
0,90	59	0	155	41,50				
		1	156	41,50				
		2	157	41,50				
		3	158	41,50				
		4	159	41,50				
		5	160	41,50				
		7	162	41,50				
		10	165	41,51				
		15	170	41,51				
		20	175	41,51				
		30	185	41,51				
		45	200	41,51				
		60	215	41,57	0,037			
Voorlast	10	0	215	26,31				
		1	216	26,31				
1,00	65	0	216	48,70				
		1	217	48,73				
		2	218	48,73				
		3	219	48,78				
		4	220	48,78				
		5	221	48,78				
		7	223	48,82				
		10	226	48,75				
		15	231	48,80				
		20	236	48,80				
		30	246	48,82				
		45	261	48,88				
		60	276	48,91				
		90	306	48,97				
		180	396	49,21	0,179			
Voorlast	10	0	396	29,78				
		1	397	29,78				
1,25	81	0	397	70,00				
		1	398	70,05				
		2	399	70,19				
		3	400	70,25				
		4	401	70,30				
		5	402	70,35				
		7	404	70,35				
		10	407	70,35				
		15	412	70,35				
		20	417	70,35				
		30	427	70,52				
		45	442	70,65				
		60	457	70,80				
		90	487	71,13				
		180	577	71,28	0,349			
Voorlast	10	0	577	35,61				
		1	578	35,61				

Consortium Dijkvernageling V.O.F Waalhaven Oostzijde 85 ROTTERDAM				BEZWIJKPROEF Dijknagels VOLGENS prEN ISO 22477-5				
PROJECT PLAATS WERKNR				BLAD PAAL NR.				
Dijkvernageling Vianen Vianen W13-043				2 kort				
Afspanner Vijzel # Manometer #				$\Delta L_{min} = \frac{(F_{max} - F_0) \times 0,8 L_v}{E \times A}$ $\Delta L_{max} = \frac{(F_{max} - F_0) \times (L_v + 0,5 \times L_p)}{E \times A}$				
F. van Gent 250T holvijzel 140mm 805-373								
Datum L v (Lvr+Lbe+Lsp) L prop L totaal				Diameter ankerstaaf Belasting Min. verlenging Max. verlenging				
18 mei 2015 [m] 8,50 9,00				[mm] 65 [kN] [mm] [mm]				
Belasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Verschil niveau [mm]
Voorlast	10	0	0	0,00				
		1	1	0,03				
0,40	26	0	1	4,98				
		1	2	5,09				
		2	3	5,11				
		3	4	5,13				
		4	5	5,15				
		5	6	5,18				
		7	8	5,21				
		10	11	5,26				
		15	16	5,29	0,110			
Voorlast	10	0	16	2,90				
		1	17	2,90				
0,55	36	0	17	7,70				
		1	18	7,82				
		2	19	7,87				
		3	20	7,90				
		4	21	7,92				
		5	22	7,97				
		7	24	7,99				
		10	27	8,04				
		15	32	8,14	0,170			
Voorlast	10	0	32	4,60				
		1	33	4,61				
0,70	46	0	33	11,60				
		1	34	11,71				
		2	35	11,74				
		3	36	11,76				
		4	37	11,79				
		5	38	11,81				
		7	40	11,84				
		10	43	11,88				
		15	48	11,93				
		20	53	11,95				
		30	63	11,98				
		45	78	12,02				
		60	93	12,08	0,081			
Voorlast	10	0	93	6,60				
		1	94	6,60				
0,80	52	0	94	14,75				
		1	95	14,90				
		2	96	14,92				

Beasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Vershil niveau [mm]
		3	97	14,93				
		4	98	14,95				
		5	99	14,95				
		7	101	14,96				
		10	104	14,98				
		15	109	14,99				
		20	114	15,02				
		30	124	15,06				
		45	139	15,08				
		60	154	15,10	0,050			
Voorlast	10	0	154	7,88				
		1	155	7,88				
0,90	59	0	155	18,20				
		1	156	18,24				
		2	157	18,25				
		3	158	18,25				
		4	159	18,25				
		5	160	18,27				
		7	162	18,27				
		10	165	18,29				
		15	170	18,31				
		20	175	18,34				
		30	185	18,37				
		45	200	18,39				
		60	215	18,40	0,037			
Voorlast	10	0	215	9,30				
		1	216	9,30				
1,00	65	0	216	20,55				
		1	217	20,60				
		2	218	20,64				
		3	219	20,65				
		4	220	20,66				
		5	221	20,70				
		7	223	20,80				
		10	226	20,87				
		15	231	20,92				
		20	236	20,96				
		30	246	21,04				
		45	261	21,27				
		60	276	21,27				
		90	306	21,27				
		180	396	21,31	0,124			
Voorlast	10	0	396	10,02				
		1	397	10,02				
1,25	81	0	397	26,20				
		1	398	26,30				
		2	399	26,35				
		3	400	26,37				
		4	401	26,41				
		5	402	26,47				
		7	404	26,52				
		10	407	26,59				
		15	412	26,63				
		20	417	26,68				
		30	427	26,73				
		45	442	26,76				
		60	457	26,82				
		90	487	26,90				
		180	577	26,98	0,115			
Voorlast	10	0	577	13,20				
		1	578	13,20				

Consortium Dijkvernageling V.O.F Waalhaven Oostzijde 85 ROTTERDAM				BEZWIJKPROEF Dijknagels VOLGENS prEN ISO 22477-5				
PROJECT Dijkvernageling Vianen PLAATS Vianen WERKNR W13-043				BLAD 1 PAAL NR. 3 kort				
Afspanner F. van Gent Vijzel # 250T holvijzel 140mm Manometer # 805-373				$\Delta L_{min} = (F_{max} - F_0) \times 0,8 L_v$ $E \times A$ $\Delta L_{max} = (F_{max} - F_0) \times (L_v + 0,5 \times L_p)$ $E \times A$				
Datum 13 mei 2015 L v (Lvr+Lbe+Lsp) 0,00 [m] L prop 8,50 [m] L totaal 9,00 [m]				Diameter ankerstaaf [mm] Belasting $F_{a,max,gr,d}$ 65 [kN]				
Belasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Verschil niveau [mm]
Voorlast	10	0	0	0,00				
		1	1	0,00				
0,40	26	0	1	2,00				
		1	2	2,10				
		2	3	2,12				
		3	4	2,13				
		4	5	2,18				
		5	6	2,20				
		7	8	2,26				
		10	11	2,30				
		15	16	2,34	0,140			
Voorlast	10	0	16	0,76				
		1	17	0,76				
0,55	36	0	17	6,40				
		1	18	6,54				
		2	19	6,55				
		3	20	6,58				
		4	21	6,60				
		5	22	6,60				
		7	24	6,61				
		10	27	6,64				
		15	32	6,71	0,110			
Voorlast	10	0	32	2,88				
		1	33	2,88				
0,70	46	0	33	11,20				
		1	34	11,30				
		2	35	11,33				
		3	36	11,34				
		4	37	11,34				
		5	38	11,35				
		7	40	11,38				
		10	43	11,44				
		15	48	11,50				
		20	53	11,55				
		30	63	11,58				
		45	78	11,61				
		60	93	11,69	0,087			
Voorlast	10	0	93	5,34				
		1	94	5,35				
0,80	52	0	94	13,10				
		1	95	13,18				
		2	96	13,21				

Belasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Vershil niveau [mm]
		3	97	13,30				
		4	98	13,34				
		5	99	13,37				
		7	101	13,42				
		10	104	13,43				
		15	109	13,45				
		20	114	13,47				
		30	124	13,49				
		45	139	13,53				
		60	154	13,59	0,075			
Voorlast	10	0	154	5,95				
		1	155	5,95				
0,90	59	0	155	14,95				
		1	156	14,97				
		2	157	14,99				
		3	158	15,00				
		4	159	15,05				
		5	160	15,07				
		7	162	15,09				
		10	165	15,13				
		15	170	15,17				
		20	175	15,22				
		30	185	15,25				
		45	200	15,31				
		60	215	15,40	0,112			
Voorlast	10	0	215	6,21				
		1	216	6,21				
1,00	65	0	216	17,22				
		1	217	17,24				
		2	218	17,27				
		3	219	17,28				
		4	220	17,29				
		5	221	17,29				
		7	223	17,32				
		10	226	17,33				
		15	231	17,34				
		20	236	17,36				
		30	246	17,42				
		45	261	17,48				
		60	276	17,54				
		90	306	17,58				
		180	396	17,61	0,061			
Voorlast	10	0	396	8,91				
		1	397	8,92				
1,25	81	0	397	25,95				
		1	398	16,06				
		2	399	26,11				
		3	400	26,12				
		4	401	26,17				
		5	402	26,19				
		7	404	26,23				
		10	407	26,26				
		15	412	26,29				
		20	417	26,31				
		30	427	26,31				
		45	442	26,34				
		60	457	26,34				
		90	487	26,36				
		180	577	26,42	0,038			
Voorlast	10	0	577	12,96				
		1	578	12,96,				

Consortium Dijkvernageling V.O.F Waalhaven Oostzijde 85 ROTTERDAM				BEZWIJKPROEF Dijknagels VOLGENS prEN ISO 22477-5				
PROJECT		Dijkvernageling Vianen		BLAD				
PLAATS		Vianen		PAAL NR.				
WERKNR		W13-043		4 kort				
Afspanner		F. van Gent		$\Delta L_{min} = (F_{max} - F_0) \times 0,8 L_v$				
Vijzel #		250T holvijzel 140mm		$E \times A$				
Manometer #		805-373		$\Delta L_{max} = (F_{max} - F_0) \times (L_v + 0,5 \times L_p)$				
		$E \times A$						
Datum		19 mei 2015		Diameter ankerstaaf [mm]				
L v (Lvr+Lbe+Lsp)				Belasting $F_{a,max;gr,d}$ 65 [kN]				
L prop		8,50 [m]		Min. verlenging ΔL_{min} [mm]				
L totaal		9,00 [m]		Max. verlenging ΔL_{max} [mm]				
Belasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Verschil niveau [mm]
Voorlast	10	0	0	0,00				
		1	1	0,00				
0,40	26	0	1	4,22				
		1	2	4,25				
		2	3	4,27				
		3	4	4,27				
		4	5	4,28				
		5	6	4,28				
		7	8	4,30				
		10	11	4,31				
		15	16	4,33	0,050			
Voorlast	10	0	16	2,38				
		1	17	2,38				
0,55	36	0	17	10,10				
		1	18	10,14				
		2	19	10,16				
		3	20	10,17				
		4	21	10,18				
		5	22	10,19				
		7	24	10,22				
		10	27	10,26				
		15	32	10,31	0,120			
Voorlast	10	0	32	6,50				
		1	33	6,50				
0,70	46	0	33	12,34				
		1	34	12,38				
		2	35	12,40				
		3	36	12,40				
		4	37	12,40				
		5	38	12,42				
		7	40	12,45				
		10	43	12,47				
		15	48	12,47				
		20	53	12,51				
		30	63	12,53				
		45	78	12,60				
		60	93	12,65	0,087			
Voorlast	10	0	93	8,08				
		1	94	8,08				
0,80	52	0	94	14,70				
		1	95	14,75				
		2	96	14,75				

Belasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Vershil niveau [mm]
		3	97	14,76				
		4	98	14,76				
		5	99	14,78				
		7	101	14,79				
		10	104	14,81				
		15	109	14,83				
		20	114	14,87				
		30	124	14,90				
		45	139	14,96				
		60	154	15,03	0,100			
Voorlast	10	0	154	8,76				
		1	155	8,76				
0,90	59	0	155	18,80				
		1	156	18,84				
		2	157	8,85				
		3	158	18,85				
		4	159	18,86				
		5	160	18,87				
		7	162	18,90				
		10	165	18,94				
		15	170	19,06				
		20	175	19,12				
		30	185	19,17				
		45	200	19,21				
		60	215	19,30	0,112			
Voorlast	10	0	215	14,50				
		1	216	14,50				
1,00	65	0	216	23,10				
		1	217	23,16				
		2	218	23,19				
		3	219	23,21				
		4	220	23,22				
		5	221	23,24				
		7	223	23,27				
		10	226	23,32				
		15	231	23,39				
		20	236	23,44				
		30	246	23,50				
		45	261	23,55				
		60	276	23,60				
		90	306	23,64				
		180	396	23,70	0,092			
Voorlast	10	0	396	15,76				
		1	397	15,76				
1,50	98	0	397	35,10				
		1	398	35,30				
		2	399	35,40				
		3	400	35,60				
		4	401	35,65				
		5	402	36,10				
		7	404	37,20				
		10	407	38,80				
		15	412	41,25				
		20	417	44,21				
		30	427	49,57				
		45	442	57,70				
		60	457	74,90				
		72	469	95,20	28,110			
		180	577					
Voorlast	10	0	577	76,20				
		1	578	76,20				

Na 72 minuten op een belasting van 150% te hebben gestaan bleef het element komen. Conclusie is dat deze geotechnisch is bezwaken --> de prop wordt uit de grond getrokken (niet genoeg schachtwrijving)

Consortium Dijkvernageling V.O.F Waalhaven Oostzijde 85 ROTTERDAM				BEZWIJKPROEF Dijknagels VOLGENS prEN ISO 22477-5				
PROJECT Dijkvernageling Vianen PLAATS Vianen WERKNR W13-043				BLAD PAAL NR. 5				
Afspanner F. van Gent Vijzel # 250T holvijzel 140mm Manometer # 805-373				$\Delta L_{min} = (F_{max} - F_0) \times 0,8 L_v$ $E \times A$ $\Delta L_{max} = (F_{max} - F_0) \times (L_v + 0,5 \times L_p)$ $E \times A$				
Datum 20 mei 2015 L v (Lvr+Lbe+Lsp) 8,50 [m] L prop 8,50 [m] L totaal 17,00 [m]				Diameter ankerstaaf [mm] Belasting $F_{a;max;gr;d}$ 65 [kN] Min. verlenging ΔL_{min} [mm] Max. verlenging ΔL_{max} [mm]				
Belasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Verschil niveau [mm]
Voorlast	10	0	0	0,00				
		1	1	0,00		Nagel kwam 2m mee op tijdens trekken boorbuis, hierdoor is de prop 8,5m ipv 10,5m.		
0,40	26	0	1	12,45				
		1	2	12,60				
		2	3	12,61				
		3	4	12,64				
		4	5	12,66				
		5	6	12,69				
		7	8	12,72				
		10	11	12,75				
		15	16	12,78	0,090			
Voorlast	10	0	16	8,97				
		1	17	8,97				
0,55	36	0	17	24,80				
		1	18	24,88				
		2	19	24,91				
		3	20	24,94				
		4	21	24,96				
		5	22	24,98				
		7	24	25,02				
		10	27	25,08				
		15	32	25,14	0,160			
Voorlast	10	0	32	14,12				
		1	33	14,12				
0,70	46	0	33	34,80				
		1	34	34,90				
		2	35	34,95				
		3	36	34,98				
		4	37	35,03				
		5	38	35,10				
		7	40	35,16				
		10	43	35,21				
		15	48	35,26				
		20	53	35,32				
		30	63	35,40				
		45	78	35,51				
		60	93	35,63	0,194			
Voorlast	10	0	93	16,34				
		1	94	16,34				
0,80	52	0	94	42,20				
		1	95	42,31				
		2	96	42,38				

Belasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Vershil niveau [mm]
		3	97	42,42				
		4	98	42,49				
		5	99	42,51				
		7	101	42,53				
		10	104	42,55				
		15	109	42,57				
		20	114	42,60				
		30	124	42,64				
		45	139	42,65				
		60	154	42,68	0,050			
Voorlast	10	0	154	19,90				
		1	155	19,90				
0,90	59	0	155	47,25				
		1	156	47,30				
		2	157	47,35				
		3	158	47,41				
		4	159	47,44				
		5	160	47,49				
		7	162	47,56				
		10	165	47,61				
		15	170	47,68				
		20	175	47,72				
		30	185	47,78				
		45	200	47,85				
		60	215	47,92	0,125			
Voorlast	10	0	215	21,10				
		1	216	21,10				
1,00	65	0	216	55,10				
		1	217	55,20				
		2	218	55,24				
		3	219	55,27				
		4	220	55,31				
		5	221	55,34				
		7	223	55,38				
		10	226	55,40				
		15	231	55,46				
		20	236	55,50				
		30	246	55,56				
		45	261	55,59				
		60	276	55,64				
		90	306	55,75				
		180	396	55,95	0,179			
Voorlast	10	0	396	24,78				
		1	397	24,78				
1,25	81	0	397	74,50				
		1	398	74,62				
		2	399	74,70				
		3	400	74,76				
		4	401	74,79				
		5	402	74,82				
		7	404	74,87				
		10	407	76,31				
		15	412	79,40				
		20	417	79,88				
		30	427	81,55				
		45	442	82,71				
		60	457	83,05				
		90	487	83,60				
		180	577	84,20	1,218			
Voorlast	10	0	577	39,50				
		1	578	39,50				

Consortium Dijkvernageling V.O.F

Waalhaven Oostzijde 85

ROTTERDAM


BEZWIJKPROEF
Dijknagels
VOLGENS prEN ISO 22477-5

PROJECT Dijkvernageling Vianen
 PLAATS Vianen
 WERKNR W13-043

BLAD 1
 PAAL NR. 6

Afspanner F. van Gent
 Vijzel # 250T holvijzel 140mm
 Manometer # 805-373

$$\Delta L_{\min} = \frac{(F_{\max} - F_0) \times 0,8 L_v}{E \times A}$$

$$\Delta L_{\max} = \frac{(F_{\max} - F_0) \times (L_v + 0,5 \times L_p)}{E \times A}$$

Datum 12 mei 2015
 L v (Lvr+Lbe+Lsp) 8,50 [m]
 L prop 10,50 [m]
 L totaal 19,00 [m]

Diameter ankerstaaf [mm]
 Belasting $F_{a,\max,grd}$ 65 [kN]

Belasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Verschil niveau [mm]
Voorlast	10	0	0	0,00				
		1	1	0,00				
0,40	26	0	1	13,90				
		1	2	14,05				
		2	3	14,11				
		3	4	14,20				
		4	5	14,20				
		5	6	14,25				
		7	8	14,27				
		10	11	14,29				
		15	16	14,32	0,070			
Voorlast	10	0	16	6,38				
		1	17	6,38				
0,55	36	0	17	24,50				
		1	18	24,61				
		2	19	24,67				
		3	20	24,70				
		4	21	24,72				
		5	22	24,72				
		7	24	24,73				
		10	27	24,79				
		15	32	24,84	0,120			
Voorlast	10	0	32	9,01				
		1	33	9,01				
0,70	46	0	33	33,08				
		1	34	33,20				
		2	35	33,28				
		3	36	33,37				
		4	37	33,41				
		5	38	33,44				
		7	40	33,50				
		10	43	33,54				
		15	48	33,63				
		20	53	33,71				
		30	63	33,87				
		45	78	33,95				
		60	93	33,95	0,150			
Voorlast	10	0	93	10,15				
		1	94	10,15				
0,80	52	0	94	39,05				
		1	95	39,20				
		2	96	39,25				

Belasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Vershil niveau [mm]
		3	97	39,26				
		4	98	39,26				
		5	99	39,26				
		7	101	39,26				
		10	104	39,26				
		15	109	39,26				
		20	114	39,26				
		30	124	39,26				
		45	139	39,26				
		60	154	39,26	0,000			
Voorlast	10	0	154	10,70				
		1	155	10,70				
0,90	59	0	155	45,80				
		1	156	45,86				
		2	157	45,94				
		3	158	45,99				
		4	159	46,04				
		5	160	46,05				
		7	162	46,05				
		10	165	46,15				
		15	170	46,24				
		20	175	46,39				
		30	185	47,02				
		45	200	48,15				
		60	215	48,33	1,211			
Voorlast	10	0	215	13,49				
		1	216	13,49				
1,00	65	0	216	53,10				
		1	217	53,90				
		2	218	53,90				
		3	219	53,90				
		4	220	53,90				
		5	221	53,93				
		7	223	53,99				
		10	226	53,99				
		15	231	53,99				
		20	236	53,99				
		30	246	53,99				
		45	261	53,99				
		60	276	54,05				
		90	306	54,06				
		180	396	54,07	0,037			
Voorlast	10	0	396	12,52				
		1	397	12,52				
1,25	81	0	397	70,10				
		1	398	70,30				
		2	399	70,30				
		3	400	70,30				
		4	401	70,35				
		5	402	70,38				
		7	404	70,45				
		10	407	70,56				
		15	412	71,50				
		20	417	71,70				
		30	427	72,10				
		45	442	72,65				
		60	457	73,10				
		90	487	73,18				
		180	577	73,38	0,588			
Voorlast	10	0	577	18,06				
		1	578	18,06				

Bij 1,25 stap anker/vijzel
±6cm naar links gegaan. Dit
gebeurde tussen de 10e en
45e minuut

Consortium Dijkvernageling V.O.F

Waalhaven Oostzijde 85

ROTTERDAM


BEZWIJKPROEF
Dijknagels
VOLGENS prEN ISO 22477-5

PROJECT Dijkvernageling Vianen
PLAATS Vianen
WERKNR W13-043

BLAD
PAAL NR. 7

Afspanner F. van Gent
Vijzel # 250T holvijzel 140mm
Manometer # 805-373

$$\Delta L_{\min} = \frac{(F_{\max} - F_0) \times 0,8 L_v}{E \times A}$$

$$\Delta L_{\max} = \frac{(F_{\max} - F_0) \times (L_v + 0,5 \times L_p)}{E \times A}$$

Datum 21 mei 2015
L v (Lvr+Lbe+Lsp) 8,50 [m]
L prop 10,50 [m]
L totaal 19,00 [m]

Diameter ankerstaaf [mm]
Belasting $F_{a;\max;gr;d}$ 65 [kN]
Min. verlenging $\Delta L_{\min}$ [mm]
Max. verlenging $\Delta L_{\max}$ [mm]

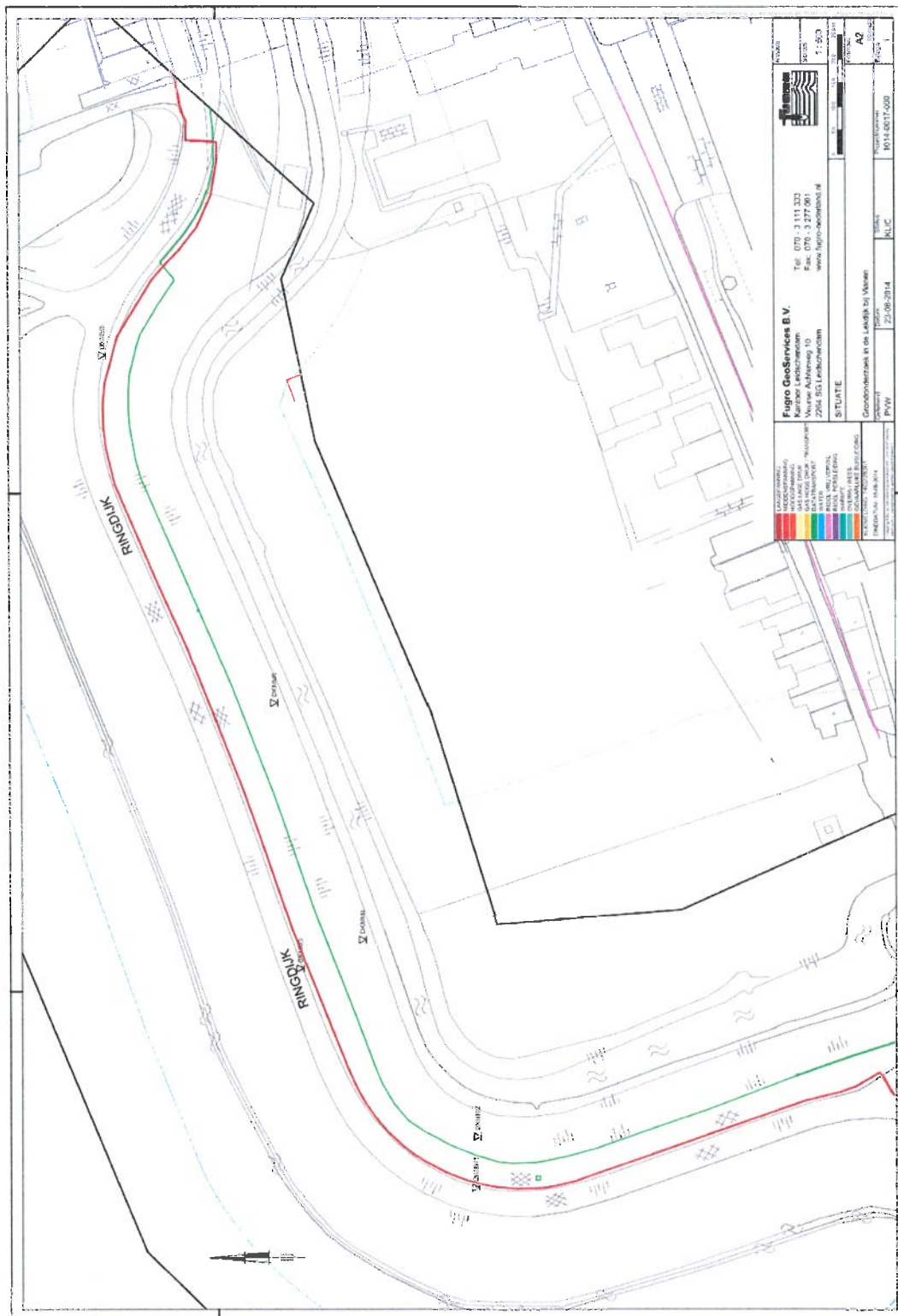
Belasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Verschil niveau [mm]
Voorlast	10	0	0	0,00				
		1	1	0,00				
0,40	26	0	1	13,40				
		1	2	13,50				
		2	3	13,53				
		3	4	13,56				
		4	5	13,58				
		5	6	13,60				
		7	8	13,64				
		10	11	13,68				
		15	16	13,70	0,100			
Voorlast	10	0	16	4,98				
		1	17	4,98				
0,55	36	0	17	2276,00				
		1	18	22,83				
		2	19	22,85				
		3	20	22,88				
		4	21	22,90				
		5	22	22,91				
		7	24	22,95				
		10	27	22,99				
		15	32	23,03	0,120			
Voorlast	10	0	32	6,72				
		1	33	6,72				
0,70	46	0	33	31,45				
		1	34	31,60				
		2	35	31,63				
		3	36	31,65				
		4	37	31,68				
		5	38	31,70				
		7	40	31,74				
		10	43	31,77				
		15	48	31,80				
		20	53	31,84				
		30	63	31,88				
		45	78	31,91				
		60	93	31,98	0,087			
Voorlast	10	0	93	9,76				
		1	94	9,77				
0,80	52	0	94	37,79				
		1	95	37,87				
		2	96	37,91				

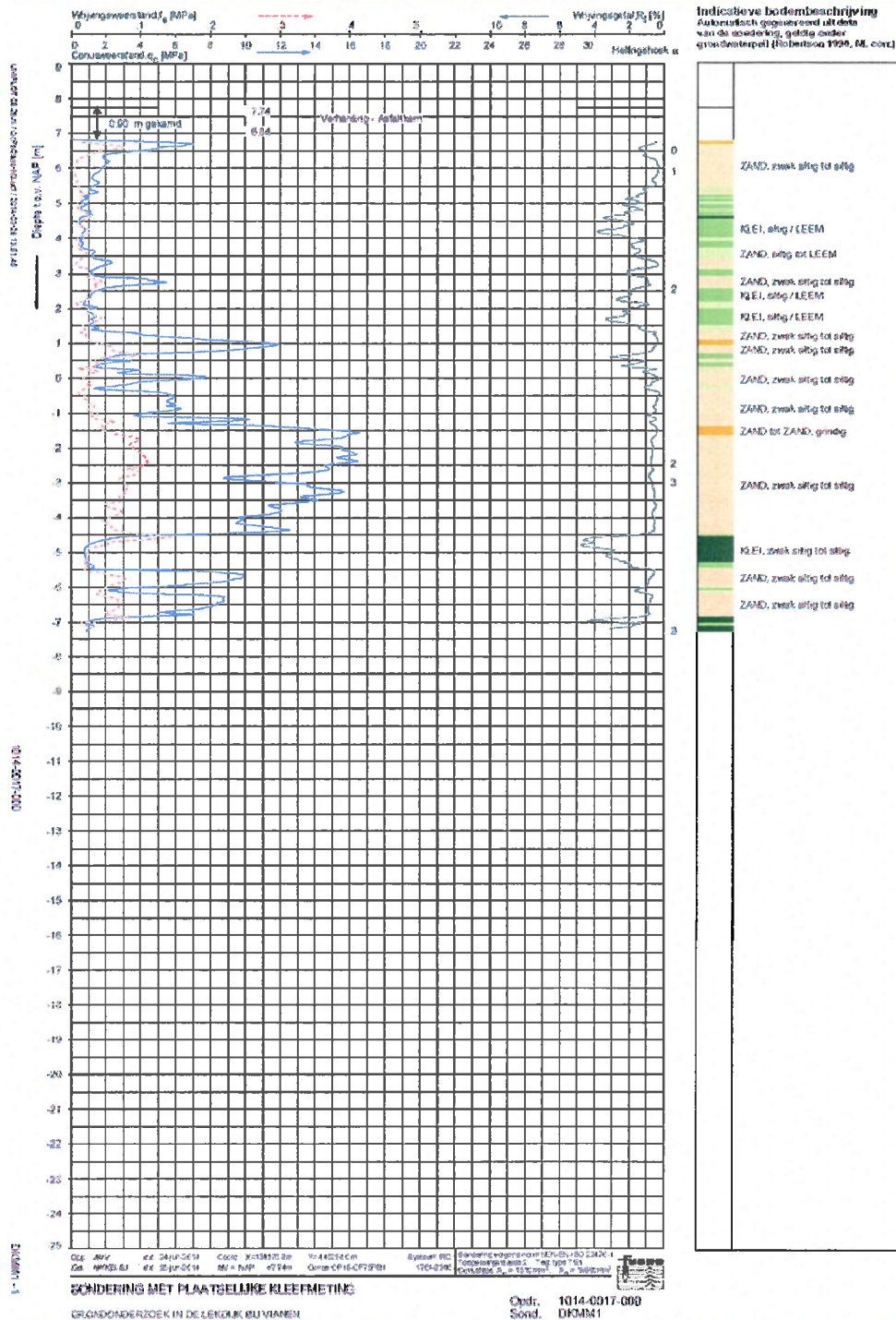
Belasting trap	Belasting [kN]	Tijdstip aflezen [min]	Totale tijd [min]	Kop verplaatsing [mm]	Kruip maat [-]	Niveau manometer NAP [m]	Niveau profiel NAP [m]	Vershil niveau [mm]
		3	97	37,94				
		4	98	37,97				
		5	99	38,00				
		7	101	38,05				
		10	104	38,09				
		15	109	38,12				
		20	114	38,20				
		30	124	38,27				
		45	139	38,34				
		60	154	38,42	0,137			
Voorlast	10	0	154	11,70				
		1	155	11,70				
0,90	59	0	155	45,90				
		1	156	46,01				
		2	157	46,04				
		3	158	46,05				
		4	159	46,07				
		5	160	46,09				
		7	162	46,12				
		10	165	46,19				
		15	170	46,28				
		20	175	46,34				
		30	185	46,41				
		45	200	46,49				
		60	215	46,56	0,137			
Voorlast	10	0	215	13,22				
		1	216	13,22				
1,00	65	0	216	55,00				
		1	217	55,15				
		2	218	55,21				
		3	219	55,26				
		4	220	55,29				
		5	221	55,37				
		7	223	55,36				
		10	226	55,42				
		15	231	55,54				
		20	236	55,66				
		30	246	55,74				
		45	261	55,81				
		60	276	55,89				
		90	306	56,00				
		180	396	56,21	0,216			
Voorlast	10	0	396	17,35				
		1	397	17,35				
1,50	98	0	397	97,90				
		1	398	98,10				
		2	399	99,35				
		3	400	99,80				
		4	401	100,05				
		5	402	100,10				
		7	404	100,40				
		10	407	101,10				
		15	412	101,30				
		20	417	101,60				
		30	427	101,60				
		45	442	101,62				
		60	457	103,60				
		90	487	104,10				
		180	577	105,00	1,562			
Voorlast	10	0	577	37,48				
		1	578	37,48				

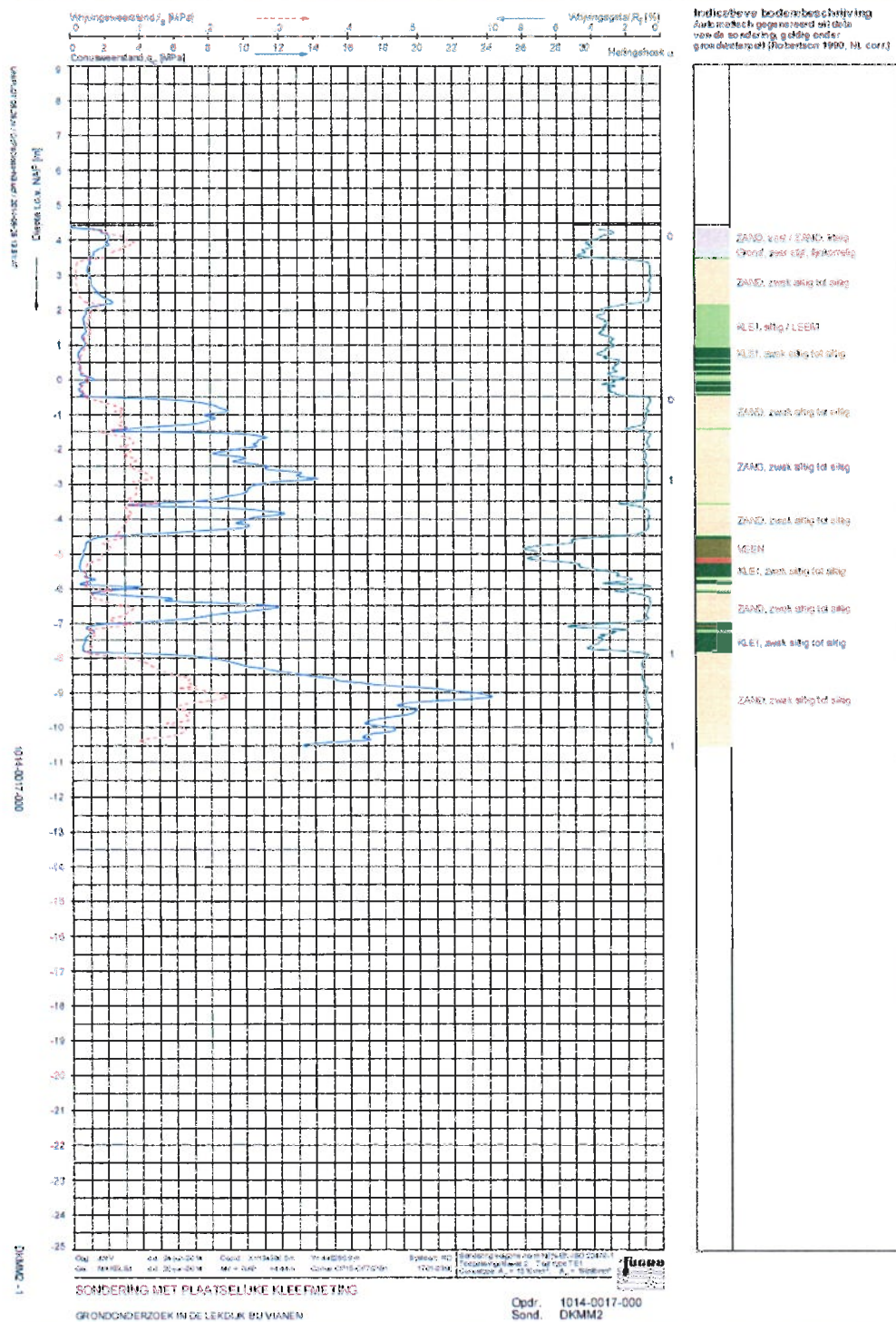


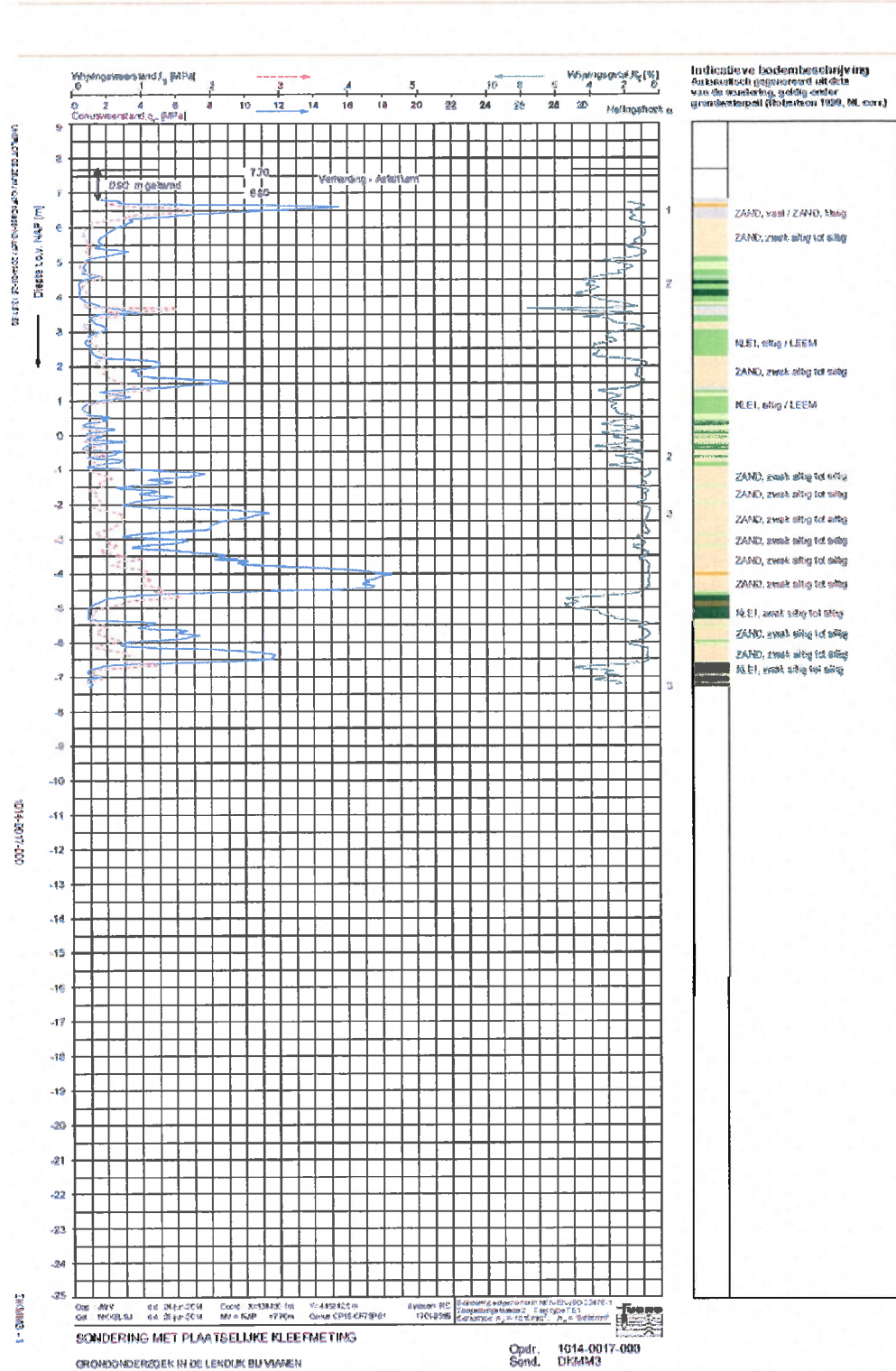
BIJLAGE 3

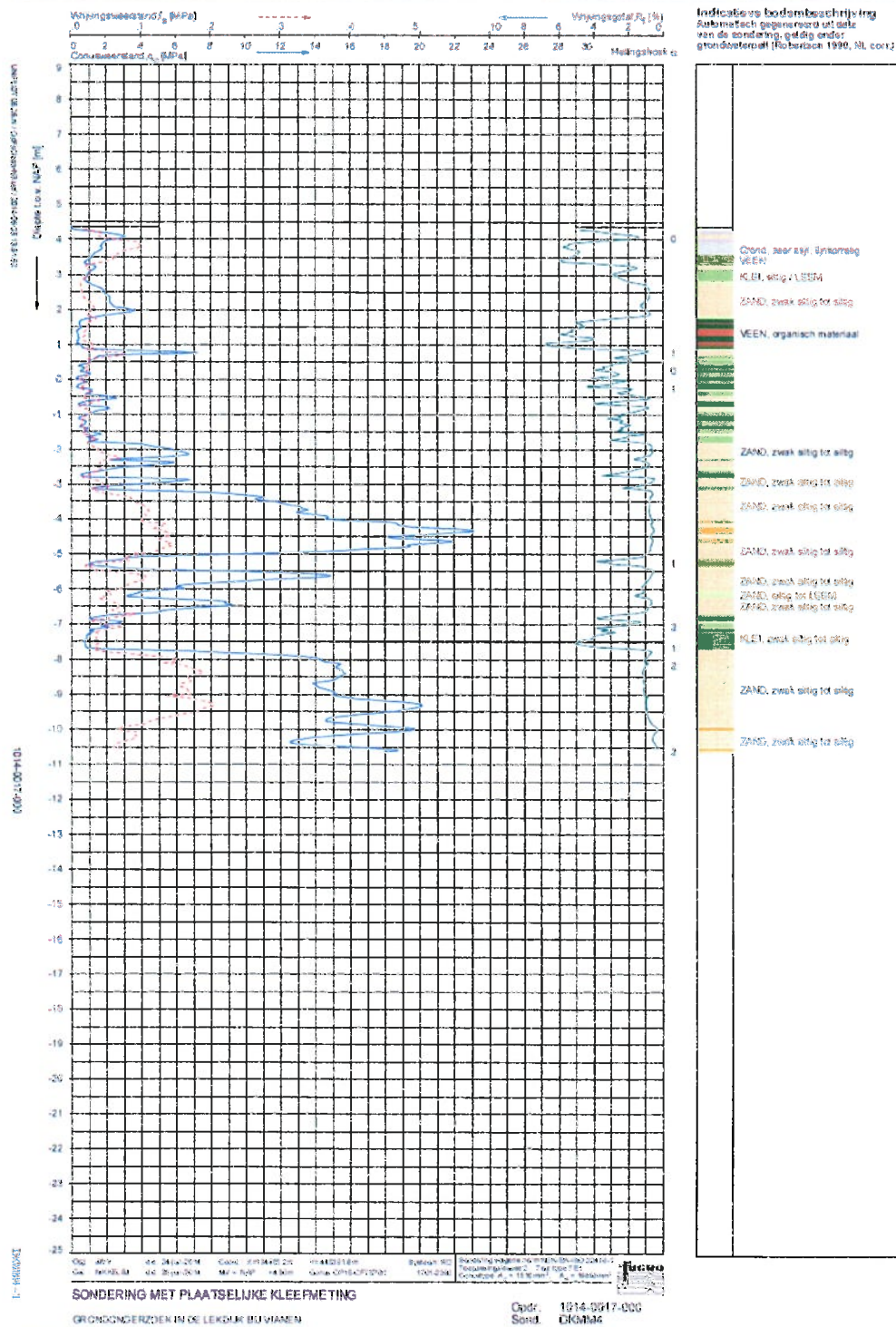
Grondonderzoek

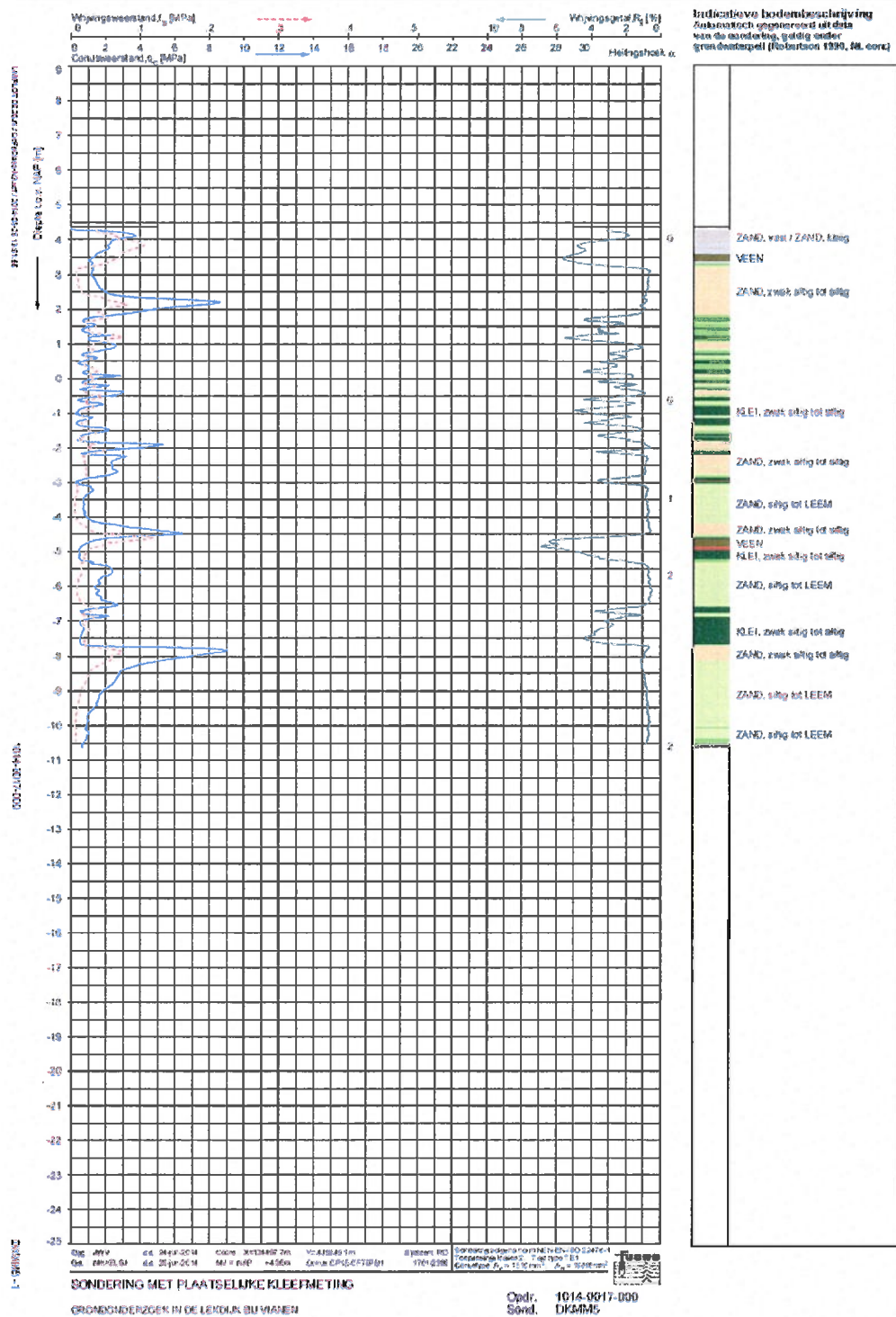


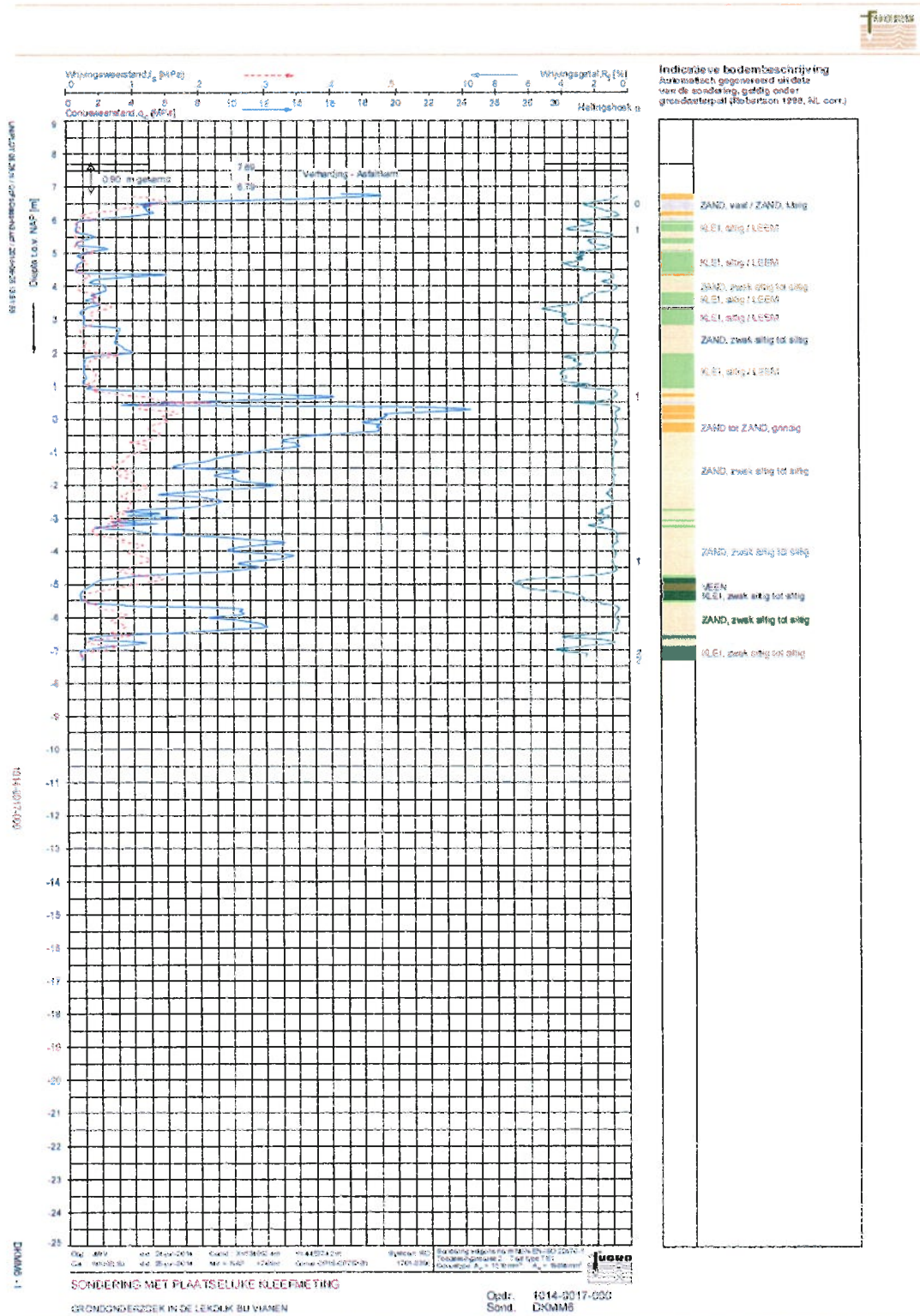












Consortium Dijkvernageling



RAPPORTAGE CONTROLEPROEVEN DIJKVERNAGELING VIANEN

Werknummer : W13-043
Projectnummer : P12-087
Documentnummer: : W13-043-BER-B002
Opdrachtgever : Waterschap Rivierenland
Opsteller : MKO / AYA

Rev. :	Omschrijving:	Datum:
0	Definitief	14-08-2015
1	Aanpassing n.a.v. toetsdocument WSRL, toetsnummer TOETS_00013	15-09-2015

Akkoord Functie	Naam	Datum	Paraaf
Projectleider	b.a. D. de Wit	15-09-2015	
(Hoofd) Uitvoerder			
Projectcoördinator	D. de Wit	15-09-2015	

Consortium Dijkvernageling	Vrijgave Consortium Dijkvernageling	Goedgekeurd WSRL
Door : D. de Wit	Door : b.a. D. de Wit	Door : M. Sclerps
D.d. : 15-09-2015	D.d. : 15-09-2015	D.d. : 20-10-15

Volker Staal en Funderingen



Quarantaineweg 10
3089 KP Rotterdam
Tel. 010-2992288
www.vsf.nl

Dijkversterking Vianen Controleproeven Dijkvernageling



Document nr : W13-043-B002 Verwerking Controleproeven_Rev1_15-09-2015
Revisie : 1
Datum : 15-9-2015
Status : Ter Goedkeuring

Werk nr : W13-043

Opdrachtgever : Waterschap Rivierenland
Referentie :

Akkoord	Naam	Functie	Datum	Paraaf
Opgesteld	MKO	Projectingenieur Geotechniek	15-9-2015	
Gecontroleerd	AYA	Sr. Specialist Geotechniek	15-9-2015	
Vrijgegeven	DDW	Projectleider	15-9-2015	
Geaccepteerd				

Dijkversterking Vianen
Controleproeven Dijkvernageling

INHOUDSOPGAVE		PAG.
1	ALGEMEEN	2
1.1	Projectomschrijving	2
1.2	Wijziging beheer	2
1.3	Distributie	2
1.4	Bijbehorende documenten	2
2	ALGEMEEN	3
2.1	Doel van de proef	3
2.2	Referentiedocumenten	3
3	PROEFBELASTING DIJKVERNAGELING	4
3.1	Beschrijving Uitvoeringswijze	4
3.2	Gebruikte Materialen	5
3.3	Beschrijving Proefnagels	5
3.4	Lokatie Proefnagels	6
3.5	Meetprocedure controle proeven	6
3.6	Acceptatiecriteria	6
4	TOETSING KRUIPMAAT	7
5	CONCLUSIE	8
6	BIJLAGEN	9


 Dijkversterking Vianen
 Controleproeven Dijkvernageling

1 ALGEMEEN

1.1 Projectomschrijving

Te Vianen is, in opdracht van Waterschap Rivierenland, de dijk langs de lek versterkt. Voor deel van het versterkingstraject is aangeboden met de innovatieve techniek Dijkvernageling, wat nu als zijnde een pilot project voor deze techniek is uitgevoerd. Het Consortium Dijkvernageling (Boskalis, Witteveen+Bos, Grontmij en Volker Staal en Funderingen) heeft hiervoor een DO-ontwerp gemaakt en het bijbehorende monitoringsplan opgesteld. Onderdeel van het monitoringsplan is het controleren van de houdkracht van de nagels middels controleproeven op de 'productienagels'. De controleproeven zijn in de afgelopen periode uitgevoerd en de resultaten worden in deze rapportage uitgewerkt.

1.2 Wijziging beheer

Rev.	Omschrijving	Datum
0	Verwerking resultaten controleproeven	12-08-2015
1	Aanpassing n.a.v. toetsdocument WSRL, toetsnummer TOETS_00013	15-09-2015

1.3 Distributie

1.4 Bijbehorende documenten

Onderstaande documenten behoren bij dit rapport:

Doc. nr.	Omschrijving

Dijkversterking Vianen
Controleproeven Dijkvernageling**2 ALGEMEEN****2.1 Doel van de proef**

Controleproeven zijn trekproeven die in het werk worden uitgevoerd op ankers/nagels die onderdeel (gaan) uitmaken van de daadwerkelijke constructie. Deze proeven kunnen worden gezien als een soort afnamecontrole, waarmee wordt aangetoond of de nagels al dan niet aan de gestelde eisen voldoen. Voor dit project betreft dit eisen aan de kruipmaat bij de maximale ontwerpbelasting. Hierbij wordt specifiek de houdkracht van de nagels gecontroleerd.

2.2 Referentiedocumenten

De volgende documenten hebben als referentie gediend voor dit rapport:

- [1] Dijkvernageling Lekdijk Vianen, Definitief Ontwerp (DO), referentienr. GM-0146489, GRONTMIJ en WITTEVEEN+BOS, d.d. 30-04-2015;
- [2] Dijkvernageling Vianen, Situatietekening met dwarsprofiel en details, Definitief Ontwerp, tekeningnr. 332487-T001 rev 0, GRONTMIJ, d.d. 06-11-2014;
- [3] Ontwerpoverleg Stabiliteitsfactor vernageling Vianen, referentie VA20-3/15-006.429, WITTEVEEN+BOS, 14-04-2015;
- [4] Deelwerkplan Monitoring Dijkvernageling Vianen, doc. nr. W13-043-DWP-001, CONSORTIUM DIJKVERNAGELING, d.d. 06-07-2015;
- [5] Aanbrengen vernageling Dijkvernageling Vianen, doc. nr. W13-043-DWP-002, CONSORTIUM DIJKVERNAGELING, d.d. 07-04-2015.



3 PROEFBELASTING DIJKVERNAGELING

3.1 Beschrijving Uitvoeringswijze

In deze paragraaf worden de toegepaste installatietechniek beschreven.

De nagels worden aangebracht middels het boren met een enkele boorbuis (150mm buitendiameter) met een verloren boorpunt. Bij het spoelboren met verloren punt onderaan de boorbuis snijdt de roterende boorpunt de grond los, eventueel geholpen door een geringe hoeveelheid water wat via injectiegaten uit de punt van de boorpunt naar beneden wordt geïnjecteerd. Door de geringe overmaat van de boorpunt kan de uitgeboorde grond en boorspoeling via de vrije ruimte tussen de buitenkant van de boorbuis en de binnenkant van het boorgat omhoog worden afgevoerd.

Het inboren van de boorbuis geschiedt al draaiend in een continu neergaande beweging, zodat de boorpunt niet loskomt van de boorbuis alvorens de boorbuis op de gewenste diepte is.



Figuur 1: Inboren van de nagels op de projectlocatie.

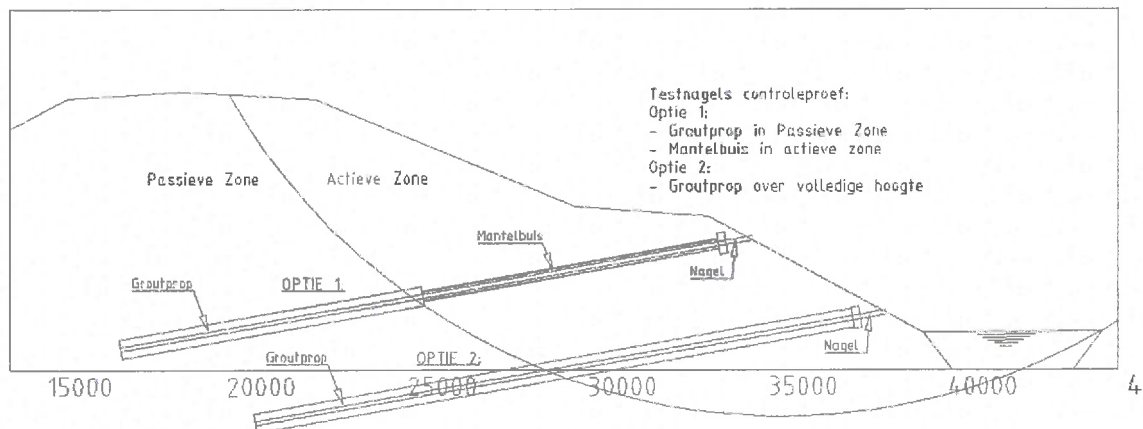
Wanneer de gewenste diepte is bereikt wordt het glasvezel nagel ingevoerd, waarbij afstandhouders ervoor zorgen dat het element gecentreerd in het boorgat zit. Tevens wordt de boorbuis gevuld met grout, welke zorgt voor de aanhechting van de nagel aan de grond. Daarna wordt de boorbuis al draaiend teruggetrokken, waarbij de boorpunt achterblijft.

Uitgaande van een geotechnische categorie 3 dient, conform NEN EN 14490 (uitvoeringsnorm grondvernageling), op minimaal 3% van de nagels een controleproef te worden uitgevoerd. Dit komt neer op 10 stuks controleproeven, welke op verschillende locaties in het vernagelingstraject worden uitgevoerd.

De standaard controleproef, zoals beschreven in de norm sluit echter niet aan bij de constructieve werking van de vernageling zoals ontworpen in dit project. Voor dit project wordt namelijk geen draagkracht ontleend aan het deel van de nagel in de actieve zone van de dijk. Daarom is besloten om de helft van de nagels op een speciale wijze te assembleren (**OPTIE 1**). De te beproeven geassembleerde nagels worden over de actieve zone voorzien van een mantelbuis om aanhechting in de actieve zone te voorkomen. Na het testen wordt de nagel tot aan maaiveld afgevuld met grout. Tijdens de uitvoering bleek er een probleem bij een van de nagels die op deze wijze zou worden getest, waardoor deze is verlengd en daarna is getest. Effectief zijn daardoor 4 stuks nagels getest volgens optie 1. De overige te beproeven nagels (6 stuks) zullen beproefd worden middels een standaard controleproef waarbij de hele prop wordt beproefd (**OPTIE 2**). Omdat deze nagels langer zijn ligt bij de testnagels volgens optie 2 de testbelasting hoger.



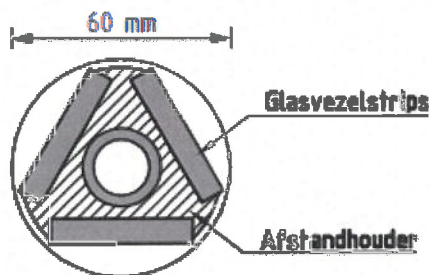
Dijkversterking Vianen Controleproeven Dijkvernageling



Figuur 2: Schematische weergave van de geteste nagels. Boven is optie 1 gepresenteerd, onder is optie 2 gepresenteerd.

3.2 Gebruikte Materialen

De dijkvernageling bestaat uit een glasvezel element omhuld met grout. Het glasvezel element betreft een drietal glasvezel strips, welke middels afstandhouders zijn verbonden. Het oppervlak van het glasvezelelement is $A_g = 360 \text{ mm}^2$. De rekenwaarde treksterkte van het glasvezelmateriaal betreft $f_{br,d} = 650 \text{ MPa}$.



Figuur 3: Schematische weergave van de glasvezel elementen die als anker materiaal zijn gebruikt, incl. groutslang.

Tevens wordt in het midden van de strips een tyeen groutslang mee naar beneden gebracht, waarmee de groutprop kan worden gevormd. Door grout door deze leiding te pompen tijdens het uittrekken van de boorbuis wordt, na het op diepte komen van het element, de groutprop van onderaf gemaakt. Voor het grout dat in direct contact komt met de staaf wordt hoogovencement gebruikt. Er wordt gewerkt met een water/cement-factor van ca. 0.5.

3.3 Beschrijving Proefnagels

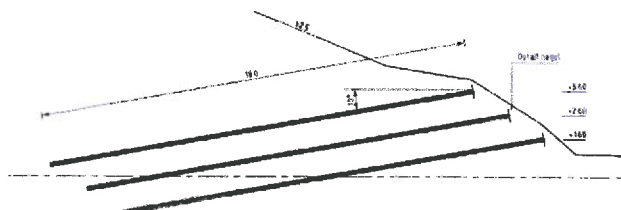
De proefnagels zijn enkele 'willekeurig geselecteerde' nagels uit alle aangebrachte productienagels. In onderstaande tabel is aangegeven welke nagels zijn beproefd. In deze tabel zijn tevens de afmetingen van de beproefde productienagels en de testbelasting gegeven. De testbelasting is, op basis van de locatie van de testnagel in het dijkprofiel, bepaald aan de hand van de tabellen 'optie 1' en 'optie 2' uit paragraaf 8.4.2.1 van het monitoringsplan [4]. De locatie van de nagels is gegeven in bijlage 3.



Dijkversterking Vianen Controleproeven Dijkvernageling

Tabel 1: Overzicht beproefde nagels

Nagel nr. [-]	Optie 1 of 2 [-]	Diameter Glasvezel [mm]	Diameter Grout [mm]	Lengte prop [m]	Vrije Ankerlengte [m]	BK - nagel [m NAP]	BK- / OK-prop [m NAP]	Doel van proef [-]	Belasting [kN]
6	Optie 2	60	150	18	-	+2.60	+2.60 / -0.50	Controle productienagels	98.9
9	Optie 1	60	150	8	10	+2.60	+0.90 / -0.50	Controle productienagels	53.8
33	Optie 2	60	150	18	-	+2.60	+2.60 / -0.50	Controle productienagels	98.9
36	Optie 2	60	150	18	-	+2.60	+2.60 / -0.50	Controle productienagels	98.9
39	Optie 1	60	150	8	10	+2.60	+0.90 / -0.50	Controle productienagels	53.8
96	Optie 1	60	150	8	10	+2.60	+0.90 / -0.50	Controle productienagels	53.8
99	Optie 2	60	150	18	-	+2.60	+2.60 / -0.50	Controle productienagels	98.9
164	Optie 2	60	150	18	-	+3.60	+3.60 / +0.50	Controle productienagels	77.3
216	Optie 1	60	150	8	10	+2.60	+0.90 / -0.50	Controle productienagels	43.2
219	Optie 2	60	150	18	-	+2.60	+1.10 / -0.70	Controle productienagels	84.3



Figuur 4: Schematische weergave van het stramien waarin de productienagels zijn aangebracht.

3.4 Lokatie Proefnagels

In bijlage 3 is een schematisch vooraanzicht van de dijk gegeven waarin alle aangebrachte nagels zijn genummerd. Middels een paarse en grijze omranding van de nagellocatie is aangegeven welke nagels zijn beproefd en waar deze nagels zich bevinden in de dijk (bovenste of middelste vernagelingslaag) en ten opzichte van de dijkpalen.

3.5 Meetprocedure controle proeven

De nagels worden beproefd conform NEN EN 14490. Omdat de krachten voornamelijk aan cohesieve grondlagen worden ontleend wordt het testprotocol conform prEN ISO 22477-5 (method 1 – acceptance test) aangehouden. Dit komt er op neer dat de testprocedure gelijk is als de testprocedure in CUR166 voor wandverankering, maar dat de aangehouden belastingstappen langer zijn. In de proef zijn de volgende belastingstappen gehanteerd:

Tabel 2: Overzicht gebruikt belastingen en belastingduur voor de controle proeven.

Load step	Maximum load	Minimum duration of observation period (min)	
		Non-cohesive soil and rock	Cohesive soil
1	0,40 P_p	1	1
2	0,55 P_p	1	1
3	0,70 P_p	1	1
4	0,85 P_p	1	1
6	1,00 P_p	5	15

Voor elke controleproef is vooraf een formulier conform prEN ISO 22477-5 opgesteld. Op deze formulieren zijn onder andere de verschillende belastingstappen en de vervormingen met bijbehorende tijdstippen vermeld. In bijlage 2 van dit document zijn de ingevulde meetformulieren van de proefnagels weergegeven.

3.6 Acceptatiecriteria

Bij controleproeven geldt, conform prEN ISO 22477-5, een kruipmaat in de laatste belastingstap (1.00 P_p) van 2 mm als criterium voor acceptatie, tenzij in het ontwerp een zwaardere eis is gesteld. In het monitoringsplan [4] is een zwaardere eis van 1 mm gesteld, welke derhalve wordt gebruikt als criterium.



Dijkversterking Vianen Controleproeven Dijkvernageling

Voor het bepalen van de kruipmaat worden, conform prEN ISO 22477-5, de volgende voorwaarden gehanteerd:

- Kruip wordt bepaald tussen $t_1 = 5$ min en $t_2 = 15$ min indien de kruipmaat $\leq 1,0$ mm;
- Kruip wordt bepaald tussen $t_1 = 15$ min en $t_2 = 30$ min indien de kruipmaat tussen $t_1 = 5$ min en $t_2 = 15$ min $> 1,0$ mm (de proef wordt dus verlengd).

4 TOETSING KRUIPMAAT

Bij de maximale belasting tijdens iedere stap zijn de verplaatsingen van de kop van de nagel op verschillende tijdstippen gemeten. Op basis van de gemeten verplaatsingen zijn de kruipmaten voor de verschillende belastingstappen bepaald volgens de formule (prEN ISO 22477-5):

$$a = \frac{s_2 - s_1}{\log t_2 - \log t_1}$$

Waarin:

- a = de kruipmaat [-];
 s_1 = is de ankerkopverplaatsing op tijdstip t_1 [mm];
 s_2 = is de ankerkopverplaatsing op tijdstip t_2 [mm];
 t_1 = is het tijdstip na aanvang belastingstap [min];
 t_2 = is het tijdstip einde waarnemingsperiode van de belastingstap [min].

De nagels worden als geotechnisch bezwaken beschouwd wanneer de kruipmaat hoger is dan 1 mm. De waarde van de kruipmaat is gegeven op de meetformulieren, gepresenteerd in bijlage 2.

Nagel nr.	Optie 1 of 2	Belasting	Kruipmaat	$a < 1.0$ mm
[-]	[-]	[kN]	[mm]	[-]
6	Optie 2	98.9	0.13	Ja
9	Optie 1	53.8	0.21	Ja
33	Optie 2	98.9	0.13	Ja
36	Optie 2	98.9	0.19	Ja
39	Optie 1	53.8	0.25	Ja
96	Optie 1	53.8	0.29	Ja
99	Optie 2	98.9	0.23	Ja
164	Optie 2	77.3	0.23	Ja
216	Optie 1	43.2	0.40	Ja
219	Optie 2	84.3	0.92	Ja

De kruipmaat ligt bij geen enkel anker boven de 1 mm. Derhalve worden alle beproefde ankers geaccepteerd.



Dijkversterking Vianen
Controleproeven Dijkvernageling

5 CONCLUSIE

In overeenstemming met het monitoringsplan [4] zijn op 3% van de nagels controleproeven uitgevoerd. Alle beproefde nagels hebben lagere kruipmaat dan de geëiste 1mm, waaruit wordt geconcludeerd dat de nagels voldoen aan de gestelde eisen.

Dijkversterking Vianen
Controleproeven Dijkvernageling**6 BIJLAGEN**

Alle bijlagen zijn revisie 0 tenzij anders vermeld.

Nr.	Omschrijving	Rev.
1	Installatiegegevens nagels	
2	Meetformulieren	
3	Dijkaanzicht en nagelnummering	



BIJLAGE 1
Installatiegegevens nagels

[illegible]

Consortium dijkvernageling				DIJKNAGEL INJECTIESTAAT PRODUCTIENAGELS																		Cementsoort: CEM III 42,5 BLS LH				
				Project: Dijkvernageling Plaats: Vianen (L.h.v. Ringdijk) Werknr.: W13-043										Boormachine: KLEMM 6 Boorbuis type: 150 mm Slag/spoelbaren: enkele boorbuis								Toestel/vrft: Bekleding:				
peel nr.	volg nr.	datum aanbrengen	Machine	Datum spannen	diameter ø (mm)	hoek (°)	boordpte tov nullen (m)	ø (mm)	glassfiberlaaf lengte (m)	kwal	prop lengte (m)	vrije lengte (m)	cement (kg)	injectiedruk in bar per 2m ¹												Opmerkingen
														0-2	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14	14-16	16-18	18-20	20-22		
074	20	1-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
075	21	1-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
076	22	1-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
077	23	1-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
078	24	1-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
079	25	1-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
080	26	1-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
081	27	1-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
082	28	2-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
083	29	2-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
084	30	2-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
085	31	2-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
086	32	2-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
087	33	3-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
088	34	3-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
089	35	3-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
090	36	3-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
091	37	3-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
092	38	3-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
093	39	3-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
094	40	3-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
095	41	3-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
096	42	4-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
097	43	4-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
098	44	4-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
099	45	4-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
100	46	4-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
101	47	4-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
102	48	4-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
103	49	4-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
104	50	4-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
105	51	4-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
106	52	5-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
107	53	5-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
108	54	5-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
109	55	5-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
110	56	5-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
111	57	5-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
112	58	5-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
113	59	5-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
114	60	5-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
115	61	6-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
116	62	6-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
117	63	6-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
118	64	6-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
119	65	6-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
120	66	6-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
121	67	6-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
122	68	6-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
123	69	6-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
124	70	6-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
125	71	9-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
126	72	9-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
127	73	9-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
128	74	9-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
129	75	9-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
130	76	9-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
131	77	9-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
132	78	9-6-2015	KLEMM8		160	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
133	79	9-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
134	80	9-6-2015	KLEMM8		160	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
135	81	9-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
136	82	9-6-2015	KLEMM8		150	10	18,60	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
137	83	10-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
138	84	10-6-2015	KLEMM8		150	10	18,60	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
139	85	10-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
140	86	10-6-2015	KLEMM8		150	10	18,60	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
141	87	10-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
142	88	10-6-2015	KLEMM8		150	10	18,60	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
143	89	10-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													
144	90	10-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	80,0	10,25		18,00	0,00	300													

Consortium dijkvermagering				DIJKNAGEL INJECTIESTAAT PRODUCTIENAGELS																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
 Project: Dijkvermagering Plaats: Vianen (t.h.v. Ringdijk) Werknr.: 1713-043				Boormachine: KLEMM 8 Boorbuil type: 150 mm Slag/spoelboren: enkele boorbuil										Cementsoort: CEM III 42,5 B LS LH Toestag/wof: Bakleding:																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
paal nr.	volg nr.	datum aanbrengen	Machine	Datum spannen	diameter ø (mm)	hoek (°)	boordiepte tov nullen (m)	glasfiberstaaf ø (mm)	lengte (m)	kwal	prop lengte (m)	vrije lengte (m)	cement (kg)	injectiedruk in bar per 2m ¹										Opmerkingen																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
														0-2	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-14	14-16	16-18	18-20		20-22																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
147	93	11-6-2015	KLEMM8		150	10	18,50	60,0	19,25		18,00	0,00	300																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		</

[illegible]



BIJLAGE 2

Meetresultaten Proefnagels

bezoekadres:

Quarantaineweg 10 (havennr. 2642)

3089 KP ROTTERDAM

www.vsf.nl

CONTROL ERRORS

DATUM: 4-6-2012

REVISIE: 0

PLAATS Vianen

WERKNR. W13-043

Vijzel: 250T holvijzel 140mm

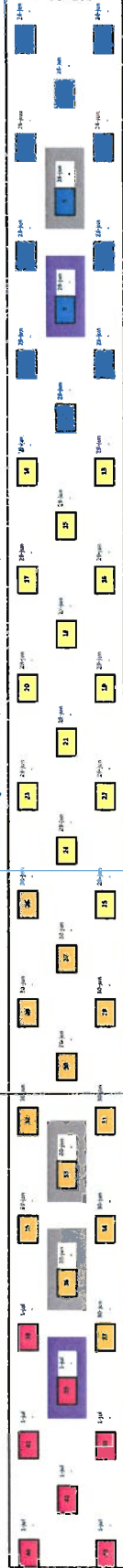
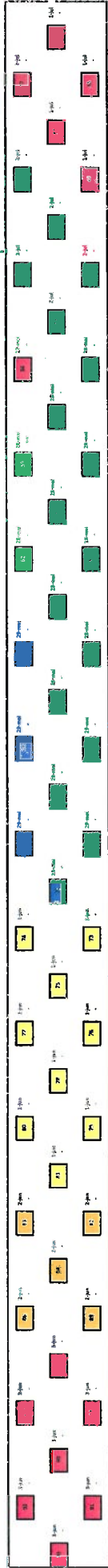
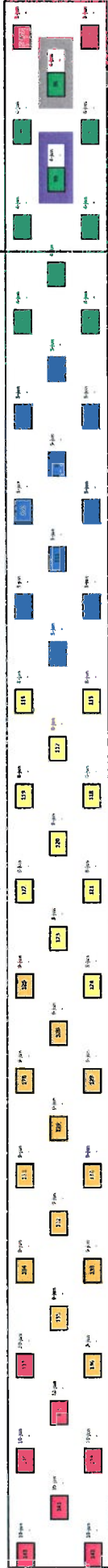
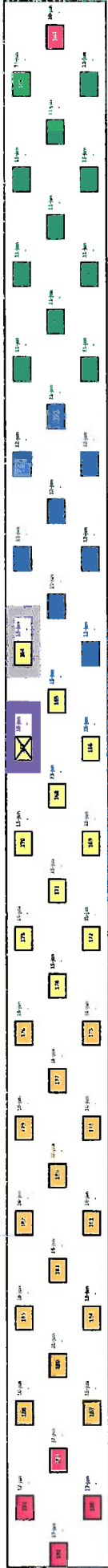
[illegible]



BIJLAGE 3

Dijkaanzicht en nagelnummering

YV055-50



YV-056



Dijkvernageling Lekdijk Vianen

Definitief Ontwerp (DO)

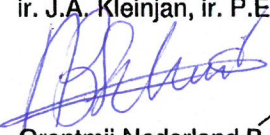
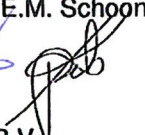
Definitief

In opdracht van:
Waterschap Rivierenland
T.a.v. de heer P. Damen
De Blomboogerd 1
4003 BX TIEL

Grontmij Nederland B.V.
De Bilt, 30 april 2015

Verantwoording

Titel : Dijkvernageling Lekdijk Vianen
Subtitel : Definitief Ontwerp (DO)
Projectnummer : 332487
Referentienummer : GM-0146489
Revisie : D4
Datum : 30 april 2015

Auteur(s) : ir. M.G.J.M. Peters, ir. J.J.M. Sluis
E-mail adres : waterbouw@grontmij.nl
Gecontroleerd door : ir. L.B. Verbeek, ir. H.J. Lengkeek
Paraaf gecontroleerd : 
Goedgekeurd door : ir. J.A. Kleinjan, ir. P.E.M. Schoonen
Paraaf goedgekeurd : 
Contact : 
Grontmij Nederland B.V.
De Holle Bilt 22
3732 HM De Bilt
Postbus 203
3730 AE De Bilt
T +31 88 811 66 00
F +31 30 220 02 94
www.grontmij.nl

Inhoudsopgave

1	Inleiding.....	5
2	Gegevens en uitgangspunten.....	6
2.1	Algemeen.....	6
2.2	Informatiebronnen.....	6
2.3	Veiligheidsfilosofie.....	6
2.3.1	Normen en richtlijnen.....	6
2.3.2	Ontwerpfilosofie dijkvernageling.....	7
2.3.3	Bezwijkmechanismen.....	8
2.3.4	Verdeling faalkansen en partiële factoren analytisch ontwerpmodel.....	8
2.3.5	Controleproef.....	11
2.3.6	Schachtwrijving.....	11
2.3.7	Partiële factoren numeriek validatiemodel (PLAXIS).....	12
2.4	Rekenmodellen.....	12
2.4.1	Algemeen.....	12
2.4.2	Berekening referentie situatie zonder vernageling.....	12
2.4.3	Analytische berekening vernageling in TALREN.....	14
2.4.4	Numerieke validatie met PLAXIS.....	15
2.5	Dwarsprofielen.....	15
2.5.1	Situatie en geometrie.....	15
2.5.2	Bodemdaling.....	16
2.6	Belastingen.....	17
3	Grondonderzoek en bodemopbouw.....	18
3.1	Algemeen.....	18
3.2	Geotechnisch grondonderzoek.....	18
3.2.1	Grondonderzoek voorontwerp (VO).....	18
3.2.2	Aanvullend grondonderzoek (DO).....	18
3.3	Bodemopbouw en bodemschematisatie.....	18
3.3.1	Grondprofielen.....	18
3.3.2	Geotechnische parameters.....	21
3.4	Geohydrologische uitgangspunten.....	23
3.4.1	Waterstanden.....	23
3.4.2	Freatische lijn.....	24
3.4.3	Stijghoogten oprijfsituatie.....	25
4	Analytische berekeningen vernageling.....	27
4.1	Algemeen.....	27
4.2	Berekening hoogwatersituatie zonder vernageling.....	27
4.3	Dimensionering vernageling.....	29
4.3.1	Uitgangspunten dimensies vernageling.....	29
4.3.2	Berekening vernageling in TALREN.....	30
4.3.3	Toetsing nagels aan bezwijkcriteria C1 t/m C4.....	30
4.3.4	Toetsing facing aan bezwijkcriteria C5 en C6.....	30
5	Validatie analyses met PLAXIS.....	31
5.1	Algemeen.....	31

5.2	Berekening hoogwatersituatie zonder vernageling	32
5.3	Verificatie Plaxis 2D met vernageling	32
5.3.1	Bezwijkmechanisme	32
5.3.2	Stabiliteitsfactor	32
5.3.3	Krachten in nagels	32
5.3.4	Gevoeligheidsanalyse grondstijfheid	33
5.4	Verificatie PLAXIS 3D versus PLAXIS 2D	34
5.4.1	Modellering 3D	34
5.4.2	Modellering 2D	34
5.4.3	Vergelijking 3D en 2D	34
5.4.4	Controle op snijden van grond door de nagels	36
5.4.5	Conclusie met betrekking tot 3D effecten	38
6	Conclusies.....	39
6.1	Conclusies ontwerp.....	39
6.1.1	Huidige situatie	39
6.1.2	Dimensionering vernageling	39
6.1.3	Validatie met PLAXIS.....	39

Bijlage 2: Ligging locatie

Bijlage 3: Situatiekening

Bijlage 4: Aanvullend grondonderzoek

Bijlage 5: Materiaalfactoren (TRWG 2001) en grondparameters

Bijlage 6: PLAXIS parameters

Bijlage 7: Resultaten situatie zonder vernageling (referentie)

Bijlage 8: Resultaten vernagelingsberekeningen

Bijlage 9: Resultaten PLAXIS validatie

1 Inleiding

In het kader van het dijkversterkingsproject Lekdijk Vianen is door het Consortium Dijkvernageling (een samenwerkingsverband tussen Boskalis, Volker Staal en Funderingen, Witteveen+Bos en Grontmij) in 2011 een voorontwerp uitgewerkt ten behoeve van een dijkvernageling voor dijkvak VY55+50 – VY 56+00. Opdrachtgever Waterschap Rivierenland heeft mede op basis hiervan een afweging gemaakt en heeft gekozen voor een versterking met behulp van dijkvernageling als alternatief voor de traditionele methode met glijvlakonderbrekende damwanden. In bijlage 1 is de ligging van de locatie opgenomen.

Het voorontwerp is vervolgens verder uitgewerkt tot een definitief ontwerp (DO). In dit rapport zijn de uitgangspunten en de resultaten van de ontwerpberekeningen opgenomen. De uitgangspunten voor het DO zijn nader vastgesteld in de lijn van de veiligheidsfilosofie volgens KIS ('ontwerp- en uitvoeringsaspecten 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken' [4]).

In hoofdstuk 2 zijn de relevante projectgegevens en de gehanteerde uitgangspunten en randvoorwaarden gegeven. In hoofdstuk 3 wordt ingegaan op het beschikbaar gestelde en aanvullend uitgevoerde grondonderzoek en de daaraan ontleende geotechnische bodemschematisatie.

In hoofdstuk 4 zijn de resultaten weergegeven van de uitgevoerde analytische ontwerpberekeningen voor de dijkvernageling. Vervolgens zijn in hoofdstuk 5 de numerieke validatieberekeningen met PLAXIS beschreven. In hoofdstuk 6 zijn ten slotte de conclusies voor het DO-ontwerp van de dijkvernageling gepresenteerd.

2 Gegevens en uitgangspunten

2.1 Algemeen

In de navolgende paragrafen worden de gehanteerde gegevens en uitgangspunten beschreven. De uitgangspunten, die (specifiek) gerelateerd zijn aan de geotechnische en geohydrologische schematisatie van de ondergrond, zijn beschreven in hoofdstuk 3.

2.2 Informatiebronnen

Bij het opstellen van deze rapportage is gebruikgemaakt van de onderstaande documenten:

- [1] Planstudie dijkvernageling Vianen, Plan van Aanpak d.d. 18 oktober 2013 (rapport Witteveen+Bos) van het Consortium Dijkvernageling (doc.nr.: VA20-3-P).
- [2] Dijkversterking Vianen, dijkvak VY55+50-VY 56+00, variantenafweging voorontwerp van dijkvernageling, dwarsprofiel VY 55+50, d.d. 13 november 2012 (rapport Witteveen+Bos) van het Consortium Dijkvernageling (doc.nr.: VA20-1).
- [3] NOTA: Technische Uitgangspunten dijkversterking KIS, d.d. 14 maart 2013 van Waterschap Rivierenland.
- [4] Rapport Ontwerp- en uitvoeringsaspecten 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken KIS, d.d. 31 januari 2013 van Deltares (doc.nr.: 1205394-001-GEO-0005).
- [5] Rapport Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), d.d. 1 februari 2013 van Deltares (doc.nr.: 1205887-001-GEO-0014, versie 5), ook wel: 'Ontwerprichtlijn Damwanden'.
- [6] CUR 219 INSIDE Innovatieve dijkversterking 2007, Stichting CURNET, Gouda.
- [7] CUR 166 Damwandconstructies, Stichting CURNET, Gouda.
- [8] TRWG 2001 Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies 2001, TAW/ENW.
- [9] Geotechnisch profiel, Dijkverbetering traject Lek, dijkkring 16, dp. VY048 - VY057, d.d. 26 januari 2011 van Wiertsema & Partners.
- [10] TRWD 2004 Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, TAW.
- [11] INSIDE Veiligheidsfilosofie concept Dijkvernageling (CUR-commissie C141), d.d. 6 juni 2007 van Consortium INSIDE Squad (Boskalis, Van Hattum en Blankevoort, Witteveen+Bos en Grontmij, plus klankbordgroep Rijkswaterstaat, ENW en Deltares).
- [12] Uitgangspunten pilot ontwerp dijkvernageling Lekdijk Vianen op basis van veiligheidsfilosofie KIS, d.d. 13 juni 2014, Grontmij & Witteveen+Bos (doc.nr.: GM-0135501).

2.3 Veiligheidsfilosofie

2.3.1 Normen en richtlijnen

In het kader van de Europese eenwording en onderlinge aansluiting van de verschillende ontwerpmethoden van de verschillende EU-lidstaten is in 2005 de Eurocode 7 (NEN-EN 1997-1) uitgebracht, waarin de algemene bepalingen voor het geotechnisch ontwerp zijn opgenomen. In Nederland gelden daarbij de Nationale bijlage NEN-EN1997-1/NB en de Aanvullende bepalingen NEN 9097-1 die samen met NEN-EN1997-1 (algemene regels) als één norm NEN-EN 9997-1 zijn samengevoegd.

De veiligheidsfilosofie voor het ontwerpen van dijkvernageling is opgenomen in het rapport Ontwerp 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken KIS [4]. Delen uit deze richtlijn zijn afkomstig uit de Ontwerprichtlijn Damwanden [5].

De volgende normen en richtlijnen zijn in dit geotechnische ontwerp toegepast:

Tabel 2.1 Normen en richtlijnen

Kenmerk	Titel	Datum
NEN-EN 1990	Grondslagen voor het constructief ontwerp (Eurocode 0)	2002
NEN 9997-1	Geotechnisch ontwerp van constructies - Samenstelling van NEN-EN 1997-1, NEN-EN 1997/NB Nationale bijlage en NEN 9097-1 Aanvullingsnorm bij NEN-EN 1997-1 (Eurocode 7-1)	2012
NEN-EN 1997-2	Geotechnisch ontwerp deel 2: Grondonderzoek en beproeving (Eurocode 7-2)	2007
NEN 3650-1	Eisen voor buisleidingsystemen, deel 1: Algemeen, Katern 4: Bijlage C	2003
TRWG 2001	Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies TAW/ENW	2001
TRWD 2004	Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken TAW/ENW	2004
Deltares rapport [4]	Ontwerp- en uitvoeringsaspecten 'niet bewezen' constructieve dijkversterkings-technieken KIS	2013
Deltares rapport [5]	Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen	2013
CUR 219	INSIDE Innovatieve dijkversterking	2007
CUR 166	Damwandconstructies, 4 ^e druk	2005

2.3.2 Ontwerpfilosofie dijkvernageling

De veiligheidsfilosofie voor het ontwerpen van dijkvernageling is opgenomen in het rapport Ontwerp 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken KIS [4]. Delen uit deze richtlijn zijn afkomstig uit de Ontwerprichtlijn Damwanden [5].

In [4] geldt voor de constructief versterkte waterkering als top-eis een vereiste maximale jaarlijkse overschrijdingskans van $P_{f;toel;jaar} = 8,6 \cdot 10^{-7}$ met corresponderende betrouwbaarheidsindex: $\beta_{vereist;jaar} = 4,78$. De jaarlijkse faalkans kan worden omgerekend tot levensduur faalkans $P_{f;toel;leven} = 8,6 \cdot 10^{-6}$. De hierbij corresponderende betrouwbaarheidsindex bedraagt: $\beta_{vereist;leven} = 4,3$.

Uitgangspunt bij een constructief versterkte dijk is dat deze zowel moet voldoen aan de overall-veiligheid tegen geotechnisch bezwijken (van de constructief versterkte dijk) als aan de veiligheid tegen bezwijken van de constructieve elementen. De minimaal vereiste stabiliteitsnorm in de uiterste grenstoestand (UGT), waaraan de waterkering wat betreft de veiligheid tegen geotechnisch bezwijken moet voldoen, volgt uit eis (2.2) uit [5]. De minimaal vereiste stabiliteitsnorm tegen bezwijken van de constructieve elementen moet voldoen aan eis (2.3) uit [5]. Uitgeschreven volgt daarbij respectievelijk:

$$\gamma_g = \gamma_s \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{b;g} \cdot \gamma_{d;g} \quad (2.2 [5])$$

$$\gamma_i = \gamma_s \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{b;i} \cdot \gamma_{d;i} \quad (2.3 [5])$$

waarbij geldt:

- γ_g vereiste stabiliteitsnorm globaal geotechnisch bezwijken [-]
- γ_i vereiste stabiliteitsnorm bezwijken constructieve elementen [-]
- γ_s opschaalfactor (alleen voor EEM analyses teneinde de sterkteparameters voor een phi-c reductie te kunnen opschalen om numerieke onbalans te kunnen voorkomen) [-]
- γ_n schadefactor, betreft de factor die in combinatie met de materiaalfactoren γ_m de verhoogde betrouwbaarheidsindex (t.o.v. de referentiewaarde) in rekening brengt [-]
- $\gamma_{b;g}$ schematiseringsfactor, betreft de factor die onzekerheden in de bodemopbouw en waterspanningen verdisconteert [-]
- $\gamma_{d;g}$ modelfactor, betreft de factor die verband houdt met het gebruikte rekenmodel [-]
- $\gamma_{b;i}$ schematiseringsfactor bij bezwijken constructieve elementen [-]
- $\gamma_{d;i}$ modelfactor bij bezwijken constructieve elementen [-]

2.3.3 *Bezwijkmechanismen*

De bezwijkmechanismen waarop een vernageling wordt gedimensioneerd, zijn gedefinieerd in [11] en hieronder samengevat:

- macro-instabiliteit met glijcirkels buiten de vernageling, onderlangs of voorlangs (G1);
- macro-instabiliteit met glijcirkels door de vernageling heen inclusief interactie (G2);
- grondbreuk via axiale interactie (slipcriterium schachtwrijving) tussen nagel en grond (C1);
- grondbreuk via laterale interactie (draagvermogen) tussen nagel en grond (C2);
- bezwijken nagel op dwarskracht (inclusief normaalkracht) ten gevolge van plastische vervorming (C3), al dan niet in combinatie met:
- bezwijken nagel op moment (+ normaalkracht) ten gevolge van plastische vervorming (C4);
- bezwijken materiaal facing (C5);
- bezwijken draagvermogen ondergrond onder facing (C6).

Vanuit de topeis (macro-instabiliteit binnenwaarts constructief versterkte waterkering) dient een onderscheid gemaakt te worden tussen:

- geotechnisch bezwijken: macrostabiliteit met glijcirkels buiten de vernageling (G1);
- constructief bezwijken: bezwijkmechanismen sterkte en slipcriterium vernageling (C1 t/m C6), in een situatie van een glijcirkel door vernageling heen met interactie grond-nagel (G2).

Het mechanisme G2, 'glijcirkel door de vernageling heen' wordt analytisch berekend met behulp van TALREN op basis van constructief bezwijken van de vernageling (C1 t/m C6). In de analyse van G2 in TALREN worden de partiële factoren op sterkte en trekdraagkracht van de vernageling impliciet in de ontwerpberekeningen meegenomen op basis van de constructieve faalmechanismen.

2.3.4 *Verdeling faalkansen en partiële factoren analytisch ontwerpmodel*

Tijdens het overleg van 13 maart 2013 met het Waterschap Rivierenland en Deltares is aangegeven dat de gekozen faalkansverdeling eenduidig dient te worden vastgesteld. In CUR 219 zijn een aantal voorbeelden gegeven van een kansverdeling, op basis van een verdeling naar 25% geotechnisch bezwijken en 75% constructief bezwijken. Bij de verdeling van faalkansen is een technische / economische optimalisatie in het ontwerp mogelijk door een andere faalkansverdeling te kiezen. Een optimale faalkansverdeling is bereikt wanneer de dominante grenstoelstanden de grootste faalkansruimte toegewezen krijgen, zodat de versterkte dijk niet op één grenstoestand bezwijkt ruim voordat andere grenstoelstanden in de buurt van bezwijken komen.

In bijlage 1 en 2 van [12] zijn een aantal verschillende faalkansverdelingen weergegeven met de daaruit berekende partiële factoren. Als uitgangspunt voor het ontwerp van de dijkvernageling.

ling voor de Lekdijk is een optimale verdeling van 25-75% aangehouden. Deze verdeling is weergegeven in figuur 2.1. Bij deze verdeling van 25%-75% volgt conform bijlage A van [4] voor de vereiste veiligheidsfactoren van de glijcirkels:

- glijcirkels in G1 zonder vernageling, toedeling 0%: $FS = \gamma_g = 1,17$;
- glijcirkels in G1 (buiten vernageling) met toedeling 25%: $FS = \gamma_g = 1,34$;
- glijcirkels in G2 (door vernageling heen) met toedeling 75%: $FS = \gamma_f = 1,18$;

Bij de benodigde veiligheid in mechanisme G2 is in het DO-ontwerp een additionele partiële veiligheidsfactor $\gamma_{d,no} = 1,10$ vereist conform paragraaf 2.4.3.1 van [4]¹. Deze veiligheidsfactor wordt toegepast op de momenten en de krachten in de nagels. De partiële factoren behorende bij de faalkansverdelingen zijn samengevat in tabel 2.2 t/m 2.7.

Toepassing van de zoneringsregel zoals in het Plan van Aanpak is vermeld, is niet toegelaten conform 2.3.1.2 van [4]².

GM-0146489, revisie D4

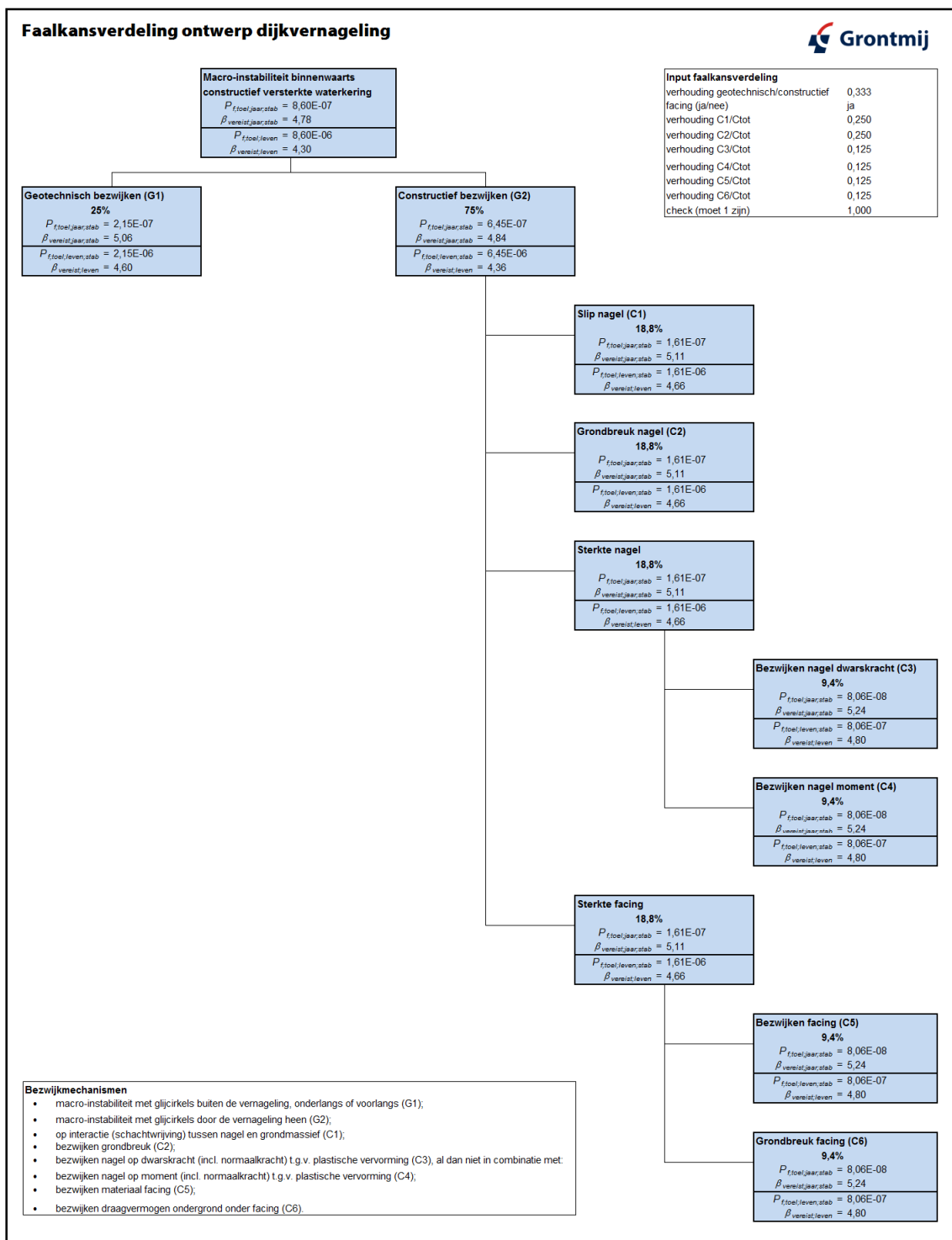
Bijlage 1 : (Vervolg 9)

GM-0146489, revisie D4

Bijlage 1 :

¹ "...Bij de verdeling van de faalkansruimte (zie figuur 2.1) wordt de faalkans van 'constructief falen' ($P_{f, \text{toel;leven;con}}$) en de hieruit afgeleide betrouwbaarheidsindex $\beta_{\text{vereist;leven;con}}$ vastgesteld. In de werkwijze conform [Ontwerprichtlijn Damwanden] worden additionele veiligheidsfactoren toegepast op de in de EEM-berekening vastgestelde krachten en momenten. Deze additionele veiligheidsfactoren zijn hier vastgesteld omdat er nog onzekerheden zijn over de betrouwbaarheid van uitkomsten van de c'- ϕ ' reductie in de EEM-berekening bij de interactie tussen grond en constructie. Ook indien de werkwijze in CUR 166 bij anderssoortige constructies danwel de enkelvoudige (wel of niet) verankerde damwanden wordt toegepast zullen aanvullende veiligheidsfactoren (voorlopig) moeten worden toegepast op de, bij de vereiste veiligheid in de c'- ϕ ' reductie, vastgestelde krachten en momenten in de constructie. Deze additionele veiligheidsfactor, uitgaande van de betrouwbaarheidsindex van maximaal 4,3 voor de deeltak 'constructief falen', is vastgesteld op $\gamma_{d,no} = 1,1$ (zie ook INSIDE 2011)..."

² "...In tegenstelling tot versterkingen die uitgevoerd worden uitsluitend met grond of verbeterde grond (waar sprake is van een bezwijkgedrag vergelijkbaar met die van een gronddijk, zie ook paragraaf 2.3.1.1) wordt bij versterkingen, die uitgevoerd worden met behulp van constructieve (harde elementen) geen zonering toegepast. Een afschuiving van het binnentalud zal namelijk de sterkte van het constructieve element negatief beïnvloeden..."



Figuur 2.1 Faalkansverdeling bij toedeling 25%-75% volgt conform bijlage A van [4]

Tabel 2.2 Materiaalfactoren grondparameters bij glijcirkelanalyses conform [5]

Materiaalfactor	Symbool	Waarde	Toelichting
volumegewicht	$\gamma_{m,\gamma}$	1,00	
cohesie	$\gamma_{m,c}$	1,25	
hoek inw. wrijving	$\gamma_{m,\phi}$	1,15	voor veen
hoek inw. wrijving	$\gamma_{m,\phi}$	1,10	voor zand en klei

Tabel 2.3 G1: Macro-instabiliteit glijcirkel buiten invloed nagels

Factor	Symbool	Waarde	Toelichting
opschaalfactor	γ_s	1,00	voor analytische berekeningen
schadefactor	γ_n	1,22	bij toedeling 25% conform bijlage A van [4]
schematiseringsfactor	$\gamma_{b,g}$	1,00	profiel volgens LOR2 conform par. 3.4.4 van [5]
modelfactor	$\gamma_{d,g}$	1,10	voor toets opdrijven van de grondlagen onder de sloot geldt daarbij $c=\phi=0$ conform par. 3.4.1 van [5]
totaal	γ_g	1,34	vereiste stabiliteitsnorm globaal geotechnisch bezwijken

Tabel 2.4 G2: Macro-instabiliteit glijcirkel door de nagels

Factor	Symbool	Waarde	Toelichting
opschaalfactor	γ_s	1,00	voor analytische berekeningen
schadefactor	γ_n	1,18	bij toedeling 75% conform bijlage A van [4]
schematiseringsfactor	γ_{bi}	1,00	profiel volgens LOR2 conform par. 3.4.4 van [5]
modelfactor	γ_{di}	1,00	voor toets opdrijven van de grondlagen onder de sloot geldt daarbij $c=\phi=0$ conform par. 3.4.1 van [5]
totaal	γ_i	1,18	vereiste stabiliteitsnorm globaal geotechnisch bezwijken

Tabel 2.5 C1: Slip nagel (trekdraagvermogen)

Materiaalfactor	Symbool	Waarde	Toelichting
belasting op grout	$\gamma_{f,grout}$	1,10	conform par. 6.2.4 van [5] en par. 3.3.9 van CUR 166
slipcriterium (schacht)	γ_a	1,35	conform par. 6.2.4 van [5] en tabel A.12 van NEN 9997-1 indien geen controleproeven
additionele modelfactor	$\gamma_{d,no}$	1,10	conform par. 2.4.3.1 van [4] voor 'niet bewezen technieken'
ksi-factor	ξ_a	1,13	conform par. 6.2.4 van [5] en tabel 8.a van NEN 9997-1
totaal (voor $\beta \geq 4,3$)	γ_{qs}	1,85	vereiste factor op de schachtweerstand $q_s = q_c \cdot \alpha_t$

Tabel 2.6 C2 + C6: Grondbreuk nagel, facing (lateraal draagvermogen)

Materiaalfactor	Symbool	Waarde	Toelichting
ongedr. schuifsterkte	γ_{cu}	1,35	conform par. 6.2.4 van [5] en tabel A.4a van NEN 9997-1 (fundering op staal)
additionele modelfactor	$\gamma_{d,no}$	1,10	conform par. 2.4.3.1 van [4] voor 'niet bewezen technieken'
totaal (voor $\beta \geq 4,3$)	γ_{pu}	1,49	vereiste factor op de draagkracht nagel en facing

Tabel 2.7 C3 + C4 + C5: Bezwijken nagel, facing (dwars + trek / moment + trek)

Materiaalfactor	Symbool	Waarde	Toelichting
belasting op staaf	$\gamma_{f,staaf}$	1,25	conform par. 6.2.4 van [5] en par. 3.3.9 van CUR 166
belasting op plaat	$\gamma_{f,plaat}$	1,25	conform par. 6.2.4 van [5] en par. 3.3.9 van CUR 166
additionele modelfactor	$\gamma_{d,no}$	1,10	conform par. 2.4.3.1 van [4] voor 'niet bewezen technieken'
vloei staaf	γ_y	1,00	conform par. 6.2.4 van [5] en tabel A.12 van NEN 9997-1
breuk staaf	γ_{br}	1,50	maatgevend i.g.v. brosse breuk glasvezel
breuk staaf	γ_{br}	1,40	maatgevend i.g.v. brosse breuk (staal)
totaal (voor $\beta \geq 4,3$)	γ_{sp}	1,38	vereiste factor op de sterkte staaf (glasvezel) en facing

2.3.5 Controleproef

Conform uitgangspuntennotitie [12] is in dit DO-ontwerp uitgegaan van het feit dat de nagels niet (allemaal) worden proefbelast met een controleproef.

2.3.6 Schachtwrijving

Conform uitgangspuntennotitie [12] is in het DO-ontwerp uitgegaan van een schachtwrijvingsfactor $\alpha_t = 0,016$, gebaseerd op de resultaten uit de praktijkmetingen op de Lingedijk [6]. In geval van bezwijkproeven mag de schachtwrijvingsfactor nader worden bepaald waarmee de houdcapaciteit mogelijk nog verder kan worden geoptimaliseerd.

2.3.7 *Partiële factoren numeriek validatiemodel (PLAXIS)*

Om de optredende vervormingen en spanningen te toetsen en de bezwijkmechanismen te valideren, wordt aanvullend op de met de analytische rekenmodellen (TALREN, D-Geo Stability) uitgevoerde ontwerpberekeningen een numerieke analyse van de vernagelde doorsnede uitgevoerd met behulp van het EEM-computerprogramma PLAXIS 2D en 3D, zie ook paragraaf 2.4.4.

De stabiliteitsfactor wordt uit PLAXIS verkregen met behulp van een 'safety-analyse'. In deze berekeningsfase worden sterkteparameters c' en ϕ' verlaagd totdat bezwijken optreedt. De waarde waarmee c' en ϕ' kan worden verlaagd, komt overeen met de stabiliteitsfactor (gedeeld door de opschaaftactor).

De safety-analyse wordt uitgevoerd met opgeschaalde associatieve rekenwaarden van de schuifsterkteparameters (zie hoofdstuk 3). Het opschalen van de parameters wordt toegepast om numerieke onbalans tijdens het wisselen van een parametersset te voorkomen. Voor de opschaaftactor is $\gamma_s = 1,5$ aangenomen, conform paragraaf 2.3.1 uit [5].

Voor Plaxis is, in overleg met Deltares, gekozen voor modelfactor $\gamma_{d,g} = 0,95$ volgens paragraaf 3.4.1 van [5]. Onderstaande redenen onderbouwen deze keuze:

- Er is uitgegaan van geen opdrijven. Dit kan specifiek voor Vianen, omdat er een dunne deklaag is. Er is een kleine glijcirkel, geen drukstaaf en ter hoogte van de sloot bijna direct contact met de tussenzandlaag (grenspotentiaal gelijk aan polderpeil). Voor een niet-opdrijf situatie is de modelfactor 1,00 conform tabel 2.1 van [5].
- De modelfactor van 1,00 zoals hierboven genoemd mag verlaagd worden naar 0,95 als er sprake is van 'fine-tuning'. Dit is het geval; er zijn gevoeligheidsanalyses uitgevoerd voor de grondstijfheid en meshgrootte. Daarnaast is er gebruik gemaakt van 2 rekenmodellen.
- De aanvullende factor $\gamma_{no} = 1,1$ voor 3D effecten is niet nodig aangezien snijden van grond naast de nagels niet aan de orde is. Dit is geverifieerd in paragraaf 5.3.3 en 5.4.4 van deze rapportage.

De stabiliteitsfactoren voor Plaxis worden daarmee:

- G1 (buiten vernageling): $FS = \gamma_{EEM,g} = \gamma_s \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{b,g} \cdot \gamma_{d,g} = 1,50 \cdot 1,22 \cdot 1,00 \cdot 0,95 = 1,74$;
- G2 (door vernageling heen): $FS = \gamma_{EEM,i} = \gamma_s \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{b,i} \cdot \gamma_{d,i} = 1,50 \cdot 1,18 \cdot 1,00 \cdot 0,95 = 1,68$.

2.4 Rekenmodellen

2.4.1 *Algemeen*

De ontwerpsystematiek, de achterliggende theorie en de uitvoeringsaspecten, alsmede de veiligheidsfilosofie, zijn nader beschreven in CUR 219 [7]. In dit rapport wordt in het kort de rekenmethodiek toegelicht en worden de resultaten gepresenteerd.

Voor het definitief ontwerp wordt gebruikgemaakt van de volgende computerprogramma's:

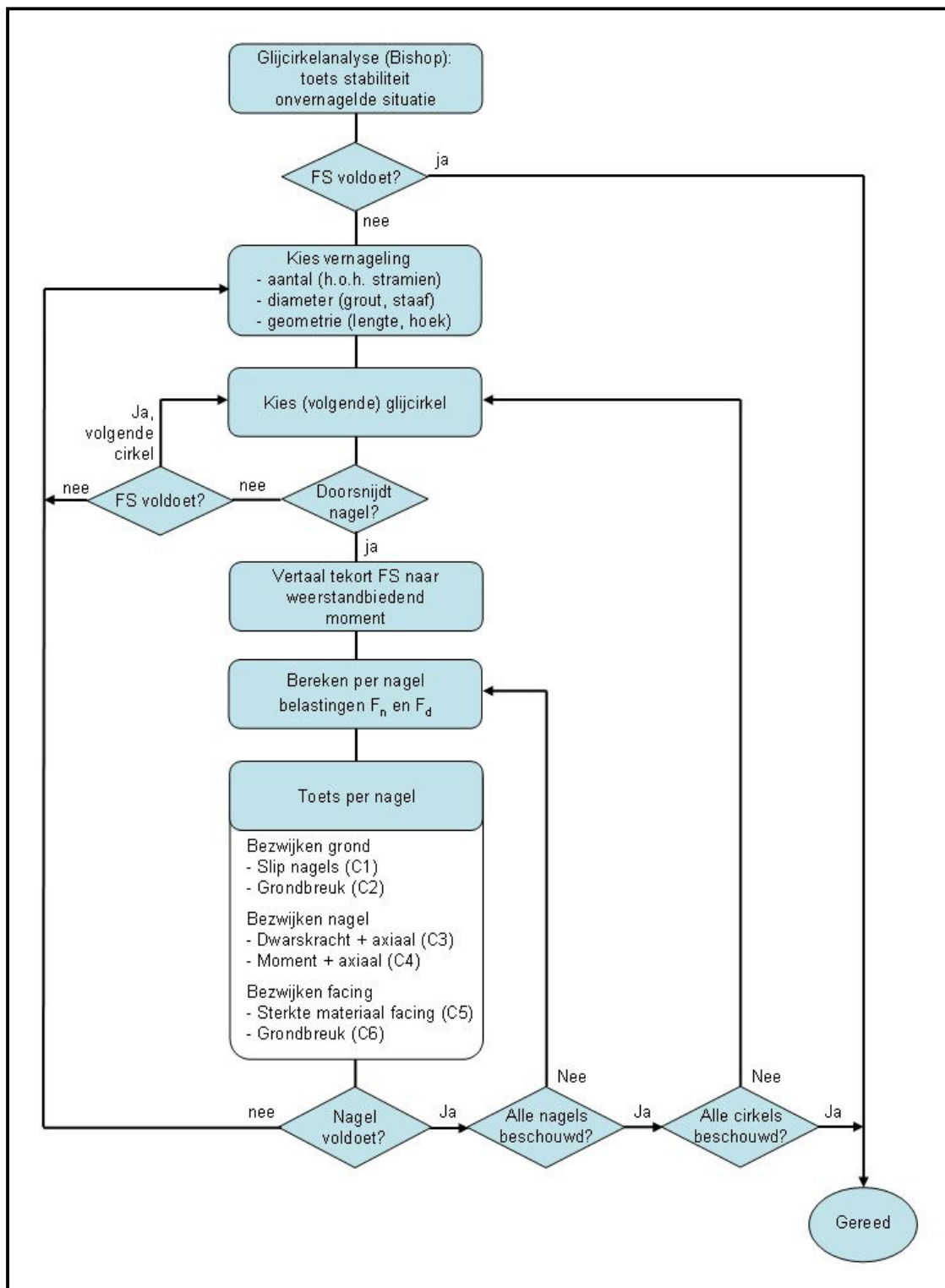
- TALREN versie 4;
- D-Geo Stability versie 10.1;
- PLAXIS V8;
- PLAXIS 2D;
- PLAXIS 3D.

De computerprogrammaversies TALREN en PLAXIS V8 kunnen bestanden met elkaar uitwisselen. PLAXIS V8 wordt gebruikt om de effectieve spanningen en waterspanningen in de grond te bepalen en een waterspanningsmesh te genereren voor de situatie die optreedt bij extreem hoog water. Vervolgens worden mesh en spanningen ingelezen in TALREN voor de verdere analyses.

2.4.2 *Berekening referentie situatie zonder vernageling*

Als eerste vindt een referentieberekening plaats van de bezwijkmechanismen in geval van een onvernagelde situatie. Hierbij wordt de veiligheid op stabiliteit volgens Bishop berekend aan de hand van zowel een berekening in D-Geo Stability als een berekening in TALREN. Deze referentieberekening is nodig om eventuele geringe verschillen in de uitkomsten te kunnen ontdekken en deze zo mogelijk te kunnen meenemen als modelfactor.

Naast het bezwijkmechanisme volgens Bishop bezwijkcirkels dienen normaliter ook andere potentiële bezwijkmechanismen te zijn beschouwd, zoals een drukstaaf (berekening met Uplift Van). Uit de PLAXIS validatie blijkt echter dat dit niet aan de orde is.



Figuur 2.2 Stroomschema rekenwijze vernageling

2.4.3 Analytische berekening vernageling in TALREN

In het TALREN-model, als rekenmodel voor dijkvernageling, wordt een glijcirkelanalyse uitgevoerd op basis van de theorie van Bishop, aangevuld met een extra weerstandbiedend moment uit de vernageling op basis van trekcapaciteit (verankering) en dwarskrachtcapaciteit (deuvelwerking). Hiervoor worden zowel de trekkrachten als de dwarskrachten en de buigende momenten in de nagels berekend. Op de vernageling zijn zes bezwijkmechanismen van toepassing (C1 t/m C6, zie paragraaf 2.3.3).

De interactie tussen grond en nagel kan voor een groot deel worden beschreven aan de hand van CUR 166 (verankering) en aan de hand van NEN 3650-1:2012 (geo-tubomechanica-theorie). Er wordt daarin onderscheid gemaakt tussen de volgende twee situaties:

- De nagel zal nabij het maatgevende glijvlak relatief veel vervormen: hierbij zal de nagel geneigd zijn eerder te bezwijken dan de grond, bezwijkmechanismen met betrekking tot sterkte nagel (C3 en C4) zijn daarbij maatgevend.
- De nagel zal nabij het maatgevende glijvlak relatief weinig vervormen: hierbij zal de nagel stijver en sterker reageren dan de grond, bezwijkmechanismen met betrekking tot draagkracht grond (C1 en C2) zijn dan maatgevend.

Een eventuele facing kan bijdragen aan het verhogen van de macrostabiliteit van de dijk mits de verankeringslengte buiten de glijcirkel voldoende groot is. In geval van aanwezigheid van een facing spelen aanvullende bezwijkmechanismen een rol (C5 en C6).

Voor de ontwerpberekening wordt het stroomschema gevolgd dat is gepresenteerd in figuur 2.2.

2.4.4 Numerieke validatie met PLAXIS

Om de optredende vervormingen en spanningen te toetsen, is een numerieke analyse van de vernagelde doorsnede uitgevoerd met behulp van het EEM-computerprogramma PLAXIS-2D en 3D. Zowel de waterspanningen als de effectieve spanningen in de grond zijn getoetst en de vervormingen van het dijklichaam onder belasting worden inzichtelijk gemaakt. Tevens is het bezwijkmechanisme vergeleken met de resultaten uit TALREN, is getoetst of de nagelkracht volledig gemobiliseerd is en is getoetst op de stabiliteitsfactor. De PLAXIS-analyses worden tevens toegepast om monitoringsdata te interpreteren.

2.5 Dwarsprofielen

2.5.1 Situatie en geometrie

Het te versterken traject is onderdeel van de Lekdijk bij Vianen (dijkring 16, Waterschap Rivierenland) en loopt van dijkpaal VY055 tot VY056 met een lengte van ongeveer 250 m, (conform de rode lijn in figuur 2.3).

Het maatgevend dwarsprofiel volgens het Voorontwerp [2] is VY055+50. In de bestaande metingen was onduidelijkheid over de ligging van (uniforme) sloot langs de dijk, zodat voor de geometrie van de sloot aanvullend twee dwarsprofielen zijn ingemeten en hieruit één maatgevend profiel is bepaald, zoals deze is weergegeven in figuur 2.4.

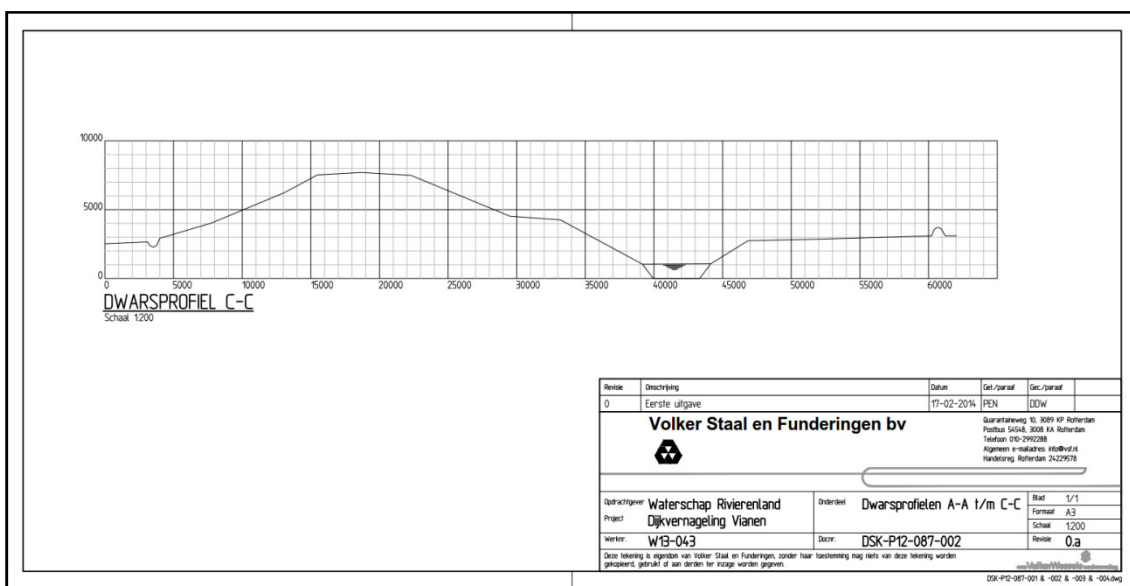
Gelet op de variërende bodemopbouw uit het geotechnisch lengteprofiel, zie hoofdstuk 3, zijn voor het DO twee profielen beschouwd en doorgererekend:

- DO-001: kleidijk op zandondergrond;
- DO-002: kleidijk op oude geul gevuld met klei.

De bodemprofielen zijn nader gespecificeerd in hoofdstuk 3.



Figuur 2.3 Situatie onderzoekstraject (luchtfoto, bron: Google Earth)



Figuur 2.4 Beschouwd maatgevend dwarsprofiel VY055+50

2.5.2 Bodemdaling

De bodemdaling in het projectgebied is zeer gering. Het effect ervan is daardoor verwaarloosbaar. In algemene zin heeft bodemdaling globaal of van het achterland geen tot een gering effect. Verschilzetting is haaks op de nagel en heeft geen invloed op de langskracht. Daarnaast kan de nagel vrij meezakken waardoor dwarskrachten en momenten niet of beperkt toenemen.

2.6 Belastingen

Op de kruin wordt een bovenbelasting van 13 kPa over een breedte van 2,5 m aangehouden conform Ontwerprichtlijn Damwanden [5] en Ontwerp 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken [4].

3 Grondonderzoek en bodemopbouw

3.1 Algemeen

Voor het DO-ontwerp van de vernageling is gebruikgemaakt van het grondonderzoek uit het voorontwerp en is daarnaast aanvullend grondonderzoek uitgevoerd.

3.2 Geotechnisch grondonderzoek

3.2.1 Grondonderzoek voorontwerp (VO)

In het voorontwerp (VO) is de bodemopbouw afgeleid uit de geotechnische lengteprofielen opgesteld door Wiertsema & Partners [9]. Uit de evaluatie van de bodemopbouw is tijdens het VO het volgende geconcludeerd:

- Er is een behoorlijke variatie in bodemopbouw over het te versterken traject. Over circa 50 tot 100 m bestaat het dijklichaam merendeels uit zand, over de overige 150 tot 200 m merendeels uit klei.
- De (oorspronkelijke) sonderingen zijn ongeveer iedere 100 tot 150 m uitgevoerd, met 6 aanvullende sonderingen is dit terug te brengen naar iedere 50 m (zowel voor de kruin als voor de binnenteen).
- De aanvullende sonderingen zijn gebruikt om de (variatie in) bodemopbouw te verfijnen en om de conusweerstand als input voor het vernagelingsontwerp af te leiden.

3.2.2 Aanvullend grondonderzoek (DO)

Ten behoeve van het definitief ontwerp (DO) is aanvullend grondonderzoek uitgevoerd. Dit grondonderzoek heeft bestaan uit de volgende onderdelen:

- 6 sonderingen met meting van plaatselijke kleef tot een diepte van circa 15 m beneden maaiveld;
- inmeting en waterpassing van de onderzoekspunten.

De maaiveldhoogten van de onderzoekslocaties zijn ingemeten in meters ten opzichte van NAP. Voorts zijn de onderzoekslocaties vastgelegd in XY-coördinaten volgens het Rijksdriehoekstelsel (RD).

Het grondonderzoek, alsmede het uitzetten en waterpassen van de onderzoeklocaties is verzorgd door Fugro en gerapporteerd onder opdracht nummer 1014-0017-000. Het veldwerk heeft plaatsgevonden d.d. 24 juni 2014 en is uitgevoerd conform de norm NEN 5140 en conform NEN-EN 1997-2, gebruikmakend van een standaard sondeertruck.

De sondeergrafieken zijn opgenomen in bijlage 3. De situatie van de onderzoekspunten is weergegeven in de situatietekening in bijlage 2.

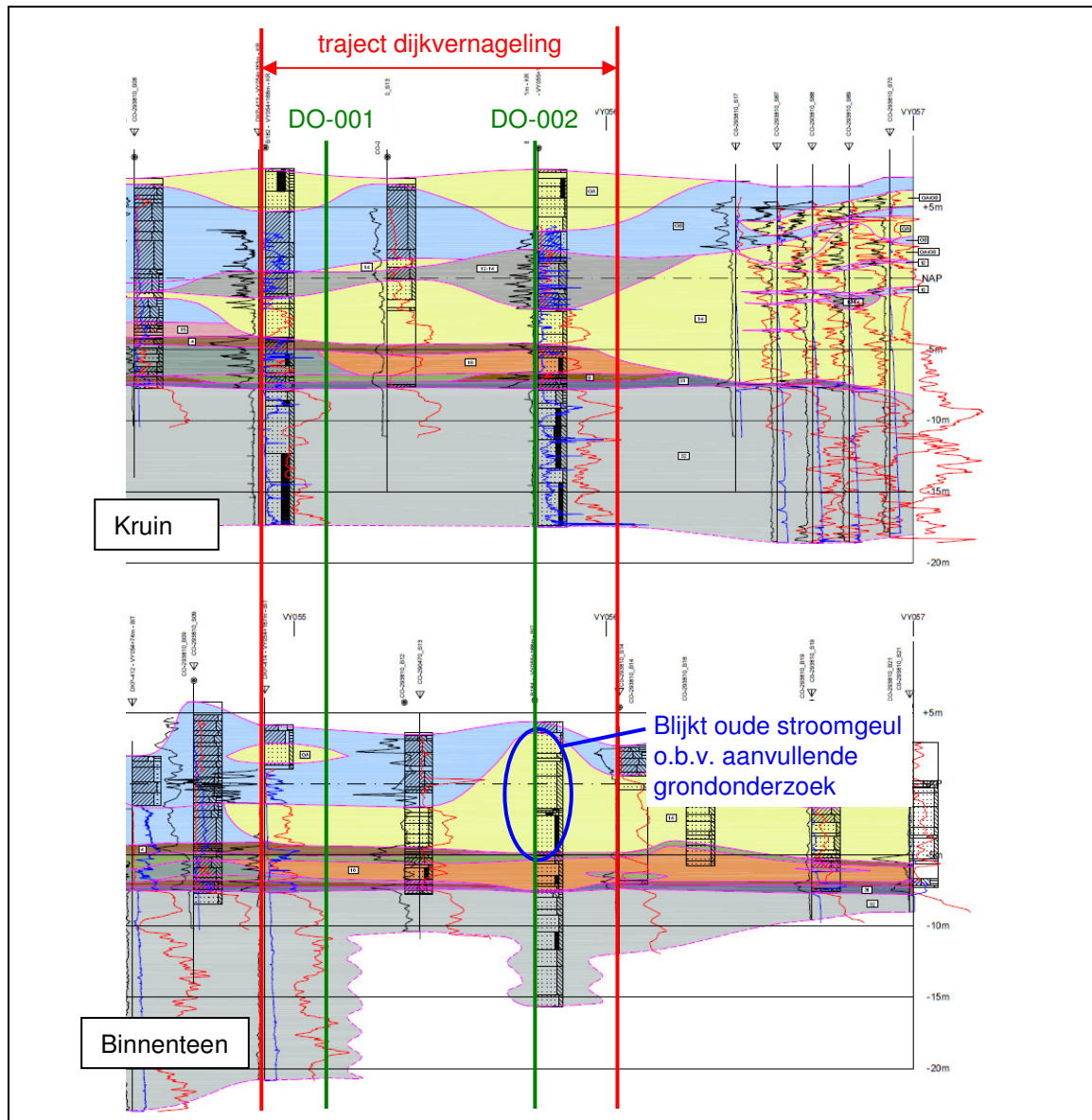
3.3 Bodemopbouw en bodemschematisatie

3.3.1 Grondprofielen

Op basis van het grondonderzoek uit het VO is een geotechnisch lengteprofiel uitgetekend. Deze is weergegeven in figuur 3.1 en bijlage 3. Uit het lengteprofiel blijkt dat de dijk uit klei bestaat en lokaal uit zand. In het definitief ontwerp is uitgegaan van een maatgevend gebleken profiel van een dijk bestaande uit hoofdzakelijk dijkklei.

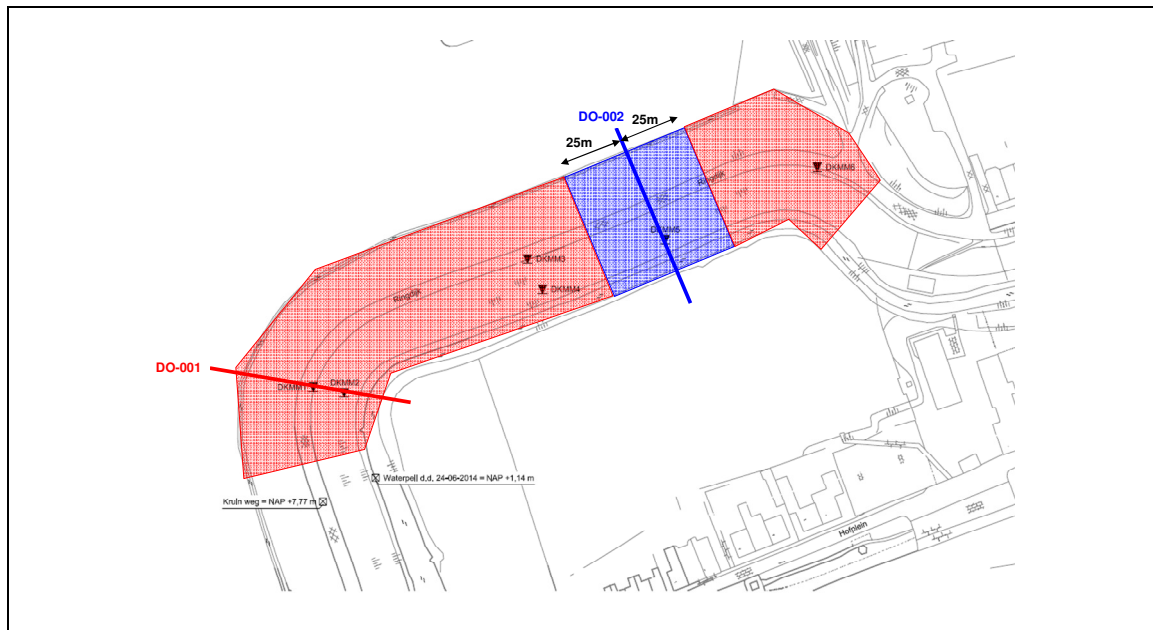
Daarnaast blijkt uit het geotechnisch lengteprofiel, dat de ondergrond wisselend bestaat uit hoofdzakelijk zand (geel) en plaatselijk uit een oude stroomgeul tussen NAP +2,0 en -2,2 m die opgevuld is met zandige klei (grijs). Deze stroomgeul is door het aanvullende grondonderzoek beter in kaart gebracht, zoals aangegeven in figuur 3.1. Om de invloed hiervan op de stabiliteit van de dijk te kunnen onderzoeken, zijn twee afzonderlijke bodemprofielen in beschouwing genomen, te weten:

- DO-001: een dijk bestaande uit dijkklei (OB Klei) op zandondergrond (14 Zand);
- DO-002: een dijk bestaande uit dijkklei (OB Klei) op zandige klei (12-14 Klei, zandig tot zand, kleiig).



Figuur 3.1 Detail Geotechnisch Lengteprofiel (uit VO) met oude stroomgeul, inclusief locatie dwarsprofielen DO-001 en DO-002

Het toepassingsgebied voor de twee dwarsprofielen is weergegeven in figuur 3.2. De sonderingen zijn hart-op-hart 50 m, de geul (DO-002) kan daarom 25 m westelijk en 25 m oostelijk worden doorgetrokken. Voor de rest van het tracé dient DO-001 toegepast te worden.



Figuur 3.2 Toepassingsgebied dwarsprofielen DO-001 en DO-002

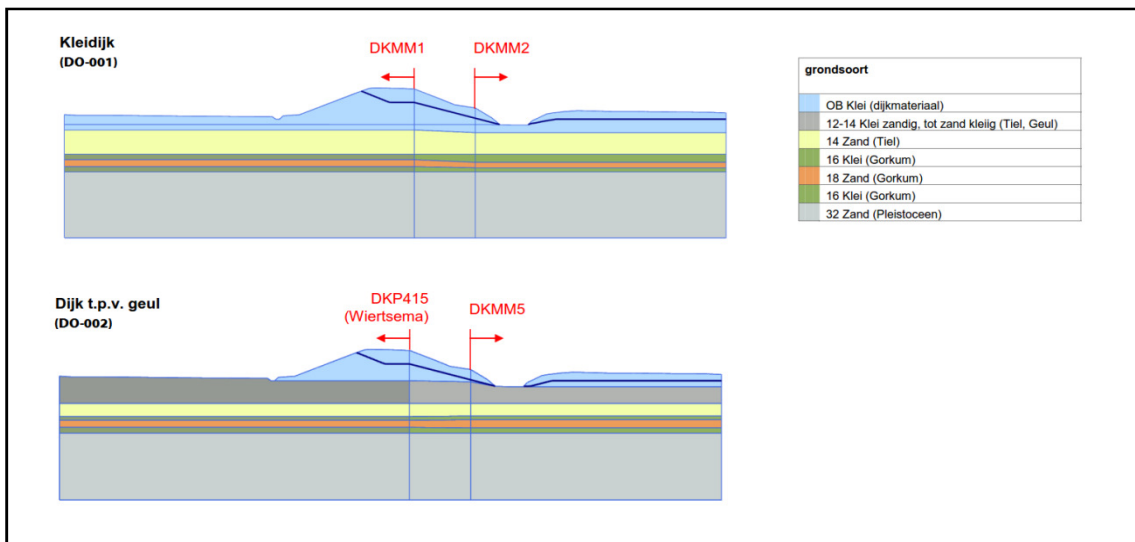
In onderstaande tabellen 3.1 en 3.2 is de karakteristieke bodemopbouw gegeven van elk van beide bodemprofielen. De code is in overeenstemming met de identificatie van de grondsoorten in het geotechnisch lengteprofiel uit figuur 3.1 en bijlage 3. In figuur 3.3 is de bodemopbouw in beide beschouwde dwarsprofielen weergegeven.

Tabel 3.1 Karakteristieke bodemopbouw kleidijk op zand (DO-001)

Code	Grondsoort	b.k. laag t.p.v. kruin [m+NAP]	b.k. laag binnendijks [m+NAP]
OB	Klei (dijkmateriaal)	+7,8	+3,6
14	Zand (Tiel)	+0,0	-0,5
16	Klei (Gorkum)	-4,5	-4,5
18	Zand (Gorkum)	-5,5	-6,0
16	Klei (Gorkum)	-6,8	-7,0
32	Zand (Kreftenheye)	-7,8	-7,8

Tabel 3.2 Karakteristieke bodemopbouw kleidijk op oude stroomgeul (DO-002)

Code	Grondsoort	b.k. laag t.p.v. kruin [m+NAP]	b.k. laag binnendijks [m+NAP]
OB	Klei (dijkmateriaal)	7,8	+3,6
12-14	Klei (Tiel)	+2,0	+1,8
14	Zand (Tiel)	-2,2	-2,2
16	Klei (Gorkum)	-4,6	-4,5
18	Zand (Gorkum)	-5,3	-5,2
16	Klei (Gorkum)	-6,6	-6,7
32	Zand (Kreftenheye)	-7,7	-7,7



Figuur 3.3 Bodemopbouw in beschouwde dwarsprofielen (sloot niet ingetekend)

3.3.2 Geotechnische parameters

De grondparameters van de grondlagen, die voor de verschillende berekeningsmodellen (D-Geo Stability en TALREN) zijn gebruikt, zijn onder meer weergegeven in tabel 3.3. De sterkte- en stijfheidsparementers voor KIS (gebaseerd op celproeven) zijn afkomstig uit bijlage A van de Ontwerprichtlijn Damwanden [5], zie ook bijlage 4, en tabel 2.b van NEN 9997-1. De rekenwaarden zijn herleid uit de karakteristieke waarden op basis van de in tabel 2.2 aangegeven partiële factoren. De volumegewichten zijn bepaald in het laboratorium op basis van boringen in het dijkvak.

Tabel 3.3 Karakteristieke- en rekenwaarden grondparameters (D-Geo Stability en TALREN)

Code	Grondsoort	γ_{aardv} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c'_{kar} [kPa]	ϕ'_{kar} [°]	c'_d [kPa]	ϕ'_d [°]
OB	Klei (dijkmateriaal)	18,0	18,0	5,1	22,3	4,1	20,4
12-14	Klei (Tiel)_naast	18,0	18,0	2,5	25,4	2,0	23,3
12-14	Klei (Tiel)_onder	18,0	18,0	10,0	18,0	8,0	16,5
14	Zand (Tiel)	17,0	19,0	0,0	30,0	0,0	27,7
16	Klei (Gorkum)_naast	16,1	16,1	3,2	21,0	2,7	19,2
16	Klei (Gorkum)_onder	17,6	17,6	15,4	16,0	13,1	14,6
18	Zand (Gorkum)	18,0	20,0	0,0	30,0	0,0	27,7
32	Zand (Pleistoceen)	18,0	20,0	0,0	35,0	0,0	32,5

waarbij geldt:

γ_{aardv}	volumegewicht bij natuurlijk (aardvochtig) watergehalte
γ_{sat}	verzadigde volumegewicht
c'_{kar}	karakteristieke waarde van de effectieve cohesie
ϕ'_{kar}	karakteristieke waarde van de effectieve hoek van inwendige wrijving
c'_d	rekenwaarde van de effectieve cohesie
ϕ'_d	rekenwaarde van de effectieve hoek van inwendige wrijving
onder	grondlagen onder de kruin, talud en binnenberm van de dijk. De binnenberm is hoog en reeds zeer lange tijd aanwezig
naast	grondlagen landwaarts van het knikpunt van de berm

Voor de PLAXIS-analyses zijn er naast de volumegewichten en sterkteparameters ook stijfheidsparementers nodig. Daartoe zijn de stijfheidsparementers voor KIS omgerekend naar Hardening Soil stijfheidsparementers; m , p_{ref} , E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref} en ν_{ur} . De waarden en afleiding van deze stijfheidsparementers zijn weergegeven in bijlage 5.

De volgende uitgangspunten³ zijn daarbij gehanteerd:

- $m = 0,5$ voor zand en $0,8$ voor klei en veen;
- p_{ref} = in situ spanning in midden grondlaag σ'_v voor klei, voor zand: $p_{ref} = 100$ kPa;
- E (KIS) = berekend op basis van in situ spanning in midden grondlaag σ'_v , aangenomen is dat dit een ongedraineerde stijfheid uit een labproef is en dat $E_{gedraineerd} = E_{ongedraineerd} / 2,5$;
- E_{50}^{ref} = spanningsafhankelijke stijfheid, hiervoor geldt (aangezien E_{50} een spanningsafhankelijke stijfheid is op basis van σ'_3 terwijl $E_{gedraineerd}$ op basis van verticale spanning is bepaald):

$$E_{50}^{ref} = E_{gedraineerd} \cdot \left(\frac{1}{1 - \sin(\varphi'_{kar})} \right)^m$$

- $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$ voor zand, voor klei en veen geldt: $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} / 2$;
- $E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$;
- $\nu_{ur} = 0,2$.

De gepresenteerde stijfheidsparameters zijn aangenomen als gemiddelde waarden. Er dient gerekend te worden met lage en hoge representatieve waarden. Deze zijn bepaald conform CUR 166, deel 1, par. 4.2 [7]:

$$E_{d;laag} = E_{gem} / 2 \quad \text{en} \quad E_{d;hoog} = 1,5 \cdot E_{gem}$$

Conform de Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen [5], dienen twee (sterkte)parametersets te worden aangehouden in de PLAXIS-berekening:

- M1: Karakteristieke, niet-associatieve waarden van de schuifsterkte; $c'_{na;kar}$, $\varphi'_{na;kar}$ en $\psi_{na;kar} \neq \varphi'_{na;kar}$. Deze worden toegepast bij het opbouwen van de maatgevende spanningssituatie en komen overeen met de karakteristieke waarden uit tabel 3.3.
- M2: Opgeschaalde associatieve rekenwaarden van de schuifsterkte; $c'_{a;d}$, $\varphi'_{a;d}$ en $\psi_{a;d} = \varphi'_{a;d}$. Deze worden toegepast in de gedraineerde sterkte-reductieberekening. Hiertoe worden de niet-associatieve karakteristieke waarden omgerekend naar niet-associatieve rekenwaarden

GM-0146489, revisie D4

Bijlage 1 : (Vervolg 22)

GM-0146489, revisie D4

Bijlage 1 :

³ In review van deze DO-rapportage door Deltares is aangegeven dat de aannames die zijn gemaakt voor E_{50}^{ref} en p_{ref} mogelijk niet correct zijn. Dit doordat de gegeven stijfheden in de KIS Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen [5] onduidelijkheid gaven over de interpretatie en afleiding. De uitgevoerde gevoeligheidsanalyse bij verschillende stijfheden laat echter geen enkel verschil zien in stabiliteit. Door de grote onafhankelijkheid van het ontwerp van stijfheden is besloten bovengenoemde waarden aan te houden. Wanneer monitoringsdata (vervormingen) geïnterpreteerd zullen worden, dienen de stijfheden opnieuw beschouwd te worden.

$c'_{na;d}$, $\varphi'_{na;d}$ en $\psi_{na;d} \neq \varphi'_{na;d}$. Deze komen overeen met de rekenwaarden uit tabel 3.3. Vervolgens worden de niet-associatieve rekenwaarden vertaald naar equivalente associatieve rekenwaarden ($c'_{a;d}$, $\varphi'_{a;d}$ en $\psi_{a;d} = \varphi'_{a;d}$), gebruikmakende van het Best Guess Equivalent model, (2.5) uit [5]. Deze methode is hieronder uitgewerkt.

$$\sin \varphi_{a;d}^* = \frac{R}{\sin 2\beta - R \cos 2\beta}$$

$$\text{met} \quad \beta = 45^\circ + \frac{\varphi_{na;d} + 4\psi_{na;d}}{10}$$

$$R = \frac{\cos \psi_{na;d} \sin \varphi_{na;d}}{1 - \sin \varphi_{na;d} \sin \psi_{na;d}} \quad (2.5 [5])$$

$$\psi_{a;d}^* = \varphi_{a;d}^*$$

$$c_{a;d}^* \cot \varphi_{a;d}^* = c_{na;d} \cot \varphi_{na;d}$$

Tot slot worden de equivalent associatieve rekenwaarde met de opschaaftactor γ_s opgeschaald, (2.6) uit [5] zoals hieronder eveneens aangegeven. Volgens paragraaf 2.3.1 is de aangehouden advieswaarde voor deze factor $\gamma_s = 1,5$. Hiermee volgt:

$$c_{a;d} = \gamma_s \cdot c_{a;d}^*$$

$$\tan(\varphi_{a;d}) = \gamma_s \cdot \tan(\varphi_{a;d}^*) \quad (2.6 [5])$$

$$\tan(\psi_{a;d}) = \gamma_s \cdot \tan(\psi_{a;d}^*)$$

In bijlage 5 is de omrekening van karakteristieke niet-associatieve waarden naar opgeschaalde associatieve rekenwaarden weergegeven. In tabel 3.4 zijn de daaruit bepaalde PLAXIS-sterkteparameters samengevat.

Tabel 3.4 Sterkteparameters set M1 en M2 (PLAXIS)

Code	Grondsoort	$c'_{na;kar}$ [kPa]	$\varphi'_{na;kar}$ [°]	$\psi'_{na;kar}$ [°]	$c'_{a;d}$ [kPa]	$\varphi'_{a;d}$ [°]	$\psi'_{a;d}$ [°]
OB	Klei (dijkmateriaal)	5,1	22,3	0,0	6,0	28,6	28,6
12-14	Klei (Tiel)_naast	2,5	25,4	0,0	2,9	32,0	32,0
12-14	Klei (Tiel)_onder	10,0	18,0	0,0	11,8	23,6	23,6
14	Zand (Tiel)	0,0	30,0	0,0	0,0	36,8	36,8
16	Klei (Gorkum)_naast	3,2	21,0	0,0	4,0	27,1	27,1
16	Klei (Gorkum)_onder	15,4	16,0	0,0	19,4	21,1	21,1
18	Zand (Gorkum)	0,0	30,0	0,0	0,0	36,8	36,8
32	Zand (Pleistoceen)	0,0	35,0	0,0	0,0	41,6	41,6

3.4 Geohydrologische uitgangspunten

3.4.1 Waterstanden

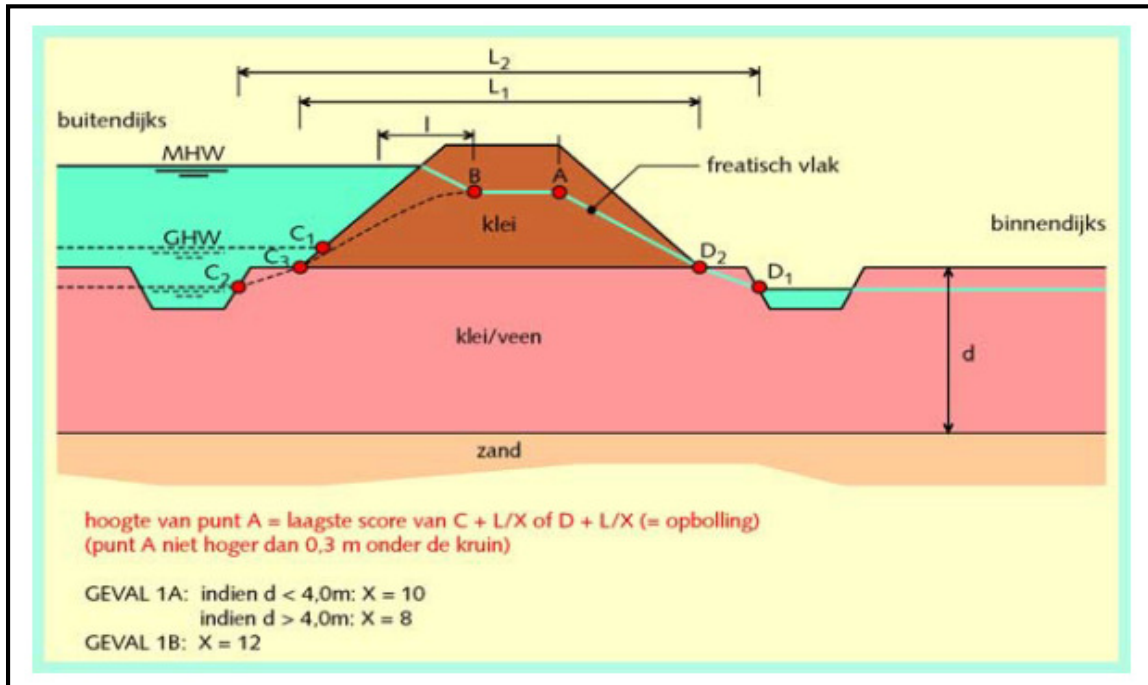
De volgende waterstanden zijn aangehouden:

- Maatgevend hoogwater: MHW 1996 + 1,0 m = NAP +7,2 m.

- Hoogwater voor evaluatie nulsituatie: NAP +6,20 m (gelijk gehouden aan Voorontwerp [2]).
- Slooppeil: NAP +0,9 m.

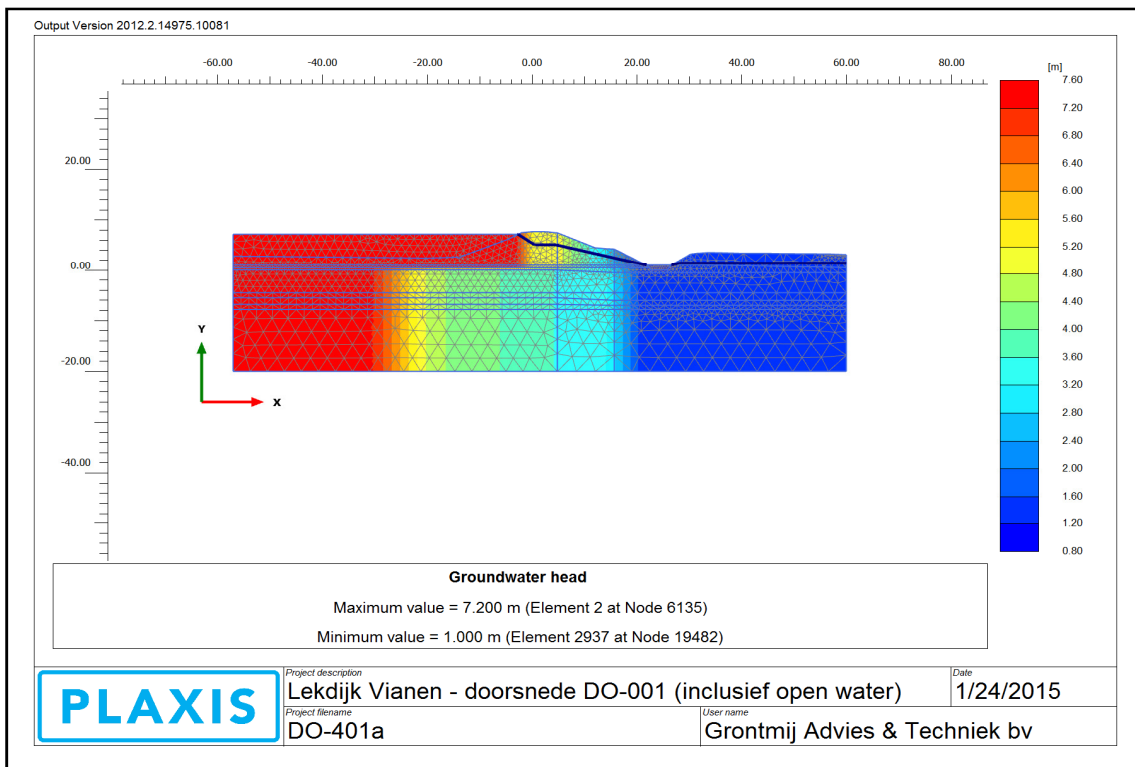
3.4.2 Freatische lijn

Voor de freatische lijn kan onderscheid worden gemaakt tussen een kleidijk en een zanddijk zoals aangegeven in figuur 5.2 en 5.3 van [12]. Conform TRWD is het verloop voor de kleidijk in dit DO-ontwerp geschematiseerd volgens figuur 3.4.

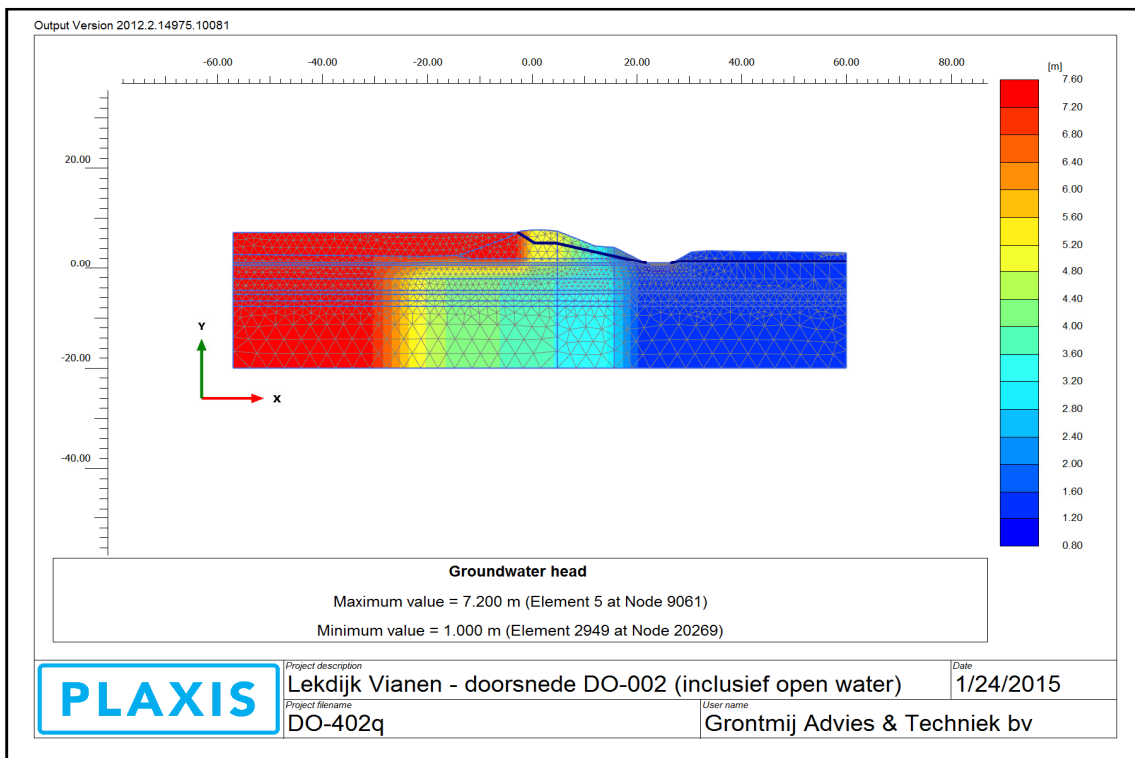


Figuur 3.4 Verloop freatische lijn bij kleidijk

Het verloop van de freatische grondwaterstand en de waterspanningen in de grondlagen (inclusief open water) is voor beide beschouwde dwarsprofielen weergegeven in respectievelijk figuur 3.5 en 3.6.



Figuur 3.5 Stijghoogteverloop grondlagen in dwarsprofiel DO-001 (kleidijk)



Figuur 3.6 Stijghoogteverloop grondlagen in dwarsprofiel DO-002 (dijk t.p.v. geul)

3.4.3 Stijghoogten oprijfsituatie

De geohydrologische uitgangspunten zijn bepaald op basis van evaluatie van de watervoerende lagen in het gebied. De geotechnische lengteprofielen maken het volgende duidelijk:

- Buitendijks is geen afsluitende deklaag van klei aanwezig, daarom is bij een MHW-situatie het intredepunt van de MHW-stijghoogte aan de buitenteen gekozen.
- De ondiepe zandlagen (laag 14 - zand (Tiel) en laag 18 - zand (Gorkum)) staan geohydrologisch in verbinding met elkaar, zowel buitendijks als onder de dijk.
- De ondiepe zandlaag (laag 14 - zand (Tiel)) doorsnijdt vrijwel het hele pakket van kleilagen net ten oosten van het projectgebied (tussen VY056 en VY057). Hierdoor staan de zandlagen 14, 18 en 32 vrijwel ongehinderd met elkaar in verbinding en mag c.q. moet worden gesteld dat de stijghoogte in die lagen gelijk is.

Het bovenstaande betekent dat de stijghoogte van de eerste zandlaag (laag 14 - zand (Tiel)) buitendijks gelijk is aan MHW en binnendijks afhankelijk is van het wel of niet opdrijven van de deklaag. Gezien het grote waterstandsverschil (circa 6 m = 60 kPa opwaartse waterdruk) en de kleine dikte van de kleilaag (max. 2 m = maximaal 20 kPa neerwaartse gronddruk) is er sprake van een opbarstsituatie. Dit betekent dat voor de stijghoogte van de eerste zandlaag in de berekeningen een verloop tussen MHW aan de buitenteen en de grenspotentiaal bij de sloot is aangehouden conform Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken TRWD [10]. De grenspotentiaal is voor beide dwarsprofielen gelijk genomen aan de grenspotentiaal van dwarsprofiel 1. De kleigeul in dwarsprofiel 2 is slechts zeer lokaal aanwezig. De waterspanningen in dwarsprofiel 2 staan onder invloed van de (lagere) opbarstpotentiaal in de omringende dijkvakken (hierdoor is in feite opbarsten in dwarsprofiel 2 niet mogelijk).

Bovenstaande houdt in dat de analytische stabiliteitsberekeningen zijn uitgevoerd met een dwarsprofiel waarin de sterkte van de opbarstende deklaag beneden de sloot is verwaarloosd (oftewel: $c' \text{ en } \varphi' = 0$).

4 Analytische berekeningen vernageling

4.1 Algemeen

Ten behoeve van de dimensionering van de benodigde vernageling zijn analytische berekeningen uitgevoerd op basis van stabiliteitsanalyses.

In de beschouwing van de macrostabiliteit zijn glijvlakberekeningen uitgevoerd volgens de Methode-Bishop onder gebruik van het rekenprogramma D-Geo Stability, versie 10.1 (build 3.2) en TALREN, versie 4 (build 2.0.4). De methode Bishop veronderstelt dat evenwichtsverlies van een talud ontstaat door cirkelvormige glijvlakken. Opbarsten is daarbij gemodelleerd met behulp van $c = \varphi = 0$ voor de deklaag beneden de sloot. De veiligheid wordt uitgedrukt in een stabiliteitsfactor, die gelijk is aan de verhouding tussen de rekenwaarde van het weerstandbiedend moment en de rekenwaarde van het aandrijvend moment van de afschuifcirkel. De vernageling vormt op basis van zowel verankeringswerking (trekkrachten in de nagels) als verdeuvelingswerking (dwarskrachten in de nagels) een bijdrage aan het weerstandsbiedend moment, waardoor de stabiliteit wordt begunstigd.

In het kader van het DO-ontwerp zijn de volgende analyses uitgevoerd:

- Referentieberekening hoogwatersituatie zonder vernageling (D-Geo Stability + TALREN).
- Hoogwatersituatie met vernageling (TALREN):
 - variant 1: stalen staaf Ø 40 mm met groutlichaam Ø 150 mm (nulvariant);
 - variant 2: stalen staaf Ø 40 mm met groutlichaam Ø 150 mm met facing;
 - variant 3: glasvezel staaf $A_g = 840 \text{ mm}^2$ met groutlichaam Ø 150 mm;
 - variant 4: glasvezel staaf $A_g = 840 \text{ mm}^2$ met groutlichaam Ø 150 mm met facing;
 - variant 5: stalen staaf Ø 50 mm met groutlichaam Ø 150 mm (nulvariant);
 - variant 6: stalen staaf Ø 50 mm met groutlichaam Ø 150 mm met facing;
 - variant 7: glasvezel staaf $A_g = 360 \text{ mm}^2$ met groutlichaam Ø 150 mm;
 - variant 8: glasvezel staaf $A_g = 360 \text{ mm}^2$ met groutlichaam Ø 150 mm met facing.
- Dwarsprofielen: DO-001 en DO-002 (zie paragraaf 3.3.1).

Op basis van de analyses is variant 8: glasvezel staaf $A_g = 360 \text{ mm}^2$ met groutlichaam Ø 150 mm met facing toegepast in het definitief ontwerp DO.

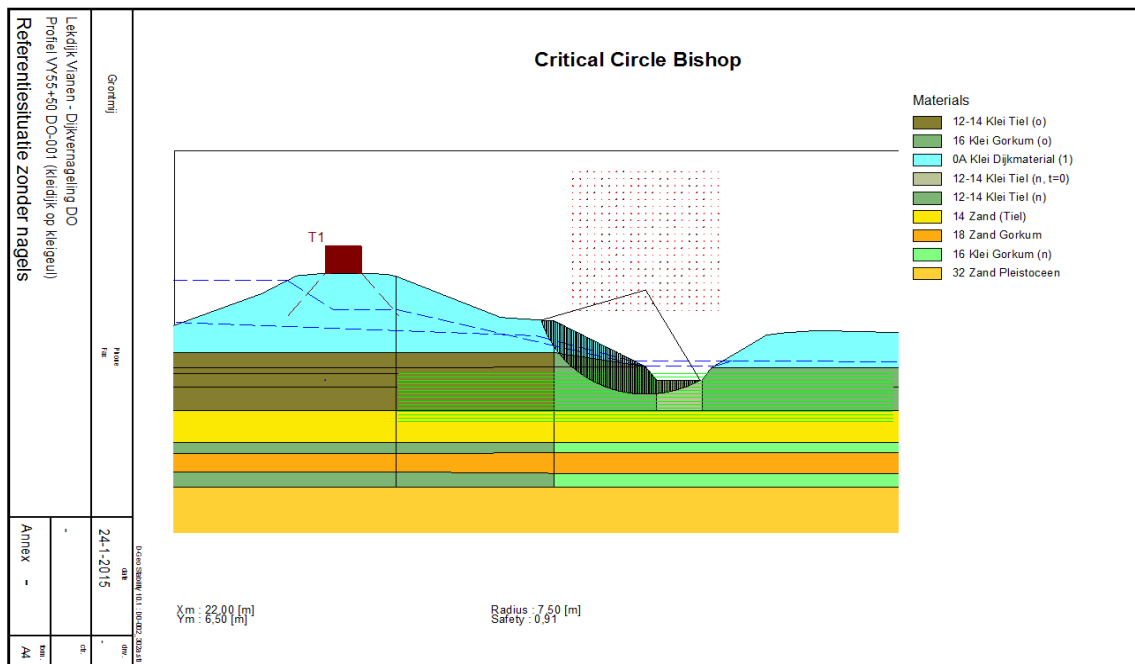
4.2 Berekening hoogwatersituatie zonder vernageling

Als referentie is voorafgaand aan het dimensioneren van de vernageling met TALREN de huidige hoogwatersituatie zonder vernageling beschouwd en getoetst. De glijcirkelanalyse is uitgevoerd voor beide dwarsprofielen met zowel D-Geo Stability als TALREN. De resultaten zijn weergegeven in tabel 4.1.

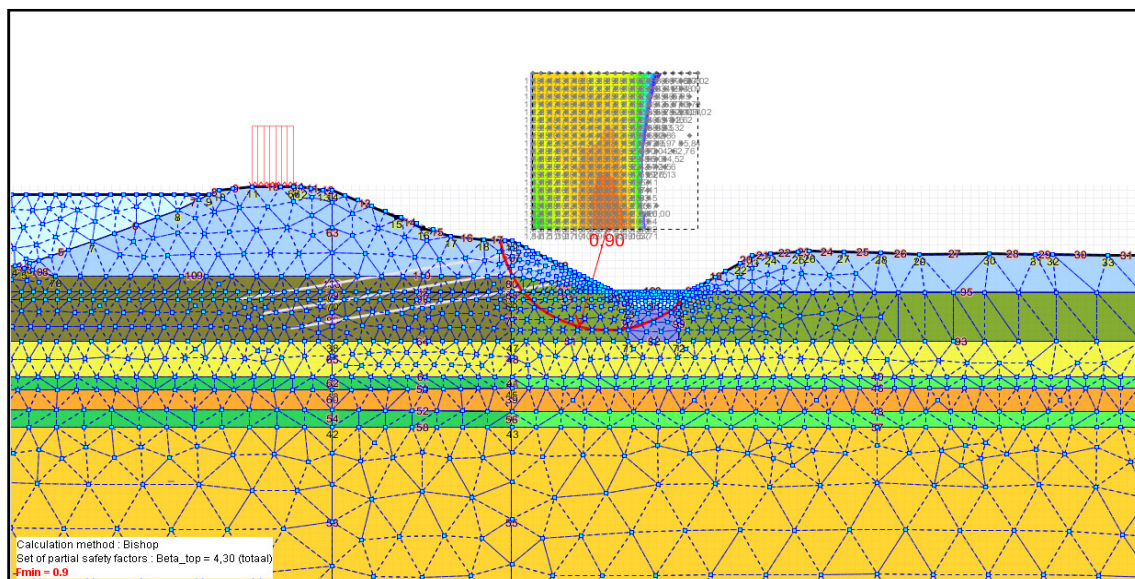
Tabel 4.1 Resultaten stabiliteitsanalyse zonder nagels (100% toedeling G1)

Rekenmodel	Dwarsprofiel	Berekende	Benodigde	Voldoet? crit. G1 (ja/nee)
		FS [-]	FS [-]	
D-Geo stability	DO-001	0,90	1,17	Nee
	DO-002	0,91	1,17	Nee
TALREN	DO-001	0,91	1,17	Nee
	DO-002	0,91	1,17	Nee

De resultaten tonen dat de veiligheid van de waterkering zonder toepassen van nagels niet groot genoeg is. De resultaten zijn opgenomen in bijlage 6.



Figuur 4.1 Referentieberekening macrostabiliteit DO-002 zonder vernageling met D-Geo Stability



Figuur 4.2 Referentieberekening macrostabiliteit DO-002 zonder vernageling met TALREN

Een vergelijking tussen beide berekeningen toont een (zeer) gering verschil in de berekende veiligheidsfactor. De glijcirkels uit beide modellen komen echter goed met elkaar overeen, zoals uit figuur 4.1 en figuur 4.2 blijkt. De afwijking komt waarschijnlijk voort uit kleine numerieke verschillen tussen de software en de wat geavanceerde modellering van waterspanningen in TALREN ten opzichte van D-Geo Stability. Voor deze situatie kan het rekenmodel volgens TALREN in ieder geval als (voldoende) conservatief worden beschouwd, zodat toepassing van een modelfactor of correctiefactor op basis van de berekende veiligheid uit D-Geo Stability niet nodig is.

4.3 Dimensionering vernageling

4.3.1 Uitgangspunten dimensies vernageling

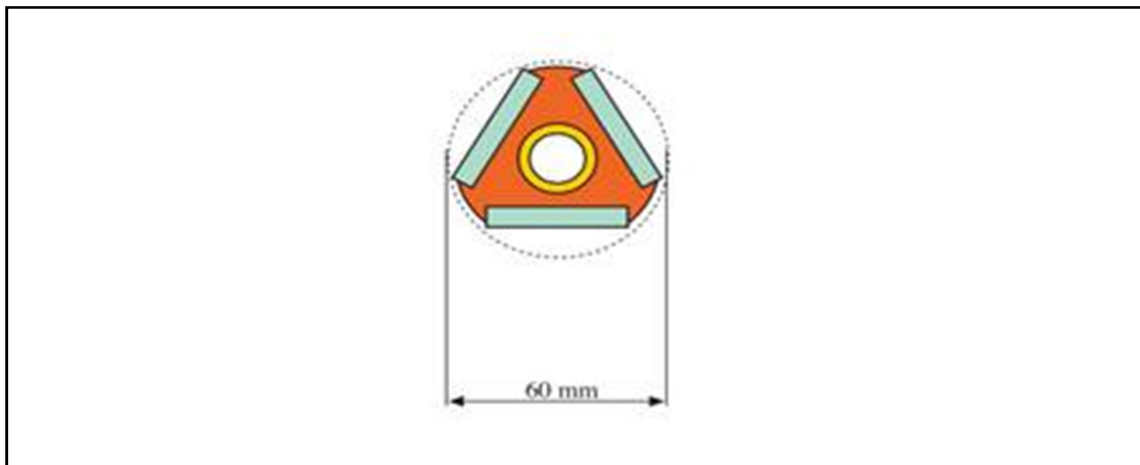
Zoals aangegeven in paragraaf 4.1 gaat het DO-ontwerp uit van het toepassen van groutnagels bestaande uit glasvezel met daaromheen een groutomhulling en een facing.

Voor de groutnagels is uitgegaan van:

- totale ankerlengte: in berekening bepaald;
- h.o.h. afstand horizontale richting: in berekening bepaald;
- installatiehoek met de horizontaal: 10° ;
- aantal niveaus: 3;
- stramien nagels: in driehoeksstramien (is meest gunstig).

De gegevens van de glasvezel nagel is als volgt:

- $A_g = 360 \text{ mm}^2$
- rekenwaarde treksterkte: $f_{br;d} = 650 \text{ MPa}$;
- weerstandsmoment: $W_{el} = 6,36 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$;
- treksterkte staaf: $R_n = F_{br;d} = A_g \cdot f_{br;d} = 3,6 \cdot 10^{-4} \cdot 650.000 = 234 \text{ kN}$;
- opneembaar moment: $M_0 = M_{u;d} = W_{el} \cdot f_{br;d} = 6,35 \cdot 10^{-6} \cdot 650.000 = 4,13 \text{ kNm}$;
- buigstijfheid samengestelde doorsnede: $EI_g = 4,0 \cdot 10^7 \cdot 2,353 \cdot 10^{-7} = 9,41 \text{ kNm}^2$.



Figuur 4.3 glasvezel nagel

Voor de groutdiameters is uitgegaan van (over volledige staaf lengte):

- grout $\varnothing 150 \text{ mm}$.

Voor de facing is uitgegaan van:

- plaat vierkant $0,55 \text{ m}$ (in berekening bepaald);
- rekenwaarde maximum puntlast: $F_{facing;Ed} = 109,8 \text{ kN}$ (in berekening bepaald);
- dikte en detaillering: nader te dimensioneren door staalconstructeur.

Conform paragraaf 2.3.6 is voor de schachtwrijving van de nagel met de grond uitgegaan van:

- schachtwrijvingsfactor: $\alpha_t = 0,016$;
- nagels (vooralsnog) zonder controleproef:
 - correctiefactor: $\xi_a = 1,13$ conform tabel 8.a van NEN 9997-1;
 - partiële factor: $\gamma_a = 1,35$ conform tabel A.12 van NEN 9997-1.

4.3.2 Berekening vernageling in TALREN

De resultaten zijn samengevat in tabel 4.2. De resultaten van de glijcirkelanalyses met TALREN zijn opgenomen in bijlage 7. Daarbij zijn alle toetsingsresultaten van de van toepassing zijnde mechanismen G1, G2 en C1 t/m C6 gepresenteerd.

Tabel 4.2 Resultaat vernageling berekening glasvezel 360 + facing

Dwarsprofiel	Aantal nagel- niveaus	h.o.h. (hor.) [m]	lengte nagels [m]	$F_{\text{facing;Ed}}$ [kN]	Berekende FS (G1) [-]	Berekende FS (G2) [-]	Benodigde FS (G1) [-]	Benodigde FS (G2) [-]	Voldoet? G1+G2 (ja/nee)
DO-001	3	2,75	18,0	110	1,82	1,23	1,34	1,18	Ja
DO-002	3	2,75	18,0	81	1,71	1,18	1,34	1,18	Ja

4.3.3 Toetsing nagels aan bezwijkcriteria C1 t/m C4

De inwendige sterkte en stabiliteit van de nagels zijn separaat getoetst. De berekeningsuitgangspunten en resultaten zijn opgenomen in bijlage 7. Op basis van de berekeningsresultaten kan worden geconcludeerd dat de gekozen nagels voldoen.

4.3.4 Toetsing facing aan bezwijkcriteria C5 en C6

De sterkte en draagkracht van de facing zijn separaat getoetst. De berekeningsuitgangspunten en resultaten zijn opgenomen in bijlage 7. Op basis van de berekeningsresultaten kan worden geconcludeerd dat het gekozen facingoppervlak vierkant 550 mm op basis van vereiste draagkracht voldoet en dat de benodigde dikte nader door de constructeur kan worden gedimensioneerd in het detailontwerp van de facing op basis van de rekenwaarde van de puntlast op de facing $F_{\text{facing;Ed}}$ uit tabel 4.2.

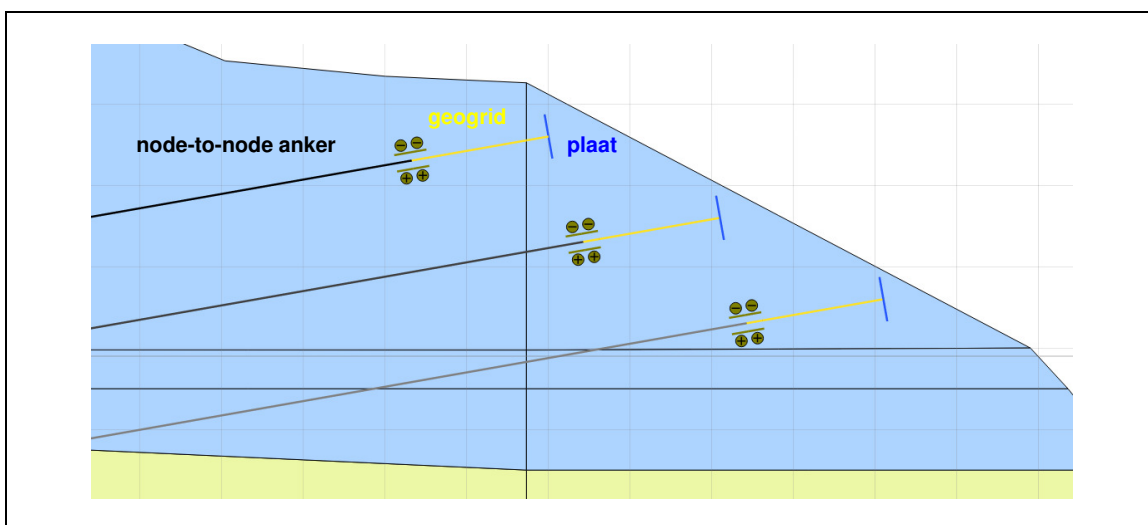
5 Validatie analyses met PLAXIS

5.1 Algemeen

Met PLAXIS is geverifieerd of de maatgevende bezwijkvorm overeenkomt met de maatgevende glijcirkel uit de TALREN-berekeningen. Hiertoe is eerst een referentieberekening zonder vernageling gemaakt en zijn de resultaten vergeleken met TALREN en D-Geo Stability. Vervolgens is het DO uit TALREN gemodelleerd en berekend in Plaxis en is de bezwijkvorm en de krachtafdracht van de nagel beschouwd. Ook is getoetst op de stabiliteitsfactor.

De modellering van de nagels is in PLAXIS in eerste instantie uitgevoerd met geogrids van 1,5 m aan het begin en het einde van het anker, met tussenin een node-to-node anker. Dit is gelijk aan de VO modellering. De facing is gemodelleerd met een plaat (zie ook figuur 5.1). De ankerkrachten zijn gemaximaliseerd op de in TALREN berekende representatieve normaalkracht in de ankers. De materiaalset van de nagel is daartoe gemodelleerd als “elastoplastisch”.

Daarnaast is er voor DO-001 een berekening gemaakt in PLAXIS 2D met embedded pile rows als nagels, en een PLAXIS 3D berekening met embedded piles. De embedded pile (row) is toegepast omdat hierin de maximale schachtwrijving opgegeven kan worden en de krachten / krachtontwikkeling beschouwd kan worden. Dit zal worden gebruikt voor interpretatie van de monitoring.



Figuur 5.1 Modellering nagel met facing in PLAXIS

Voor de fasering is het stappenplan uit de Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen [5] aangehouden:

- Fase U1: Initiële fase (gravity loading);
- Fase U2b: Aanbrengen verankering;
- Fase U2c: MHW;
- Fase U2d: Bovenbelasting;
- Fase U3a: Ongedraineerde sterkte-reductie;
- Fase U3b: Aanpassen parameterset;
- Fase U3c: Gedraineerde sterkte-reductie (safety-analyse).

5.2 Berekening hoogwatersituatie zonder vernageling

De bezwijkvorm uit PLAXIS, gepresenteerd als kleurenplot met totale verplaatsingen, is opgenomen in bijlage 6. Een samenvatting van de stabiliteitsfactoren is weergegeven in tabel 5.1.

De bezwijkvorm van beide dwarsprofielen DO-001 en DO-002 komen goed overeen met TALREN en D-Geo Stability. De berekende stabiliteitsfactor ligt voor PLAXIS hoger in vergelijking met zowel TALREN als D-Geo Stability. De verklaring hiervoor is dat in TALREN en D-Geo Stability de slootbodem geen sterkte heeft ($c' = 0$ en $\phi' = 0$) door opbarsten. In Plaxis kan dit niet gemodelleerd worden, omdat een materiaalset in Plaxis sterkte moet hebben (ϕ' is wel gereduceerd als gevolg van hoge waterspanningen, c' is onveranderd).

Tabel 5.1 Stabiliteitsfactor zonder nagels

Dwarsprofiel	D-Geo Stability	TALREN	Plaxis
DO-001	0,90	0,91	0,95
DO-002	0,91	0,91	0,93

Op basis van deze berekeningen is geconcludeerd dat de bezwijkvorm uit PLAXIS goed overeenkomt met TALREN en D-Geo Stability, wat nodig is voor de verificatie van het maatgevende bezwijkmechanisme in TALREN.

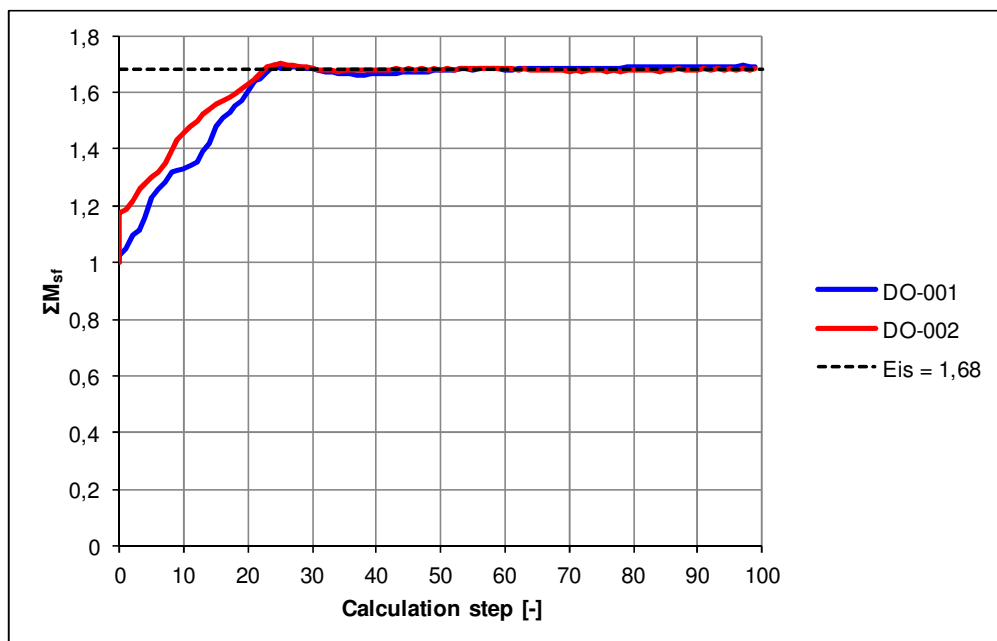
5.3 Verificatie Plaxis 2D met vernageling

5.3.1 Bezwijkmechanisme

De gekozen DO-variant die met TALREN is doorgerekend is voor beide dwarsprofielen gemodelleerd in PLAXIS, waarmee het maatgevende bezwijkmechanisme is berekend. Het bezwijkmechanisme is voor beide dwarsprofielen opgenomen in bijlage 8. Deze komen goed overeen met de maatgevende glijcirkels uit de TALREN-berekeningen, waaruit geconcludeerd wordt dat de maatgevende glijcirkel uit TALREN het werkelijk optredende bezwijkmechanisme is.

5.3.2 Stabiliteitsfactor

De resultaten van de safety-analyse zijn grafisch weergegeven in onderstaande afbeelding. In beide dwarsprofielen loopt de ΣM_{sf} op naar 1,68 (inclusief opschaalfactor), waarmee wordt voldaan aan de vereiste stabiliteitsfactor voor Plaxis (= 1,68).



Figuur 5.2 Resultaten safety-analyse (fase U3c)

5.3.3 Krachten in nagels

De maximale nagelkracht is een invoerparameter, en volgt uit de TALREN berekening. De ingevoerde nagelkracht wordt volledig gemobiliseerd, zoals weergegeven in onderstaande figuur. De aanname in TALREN dat de volledige schachtwrijving wordt gemobiliseerd is daarmee correct.

Structural element ▲	Node ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN]	N _{min} ▲ [kN]	N _{max} ▲ [kN]
Node-to-node anchor 1-1 (Nail 1)	11528	1	-0,052	0,770	30,120	0,000	30,120
	6538	2	14,326	3,305	30,120	0,000	30,120
Node-to-node anchor 2-2 (Nail 2)	9284	1	2,048	-0,230	35,710	0,000	35,710
	5093	2	16,426	2,305	35,710	0,000	35,710
Node-to-node anchor 3-3 (Nail 3)	8732	1	4,048	-1,230	44,310	0,000	44,310
	5234	2	18,426	1,305	44,310	0,000	44,310

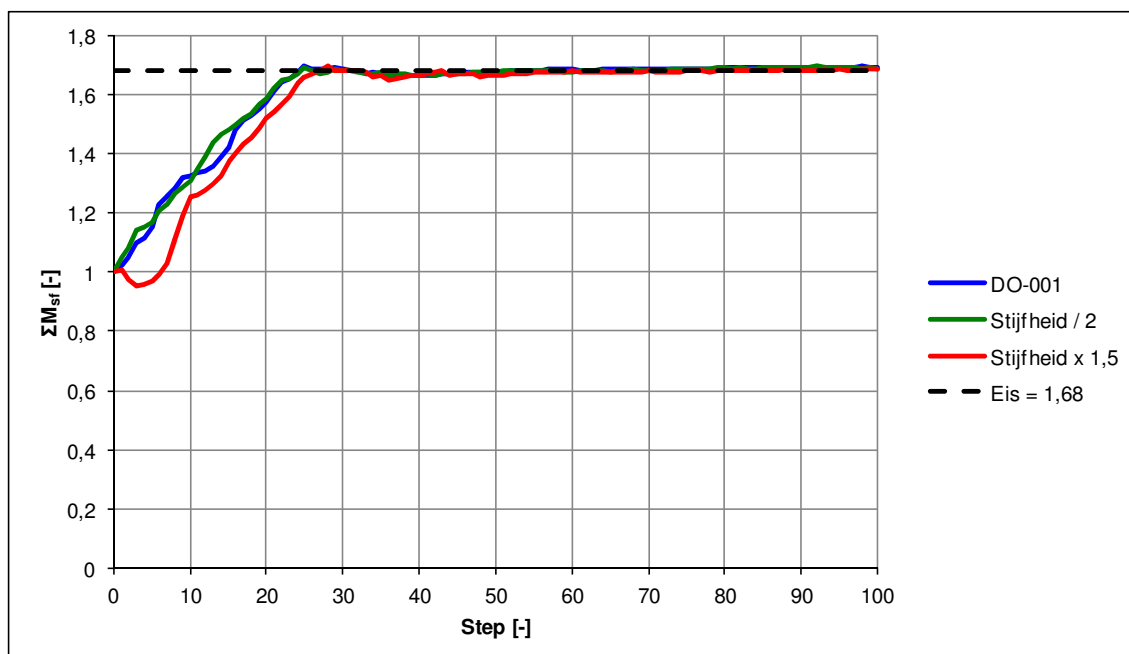
Figuur 5.2 Nagelkracht in node-to-node anchor aan het einde van de berekeningsfase 'safety analyse (DO-001, Plaxis Output, fase U3c). Nagelkracht wordt volledig gemobiliseerd zoals berekend uit TALREN.

Doordat de nagel is gemodelleerd als node-to-node anchor, is er langs de nagel geen interactie met de grond. Er is daardoor ook geen kracht loodrecht op de nagel, waardoor impliciet wordt voldaan aan de toets op "snijden van grond rondom de nagel".

5.3.4 Gevoeligheidsanalyse grondstijfheid

Zoals benoemd in paragraaf 3.3.2 dient de grondstijfheid gevarieerd te worden, waarbij de grondstijfheid met een factor 2 verlaagd en met een factor 1,5 verhoogd wordt. Dit heeft een verwaarloosbare invloed op de stabiliteit van de dijk, zoals weergegeven in onderstaande afbeelding. Met de uitgevoerde stijfheidsvariaties blijft de stabiliteitsfactor (met opschaalfactor) 1,68 en daarmee voldoet het ontwerp,.

Het verschil in stabiliteitsfactor is minimaal, omdat bij een safety-analyse enkel de sterkteparameters van de grondlagen van belang zijn. De ontwikkeling van de nagelkracht hangt wel af van de stijfheid van de grond, maar doordat de stijfheid van de nagel veel groter is dan van de grond, is deze invloed beperkt. Bovendien wordt de nagelkracht volledig gemobiliseerd, zoals gepresenteerd in vorige paragraaf.



Figuur 5.3 Resultaten safety-analyse (fase U3c) bij variërende stijfheid

5.4 Verificatie PLAXIS 3D versus PLAXIS 2D

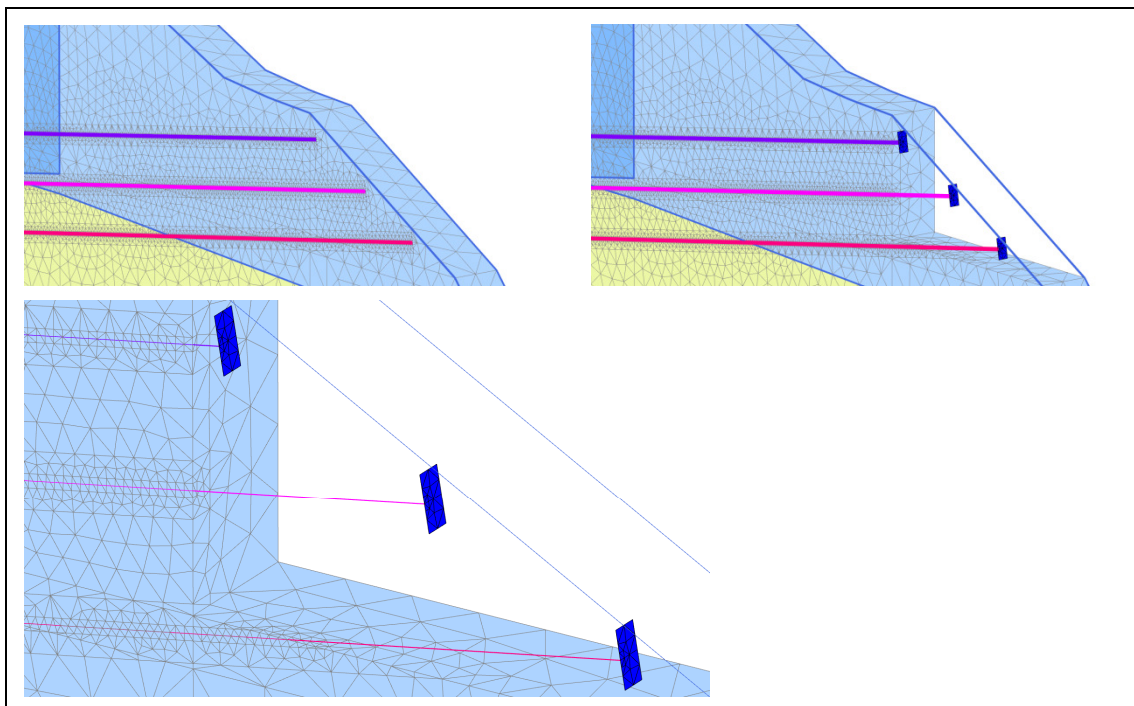
Dwarsprofiel DO-001 is in PLAXIS 3D gemodelleerd om te oordelen of de 3D effecten goed in 2D zijn gemodelleerd.

5.4.1 Modelling 3D

De nagels zijn in 3D gemodelleerd met behulp van embedded piles. De maximale schachtwrijving kan hierin opgegeven worden en de krachten kunnen eenvoudig uitgelezen worden. Een andere mogelijkheid is om de nagels met behulp van volume elementen te modelleren. Nadeel hiervan is dat er zeer kleine elementen benodigd zijn en de maximale schachtwrijving langs de nagel minder nauwkeurig opgegeven kan worden. Met een interface rondom de volume elementen kan de houdkracht enigszins gemanipuleerd worden, maar dit is minder nauwkeurig dan een absolute waarde met de embedded pile en heeft geen correlatie met een conuswaarde. Om deze reden zijn volume elementen als nagel niet beschouwd.

Het grid tussen de piles is voldoende verfijnd om vervorming en sterkte correct te berekenen (zie figuur 5.4). Een verdere verfijning van de mesh heeft een positief effect. Dit is in eerdere berekeningen onderzocht. Er ontstaan namelijk meer elastische punten rondom de embedded pile. Hierdoor worden krachten uit de nagel beter naar de ondergrond afgedragen. De nagel kan daardoor meer kracht mobiliseren wat resulteert in een hogere stabiliteitsfactor.

Van verdeuveling is geen sprake bij deze meshgrootte. Er wordt beperkt dwarskracht opgebouwd in de nagel (zie resultaten in paragraaf 5.4.3) en de toets op snijden van grond voldoet (zie paragraaf 5.4.4).



Figuur 5.4 Plaxis 3D mesh

5.4.2 Modelling 2D

Om een betere vergelijking met 3D te maken, zijn in 2D de nagels gemodelleerd met een embedded pile row. Deze werken namelijk grotendeels hetzelfde als de 3D embedded piles. Voor verificatie van het ontwerp uit TALREN is dit in dit project niet toegepast, omdat er beperkte ervaring is met het gebruik van een embedded pile row in de toepassing van dijkvernageling. Dit zou met analyse van monitoringsdata in de toekomst kunnen worden beschouwd.

5.4.3 Vergelijking 3D en 2D

In figuur 5.5 is het bezwijkmechanisme voor 2D en 3D weergegeven. De berekeningen zijn gemaakt met niet-associatieve parameters ($\varphi \neq \psi$), omdat met associatieve parameters in 3D het

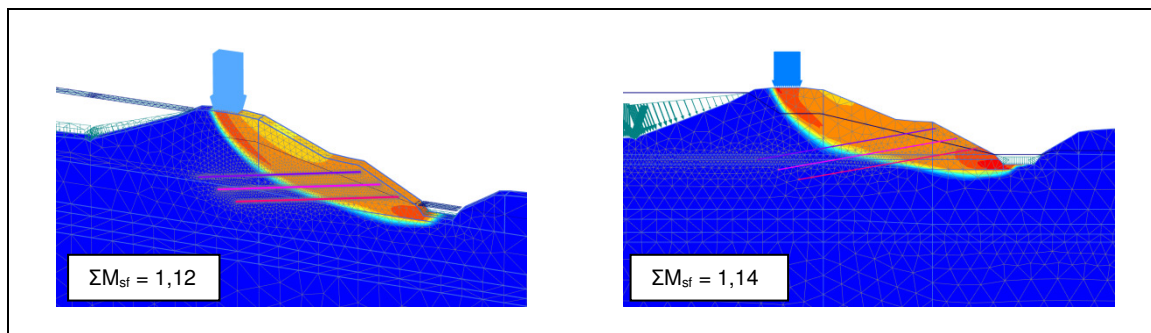
bezuigmechanisme zich concentreerde op opbarsten van de sloot. Met niet-associatieve parameters wordt een realistischer bezuigmechanisme gevonden, welke ook goed overeen komt met TALREN en PLAXIS 2D met geogrids en node-to-node ankers.

In de figuur zijn tevens de bereikte stabiliteitsfactoren weergegeven, op basis van rekenwaarden van de sterkteparameters. De resultaten van de safety-analyse zijn grafisch weergegeven in figuur 5.6. De stabiliteitsfactor in 3D is 1,12, en voldoet daarmee aan de geëiste stabiliteitsfactor voor een glijcirkel door de vernageling ($1,18 \cdot 0,95 = 1,12$).

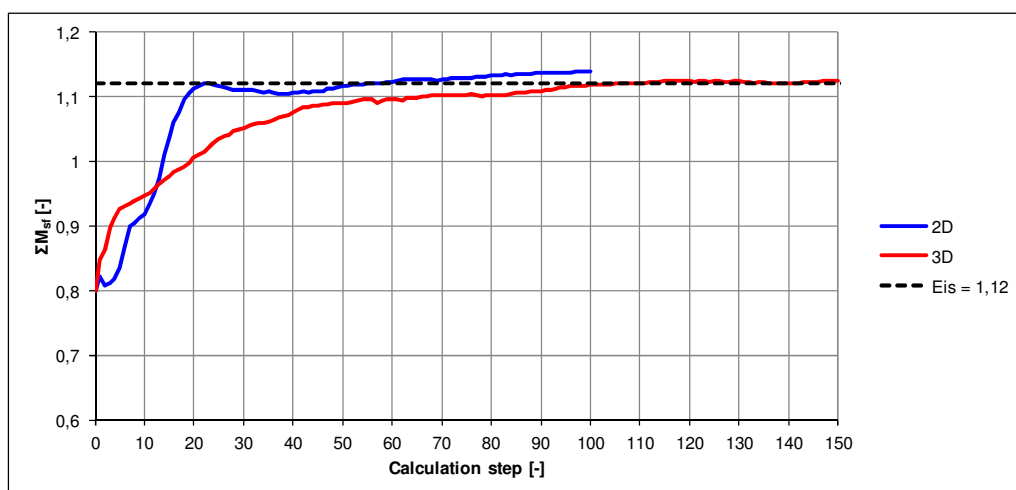
Plaxis 2D met embedded pile row geeft een grotere stabiliteitsfactor, wat komt door een grotere dwarskrachtcomponent, zoals weergegeven in figuur 5.7. De grotere dwarskracht komt doordat de embedded pile row in 2D een onbegrensde sterkte heeft tussen nagel en grond in laterale richting. De (volledige) mobilisatie van schachtwrijving in axiale richting komt wel goed overeen, zie figuur 5.8.

De berekende dwarskracht in Plaxis 3D is lager dan in TALREN, respectievelijk 3,4 kN en 9,5 kN. Het berekende moment is in Plaxis 3D hoger dan in TALREN, respectievelijk 2,57 kNm en 1,42 kNm, echter wordt nog ruim voldaan aan de maximale momentcapaciteit van 4,13 kNm.

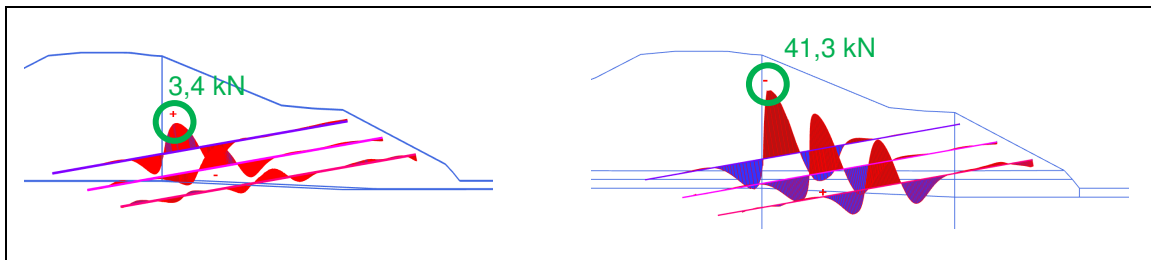
In figuur 5.9 zijn de vervormingen (BGT, rep.-waarden) weergegeven na de fase 'bovenbelasting'. PLAXIS 2D komt daarbij goed overeen met PLAXIS 3D. Uit figuur 5.9 kan wel geconcludeerd worden dat PLAXIS 2D goed gebruikt kan worden om monitoringsdata te interpreteren, 3D effecten zijn hierin goed gemodelleerd.



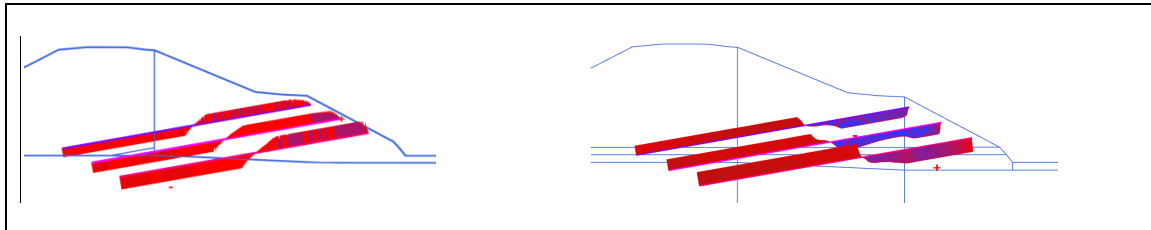
Figuur 5.5 Vergelijking bezuigmechanisme PLAXIS 3D (links) en PLAXIS 2D (rechts) met embedded pile (row) en bereikte ΣM_{sf} (op basis van representatieve sterkteparameters, zonder partiële materiaalfactoren). Resultaat na de fase safety-analyse (fase U3c).



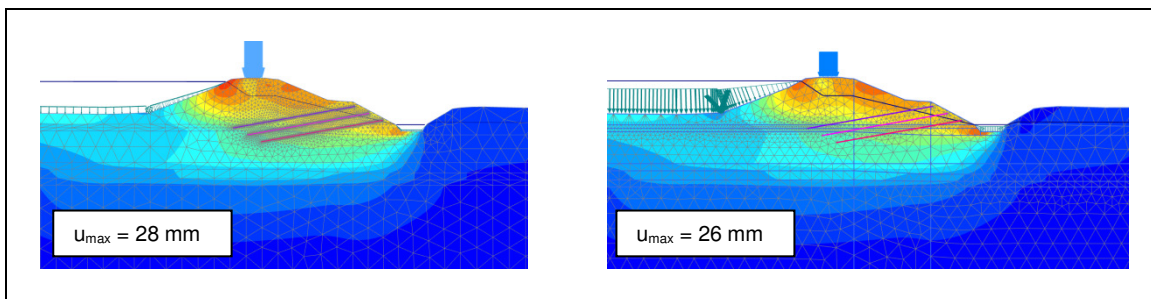
Figuur 5.6 Vergelijking stabiliteitsfactor 2D en 3D in safety-analyse (fase U3c)



Figuur 5.7 Vergelijking dwarskracht in nagels PLAXIS 3D (links) en PLAXIS 2D (rechts) na fase safety-analyse (schaal verschillend) (fase U3c)



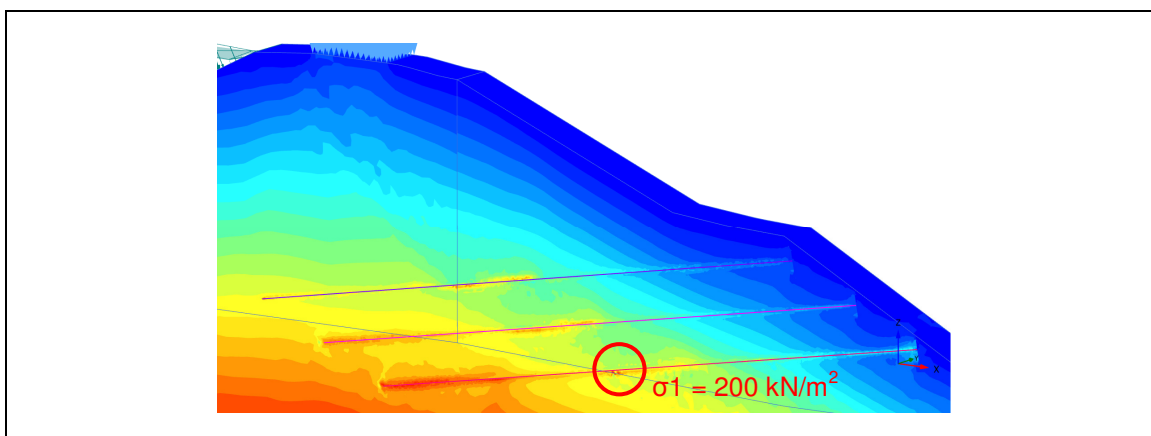
Figuur 5.8 Vergelijking schachtwrijving nagels PLAXIS 3D (links) en PLAXIS 2D (rechts) na fase safety-analyse (fase U3c)



Figuur 5.9 Vergelijking vervormingen (BGT, rep-waarden) in PLAXIS 3D (links) en PLAXIS 2D (rechts) na fase 'bovenbelasting' (fase U2d) en maximaal berekende vervorming

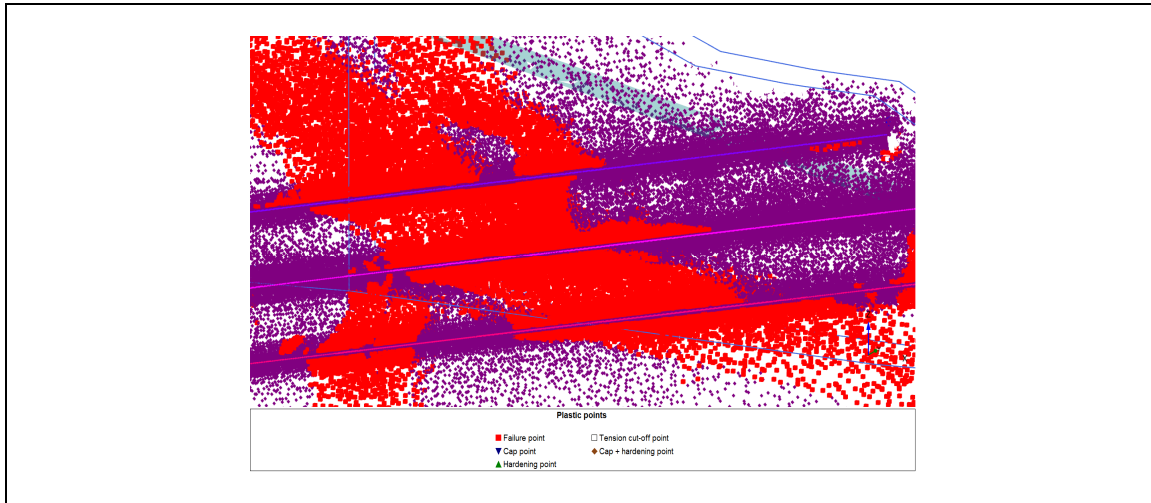
5.4.4 Controle op snijden van grond door de nagels

Er is voor het Plaxis 3D model getoetst op snijden van grond door de nagels. Hiertoe is de "principal total stress σ_1 " uit Plaxis gelezen, wat overeenkomt met de grondspanning loodrecht op de nagel. Loodrecht op de nagel is de grondspanning het grootst, wat gerepresenteerd wordt door spanning σ_1 . In onderstaande figuur is deze spanning gevisualiseerd, aan het einde van de rekenfase 'safety analyse'. Maximale grondspanning loodrecht op de nagel is 200 kN/m^2 . Dit is kleiner dan $9 \cdot c_{u;d} = 9 \cdot (80 \text{ kN/m}^2 / 1,35) = 533 \text{ kN/m}^2$.



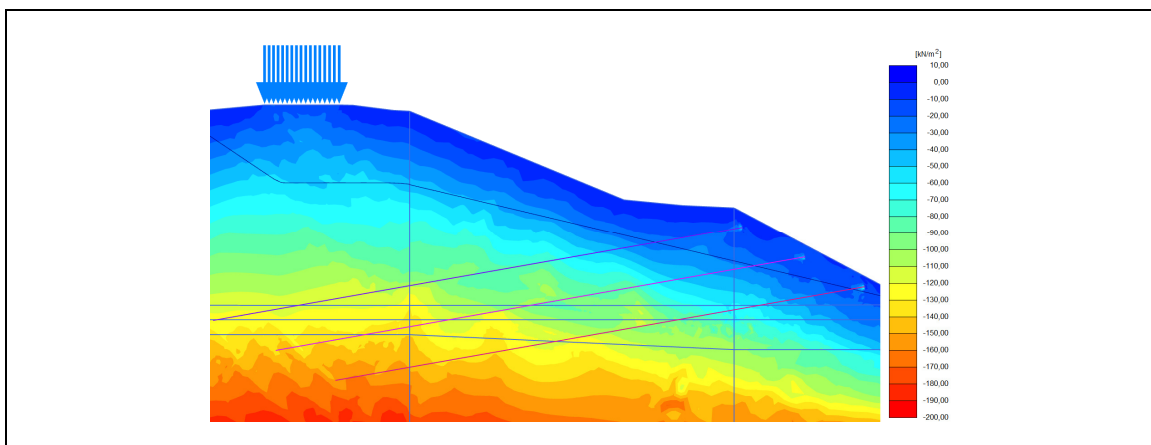
Figuur 5.10 Principal total stress σ_1 in Plaxis 3D, na fase 'safety analyse' (fase U3c)

Opgemerkt wordt dat de berekening in Plaxis 3D met effectieve sterkteparameters c' en ϕ' is uitgevoerd, en een vergelijking met de ongedraineerde schuifsterkte een vertekend beeld geeft wat betreft snijden van de grond. In werkelijkheid is de maximale effectieve schuifsterkte bereikt aan het einde van de rekenfase 'safety-analyse'. Dit is ook weergegeven in figuur 5.11, waarin alle punten langs het afschuifvlak plastisch zijn. Dit komt ook tot uiting in de afdracht van axiale schachtwrijving. De schachtwrijving rondom het afschuifvlak wordt niet volledig gemobiliseerd, zoals gevisualiseerd in figuur 5.8. Er is in Plaxis 3D dus impliciet getoetst op snijden van grond door de nagels, en de invloed van het lokaal bezwijken van de grond op de te mobiliseren schachtwrijving.



Figuur 5.11 Plastic points in Plaxis 3D, na fase 'safety analyse' (fase U3c)

In Plaxis 2D kan met de embedded pile row de toets op snijden niet goed uitgevoerd worden. De grondspanningen worden in het 2D model weergegeven als een gemiddelde over de hart-op-hart afstand van de nagels, zoals weergegeven in figuur 5.12. Ter hoogte van het afschuifvlak is de spanning σ_1 circa 130 kN/m², lager dan in Plaxis 3D. Uit de hoge dwarskracht in de embedded pile row (zie figuur 5.7) kan echter wel opgemaakt worden dat het snijden van grond niet goed wordt meegenomen, en dat dit daarom een bovengrens geeft voor de stabiliteit. In het 2D model met de node-to-node anchor wordt helemaal geen dwarskracht opgebouwd, dus impliciet getoetst op snijden van grond, en geeft daarom een ondergrens voor de stabiliteit. Het verschil in stabiliteitsfactor met de embedded pile row (bovengrens) en node-to-node anchor (ondergrens) is beperkt, respectievelijk 1,14 en $(1,68 / 1,5) = 1,12$. Het aandeel van dwarskracht op de stabiliteitsfactor is dan ook beperkt.



Figuur 5.12 Principal total stress σ_1 in Plaxis 2D, na fase 'safety analyse' (fase U3c)

5.4.5 Conclusie met betrekking tot 3D effecten

PLAXIS 2D laat een goede overeenkomst zien met PLAXIS 3D. Er is nog wel een verschil in de dwarskracht, wat komt doordat in het 2D model de kracht op de nagel in laterale richting onbegrensd is. Met de recent uitgebracht versie van Plaxis 2D (maart 2015) kan de kracht in laterale richting wel begrensd worden, waarmee 'snijden van grond door de nagels' wel gemodelleerd kan worden, en kan waarschijnlijk voor dwarskracht een betere overeenkomst met Plaxis 3D verkregen worden. Dit is echter (meer) niet beschouwd in deze DO-rapportage, immers is met de modellering met node-to-node ankers impliciet getoetst zonder dwarskracht.

Het 3D model is getoetst op snijden van grond door de nagels, en voldoet. De aanvullende factor $\gamma_{no} = 1,1$ voor 3D effecten mag daarom achterwege gelaten worden (zie paragraaf 2.3.7).

Op basis van bovenstaande wordt geconcludeerd dat PLAXIS 2D gebruikt kan worden voor het bepalen van de bezwijkvorm en het interpreteren van monitoringsdata met betrekking van de opbouw van de krachttontwikkeling langs de nagel. De 3D effecten zijn voldoende verdisconteerd in het 2D model.

6 Conclusies

6.1 Conclusies ontwerp

6.1.1 *Huidige situatie*

Stabiliteitsberekeningen op basis van de huidige dijkgeometrie in combinatie met extreem hoog water (NAP +7,2 m) bevestigen dat de veiligheid van het beschouwde dijkvak VY55+50 – VY 56+00 in extreme situaties onvoldoende is. Het treffen van maatregelen is dus nodig.

6.1.2 *Dimensionering vernageling*

Op verzoek van het waterschap is een dijkversterkende maatregel uitgewerkt, gebruikmakend van het principe van dijkvernageling als alternatief voor de traditionele methode met glijvlak onderbrekende damwanden. In dit rapport is de vereiste hoeveelheid vernageling gedimensioneerd om te kunnen voldoen aan de gestelde stabiliteitseisen van de dijk. Daarbij zijn acht verschillende nagelvarianten beschouwd.

Op basis van de resultaten uit de variantenbeschouwing is het DO als volgt:

Glasvezel staven $A_g = 360 \text{ mm}^2$ met groutdiameter $\varnothing 150 \text{ mm}$ en facing:

- drie niveaus van nagels, op NAP +3,60, +2,60 en +1,60 m;
- lengte: 18,0 m;
- h.o.h.-afstand nagels (in horizontale richting): 2,75 m
- facing vierkant 0,55 m (constructief nader te dimensioneren door constructeur op basis van maximum puntlast $F_{facing;Ed} = 110 \text{ kN}$).

Met bovenstaande vernagelingsvariant wordt tegemoet gekomen aan de gestelde veiligheidseisen conform [4] en [5].

6.1.3 *Validatie met PLAXIS*

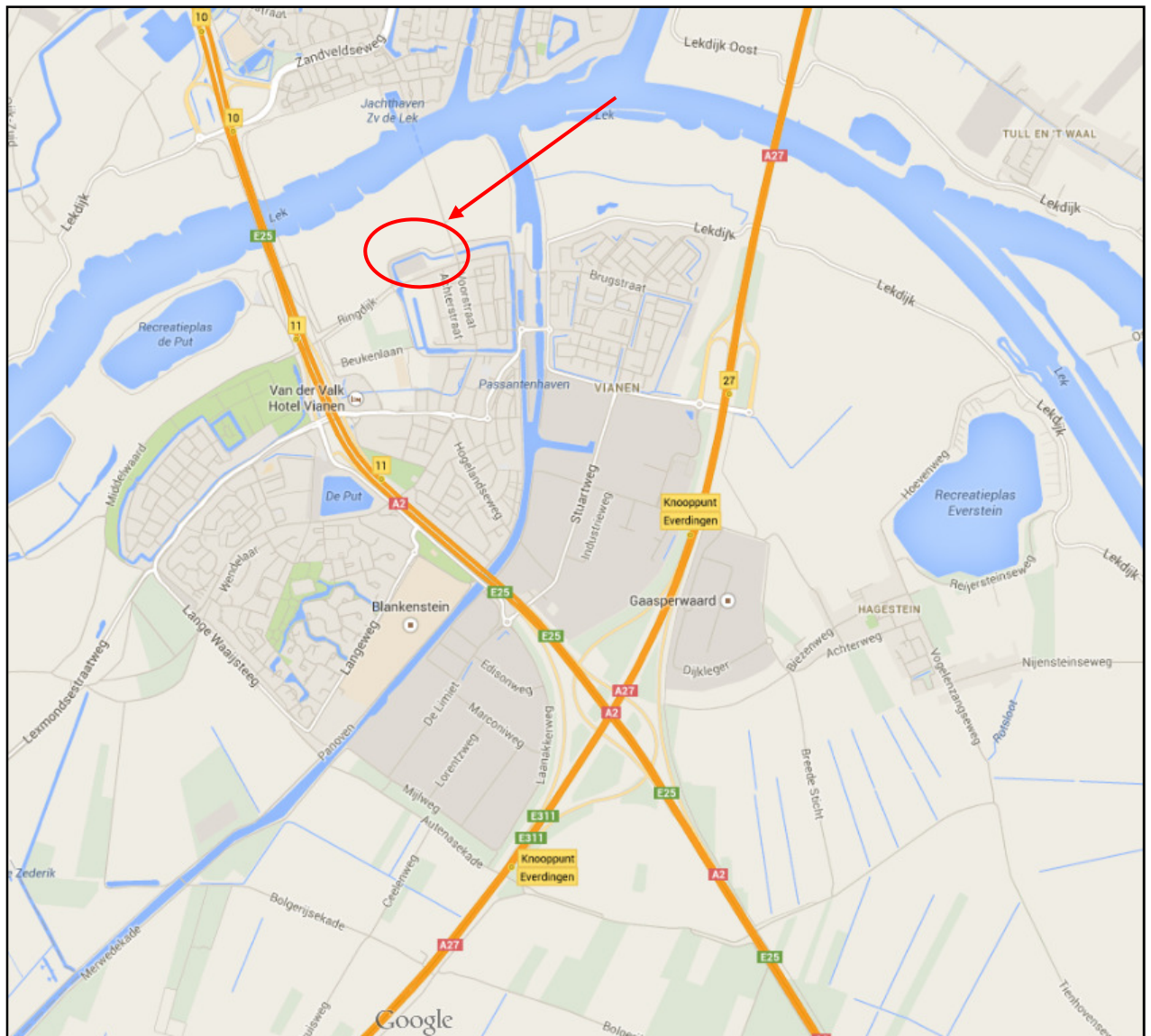
In PLAXIS is de bezwijkvorm uit de TALREN-berekening van de gekozen variant geverifieerd. Het maatgevende bezwijkmechanisme uit de PLAXIS-berekeningen komt voldoende overeen met de maatgevende glijcirkels uit de TALREN berekeningen, waaruit geconcludeerd wordt dat de maatgevende glijcirkel het werkelijk optredende bezwijkmechanisme is. De aanname in TALREN dat de nagelkracht volledig wordt gemobiliseerd is met PLAXIS bevestigd. Ook is (impliciet) getoetst op 'snijden van grond door de nagels', en is geconcludeerd dat het ontwerp voldoet.

Zowel PLAXIS 2D en 3D voldoen aan de vereiste veiligheidsfactor.

In vergelijkende berekeningen tussen PLAXIS 3D met embedded piles en PLAXIS 2D met embedded pile rows blijkt dat in het 2D model de 3D effecten goed verdisconteerd zijn

Bijlage 1

Ligging locatie

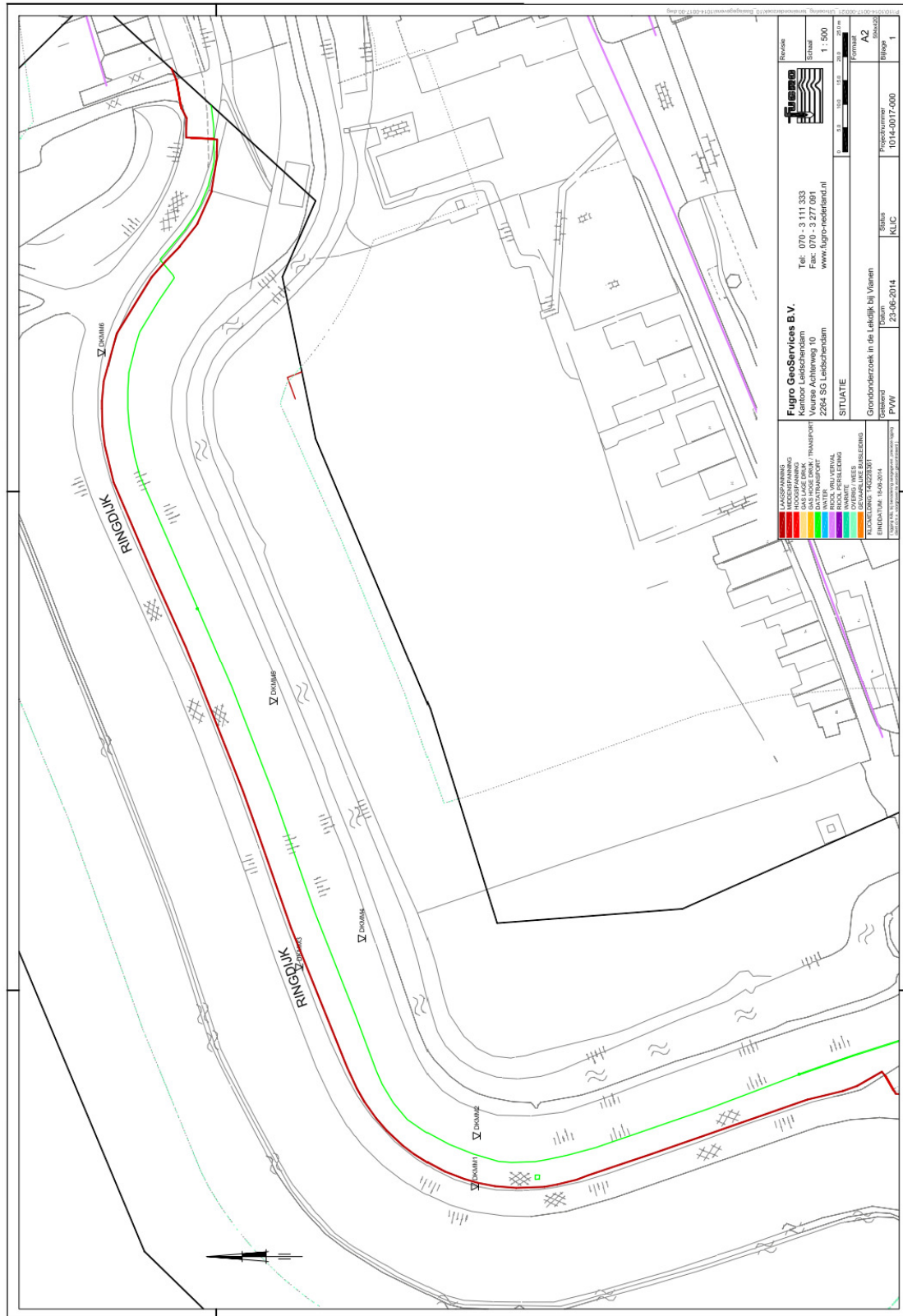


copyright © 2013 Google Earth Pro

LIGGING LOCATIE Lekdijk VY055-VY056, Vianen

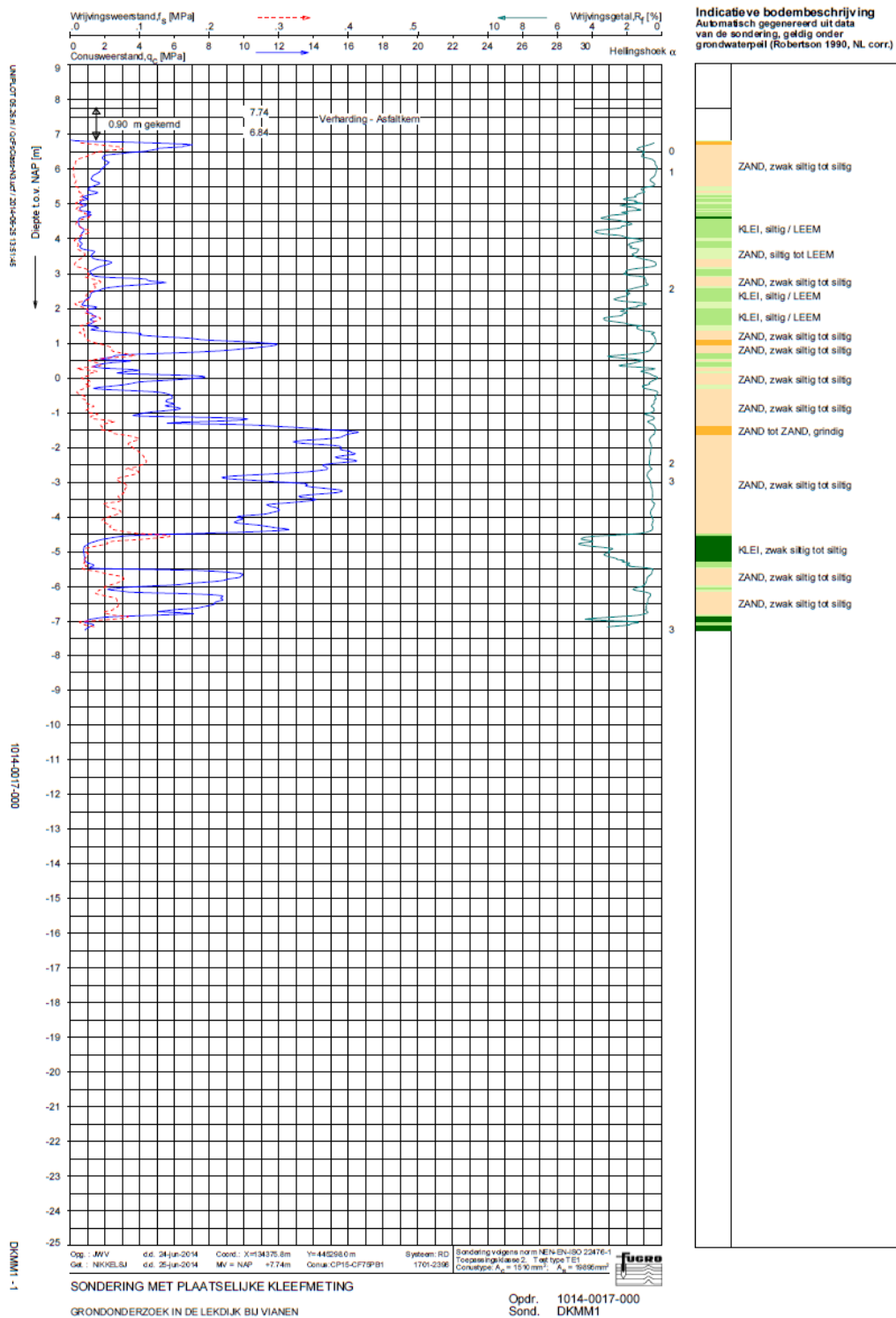
Bijlage 2

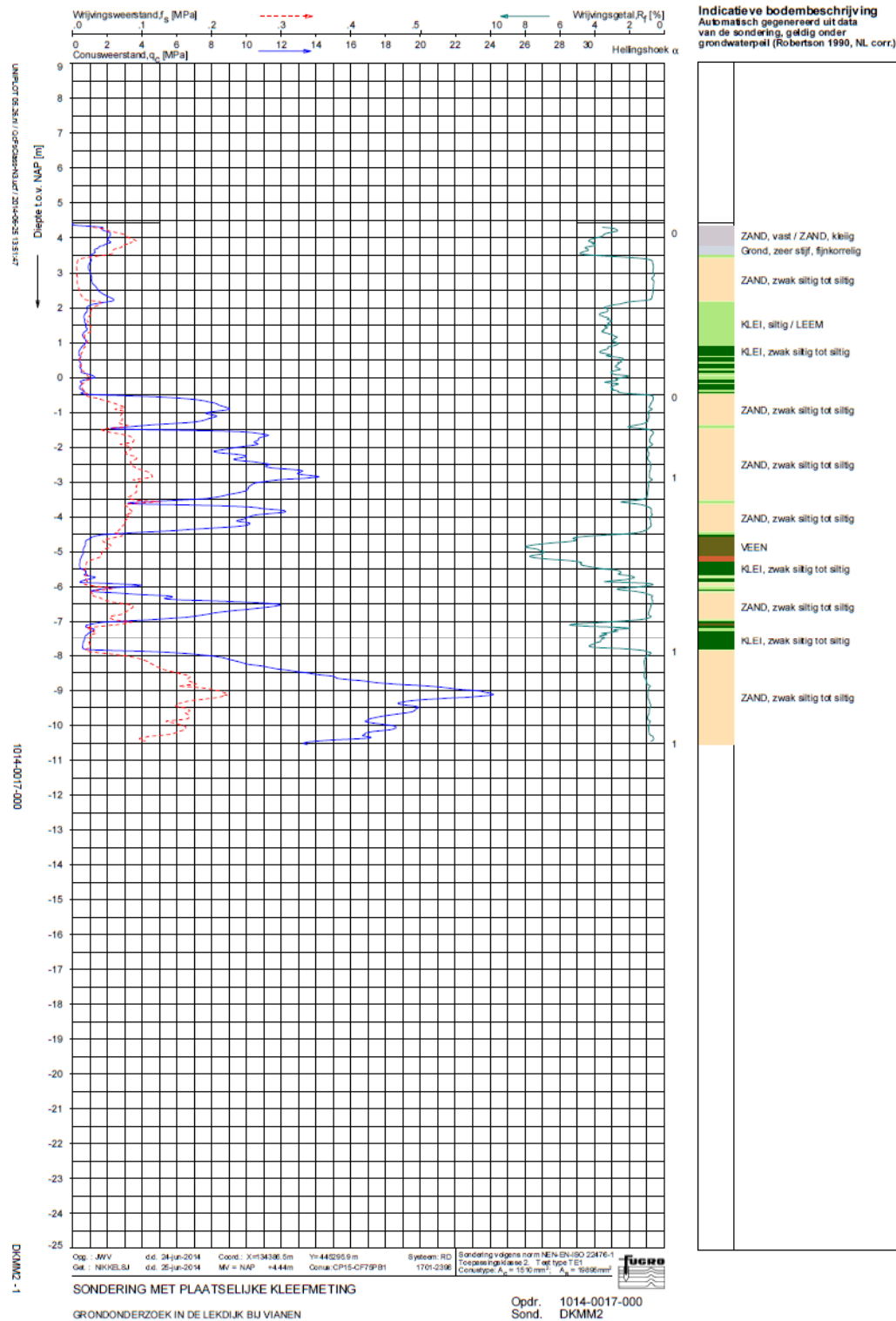
Situatietekening

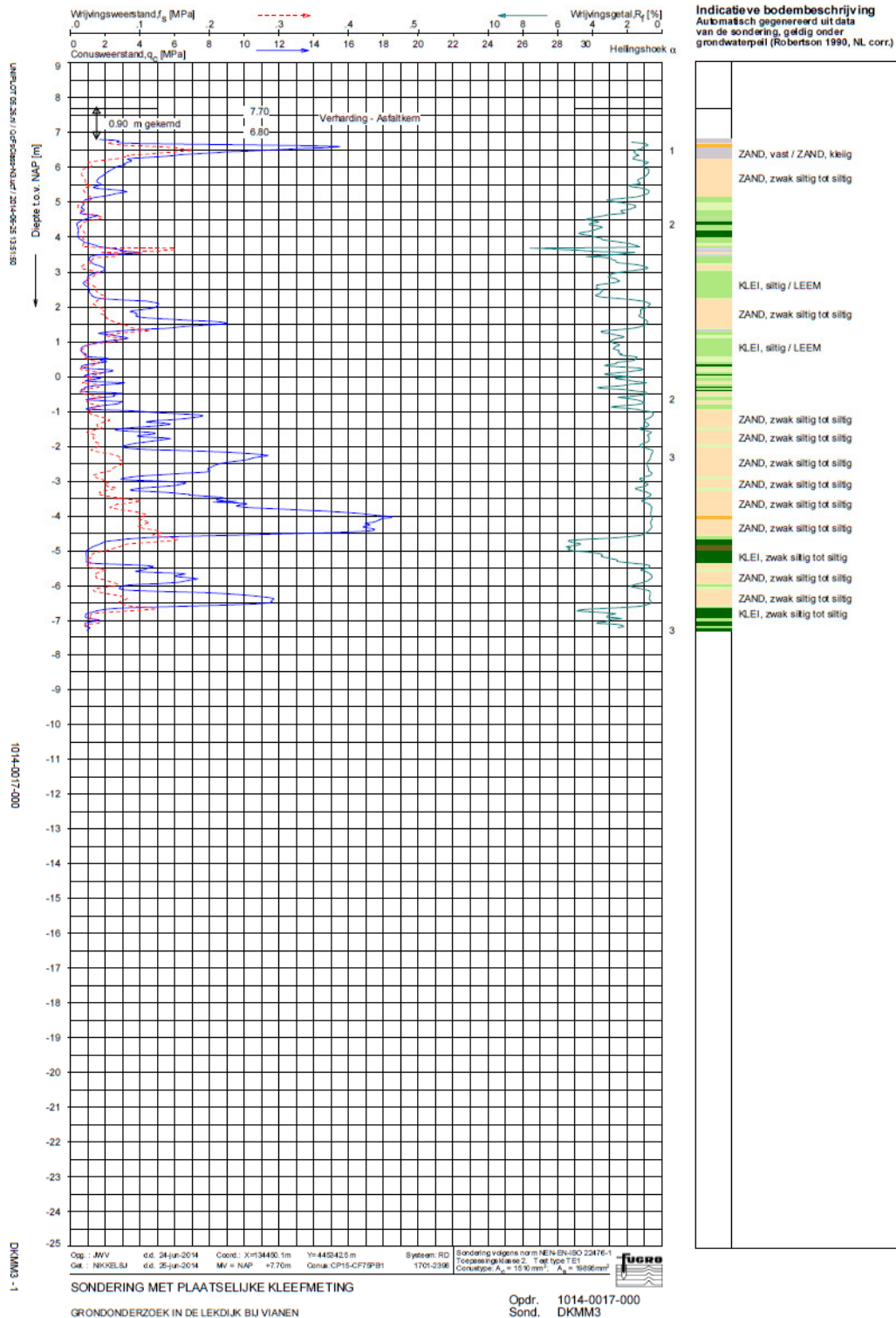


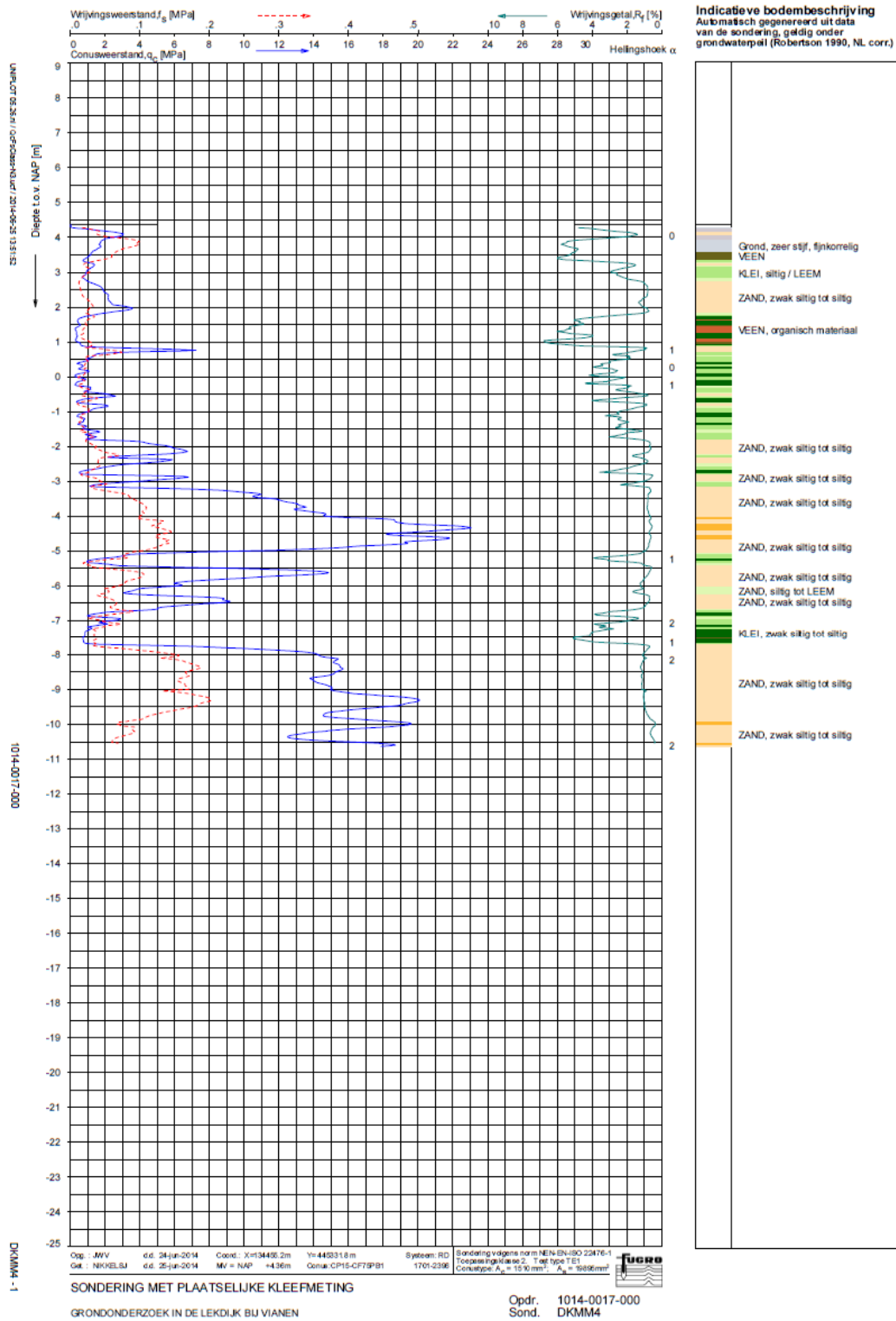
Bijlage 3

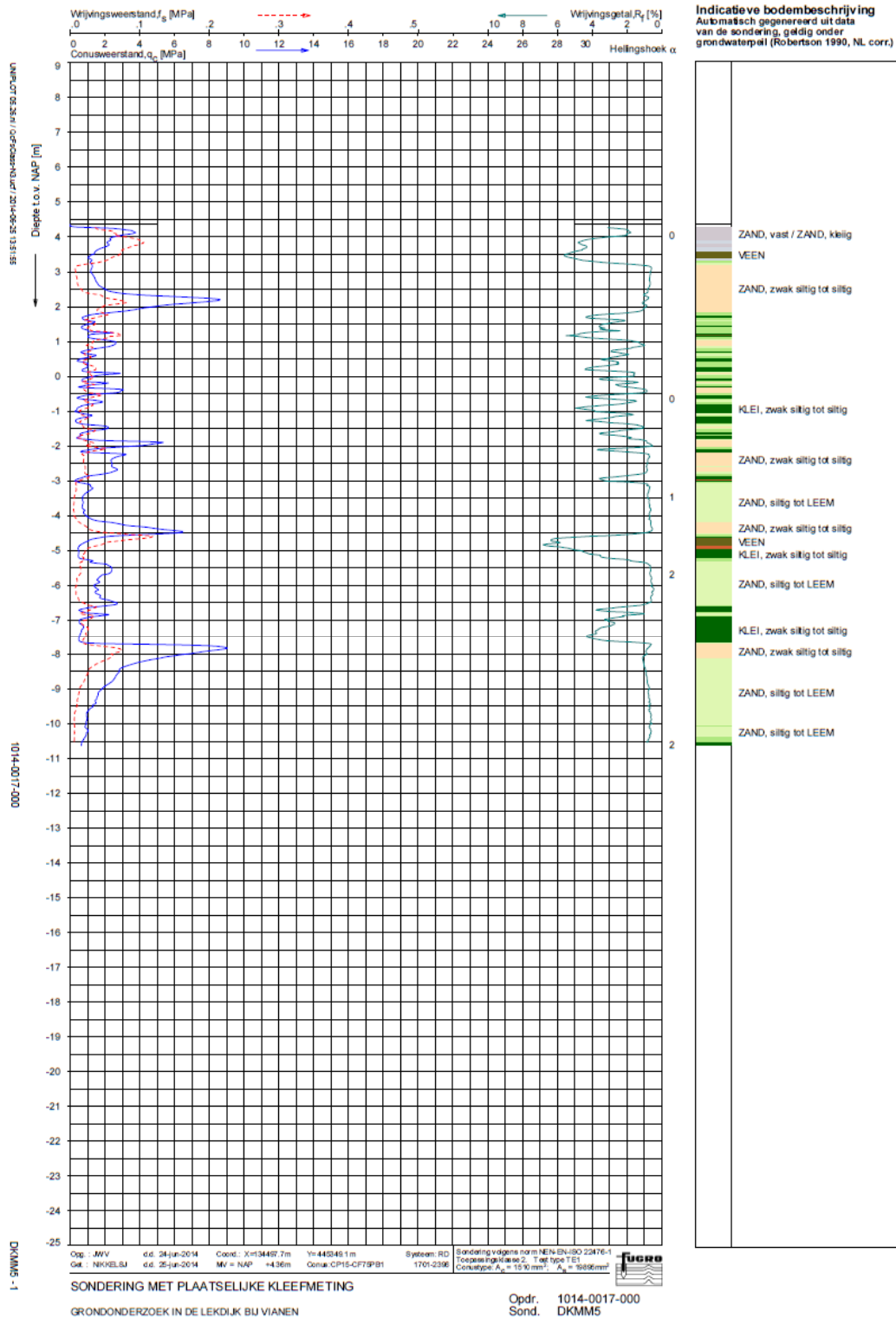
Aanvullend grondonderzoek

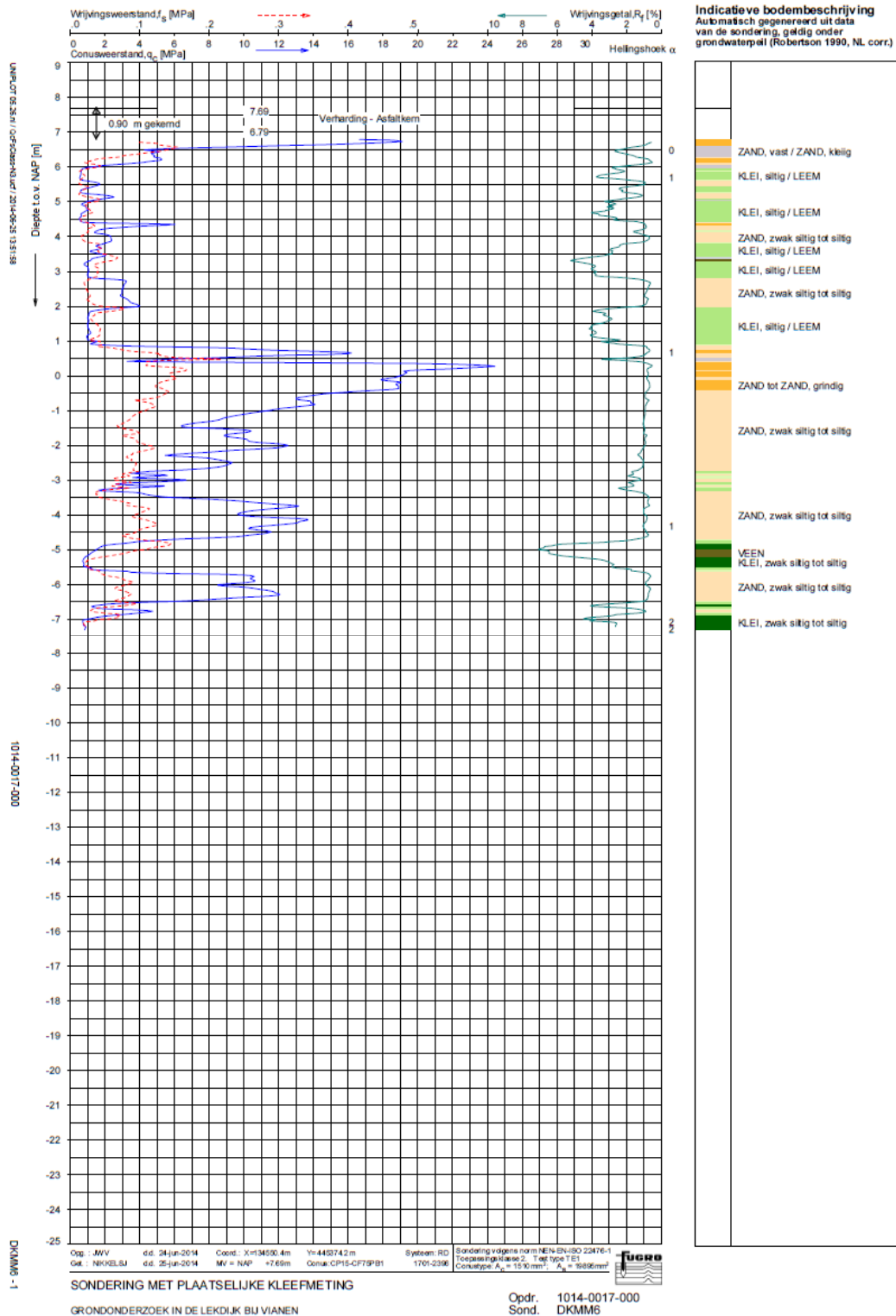












Bijlage 4

Materiaalfactoren (TRWG 2001) en grondparameters

Materiaalfactoren

In de materiaalfactor $\dot{\gamma}_m$ zijn onzekerheden ten aanzien van de beschrijving van de schuifsterkte verdisconteerd. Dit is afhankelijk van de grondsoort, maar ook van de beproevingsmethode. De in de huidige adviespraktijk te hanteren materiaalfactoren zijn gepresenteerd in tabellen 5.3.1 en 5.3.2 (ongewijzigd overgenomen uit de (Ref.) *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, resp. deel 1 bovenrivieren en deel 2 benedenrivieren*).

Materiaalfactoren	$\dot{\gamma}_{m1}$	$\dot{\gamma}_{m2}$	$\dot{\gamma}_m = \dot{\gamma}_{m1} - \dot{\gamma}_{m2}$
Volumieke massa – nat/droog (E_s)	1,0	1,0	1,0
Inwendige wrijving ($\tan J$)			
• zand (CP) ¹	1,0	1,15	1,15
(TP-CD)	1,0	1,15	1,15
• klei (CP)	1,0	1,15	1,15
(TP-CU-5%)	1,05	1,15	1,2
(TP-CU)	1,1	1,15	1,25
• veen (CP)	1,0	1,2	1,2
(TP-CU-5%)	1,05	1,2	1,25
(TP-CU)	1,1	1,2	1,3
Cohesie (C)	1,0	1,3	1,3
Samendrukkingsconstanten			
• Terzaghi (C_v, A)	1,0	1,1	1,1
• Buisman-Koppejan (C_p, C_s)	1,0	1,1	1,1

Tabel 5.3.1 Materiaalfactoren voor spanningsonafhankelijke benadering²
(Bron: *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 bovenrivieren*)

Materiaalfactoren	$\dot{\gamma}_{m1}$	$\dot{\gamma}_{m2}$	$\dot{\gamma}_m = \dot{\gamma}_{m1} - \dot{\gamma}_{m2}$
Volumieke massa - nat/droog (E_s)	1,0	1,0	1,0
Inwendige wrijving ($\tan J$)			
• zand (CP) ¹	1,0	1,10	1,10
(TP-CD)	1,0	1,10	1,10
• klei (CP)	1,0	1,10	1,10
(TP-CU-5%)	1,05	1,10	1,15
(TP-CU)	1,1	1,10	1,20
• veen (CP)	1,0	1,15	1,15
(TP-CU-5%)	1,05	1,15	1,20
(TP-CU)	1,1	1,15	1,25
Cohesie (C)	1,0	1,25	1,25
Ongedraineerde sterkte (C_u)	-	-	-
Glijdingsmodulus (G)	1,0	1,2	1,2
Samendrukkingsconstanten	1,0	1,1	1,1
Doorlatendheid (k)	1,0	1,25	1,25
Consolidatie (C_v)	1,0	1,25	1,25

Tabel 5.3.2 Materiaalfactoren voor spanningsafhankelijke benadering²
(Bron: *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 benedenrivieren*)

¹CP = celproef;

TP-CD = triaxiaalproef, geconsolideerd en gedraineerd;

TP-CU = triaxiaalproef, geconsolideerd en ongedraineerd;

TP-CU-5% = triaxiaalproef als boven met maximaal 5% vervorming.

A Sterkte- en stijfheidsparameters dijkversterking KIS

	spannings- grens σ' [kPa]	representatieve waarden				rekenwaarden				rekenwjd met schaalfactor 1.5				stijfheid E [kPa]
		lage spanning c [kPa]	φ [grad]	hoge spanning c [kPa]	φ [grad]	lage spanning c [kPa]	φ [grad]	hoge spanning c [kPa]	φ [grad]	lage spanning c [kPa]	φ [grad]	hoge spanning c [kPa]	φ [grad]	
partiele factoren		1,25												
γ/c		1,15												
γ/ϕ_i (veen)		1,10												
γ/ϕ_i		1,10												
Tiel, naast	11	1,1	27,3	2,5	21,2	0,9	25,1	2,1	19,5	1,3	35,1	3,2	27,9	477+214. σ'
Tiel, onder		1,8	22,9	1,8	22,9	1,4	21,0	1,4	21,0	2,2	29,9	2,2	29,9	1005+46. σ'
Tiel, geul	50	2,5	25,4	10,0	18,0	2,0	23,3	8,8	16,4	3,0	32,9	13,2	23,9	477+214. σ'
Hollandveen, naast	12	0,0	34,7	2,7	25,2	0,0	31,1	2,3	22,3	0,0	42,1	3,5	31,6	276+58. σ'
Hollandveen, onder		15,7	25,5	15,7	25,5	12,6	22,5	12,6	22,5	18,9	31,9	18,9	31,9	4087+24. σ'
Gorkum1 licht, naast	18	1,7	26,7	4,5	19,3	1,4	24,5	3,9	17,6	2,1	34,4	5,8	25,5	1150+56. σ'
Gorkum1 licht, onder	56	8,5	24,5	19,4	14,6	6,8	22,5	16,7	13,3	10,1	31,9	25,1	19,5	1150+56. σ'
Gorkum1 zwaar, naast	32	1,7	23,3	3,2	21,0	1,4	21,4	2,7	19,2	2,1	30,4	4,1	27,6	1193+111. σ'
Gorkum1 zwaar, onder	66	8,9	21,1	15,4	16,0	7,1	19,4	13,1	14,6	10,6	27,8	19,6	21,4	1193+111. σ'
Gorkum geul		1,6	19,0	1,6	19,0	1,3	17,4	1,3	17,4	1,9	25,2	1,9	25,2	1193+111. σ'
Basisveen, naast	25	2,0	30,0	5,3	24,0	1,6	25,7	4,5	21,2	2,4	37,0	6,7	30,1	1193+111. σ'
Basisveen, onder	43	9,4	31,4	21,8	17,8	7,5	27,9	18,3	15,6	11,3	38,5	27,5	22,7	4087+24. σ'
Klei van Krefl, naast	22	1,3	23,0	2,8	19,7	1,0	21,1	2,4	18,0	1,6	30,0	3,6	26,0	477+214. σ'
Klei van Krefl, onder	35	0,0	30,9	8,5	19,7	0,0	28,6	7,7	18,0	0,0	39,2	11,5	26,0	1005+46. σ'
zand, Pleistoceen		0,0	35,0	0,0	35,0	0,0	32,5	0,0	32,5	0,0	43,7	0,0	43,7	30000
nieuwe klei		3,1	26,1	3,1	26,1	2,5	24,0	2,5	24,0	3,8	33,7	3,8	33,7	3761+121,75. σ'
dijkmateriaal	80	5,1	22,3	15,1	15,9	4,0	20,4	13,2	14,5	6,1	29,2	19,8	21,2	3761+121,75. σ'

Bijlage 5

PLAXIS parameters



project: Planstudie dijkvermagering Vianen
 projectcode: VA20-3
 ontwerp: bepalen opgeschaalde associatieve sterkteparameters (Plaxis)
 opgesteld door: ir. J.J.M. Sluis
 versie en datum: 0.2 (29-04-2014)

spreadsheet PLAXIS STERKTEPARAMETERS

TITEL

Berekening van niet-associatieve en associatieve parameters conform 'Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie). Ontwerprichtlijn door WSRL, kenmerk 1205887-000, 2013.

UITGANGSPUNTEN

karacteristieke schuifsterkteparameters en materiaalfactoren conform TRWG

#	omschrijving	grondsoort	$\phi'_{na;kar}$ [°]	$c'_{na;kar}$ [kPa]	$\psi'_{na;kar}$ [°]	$\gamma_{m;\phi}$ [-]	$\gamma_{m;c}$ [-]
1	OB - Klei (dijkmateriaal)	Klei	22,3	5,1	0,0	1,10	1,25
2	12-14 Geul (Tiel)_naast	Klei	25,4	2,5	0,0	1,10	1,25
3	12-14 Geul (Tiel)_onder	Klei	18,0	10,0	0,0	1,10	1,25
4	14 - Zand (Tiel)	Zand	30,0	0,0	0,0	1,10	1,25
5	16 - Klei (Gorkum)_naast	Klei	19,3	4,5	0,0	1,10	1,25
6	16 - Klei (Gorkum)_onder	Klei	14,6	19,4	0,0	1,10	1,25
7	18 - Zand (Gorkum)	Zand	30,0	0,0	0,0	1,10	1,25
8	32 - Zand (Pleistoceen)	Zand	35,0	0,0	0,0	1,10	1,25
9							
10							
11							
12							
13							
14							

BEREKENINGEN

bepalen rekenwaarden van niet-associatieve en associatieve schuifsterkte parameters

#	omschrijving	$\phi'_{na;d}$ [°]	$c'_{na;d}$ [kPa]	$\psi'_{na;d}$ [°]	$\phi'_{a;d}$ [°]	$c'_{a;d}$ [kPa]	$\psi'_{a;d}$ [°]
1	OB - Klei (dijkmateriaal)	20,4	4,1	0,0	20,0	4,0	20,0
2	12-14 Geul (Tiel)_naast	23,3	2,0	0,0	22,7	1,9	22,7
3	12-14 Geul (Tiel)_onder	16,5	8,0	0,0	16,2	7,9	16,2
4	14 - Zand (Tiel)	27,7	0,0	0,0	26,5	0,0	26,5
5	16 - Klei (Gorkum)_naast	17,7	3,6	0,0	17,4	3,5	17,4
6	16 - Klei (Gorkum)_onder	13,3	15,5	0,0	13,2	15,4	13,2
7	18 - Zand (Gorkum)	27,7	0,0	0,0	26,5	0,0	26,5
8	32 - Zand (Pleistoceen)	32,5	0,0	0,0	30,6	0,0	30,6
9							
10							
11							
12							
13							
14							

Opschaalfactor γ_{mat} 1,50 [-]

SAMENVATTING

parametersets M1 en M2 te gebruiken in Plaxis

		Set M1 - Niet-associatief, karakteristiek			Set M2 - Associatief, rekenwaarde, opgeschaald		
#	omschrijving	$\phi'_{na;kar}$ [°]	$c'_{na;kar}$ [kPa]	$\psi'_{na;kar}$ [°]	$\phi'_{a;d}$ [°]	$c'_{a;d}$ [kPa]	$\psi'_{a;d}$ [°]
1	OB - Klei (dijkmateriaal)	22,3	5,1	0,0	28,6	6,0	28,6
2	12-14 Geul (Tiel)_naast	25,4	2,5	0,0	32,0	2,9	32,0
3	12-14 Geul (Tiel)_onder	18,0	10,0	0,0	23,6	11,8	23,6
4	14 - Zand (Tiel)	30,0	0,0	0,0	36,8	0,0	36,8
5	16 - Klei (Gorkum)_naast	19,3	4,5	0,0	25,1	5,3	25,1
6	16 - Klei (Gorkum)_onder	14,6	19,4	0,0	19,4	23,0	19,4
7	18 - Zand (Gorkum)	30,0	0,0	0,0	36,8	0,0	36,8
8	32 - Zand (Pleistoceen)	35,0	0,0	0,0	41,6	0,0	41,6
9							
10							
11							
12							
13							
14							

project: Planstudie dijkvermagering Vianen
 projectcode: VA20-3
 onderdeel: bodemopbouw DO-001
 adviseur: Ir. J.J.M. Stuifs
 datum: 27-01-2015

ALGEMEEN
 binnendijks: sondering DKMM2 (Fugro)
 kruin: sondering DKMM1 (Fugro)

referentie: NAP
 grondwater: 0,90 m+NAP

BINNENDIJKS

grondsoort	geschematiseerde bodemopbouw		vol. gewichten		sterkteparameters M1		spanningen halverwege laag			spanningen onderkant laag			MC		HS			m
	b.k. laag [m+NAP]	o.k. laag [m+NAP]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$c'_{ex,kr}$ [kPa]	$\phi'_{nax,kr}$ [°]	σ [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ' [kN/m ²]	σ [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ' [kN/m ²]	E [kN/m ²]	E_{so}^{ref} [kPa]	E_{sed}^{ref} [kPa]	E_{ref}^{ref} [kPa]		
dijkmateriaal (klei)	3,4	0,9	18,0	18,0	5,1	22,3	22,5	0,0	22,5	45,0	0,0	45,0	6500	3809	1904	11426	22,5	0,8
dijkmateriaal (klei)	0,9	-0,5	18,0	18,0	5,1	22,3	57,6	7,0	50,6	70,2	14,0	56,2	9922	5813	2907	17440	50,6	0,8
Zand, Tiel	-0,5	-4,5	17,0	19,0	0,0	30,0	108,2	34,0	74,2	146,2	54,0	92,2	30000	30000	30000	90000	100,0	0,5
Gorkum1_licht, naast	-4,5	-6,0	16,1	16,1	4,5	19,3	158,3	61,5	96,8	170,4	69,0	101,4	6569	3622	1811	10867	96,8	0,8
Zand, Gorkum	-6,0	-7,0	18,0	20,0	0,0	30,0	180,4	74,0	106,4	190,4	79,0	111,4	30000	30000	30000	90000	100,0	0,5
Gorkum1_licht, naast	-7,0	-7,8	16,1	16,1	4,5	19,3	196,8	83,0	113,8	203,2	87,0	116,2	7522	4148	2074	12443	113,8	0,8
Zand, Pleistoceen	-7,8	-20,0	18,0	20,0	0,0	35,0	325,2	148,0	177,2	447,2	209,0	238,2	30000	30000	30000	90000	100,0	0,5

KRUIJN

geschematiseerde bodemopbouw		vol. gewichten		sterkteparameters M1		spanningen halverwege laag		spanningen onderkant laag		MC	HS				
grondsoort	b.k. laag [m+]	o.k. laag [m+]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	$C'_{nax,kr}$ [kPa]	$\phi'_{nax,kr}$ [°]	σ [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ' [kN/m ²]	E [kN/m ²]	E_{so}^{ref} [kPa]	E_{sed}^{ref} [kPa]	E_{ur}^{ref} [kPa]	P_{ref} [kPa]	m [-]
dijkmateriaal (klei)	7,0	0,9	18,0	18,0	5,1	22,3	54,9	0,0	54,9	10445	6120	3060	18360	54,9	0,8
dijkmateriaal (klei)	0,9	0,0	18,0	18,0	15,1	15,9	117,9	4,5	113,4	17567	9078	4539	27235	113,4	0,8
zand, Tiel	0,0	-4,5	17,0	19,0	0,0	30,0	168,8	31,5	137,3	30000	30000	30000	90000	100,0	0,5
Gorkum1_licht, onder	-4,5	-5,5	17,6	17,6	19,4	14,6	220,3	59,0	161,3	10183	5139	2569	15416	161,3	0,8
zand, Gorkum	-5,5	-6,8	18,0	20,0	0,0	30,0	242,1	70,5	171,6	30000	30000	30000	90000	100,0	0,5
Gorkum1_licht, onder	-6,8	-7,8	17,6	17,6	19,4	14,6	263,9	82,0	181,9	11336	5721	2860	17162	181,9	0,8
zand, Pleistoceen	-7,8	-20,0	18,0	20,0	0,0	35,0	394,7	148,0	246,7	30000	30000	30000	90000	100,0	0,5

project: Planstudie dijkvermagering Vianen
projectcode: VA20-3
onderdeel: bodemopbouw DO-002
adviseur: Ir. J.J.M. Sluis
datum: 27-01-2015

ALGEMEEN
binnendijks: sondering DKMM5 (Fugro)
kruin: sondering DKP415 (Wiertsema)

referentie: NAP
grondwater: 0,90 m+NAP

BINNENDIJKS

grondsoort	geschematiseerde bodemopbouw		vol. gewichten		sterkteparameters M1		spanningen halverwege laag			spanningen onderkant laag			MC		HS			
	b.k. laag	o.k. laag	γ	γ_{sat}	c'_{max}	ϕ'_{max}	σ	u	σ'	σ	u	σ'	E	E_{50}	E_{swf}	E_{ur}	p_{ref}	L
dijkmateriaal (klei)	3,4	1,8	18,0	18,0	5,1	22,3	14,4	0,0	14,4	28,8	0,0	28,8	5514	3231	1615	9693	14,4	0,8
Tiel, geul	1,8	0,9	18,0	18,0	2,5	25,4	36,9	0,0	36,9	45,0	0,0	45,0	8374	5244	2622	15731	36,9	0,8
Tiel, geul	0,9	-2,2	18,0	18,0	10,0	18,0	72,9	15,5	57,4	100,8	31,0	69,8	12761	6861	3430	20582	57,4	0,8
zand, Tiel	-2,2	-4,5	17,0	19,0	0,0	30,0	122,7	42,5	80,2	144,5	54,0	90,5	30000	30000	30000	90000	100,0	0,5
Gorkum1_licht, naast	-4,5	-5,2	16,1	16,1	4,5	19,3	150,1	57,5	92,6	155,8	61,0	94,8	6338	3495	1747	10484	92,6	0,8
zand, Gorkum	-5,2	-6,7	18,0	20,0	0,0	30,0	170,8	68,5	102,3	185,8	76,0	109,8	30000	30000	30000	90000	100,0	0,5
Gorkum1_licht, naast	-6,7	-7,7	16,1	16,1	4,5	19,3	193,8	81,0	112,8	201,9	86,0	115,9	7468	4118	2059	12353	112,8	0,8
zand, Pleistoceen	-7,7	-20,0	18,0	20,0	0,0	35,0	324,9	147,5	177,4	447,9	209,0	238,9	30000	30000	30000	90000	100,0	0,5

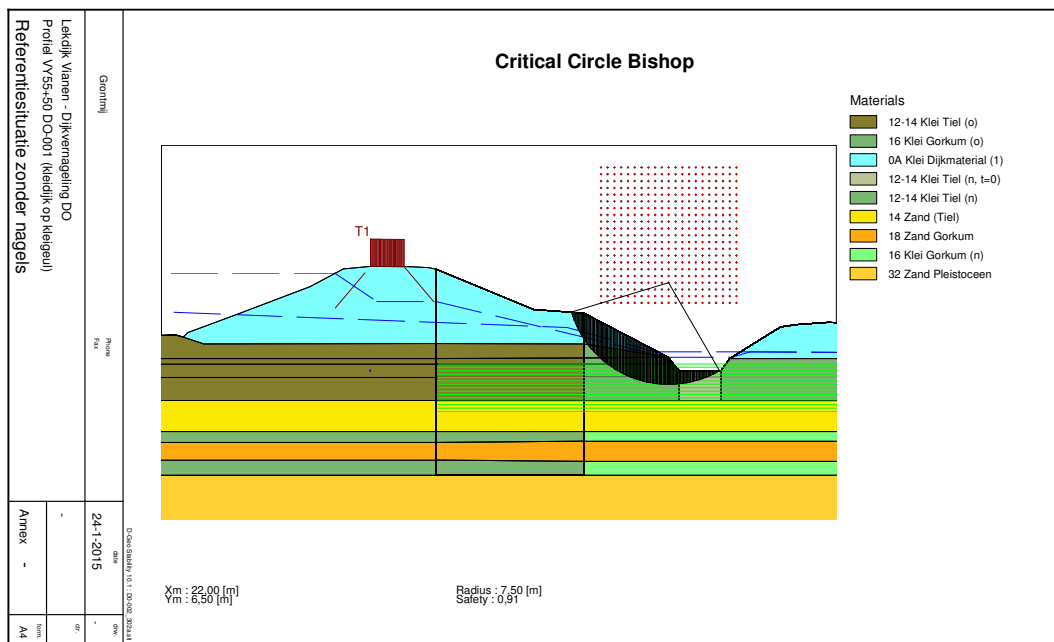
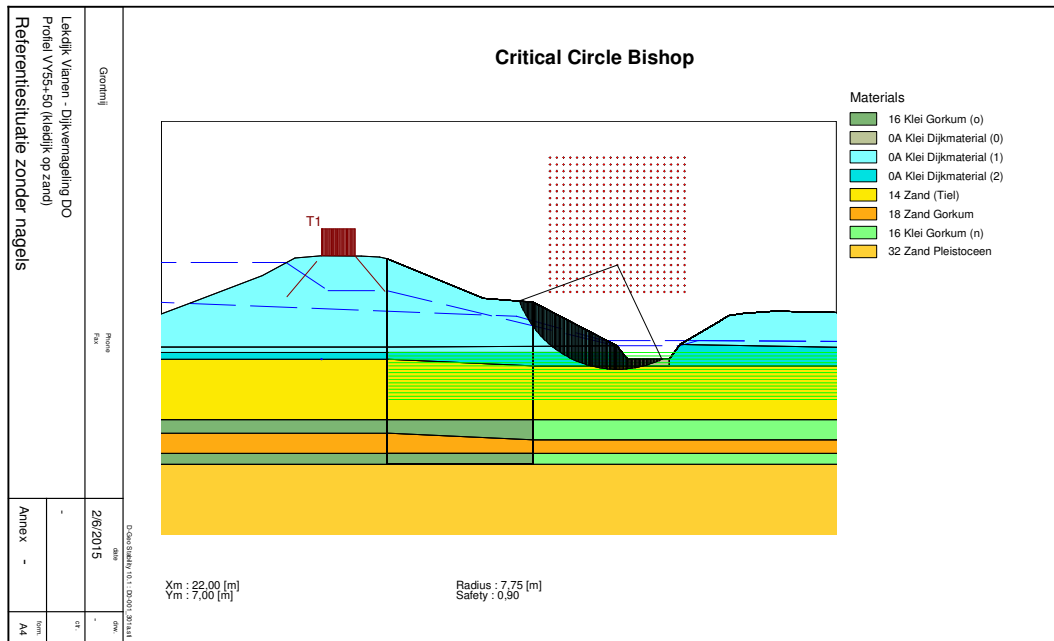
KRUIJN

grondsoort	geschematiseerde bodemopbouw		vol. gewichten		sterkteparameters M1		spanningen halverwege laag			spanningen onderkant laag			MC		HS			
	b.k. laag	o.k. laag	γ	γ_{sat}	c'_{max}	ϕ'_{max}	σ	u	σ'	σ	u	σ'	E	E_{50}	E_{swf}	E_{ur}	p_{ref}	L
dijkmateriaal (klei)	7,0	2,0	18,0	18,0	5,1	22,3	45,0	0,0	45,0	90,0	0,0	90,0	9240	5414	2707	16241	45,0	0,8
Tiel, geul	2,0	0,9	18,0	18,0	10,0	18,0	99,9	0,0	99,9	109,8	0,0	109,8	21856	11750	5875	35251	99,9	0,8
Tiel, geul	0,9	-2,2	18,0	18,0	10,0	18,0	137,7	15,5	122,2	165,6	31,0	134,6	28628	14316	7158	42948	122,2	0,8
zand, Tiel	-2,2	-4,6	17,0	19,0	0,0	30,0	188,4	43,0	145,4	211,2	55,0	156,2	30000	30000	30000	90000	100,0	0,5
Gorkum1_licht, onder	-4,6	-5,3	17,6	17,6	19,4	14,6	217,4	58,5	158,9	223,5	62,0	161,5	10046	5070	2535	15209	158,9	0,8
zand, Gorkum	-5,3	-6,6	18,0	20,0	0,0	30,0	236,5	68,5	168,0	249,5	75,0	174,5	30000	30000	30000	90000	100,0	0,5
Gorkum1_licht, onder	-6,6	-7,7	17,6	17,6	19,4	14,6	259,2	80,5	178,7	268,9	86,0	182,9	11157	5630	2815	16891	178,7	0,8
zand, Pleistoceen	-7,7	-20,0	18,0	20,0	0,0	35,0	391,9	147,5	244,4	514,9	209,0	305,9	30000	30000	30000	90000	100,0	0,5

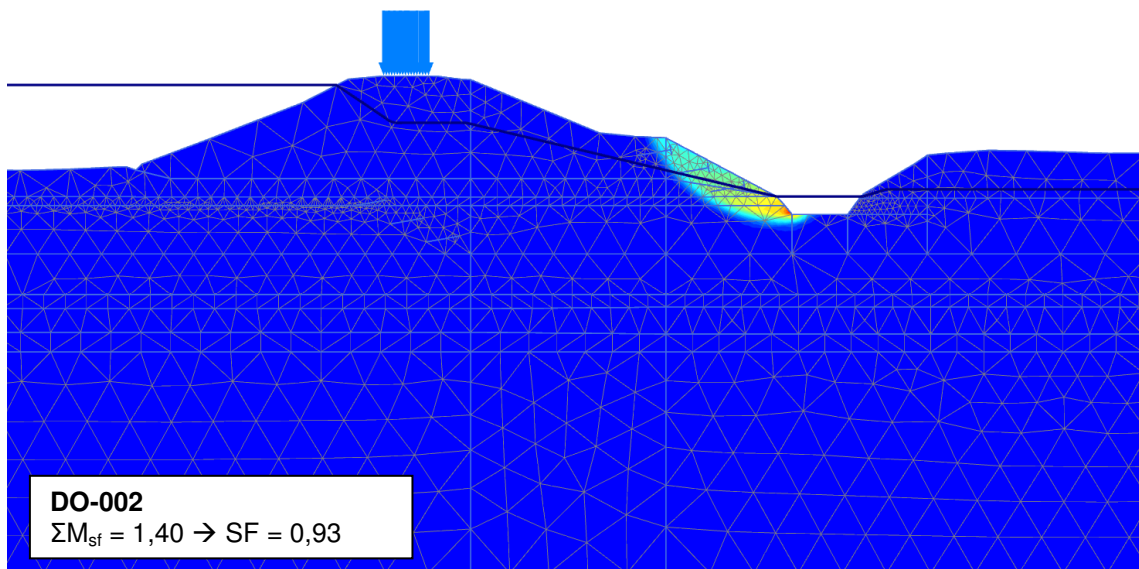
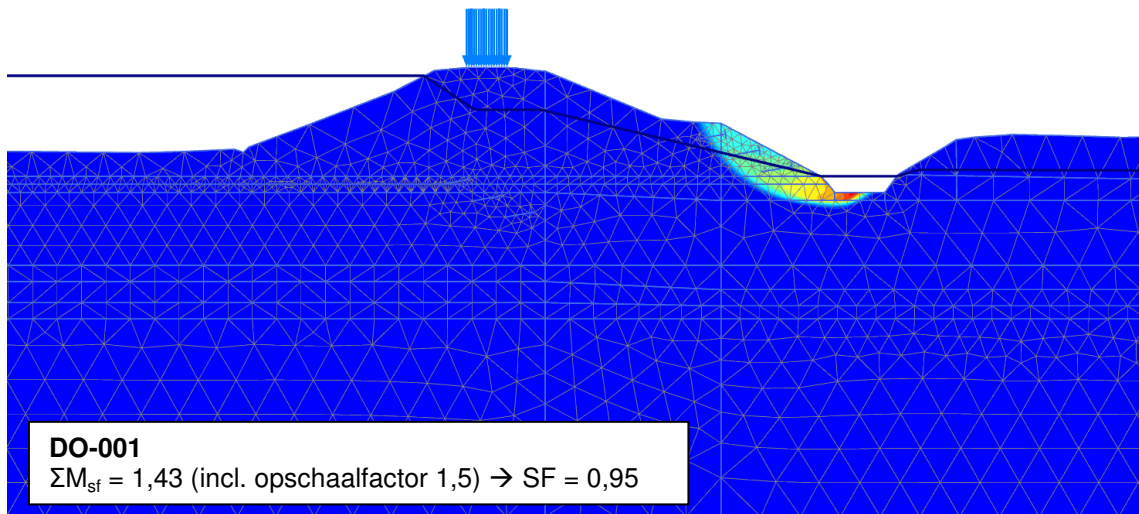
Bijlage 6

Resultaten situatie zonder vernageling (referentie)

Resultaten D-Geo Stability



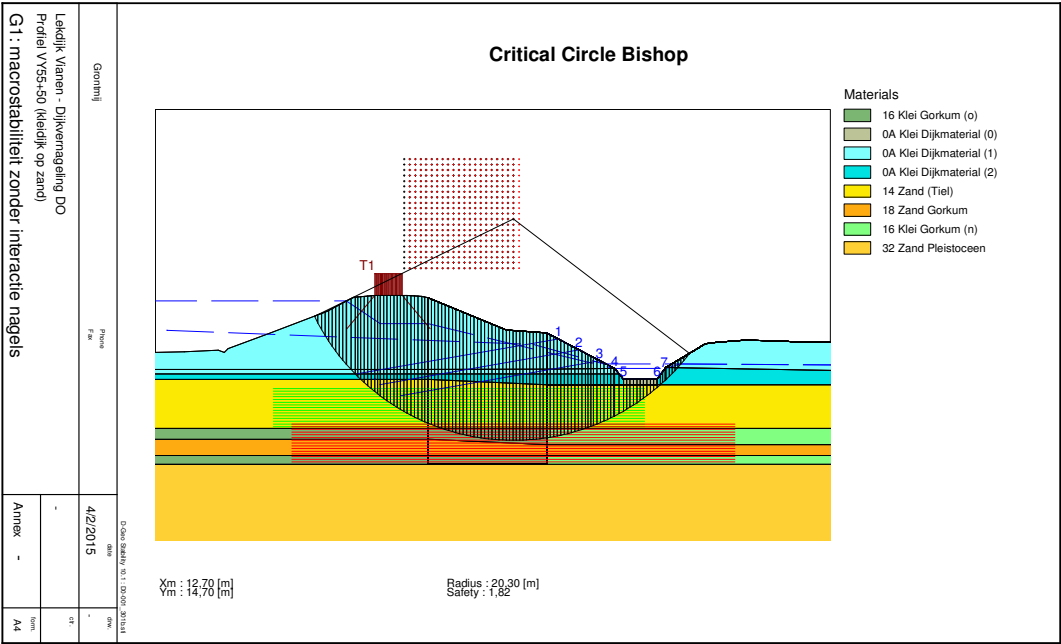
Resultaten PLAXIS 2D



Bijlage 7

Resultaten vernagelingsberekeningen

Dwarsprofiel DO-001: G1



GM-Talren 2.6

Resultaten toetsing bezwijkcriteria voor berekening nagels met TALREN
Copyrights MAPe Soft for Grontmij 2006

**3. TOETSING BEZWIJKCRITERIA NAGEL 1 (c1 t/m c4)****Toetsing C1 slipcriterium grout met rekenwaarden**

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	L _{grout}	S ₁ /S ₂	R _{grout}	R _{nagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[m]	[-]	[kPa]	[kN]	[-]
OB Klei (dijk)	1,21	30,1	36,4	8,5	1,13 ; 1,35	9,1	36,5	1,00
14 Zand (Tiel)	1,21	30,1	36,4	8,5	1,13 ; 1,35	9,1	411,7	0,09

Toetsing C2 laterale grondbreuk met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	L _{grout}	S ₁ /S ₂	R _{grout}	R _{nagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[m]	[-]	[kPa]	[kN]	[-]
OB Klei (dijk)	1,10	9,5	10,4	1,94	1,35	451	10,4	1,00
14 Zand (Tiel)	1,10	9,5	10,4	1,37	1,35	741	12,1	0,86

Toetsing C3 dwarskracht en trek nagel met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	F _{dwarskracht}	M _{treknagel}	M _{dwarskracht}	M _{treknagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
OB Klei (dijk)	1,38	45,6	14,3	650	234	117	34	0,05
14 Zand (Tiel)	1,38	45,6	14,3	650	234	117	34	0,05

Toetsing C4 moment en trek nagel met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	F _{dwarskracht}	M _{treknagel}	M _{dwarskracht}	M _{treknagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
OB Klei (dijk)	1,38	41,4	14,3	650	1,42	4,13	4,00	0,35
14 Zand (Tiel)	1,38	41,4	14,3	650	1,00	4,13	4,00	0,25

$$p_u = c_u(\pi + 2) \cdot (1 + s_z + d_c)$$

$$\lambda = 2 \cdot \pi \cdot l_0 = \frac{2 \cdot \pi}{\beta} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{4EI}{k_s \cdot D}}$$

$$s_z = 0,4 \cdot \frac{D}{\lambda} \quad d_c = 0,4 \cdot \arctan \frac{H^*}{D}$$

3.1 Resultaten glijcirkelanalyse

bezwijkcriterium	zonder	vernageld	vereist	voldoet?
G0 glijcirkel	1,01		1,17	nee
G1 glijcirkel	>>	1,29	1,22	ja
G2 glijcirkel		1,23	1,18	ja

3.2 Resultaten toetsing bezwijkcriteria nagel

bezwijkcriterium	belasting	weerstand	u.c.	voldoet?
C1 slipcriterium	36,4	36,5	1,00	ja
C2 grondbreuk	10,4	10,4	1,00	ja
C3 dwarskracht	0,0	0,00	0,05	ja
C4 moment	1,42	4,00	0,35	ja

3. TOETSING BEZWIJKCRITERIA NAGEL 3 (c1 t/m c4)**Toetsing C1 slipcriterium grout met rekenwaarden**

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	L _{grout}	S ₁ /S ₂	R _{grout}	R _{nagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[m]	[-]	[kPa]	[kN]	[-]
OB Klei (dijk)	1,21	44,3	53,6	8,8	1,13 ; 1,35	10,7	515,2	0,10
14 Zand (Tiel)	1,21	44,3	53,6	8,8	1,13 ; 1,35	10,7	515,2	0,10

Toetsing C2 laterale grondbreuk met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	L _{grout}	S ₁ /S ₂	R _{grout}	R _{nagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[m]	[-]	[kPa]	[kN]	[-]
OB Klei (dijk)	1,10	9,5	10,4	1,94	1,35	451	10,4	1,00
14 Zand (Tiel)	1,10	9,5	10,4	1,37	1,35	741	12,1	0,86

Toetsing C3 dwarskracht en trek nagel met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	F _{dwarskracht}	M _{treknagel}	M _{dwarskracht}	M _{treknagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
OB Klei (dijk)	1,38	67,0	14,3	650	234	117	0,10	0,10
14 Zand (Tiel)	1,38	67,0	14,3	650	234	117	0,10	0,10

Toetsing C4 moment en trek nagel met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	F _{dwarskracht}	M _{treknagel}	M _{dwarskracht}	M _{treknagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
OB Klei (dijk)	1,38	60,9	13,0	650	1,29	4,13	3,85	0,33
14 Zand (Tiel)	1,38	60,9	13,0	650	0,91	4,13	3,85	0,24

$$p_u = c_u(\pi + 2) \cdot (1 + s_z + d_c)$$

$$\lambda = 2 \cdot \pi \cdot l_0 = \frac{2 \cdot \pi}{\beta} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{4EI}{k_s \cdot D}}$$

$$s_z = 0,4 \cdot \frac{D}{\lambda} \quad d_c = 0,4 \cdot \arctan \frac{H^*}{D}$$

3.1 Resultaten glijcirkelanalyse

bezwijkcriterium	zonder	vernageld	vereist	voldoet?
G0 glijcirkel	1,01		1,17	nee
G1 glijcirkel	>>	1,29	1,22	ja
G2 glijcirkel		1,23	1,18	ja

3.2 Resultaten toetsing bezwijkcriteria nagel

bezwijkcriterium	belasting	weerstand	u.c.	voldoet?
C1 slipcriterium	53,6	515,2	0,10	ja
C2 grondbreuk	10,4	10,4	1,00	ja
C3 dwarskracht	0,0	0,00	0,10	ja
C4 moment	1,29	3,85	0,33	ja

bestand C:\Marco\mpj\Projecten\Winan, pilot dijkenvernageling\000. Definitief ontwerp\TALREN - DO ver 8\GM-Talren 2.6\DO-40b rond ISO\slipcriteri VY 55-50
printtijd 24-01-2015 13:13

Grontmij Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt - geotechniek@grontmij.nl

GM-Talren 2.6

Resultaten toetsing bezwijkcriteria voor berekening nagels met TALREN
Copyrights MAPe Soft for Grontmij 2006

**Maatgevend bezwijkmechanisme vernageling**

ITR	criteria voor trek in de nagel
1	vloei staaldoorsnede is maatgevend
2	schachtwrijving grout is maatgevend
ICIS	criteria voor dwarskracht in de nagel
1	lange stijve inklemming
2	lange flexibele inklemming
3	korte stijve inklemming
4	korte flexibele inklemming
IPTR	trekkracht in nagels:
0	geen kracht
1	voorgeschreven kracht op extern gedeelte
2	maatgevend op nageldeel buiten cirkel
3	maatgevend op nageldeel binnen cirkel
IPCI	dwarskracht in nagels:
0	geen kracht
1	voorgeschreven kracht op extern gedeelte
2	maatgevend op nageldeel buiten cirkel
3	maatgevend op nageldeel binnen cirkel
4	lange inklemming aan beide zijden
5	voorgeschreven dwarskracht

Beziijkmechanismen

G0	Vereiste stabiliteit glijcirkel bij 100% geotechnisch bezwijken (geen vernageling aanwezig)
G1	Vereiste stabiliteit glijcirkel bij 25% geotechnisch bezwijken voor glijcirkels buiten de aanwezige vernageling (meestal niet maatgevend)
G2	Vereiste stabiliteit glijcirkel bij 75% constructief bezwijken voor glijcirkels die door de vernageling heen gaan (meestal maatgevend)
C1	Grondbreuk via axiale interactie (slip criterium schachtwrijving) tussen nagel en grond
C2	Grondbreuk via laterale interactie (draagvermogen) tussen nagel en grond
C3	Bezwijken nagel op dwarskracht (inclusief normaalkracht) t.g.v. plastische vervorming
C4	Bezwijken nagel op moment (ind. normaalkracht en dwarskracht) t.g.v. plastische vervorming
C5	Bezwijken materiaal facing
C6	Bezwijken draagvermogen ondergrond onder facing

3. TOETSING BEZWIJKCRITERIA FACING (c5 t/m c6)**Toetsing C5 moment facing met rekenwaarden**

nummer nagel	grondlaag draagkracht	$f_{trfacing}$ [-]	$F_{trmaxid}$ [kN]	breedte facing [mm]	dikte facing [mm]	$f_{vdifacing}$ [MPa]	$M_{trmaxid}$ [kNm/m]	M_{trmid} [kNm]	u.c. [-]
1	OB Klei (dijk)	1,38	45,56	550	25	270	11,39	28,13	0,40
2	OB Klei (dijk)	1,38	54,01	550	25	270	13,50	28,13	0,48
3	OB Klei (dijk)	1,38	67,02	550	25	270	16,75	28,13	0,60
	binnenzijde	1,38	110,00	550	25	270	27,50	28,13	0,98

Toetsing C6 grondbreuk facing

nummer nagel	grondlaag draagkracht	$f_{trfacing}$ [-]	$F_{trmaxid}$ [kN]	c_{u0} [kPa]	s_u [-]	c_{u0} [kPa]	$\sigma'_{trmaxid}$ [kPa]	$R_{trfacing}$ [kN]	u.c. [-]
1	OB Klei (dijk)	1,38	45,56	80,0	1,2	59,3	366	110,60	0,41
2	OB Klei (dijk)	1,38	54,01	80,0	1,2	59,3	366	110,60	0,49
3	OB Klei (dijk)	1,38	67,02	80,0	1,2	59,3	366	110,60	0,61
	binnenzijde	1,38	110,00	80,0	1,2	59,3	366	110,60	0,99

Maximaal toelaatbare ankerkracht op facing:

vanuit criterium C5: $F_{n,k} = 90,00$

vanuit criterium C6: $F_{n,k} = 88,48$

maatgevend (via invoer TR): $TR = 100,55$ 100,5

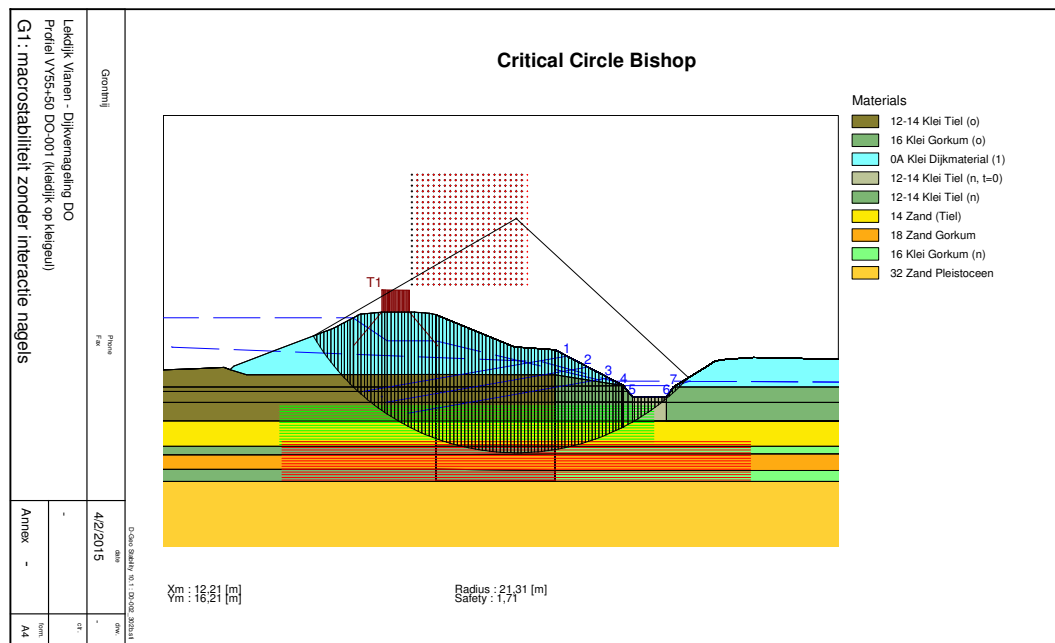
4.1 Resultaten toetsing bezwijkcriteria facing

beziijkriterium facing nagel	belasting	weerstand	u.c.	voldoet?
C5 moment facing	27,5	28,1	0,98	ja
C6 draagkracht facing	110,0	110,6	0,99	ja
beziijkriterium facing nagel 2	belasting	weerstand	u.c.	voldoet?
C5 moment facing	27,5	28,1	0,98	ja
C6 draagkracht facing	110,0	110,6	0,99	ja
beziijkriterium facing nagel 3	belasting	weerstand	u.c.	voldoet?
C5 moment facing	27,5	28,1	0,98	ja
C6 draagkracht facing	110,0	110,6	0,99	ja

bestand C:\Marco\Imp\Projecten\Vanen, pilot dijkvernageling\080_Definitief ontwerp\TALREN - DO var 8\GM-Talren 2.6 (DO-401b rond 150).sls\profiel VY 55*50
printtijd 24-01-2015 13:13

Grontmij Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt - geotechniek@grontmij.nl

Dwarsprofiel DO-002: G1



GM-Talren 2.6

Resultaten toetsing bezwijkcriteria voor berekening nagels met TALREN
Copyrights MAPe Soft for Grontmij 2006

**3. TOETSING BEZWIJKCRITERIA NAGEL 1 (c1 t/m c4)**

Toetsing C1 slipcriterium grout met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	L _{grout}	S _u t/m	q _{grout}	R _{treknagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[m]	[-]	[kPa]	[kN]	[-]
OB Klei (dijk)	1,21	47,6	57,6	10,0	1,13 ; 1,35	12,2	43,1	
12-14 Klei, zandig (Tiel)	1,21	47,6	57,6	8,0	1,13 ; 1,35	15,2	57,5	1,00

Toetsing C2 laterale grondbreuk met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	λ	γ _{so}	P _{ult}	R _{treknagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[kPa]	[kN]	[-]
OB Klei (dijk)	1,10	4,6	5,0	2,05	1,35	451	11,0	0,46
12-14 Klei, zandig (Tiel)	1,10	4,6	5,0	1,88	1,35	226	5,1	1,00

Toetsing C3 dwarskracht en trek nagel met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	F _{treknagel}	R _{treknagel}	R _{treknagel}	R _{treknagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[MPa]	[kN]	[kN]	[MPa]	[-]
OB Klei (dijk)	1,38	71,9	6,9	650	234	117	64	0,10
12-14 Klei, zandig (Tiel)	1,38	71,9	6,9	650	234	117	64	0,10

Toetsing C4 moment en trek nagel met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	F _{treknagel}	M _{treknagel}	M _{treknagel}	M _{treknagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
OB Klei (dijk)	1,38	65,4	6,9	650	0,73	4,13	3,81	0,19
12-14 Klei, zandig (Tiel)	1,38	65,4	6,9	650	0,67	4,13	3,81	0,18

$$p_u = c_u(\pi + 2) \cdot (1 + s_c + d_c)$$

$$\lambda = 2 \cdot \pi \cdot l_0 = \frac{2 \cdot \pi}{\beta} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{4EI}{k_z \cdot D}}$$

$$s_c = 0,4 \cdot \frac{D}{\lambda} \quad d_c = 0,4 \cdot \arctan \frac{H^*}{D}$$

3.1 Resultaten glijcirkelanalyse

bezwijkcriterium	zonder	vernageld	vereist	voldoet?
G0 glijcirkel	1,03		1,17	nee
G1 glijcirkel	>>	1,29	1,22	ja
G2 glijcirkel		1,18	1,18	ja

3.2 Resultaten toetsing bezwijkcriteria nagel

bezwijkcriterium	belasting	weerstand	u.c.	voldoet?
C1 slipcriterium	57,6	57,5	1,00	ja
C2 grondbreuk	5,0	5,1	1,00	ja
C3 dwarskracht	0,0	0,00	0,10	ja
C4 moment	0,73	3,81	0,19	ja

3. TOETSING BEZWIJKCRITERIA NAGEL 3 (c1 t/m c4)

Toetsing C1 slipcriterium grout met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	L _{grout}	S _u t/m	q _{grout}	R _{treknagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[m]	[-]	[kPa]	[kN]	[-]
OB Klei (dijk)	1,21	44,1	53,3	7,4	1,13 ; 1,35	12,6	64,4	0,83
12-14 Klei, zandig (Tiel)	1,21	44,1	53,3	7,4	1,13 ; 1,35	12,6	64,4	0,83

Toetsing C2 laterale grondbreuk met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	λ	γ _{so}	P _{ult}	R _{treknagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[kPa]	[kN]	[-]
OB Klei (dijk)	1,10	4,6	5,0	2,05	1,35	451	11,0	0,46
12-14 Klei, zandig (Tiel)	1,10	4,6	5,0	1,88	1,35	226	5,1	1,00

Toetsing C3 dwarskracht en trek nagel met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	F _{treknagel}	R _{treknagel}	R _{treknagel}	R _{treknagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[MPa]	[kN]	[kN]	[MPa]	[-]
OB Klei (dijk)	1,38	66,7	6,9	650	234	117	0,08	0,08
12-14 Klei, zandig (Tiel)	1,38	66,7	6,9	650	234	117	0,08	0,08

Toetsing C4 moment en trek nagel met rekenwaarden

grond	Trekspan	F _{trekgrout}	F _{treknagel}	F _{treknagel}	M _{treknagel}	M _{treknagel}	M _{treknagel}	u.c.
laag	[-]	[kN]	[kN]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
OB Klei (dijk)	1,38	60,6	6,3	650	0,66	4,13	3,86	0,17
12-14 Klei, zandig (Tiel)	1,38	60,6	6,3	650	0,61	4,13	3,86	0,16

$$p_u = c_u(\pi + 2) \cdot (1 + s_c + d_c)$$

$$\lambda = 2 \cdot \pi \cdot l_0 = \frac{2 \cdot \pi}{\beta} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{4EI}{k_z \cdot D}}$$

$$s_c = 0,4 \cdot \frac{D}{\lambda} \quad d_c = 0,4 \cdot \arctan \frac{H^*}{D}$$

3.1 Resultaten glijcirkelanalyse

bezwijkcriterium	zonder	vernageld	vereist	voldoet?
G0 glijcirkel	1,03		1,17	nee
G1 glijcirkel	>>	1,29	1,22	ja
G2 glijcirkel		1,18	1,18	ja

3.2 Resultaten toetsing bezwijkcriteria nagel

bezwijkcriterium	belasting	weerstand	u.c.	voldoet?
C1 slipcriterium	53,3	64,4	0,83	ja
C2 grondbreuk	5,0	5,1	1,00	ja
C3 dwarskracht	0,0	0,00	0,08	ja
C4 moment	0,61	3,86	0,16	ja

bestand C:\Marco\mpj\Projecten\Yianen_pilot_dijkvernageling\080_Definitief ontwerp\QOverzichttabel TALREN analyse.xls\Overzichttabel
printijd 24-01-2015 18:54

Grontmij Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt - geotechniek@grontmij.nl

GM-Talren 2.6

Resultaten toetsing bezwijkcriteria voor berekening nagels met TALREN
Copyrights MAPe Soft for Grontmij 2006

**Maatgevend bezwijkmechanisme vernageling**

ITR	criteria voor trek in de nagel
1	vloei staaldoorsnede is maatgevend
2	schachtwrijving grout is maatgevend
ICIS	criteria voor dwarskracht in de nagel
1	lange stijve inklemming
2	lange flexibele inklemming
3	korte stijve inklemming
4	korte flexibele inklemming
IPTR	trekkracht in nagels:
0	geen kracht
1	voorgeschreven
2	maatgevend op
3	maatgevend op
IPCI	dwarskracht in nagels:
0	geen kracht
1	voorgeschreven
2	maatgevend op
3	maatgevend op
4	lange inklemming aan beide zijden
5	voorgeschreven dwarskracht

Beziijkmechanismen

G0	Vereiste stabiliteit glijcirkel bij 100% geotechnisch bezwijken (geen vernageling aanwezig)
G1	Vereiste stabiliteit glijcirkel bij 25% geotechnisch bezwijken voor glijcirkels buiten de aanwezige vernageling (meestal niet maatgevend)
G2	Vereiste stabiliteit glijcirkel bij 75% constructief bezwijken voor glijcirkels die door de vernageling heen gaan (meestal maatgevend)
C1	Grondbreuk via axiale interactie (slip criterium schachtwrijving) tussen nagel en grond
C2	Grondbreuk via laterale interactie (draagvermogen) tussen nagel en grond
C3	Bezwijken nagel op dwarskracht (inclusief normaalkracht) t.g.v. plastische vervorming
C4	Bezwijken nagel op moment (incl. normaalkracht en dwarskracht) t.g.v. plastische vervorming
C5	Bezwijken materiaal facing
C6	Bezwijken draagvermogen ondergrond onder facing

3. TOETSING DEZWIJKCRITERIA FACING (c5 t/m c6)**Toetsing C5 moment facing met rekenwaarden**

nummer nagel	grondlaag draagkracht	T _{facing} [-]	F _{moment} [kN]	breedte facing [mm]	dikte facing [mm]	F _{y,facing} [MPa]	M _{moment} [kNm]	M _{limit} [kNm]	u.c. [-]
1	OB Klei (dijk)	1,38	71,95	550	22	270	9,89	11,98	0,83
2	OB Klei (dijk)	1,38	67,37	550	22	270	9,26	11,98	0,77
3	OB Klei (dijk)	1,38	66,69	550	22	270	9,17	11,98	0,77
	binnenzijde	1,38	82,50	550	22	270	11,34	11,98	0,95

Toetsing C6 grondbreuk facing

nummer nagel	grondlaag draagkracht	T _{facing} [-]	F _{moment} [kN]	R _{ult} [kPa]	R _{ult} [-]	R _{ult} [kPa]	W _{max,facing} [kPa]	R _{facing} [kN]	u.c. [-]
1	OB Klei (dijk)	1,38	71,95	80,0	1,2	59,3	366	110,60	0,65
2	OB Klei (dijk)	1,38	67,37	80,0	1,2	59,3	366	110,60	0,61
3	OB Klei (dijk)	1,38	66,69	60,0	1,2	44,4	274	82,95	0,80
	binnenzijde	1,38	82,50	60,0	1,2	44,4	274	82,95	0,99

Maximaal toelaatbare ankerkracht op facing:

vanuit criterium C5:	F _{n,k} = 69,70
vanuit criterium C6:	F _{n,k} = 66,36
maatgevend (via invoer TR):	TR = 75,41
	75,4

4.1 Resultaten toetsing bezwijkcriteria facing

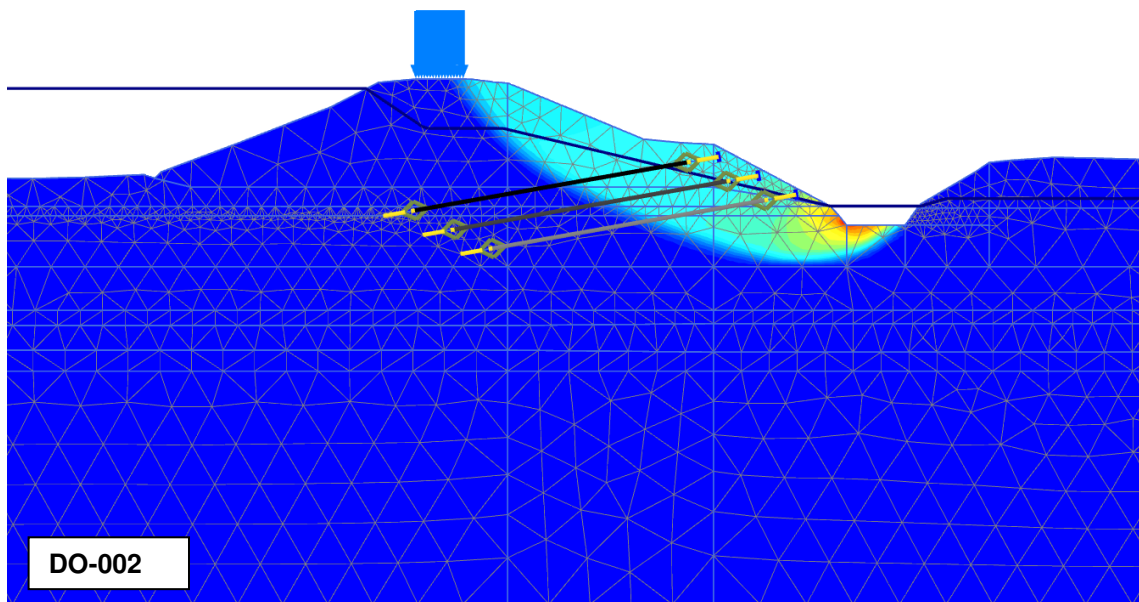
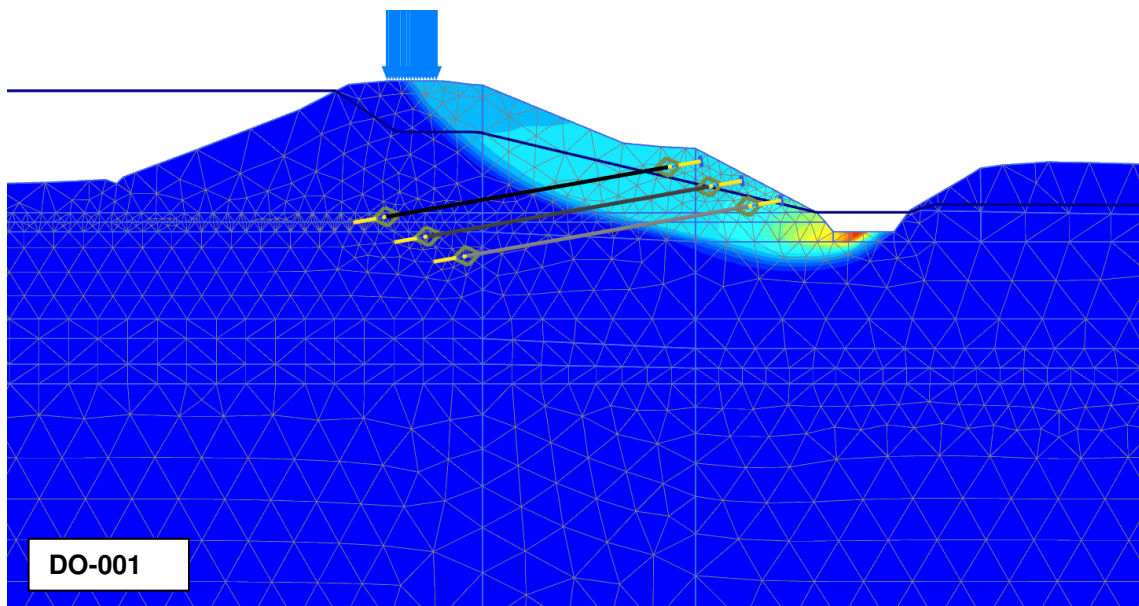
beziijkcriterium facing nagel	belasting	weerstand	u.c.	voldoet?
C5 moment facing	9,9	12,0	0,83	ja
C6 draagkracht facing	71,9	110,6	0,65	ja
beziijkcriterium facing nagel 2	belasting	weerstand	u.c.	voldoet?
C5 moment facing	9,3	12,0	0,77	ja
C6 draagkracht facing	67,4	110,6	0,61	ja
beziijkcriterium facing nagel 3	belasting	weerstand	u.c.	voldoet?
C5 moment facing	9,2	12,0	0,77	ja
C6 draagkracht facing	66,7	83,0	0,80	ja

bestand C:\Morco (mp)\Projecten\Wissnen_pilot_dijkvernageling\080_Definitief ontwerp\Overzichttblad TALREN analyses.xls\Overzichttblad
printtijd 24-01-2015 18:54

Grontmij Nederland BV - Postbus 203 - 3730 AE De Bilt - geotechniek@grontmij.nl

Bijlage 8

Resultaten PLAXIS validatie



Witteveen+Bos
Van Twickelostraat 2
Postbus 233
7400 AE Deventer
0570 69 79 11
www.witteveenbos.nl

onderwerp ontwerpoverleg stabiliteitsfactor vernageling Vianen
project planstudie dijkvernageling Vianen
verslagnummer 15/04
datum 9 april 2015
tijd 14.00 - 15.30 uur
plaats Deltares, Delft
projectcode VA20-3-1
referentie VA20-3/15-006.429
opgemaakt door ir. P.E.M. Schoonen
datum opmaak 14 april 2015
bijlagen

- commentaartabel 1
- commentaartabel 2
- notitie veiligheidsfactoren 1 april 2015

aanwezig	Deltares	Ruud ter Maat Helle Larssen Aïssa Yahyaoui Marco Peters Philippe Schoonen
	VSF Grontmij Witteveen+Bos	
afwezig	Waterschap Rivierenland	
kopie	Boskalis	Willem-Jan de Vos

1. OPENING

Rolverdeling (niet besproken)

- Waterschap Rivierenland: opdrachtgever dijkversterking;
- Consortium dijkvernageling (Boskalis/VSF): opdrachtnemer dijkversterking;
- Witteveen+Bos/Grontmij: ontwerpende partij (ingehuurd door consortium);
- Deltares: controlerende partij voor het ontwerp (ingehuurd door Waterschap Rivierenland).

2. AANLEIDING

In november 2014 is door het consortium dijkvernageling het definitief ontwerp opgeleverd voor dijkvernageling Vianen [DO Dijkvernageling Lekdijk Vianen d.d. 7 november 2014]. Hierna is een proces doorlopen met de vier genoemde partijen om tot overeenstemming te komen over dit ontwerp en de onderbouwing daarvan.

Tabel 1. Goedkeuringsproces ontwerp dijkvernageling

datum	oplevering/overleg	product/afpraak
7 november 2014	oplevering DO dijkvernageling	definitief ontwerprapport incl. tekeningen
8 januari 2015	overleg met:	reactie WSRL/Deltares op het ontwerp besproken.
	- WSRL	Opmerkingen zijn opgenomen in commentaartabel 1
	- Deltares	(bijgevoegd bij het verslag)
	- Consortium dijkvernageling	
	- W+B/Grontmij	
28 januari 2015	overleg met:	besproken hoe het commentaar van 8 januari wordt
	- WSRL	verwerkt op basis van de reactiekolom in commentaar-
	- Deltares	tabel 1. Deze tabel is toen aangevuld met enkele op-
	- Consortium dijkvernageling	merkingen en gevraagde toelichtingen
	- W+B/Grontmij	
6 februari 2015	oplevering DO dijkvernageling v2	oplevering nieuw ontwerprapport met verwerking com-
		mentaartabel 1
24 februari 2015	schriftelijke reactie op DO v2	opmerkingen op rapport v2. Deze zijn opgenomen in
		commentaartabel 2 (bijgevoegd bij dit verslag)
12 maart 2015	overleg met:	besproken hoe het commentaar van 24 januari wordt
	- WSRL (ziek, niet aanwezig)	verwerkt. De verwerking was akkoord op enkele nuan-
	- Deltares	ceringen na en een laatste terugkoppeling met Helle
	- Consortium dijkvernageling	Larssen van Deltares rond commentaarpunt D.
	- W+B/Grontmij	
23 maart 2015	telefonisch overleg:	definitief akkoord op reactie op commentaar 24 februa-
	- W+B (Philippe Schoonen)	ri, m.u.v. commentaarpunt D (nog onzeker of wel of
	- Deltares (Ruud Termaat)	niet akkoord)
2 april 2015	mail Helle Larssen	reactie op commentaarpunt D definitief niet akkoord
13 april 2015	dit overleg	

3. DOEL OVERLEG

Doel van dit overleg is overeenstemming bereiken over de toe te passen systematiek bij het berekenen van de minimale SF in PLAXIS.

4. MINIMAAL NOODZAKELIJKE SF

Visie Deltares (voor algemene situaties, conform ontwerpleidraad)

In de ontwerpfilosofie voor dijkvernageling is tot nog toe uitgegaan van een ontwerp in Talren en een verificatie van het bezwijkmechanisme in PLAXIS. Deze verificatie bestond uit een analyse van vorm en ligging van glijcirkels. Voor PLAXIS is in de ontwerp uitgangspuntennotitie en in de verschillende versies van het ontwerprapport daarom nooit een stabiliteitsfactor afgeleid waaraan het ontwerp in Plaxis getoetst moet worden.

Indien gerekend wordt met Plaxis met rekenwaarden voor de grondparameters dient de stabiliteitsfactor in 2D en in 3D minimaal te voldoen aan het product van de schadefactor, modelfactor, factor voor 3D en de schematiseringsfactor:

- schadefactor: 1,18 (conform tabel 2.4 in het ontwerprapport);
- modelfactor: 1,05 of 1,00 bij finetuning. Dit is de modelfactor bij opdrijven conform paragraaf 2.4.4 van de KIS-Leidraad voor stabiliteitsschermen type II;
- factor voor 3D: additionele modelfactor 1,1 voor numerieke onzekerheid/niet bewezen 3D constructies.

De SF in PLAXIS dient dan minimaal 1,36 te zijn.

In de Talren berekeningen is nu een modelfactor 1,0 aangehouden. Dit was reeds akkoord voor Vianen in verband met de kleine optredende cirkels, maar zou volgens Deltares in de toekomst 1,1 moeten zijn in geval van opdrijven. De door het consortium gehanteerde uitzondering voor berekening van de constructie (zie bijgevoegde memo d.d. 1 april 2015) is bedoeld voor EEM berekeningen en niet voor Bishop analyses.

Visie consortium

Bovenstaande filosofie voor Plaxis wijkt af van de filosofie zoals die tot nu toe voor Talren is aangehouden. In Talren is de globale veiligheid tegen geotechnisch bezwijken beschouwd voor glijcirkels die buitenom de vernageling verlopen met de modelfactor 1,1 voor de situatie met opdrijven conform tabel 3.1 van de Ontwerprichtlijn voor stabiliteitsschermen. Voor de glijcirkels die door de vernageling heen gaan, is conform paragraaf 3.4.1 van deze richtlijn uitgegaan van een modelfactor voor veiligheid tegen bezwijken van de constructieve elementen van 1,0 waarbij interactie tussen constructieve elementen en de grond plaatsvindt. Daarnaast is conform de Ontwerprichtlijn voor niet-bewezen technieken een additionele modelfactor toegepast in de krachten op de nagels van 1,1. Zie bijgevoegde memo hoofdstuk 1 en 2 voor verdere toelichting op deze punten.

Indien in PLAXIS de ontwerpfilosofie wordt aangehouden die voor de Talren berekeningen is gebruikt, dient voor Plaxis als modelfactor niet 1,05 (1,0 bij finetunen) maar 1,00 (0,95 bij finetunen) te worden toegepast. Modelfactoren voor Plaxis liggen immers in de tabel 3.1 structureel 0,05 lager.

De additionele modelfactor is voor krachten in de constructie. De constructie is met deze additionele factor ontworpen in Talren. In Plaxis is de kracht in de constructie gemaximeerd tot de nagelkrachten die in Talren zijn gehanteerd. De veiligheid die de additionele modelfactor moet toevoegen, zit reeds in het nagelontwerp en hoeft dus niet ook nog op het berekende glijvlak te worden toegepast.

De SF in PLAXIS dient dan minimaal 1,13 te zijn.

Indien de SF in PLAXIS moet worden verhoogd conform het voorstel van Deltares ziet het consortium drie bezwaren:

- het ontwerp wordt circa 50 tot 100 % zwaarder dan op basis van de CUR leidraad voor INSIDE technieken. Voor Vianen wordt het ontwerp ook veel zwaarder dan het in 2013 opgestelde voorontwerp. Voor een verhoging van de SF met 0,05 is berekend dat circa 80 % meer nagels nodig zijn;
- Talren is niet meer maatgevend. De eis in PLAXIS is dan significant veel zwaarder dan in Talren. Hierdoor draait de ontwerpfilosofie om en is niet Talren het leidend ontwerpinstrumentarium, maar Plaxis;
- een vergelijking van SF in de UGT situatie tussen Talren en Plaxis is appels met peren vergelijken. Dit komt ondermeer doordat in PLAXIS niet wordt gerekend met een bilineair elastisch model zoals in Talren. In PLAXIS vindt herverdeling plaats van spanningen zodra er ergens plasticiteit optreedt (plastische punten). Daarnaast wordt in het analytisch model gebruik gemaakt van verschillende bezwijkmechanismen gebaseerd op zowel gedraineerde als ongedraineerde parameters, terwijl in PLAXIS volledig gedraineerd wordt gerekend.

5. OPTIMALISATIES VOOR SF VIANEN

Deltares geeft aan dat indien snijden van de constructie kan worden uitgesloten, de additionele modelfactor kan komen te vervallen. Snijden dient te worden getoetst op de $9c_u$ -regel. De korrelspanning loodrecht op de nagel moet lager zijn dan $9 \cdot c_{u,d}$.

In Vianen is de deklaag onder de slootbodem zeer beperkt ($<0,5$ m). De glijcirkels hebben daardoor een beperkte diepte en een beperkte omvang. De stijghoogte in het zand is in MHW situaties niet hoger dan slootpeil. De hogere modelfactor voor opdrijven en opbarst-situaties is daardoor niet van toepassing in Vianen. De achtergrond van deze factor is gelegen in de grote afschuivingen die kunnen optreden bij oprijfsituaties bij een dik slappe lagen pakket en de beperkte invloed van wrijving langs de 'zijkant' van de afschuiving. Met finetuning voldoet dan een modelfactor van 0,95.

6. SLUITING

Voor Vianen komen door de aangegeven optimalisaties de visies van Deltares en het consortium overeen. Voor algemene situaties is dit nog niet het geval. Ten aanzien van de toe te passen rekenmethodes en veiligheidsfilosofie zijn daarom de volgende punten geagendeerd voor de evaluatie:

- Talren of Plaxis als leidend ontwerpinstrumentarium?
- Valt Talren als rekenmodel (waarin ook interactie plaats vindt tussen de nagels als constructieve elementen en de grond) in de leidraden onder de regels voor Bishopanalyses, EEM-analyse of iets er tussenin?

BIJLAGE I COMMENTAARTABEL 1

Commentaarformulier Plan van Aanpak

projectcode: VA20-3-1
omschrijving project: Dijkvernageling Vianen
onderdeel: Definitief ontwerp d.d. 10 november 2014
opdrachtgever: WSRL
opsteller: Ir. P.E.M. Schoonen
datum: 27 januari 2015

nr.	s / biz	Commentaar WSRL/Deltares 08 januari 2015	Reactie	Status
1	algemeen	Toevoegen tekstpassages vanuit de verwijzingen, ook tabellen en figuren uit de Uitgangspuntennotitie (o.a. de faalkansverdeling met facing). Het rapport moet zelfstandig leesbaar zijn.	Verwerken we tekstueel	Is verwerkt
2	algemeen	Uitgangspuntennotitie concept 2 d.d. 13 juni 2014 was niet voor alle toetsers beschikbaar.	Sturen we na.	Zie bijgevoegd
3	algemeen	Een PLAXIS 3D analyse ontbreekt. Dit is volgens de leidraad niet bewezen techniek verplicht en ook in een eerdere reactie van Deltares aangegeven. Een analyse van één profiel volstaat. Een dergelijke analyse is van belang voor:	Ontwerp is gedaan met Talen, en Plaxis 2D is voor verificatie van het bezwijkmechanisme (zoals beschreven in NVU). Leidraad heeft een ontwerp met Plaxis 2D als uitgangspunt, en verificatie met 3D. Analyse met Plaxis 3D inmiddels uitgevoerd zoals besproken met Ruud Ternaas, Deltares (zie bijgevoegde mail). Beeld in 3D komt overeen met 2D zoals verwacht. In reactie op de punten.:	Berekening is uitgevoerd. De resultaten van Plaxis 3D komen goed overeen met Plaxis 2D. De bezwijkvorm en stabiliteitsfactor zijn nagenoeg gelijk. De 3D resultaten zijn ook vergeleken met het Plaxis 2D model met embedded pile rows. De krachtverdeling in de nagel en grond komt ook goed overeen. Hieruit is geconcludeerd dat een modellering met Plaxis 2D betrouwbaar genoeg is en dat de 3D effecten voldoende verdisconteerd zijn.
		- verificatie van het 2D ontwerp of boogwerking en ponsen goed in de veiligheid is meegenomen;	boogwerking en ponsen is goed meegenomen in 2D modellering. Bezwijkmechanisme is gelijk, veiligheidsfactor uit Plaxis 3D nagenoeg even groot als Plaxis 2D (absoluut verschil ca. 0.01 op SF);	zie bovenstaand
		- verificatie van de krachtontwikkeling in de nagel in het actieve en in het passieve deel (boven en onder de glijcirkel). Zo kunnen straks monitoringsgegevens uit de controleproeven* goed worden geïnterpreteerd;	- het is de vraag in hoeverre de krachtontwikkeling goed uit Plaxis 3D gehaald kan worden. Het krachtenverloop in de embedded pile (zie opm. 4 voor toelichting op deze keuze) is vaak grillig, veroorzaakt doordat de embedded pile krachten niet goed naar de ondergrond kan afdragen. Dit is een numeriek probleem, welke beter wordt als een (veel) fijnere mesh wordt gebruikt. De rekentijd schiet daardoor wel omhoog. De krachtontwikkeling kan mogelijk wel in 2D met de embedded pile row worden beschouwd, deze heeft geen last van een grillig verloop.	3D en 2D analyse met embedded pile row zijn uitgevoerd en worden gerapporteerd
		- vervormingen zijn beter in beeld en kunnen gerelateerd worden aan monitoring. Dit is van belang voor eventuele toekomstige toepassingen nabij zettingsgevoelige objecten;	- de bodembouwwijze is relatief variabel in het tracé. Stijfheidsparameters zijn conform KIS, maar de vraag is in hoeverre dit aansluit bij de omstandigheden in Vianen. Verschillen in de monitoring en de Plaxis berekening kunnen evenwel komen door afwijkingen in de bodembouwwijze in vergelijking met schematisering+parameters, als wel door invloed vernageling. Net als krachtontwikkeling kunnen vervormingen net zo goed in Plaxis 2D met embedded pile row worden beschouwd.	
		- in Talen kan de invloed van autonome bodemdaling niet worden meegenomen. Wel in PLAXIS.	Zie bovenstaand, kan evt. ook met Plaxis 2D	
		- krachtontwikkeling achter de facing is beter in beeld. * dit zijn niet de bezwijkproeven die voorafgaand plaatsvinden, maar de proeven bij installatie	Plaxis 3D zou hier inderdaad het beste voor zijn.	3D analyses zijn uitgevoerd en worden gerapporteerd
4		Bij PLAXIS 3D schematisatie keuze onderbouwen voor de schematisatie van de nagels (embedded piles of met volume elementen).	Met volume elementen heb je een zeer fijne mesh nodig (veel rekentijd). Met embedded piles is de rekentijd korter, en kan de maximale nagelkracht ook als invoerparameter ingevoerd worden, dit kan niet met volume elementen. Ook kunnen de krachten in de nagel beter uitgelezen worden met een embedded pile.	3D analyse uitgevoerd met embedded piles
5	algemeen	Wat is de invloed van bodemdaling? Is dit alleen verdraaiing van de nagel? Doet dat iets met de sterkte? Graag benoemen in rapportage of er bodemdaling is en wat het effect is.	Bodemdaling globaal of van achterland heeft geen tot gering effect. Zetting/inklinking van de dijk geeft lichte verschilzetting bijna haaks op de nagel, dus geen invloed op de langskracht en de nagel kan vrij meezakken, dus ook geen of beperkte momenten/dwarskrachten.D5+D14. We nemen dit tekstueel op in de rapportage	Opgenomen in rapport
6	2.4.2	De hier vermelde c en phi reductie in het geval van opbarsten zien in de rapportage en de berekeningen niet terug	Dit controleren we en passen we aan indien er sprake is van opbarsten en de sommen hierop afwijken.	Deze sommen zijn aangepast, het effect op het ontwerp is gelukkig zeer gering
7	3.3.2 / pag 15	Toevoegen tabel met E-moduli	Zal toegevoegd worden	Verwerkt in het rapport
8	3.3.2 / pag 15	Toevoegen onderbouwing waar grens ligt voor sterkteparameters 'onder' en 'naast'.	Zal toegevoegd worden	Verwerkt in het rapport
9	tabel 3.3 / pag 17	sterkteparameters voor klei Gorkum zwaar zijn gelijk genomen aan Gorkum-licht	Dit is bewust gedaan. Beide lagen 'klei (Gorkum)' zijn aangenomen als Gorkum-licht. Bij hoge spanning (wat hier het geval is), heeft deze een lagere sterkte en zou daarom maatgevend zijn. Opgemerkt dient te worden dat de twee kleilagen ver buiten de vernageling en glijcirkel liggen, en daarom geen invloed hebben op het eindresultaat.	
10	3.4 / pag. 19	uitgangspunten over het stijghoogte verloop tussen freatisch en zandlaag zijn niet opgenomen in rapportage	Zal toegevoegd worden	Verwerkt in het rapport
11	4.3.4 / pag. 29	De inbedding van de facing is mogelijk niet homogeen? Wat gebeurt er als de plaat scheef wordt getrokken? Dient hiervoor veiligheid te worden toegevoegd? Graag onderbouwen.	De plaat wordt met een conische kop op de nagel aangesloten. Verdraaiing geeft geen (significante) moment in de nagel.	
12	5.1 / pag. 25	Keuze voor schematisering als geogrids nader toelichten	Er is nog weinig ervaring opgedaan met 2D embedded pile rows in de toepassing van vernageling en de betrouwbaarheid van de modellering. Om die reden zijn de geogrids in combinatie met node-to-node anchors toegepast, gelijk aan het VO. De modellering is ook conservatief te benoemen, omdat er geen toename van stabiliteit is als gevolg van dwarskracht. Er zijn overigens wel een aantal indicatieve berekeningen met embedded pile rows gemaakt. Deze gaven een gelijkwaardig resultaat als de huidige toegepaste modellering. De embedded pile rows kunnen mogelijk toegepast worden bij de monitoring om de krachten/krachtontwikkeling beter te kunnen uitlezen.	Indicatieve berekeningen zijn uitgevoerd. Ondertussen is er ook een model in 3D doorgerend met embedded piles.
13	Bijlage 4	In de berekeningen lijkt de geschematiseerde grenspotential gelijk voor de twee berekende vakken. Dit lijkt niet te kloppen.	De geschematiseerde grenspotential voor DO-002 is gelijk genomen aan DO-001. Doordat de oude geul in de ondergrond uit afwisselend klei- en zandlaagjes bestaat, is het lastig om een inschatting te maken van het geohydrologische systeem in deze laag. Daarnaast is de breedte van de geul beperkt, en is het niet waarschijnlijk dat er t.p.v. de geul ineens een hele andere stijghoogte/grenspotential is in de onderliggende zandlaag.	
14	Bijlage 4	In de berekeningen lijkt de slootbodem gelijk te liggen met de freatische lijn. Dit lijkt niet te kloppen.	Wordt gecontroleerd aan de hand van de metingen. Wijzigingen worden verwerkt in de berekeningen.	De slootbodem is in de sommen aangepast, het effect op het ontwerp is gelukkig zeer gering
15	Bijlage 4	Onderbouwen waarom ook naast de dijk grond is geschematiseerd als dijks materiaal. Dient dit geen klei van Tiel te zijn?	Gegeven de sterkteparameters is dit een conservatieve aanname. Omdat de glijcirkel niet door deze lagen gaat is er ook geen invloed op het eindresultaat	

BIJLAGE II COMMENTAARTABEL 2

A. Conform de Ontwerprichtlijn niet bewezen technieken dient voor Dijkvernageling te worden aangetoond d.m.v. vergelijkende analyses met 2D- en 3D- modellen dat een ontwerp door middel van het programma Talren tot een evident veilig ontwerp leidt. In de rapportage van Dijkvernageling is geen aandacht besteed aan de verschillen tussen de berekende krachten en momenten in Talren en in de Plaxis-analyses waardoor het niet duidelijk is of er sprake is van een evident veilig ontwerp. In de rapportage is nu met name aandacht besteed aan een validatie van de maatgevende bezwijkvorm.

De validatie van het ontwerp met Talren heeft reeds plaatsgevonden binnen het CUR programma INSIDE. Zoals in CUR 219 is vermeld, is de dijkvernageling door ENW erkend als een volwaardige dijkversterkingstechniek die in een pilot toegepast kan worden om vervolgens de status van een bewezen dijkversterkingstechniek te krijgen. Het doel van de pilot is het verrichten van extra kwaliteitscontrole en monitoring van de omgeving tijdens de uitvoering en in de gebruiksfase om de techniek verder te kunnen optimaliseren.

In de nota van uitgangspunten is aangegeven dat het toetsen van de veiligheid niet een primair doel is van de Plaxis analyse. Met Plaxis valideren we of het bezwijkmechanisme overeenkomt. In eerdere rapporten en ook in het overleg is dit expliciet benoemd. Het gevalideerde glijvlak wordt vervolgens gehanteerd in Talren om de krachten in de nagels analytisch te bepalen.

Opgemerkt wordt dat de nagelkracht in Plaxis een invoerwaarde is en niet een resultaat van de berekening. De nagelkracht wordt in zowel Plaxis als Talren volledig gemobiliseerd op basis van de invoerwaarde (wordt benoemd in par. 5.1), een vergelijking van de methoden is daarom niet relevant

Er kan een vergelijking gemaakt worden met de momenten in een embedded pile (row), welke wel een moment als uitvoer geeft. Echter is er geen ervaring met de toepasbaarheid en betrouwbaarheid van de embedded pile (row) bij dijkvernageling. Er kan een vergelijking gemaakt worden door de krachten te benoemen, maar er kunnen geen conclusies aan verbonden worden, doordat de toepasbaarheid van embedded pile nog niet gevalideerd is. Een validatie van Talren met plaxis 2D/3D zoals dat voorgeschreven is in de richtlijnen kan uitsluitend voor het beschouwde glijvlak worden uitgevoerd, aangezien het ontwerp met Talren reeds binnen het CUR programma INSIDE is gevalideerd en de betrouwbaarheid van de optie Embedded pile in Plaxis nog niet evident is.

B. Conform de Ontwerprichtlijn niet bewezen technieken/Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen dient zowel de constructieve sterkte als de geotechnische stabiliteit te worden benaderd in het ontwerp. Dit wordt ook zo behandeld in hoofdstuk 2, maar wordt daarna niet meer duidelijk gerapporteerd.

In tabel 4.2 is aangegeven of aan criterium G2 wordt voldaan of niet (wordt dus voor beide doorsneden voldaan). In feite is dit een samenvatting van de resultaten uit de vernagelingsberekeningen. Voor een toetsing per criterium (C1 t/m C6, G0, G1 en G2) per dwarsprofiel wordt verwezen naar bijlage 7, daarin zijn ook de resultaten van G1 en G2 opgenomen (voldoen). We kunnen de rapportage aanpassen zodat dit meer expliciet wordt benoemd.

C. De rapportage is nu erg dun van opzet voor wat betreft de uitgevoerde analyses in Plaxis. Het is niet duidelijk hoe de berekeningen zijn uitgevoerd en wat er precies wordt weergegeven in de figuren in het rapport. Zo is niet duidelijk of de in Figuur 5.2 weergegeven figuren de bezwijkmechanismen weergeven voor de eindwaarde in plaxis.

De KIS-richtlijn (stappenplan) van Deltares is één op één toegepast voor het opzetten van de modellen. Er is voor gekozen dit stappenplan niet opnieuw te rapporteren.

In het bijschrift van figuur 5.2 staat dat dit een bezwijkmechanisme betreft, gegeven de ΣM_{sf} ligt het voor de hand dat dit een phi-c reductie berekening is. Voor de overige afbeeldingen geldt hetzelfde, het bijschrift legt uit wat in welke fase er wat gevisualiseerd wordt. We kunnen de bijschriften van een voetnoot voorzien om dit te verduidelijken.

D. Het is gebruikelijk om rekening te houden met rekenwaarden bij het uitvoeren van de sterkte-reductie berekeningen in Plaxis, eventueel met een opschaafactor, omdat er rekening dient te worden gehouden met verschillende materiaalfactoren op de sterkteparameters. Uit de figuren blijkt ook dat de weergegeven Σ Msf-waarden niet voldoet aan de vereiste veiligheid.

Eens dat er in het algemeen rekenwaarden worden gebruikt bij het uitvoeren van de sterkte-reductie berekening. In dit geval ging het specifiek om een vergelijking tussen Plaxis 2D en Plaxis 3D en geen sterkteberekening (zie punt A), Daarbij is in de 2D en 3D berekening hetzelfde uitgangspunt gehanteerd.

Er is inderdaad een verschil in stabiliteitsfactor tussen Plaxis en Talren. Hier is geen aandacht aan besteed omdat we niet sterkte toetsen in PLAXIS maar bezwijkvorm (zie punt A).

We zijn het daarnaast niet eens met de stelling dat de gegeven waarden niet voldoen. Het verschil in stabiliteitsfactor is verdisconteerd in een lagere rekenmodelfactor $\gamma_{d;g}$ voor Plaxis (0,95) in vergelijking met Talren (1,00), conform par. 2.4.1 KIS-richtlijn. Plaxis mag dus een lagere stabiliteitsfactor hebben conform de richtlijn, waarmee ook met Plaxis wordt voldaan aan de stabiliteit.

E. Daarnaast is geen rekening gehouden met de additionele modelfactor van 1,1 conform de ontwerprijtlijn, deze ontbreekt nog in tabel 2.4.

We hebben conform richtlijn weldegelijk deze factor in TALREN toegepast op de berekende krachten in de vernageling (voor toetsing van alle bezwijkmechanismen C1 t/m C6). De opmerking dat de additionele veiligheid niet is toegepast is dus niet terecht. Deze staat ook gerapporteerd in tabellen 2.5 tot en met 2.7.

Ook is niet duidelijk met welke uitgangspunten de berekening van de vervormingen in figuur 5.4 zijn uitgevoerd.

Zie eerdere reactie. Het bijschrift geeft aan dat het om vervormingen gaat (dus BGT, met rep. waarden), en het is na de berekeningsfase 'bovenbelasting'. De fasering volgt uit de richtlijn. We kunnen in een voetnoot bij het bijschrift verder toelichten.

F. In het vorige overleg is er ook gesproken over het belang van de fijnheid van de mesh in de 3D-analyse. Op basis van de geleverde figuren in de rapportage kan er niet voldoende inzicht worden verkregen m.b.t. hoe fijn de mesh is gemaakt. Om dit te kunnen beoordelen zullen wij over de plaxis-files moeten beschikken. Wel is de verwachting dat wegens de 3D-effecten de berekende veiligheid af zal nemen in de 3D-berekening en dat de krachten in de constructie zullen toenemen. Dit blijkt ook uit de figuren in de rapportage. Een fijnere mesh rondom de deuvels kan leiden tot grotere verschillen tussen de 2D en de 3D-berekening.

In het vorige overleg is inderdaad afgesproken om de invloed van de mesh in 3D-som te illustreren. Hiertoe zijn figuren opgenomen in de bijlage.

De invloed van het mesh op de stabiliteitsfactor is beperkt, er zijn nauwelijks 3D effecten. Sterker nog, in de eerdere 3D berekeningen (zonder facing) gaf een fijnere mesh juist een grotere stabiliteitsfactor, omdat de krachten in de nagel beter gemobiliseerd/afgedragen konden worden. De krachten in de nagels kunnen dus toenemen, maar zijn gemaximaliseerd (= Plaxis invoer) op de maximale schachtwrijving langs de nagel, zoals aangegeven in paragraaf 5.1. Deze toelichting kunnen we opnemen in de rapportage.

G. De standaardwaarde in Plaxis-HS voor de referentiespanning pref is pref = 100 kPa. Dit geldt zowel voor de horizontale spanningen als de verticale spanningen.

pref=100 is inderdaad de standaardwaarde voor het HS-model in Plaxis, maar dat hoeft niet te betekenen dat deze ook standaard toegepast moet worden. Door de in-situ spanning in het midden van een grondlaag toe te passen als pref, is er een betere correlatie met de gegeven stijfheden uit de KIS richtlijn (deze geeft geen HS-model stijfheden, daarom is de correlatie lastiger). Ons inziens zijn de stijfheden in deze fase niet relevant, omdat het in de eerste plaats gaat om toetsen van sterkte, en dan zijn met name $c+\phi$ relevant. Voor de ontwikkeling van de nagelkracht is het stijfheidsverschil tussen nagel en grond wel van belang, maar doordat de nagels (veel) stijver zijn dan de omliggende grond, is dit verwaarloosbaar. We kunnen deze toelichting opnemen in de rapportage.

H. De spanningsafhankelijke proevenverzameling die in de Ontwerprichtlijn Stabiliteitsschermen in Bijlage A is weergegeven is opgesteld voor de slappe ondergrond in Alblasserwaard/Krimpenerwaard, waar sprake is van vrij lage effectieve korrelspanningen in het achterland en waar een kleidijk gefundeerd is op een dik slappe lagenpakket. De vraag is of deze spanningsafhankelijke verzameling niet leidt tot te hoge stijfheden in de verschillende grondlagen. Het lukt mij helaas niet om dit nader te beoordelen voor mijn vakantie.

Stijfheden zijn niet relevant voor het beschouwen van bezwijkmechanismen / maatgevende glijvlakken. Zie opmerking bij G.

I. Ook moet er ook even aandacht worden besteed aan de opgegeven referentiespanning (deze wordt meestal gelijk gezet aan de gemiddelde effectieve horizontale korrelspanning in de desbetreffende laag. Dit wordt gedaan om een zo goed mogelijk overeenkomstig verloop van E50 in het HS-model te krijgen in vergelijking met de in de spanningsafhankelijke proevenverzameling opgegeven relatie voor E50. De spanningsafhankelijke verzameling wordt in principe als volgt toegepast bij toepassing Hardening Soil:

$$E_{50:HS}^{ref} = C_1 + C_2 * \sigma'_v \text{ bij } p_{ref} = K_0 * \sigma'_v$$

We begrijpen hieruit dat er extra toelichting wordt verlangd. Wat bedoeld wordt met deze opmerking zullen we in het overleg afstemmen.

J. Opgemerkt wordt dat er conform de Ontwerprichtlijn ook rekening dient te worden gehouden met onzekerheden in de stijfheden van de ondergrond, zoals dit is aangegeven in paragraaf 3.2 van Ontwerprichtlijn niet bewezen technieken. Hier is waarschijnlijk geen aandacht aan besteed bij de uitwerking van de analyses in Plaxis.

Hier is inderdaad geen aandacht aan besteed omdat de stijfheden niet relevant zijn het beschouwen van bezwijkmechanismen (maatgevende glijvlak) Zie ook reactie bij opmerking G.

Daarnaast wachten wij ook in spanning op de monitoringsrapportage.

Ten aanzien van de monitoring hebben wij in het vorig overleg ook besproken welke proeven en met welk doel we ze uitvoeren. De relatie van de monitoring met de parameterkeuze nemen we op in het ontwerpverslag.

BIJLAGE III NOTITIE VEILIGHEIDSFACTOREN 1 APRIL 2015

Notitie

Referentienummer

Datum
1 april 2015

Kenmerk

Betreft
Dijkvernageling Lekdijk Vianen

1 Veiligheidsfactoren voor ontwerp stabiliteitsschermen (damwanden)

Conform Ontwerprichtlijn Stabiliteitsschermen [5] is er onderscheid gemaakt tussen de overall-stabiliteit van de grond en de stabiliteit met interactie van de constructieve elementen (de damwanden). Uitgeschreven volgt daarbij respectievelijk:

$$\gamma_g = \gamma_s \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{b,g} \cdot \gamma_{d,g} \quad (2.2 [5])$$

$$\gamma_i = \gamma_s \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{b,i} \cdot \gamma_{d,i} \quad (2.3 [5])$$

waarbij geldt:

- γ_g vereiste stabiliteitsnorm globaal geotechnisch bezwijken [-]
- γ_i vereiste stabiliteitsnorm bezwijken constructieve elementen [-]
- γ_s opschaalfactor (alleen voor EEM analyses teneinde de sterkteparameters voor een phi-c reductie te kunnen opschalen om numerieke onbalans te kunnen voorkomen) [-]
- γ_n schadefactor, betreft de factor die in combinatie met de materiaalfactoren γ_m de verhoogde betrouwbaarheidsindex (t.o.v. de referentiewaarde) in rekening brengt [-]
- $\gamma_{b,g}$ schematiseringsfactor, betreft de factor die onzekerheden in de bodemopbouw en waterspanningen verdisconteert [-]
- $\gamma_{d,g}$ modelfactor, betreft de factor die verband houdt met het gebruikte rekenmodel [-]
- $\gamma_{b,i}$ schematiseringsfactor bij bezwijken constructieve elementen [-]
- $\gamma_{d,i}$ modelfactor bij bezwijken constructieve elementen [-]

Conform 3.4.1 van [5] heeft formule (2.2 [5]) betrekking op *de globale veiligheid tegen geotechnisch bezwijken*. Voor de factor $\gamma_{d,g}$ volgt conform tabel 3.1 uit [5] voor de stabiliteitsanalyse volgens Bishop in geval van opdrijven een vereiste factor van 1,10 in combinatie met een schematisatie van $c = \phi = 0$. Dit betreft dus de globale stabiliteit, dus de cirkels buiten de stabiliteitsschermen en ervoor of erachter, maar niet erdoorheen. In het ontwerprapport betreft dit mechanisme G1. Daarnaast mag de veiligheidsfactor mits geanalyseerd a.h.v. EEM analyses met Mohr Coulomb worden gereduceerd naar 1,05 en bij *fine tuning* worden gereduceerd naar 1,00.

De constructieve elementen zijn gedimensioneerd op basis van formule (2.3 [5]). In de 3^e alinea van 3.4.1 van [5] is aangegeven dat de in tabel 2.1 genoemde modelfactor bij opdrijven niet van toepassing is voor de interactie tussen constructieve elementen en de omringende grond:

In het beschouwen van de veiligheid tegen bezwijken van de constructieve elementen dient een modelfactor ($\gamma_{d,i}$) gelijk aan 1,0 te worden aangehouden (uitgaande van fine-tuning). Voor 3-dimensionale aspecten geldt mogelijk een andere modelfactor, zie verder paragraaf 2.3.2.1.

2 Veiligheidsfactoren voor vernageling

De analyses waarbij de interactie met vernageling en grond is beschouwd zijn uitgevoerd met Talren waarbij de stabiliteitseis met nagel (dus de cirkels die door de vernageling heen gaan) zijn bepaald op basis van formule (2.3 [5]). Het opdrijfgevaar is daarin tevens beschouwd op basis van $c = \phi = 0$. Strikt genomen zou daarbij conform het gestelde in het grijze kader uit paragraaf 3.4.1 van [5] een factor $\gamma_{d,i} = 1,00$ mogen worden aangehouden, echter in overleg met Deltares is besloten een additionele modelfactor toe te passen $\gamma_{d,no} = 1,10$. Deze factor is in het ontwerp toegepast op alle berekende krachten uit de vernageling conform paragraaf 2.4.1 van Ontwerprichtlijn niet bewezen technieken [4]:

2.4.3.1 Additionele veiligheidsfactoren wegens numerieke onzekerheden

Bij de verdeling van de faalkansruimte zoals aangegeven in paragraaf 2.2.2 wordt de faalkans van 'constructief falen' ($P_{f, \text{toel, leven, con}}$) en de hieruit afgeleide betrouwbaarheidsindex $\beta_{\text{vereist, leven, con}}$ vastgesteld. Uitgaande van een betrouwbaarheidsindex van minimaal 4,3 voor de deeltak 'constructief falen' dient rekening te worden gehouden met de hoogste veiligheidsklasse in CUR166 (klasse III).

De richtlijn CUR 166 is opgesteld voor enkelvoudige (wel of niet) verankerde damwanden waarbij in het rekenvoorschrift wordt verondersteld dat (voor de hoogste veiligheidsklasse) met de aldus berekende buigende momenten en ankerkrachten een betrouwbaarheidsindex van 4,2 of hoger tegen het ontstaan van een plastisch scharnier in de damwand en tegen ankerbreuk/vloei worden gerealiseerd. Deze veronderstelling is strijdig met de werkwijze conform [Ontwerprichtlijn damwanden], waar juist wel additionele veiligheidsfactoren worden toegepast op de in de EEM-berekening vastgestelde krachten en momenten. Deze additionele veiligheidsfactoren zijn hier vastgesteld omdat er nog onzekerheden zijn over de betrouwbaarheid van uitkomsten van de $c'-\phi'$ reductie in de EEM-berekening bij de interactie tussen grond en constructie. Ook indien de werkwijze in CUR166 bij andersoortige constructies dan de enkelvoudige (wel of niet) verankerde damwand wordt toegepast, dan zullen aanvullende veiligheidsfactoren (voorlopig) moeten worden toegepast op de, bij de vereiste veiligheid in de $c'-\phi'$ reductie, vastgestelde krachten en momenten in de constructie.

Ontwerp- en uitvoeringsaspecten 'niet bewezen' constructieve dijkversterkingstechnieken KIS

14 van 34

1205394-001-GEO-0005, Versie 2, 31 januari 2013, definitief

Deltares

Deze additionele veiligheidsfactor, uitgaande van de betrouwbaarheidsindex van minimaal 4,3 voor de deeltak 'constructief falen', is vastgesteld op $\gamma_{d,no} = 1,1$ (zie ook INSIDE 2011).

De genoemde veiligheidsfactor $\gamma_{d,no} = 1,1$ dient te worden toegepast op de berekende krachten en momenten uit de EEM-analyse, bij een ΣMSF in de EEM-analyse (die is vastgesteld zoals aangegeven in paragraaf 2.3.2). Dit houdt in dat voor de dimensionering van de sterkte van een stalen constructie dat het maatgevend moment uit de PLAXIS-analyse vermenigvuldigd dient te worden met een additionele veiligheidsfactor $\gamma_{d,no} = 1,10$. De op deze wijze gevonden waarden voor buigende momenten, trekkrachten, dwarskrachten et cetera dienen getoetst te worden aan toelaatbare rekenwaarden van de constructieve onderdelen, berekend volgens de vigerende Eurocode en nationaal annex.

3 Toepassing modelfactoren 'fine tuning' vernageling in PLAXIS 3D

In de EEM analyses wordt de overall-veiligheid berekend aan de hand van ϕ -c reductie. Voor de overall-veiligheid mag conform tabel 3.1 uit [5] de veiligheidsfactor mits geanalyseerd a.h.v. EEM analyses met Mohr Coulomb worden gereduceerd naar 1,05 en bij *fine tuning* worden gereduceerd naar 1,00. Ten opzichte van een Bishop berekening zonder interactie constructieve elementen of bezwijkcirkels buiten de vernageling waarvoor $\gamma_{d,g} = 1,10$ geldt een reductie bij EEM-analyses tot $\gamma_{d,g} = 1,05$ en bij verdere 'fine tuning' tot $\gamma_{d,g} = 1,00$:

De te ontwerpen stabiliteitschermen voor WSRL zullen in het algemeen onder oprijfcondities worden toegepast. Vooruitlopend op ontwikkelingen die nog moeten plaatsvinden, wordt dan ook bij gebruik van EEM-analyse (uitgaande van opdrijven en fine-tunen) in het beschouwen van de globale veiligheid tegen geotechnisch bezwijken een modelfactor van 1,00 voorgeschreven (uitgaande van fine-tuning)

Toelichting op fine-tuning

Wat betreft 'fine-tuning' wordt opgemerkt dat EEM-rekenmodellen veel vrijheidsgraden bezitten en dat er veel instellingen kunnen worden gewijzigd zonder de sterkteparameters an sich aan te passen. Hierbij wordt gedacht aan de vele rekenproces-instellingen, mesh grootte, mesh type, et cetera waardoor de rekenmodelonzekerheid wordt vergroot. Als onderbouwd de richtlijnen in het TREEM worden gevolgd, dan mag de hier gegeven modelfactor (genoemd onder fine-tuning) worden gehanteerd. Hierbij hoort echter wel dat:

- het berekeningsresultaat (zonder constructieve elementen) in overeenstemming is met het berekeningsresultaat van de glijvlakanalyse (D-Geo Stability, voorheen MStab), wat overigens niet hoeft te betekenen dat de berekende stabiliteitsfactoren exact gelijk zijn,
- middels een kwalitatieve redenering goed kan worden onderbouwd dat een betere analyse is uitgevoerd.

Indien geen sprake is van opdrijven en/of als er niet van fine-tuning kan worden uitgegaan, dan wordt geadviseerd de bijbehorende waarden uit Tabel 2.1 te nemen. Voor verdere achtergronden wordt naar het achtergrondrapport verwezen.

Voorgesteld is daarom om voor de PLAXIS 2D-analyse een reductie tot 5% op de berekende overall-veiligheid (ΣMs_f) toe te passen en de PLAXIS 3D-analyse te zien als een 'fine-tuning' met een reductie tot 10% op de berekende overall-veiligheid. De 'fine-tuning' is besproken in het vorige overleg d.d. 12 maart 2015 bij WSRL met betrekking tot het toegepaste model, de verfijning van het mesh, de vergelijking met de resultaten t.o.v. de 2D-analyse met betrekking tot het valideren op mogelijke 'doorsnijdingeffecten' enerzijds en de 'schelpwerking' anderzijds en de geavanceerdere aanpak (en specifieke expertise) met betrekking tot de toegepaste constructieve elementen (embedded piles, node-to-node anchors, plates en geotextiles).



DEELWERKPLAN MONITORING DIJKVERNAGELING VIANEN

Werknummer : W13-043
 Projectnummer : P12-087
 Documentnummer: : W13-043-DWP-001
 Opdrachtgever : Waterschap Rivierenland
 Opsteller : D. de Wit

Rev. :	Omschrijving:	Datum:
1	Checkprint	08-12-2014
2	Definitief	11-12-2014
3	Definitief	20-02-2015
4	Definitief	20-03-2015
5	Definitief	02-04-2015
6	Definitief	29-04-2015

Akkoord Functie	Naam	Datum	Paraaf
Projectleider	W. de Vos	29-04-2015	
(Hoofd) Uitvoerder			
Projectcoördinator	D. de Wit	29-04-2015	

Consortium Dijkvernageling Door : D. de Wit  D.d. : 29-04-2015	Vrijgave Consortium Dijkvernageling Door : W. de Vos  D.d. : 29-04-2015	Goedgekeurd WSRL Door : D.d. :
---	--	--------------------------------------



INHOUDSOPGAVE

0	ALGEMEEN	3
0.1	Omschrijving van het werk	3
0.2	Dijkvernageling algemeen	3
0.3	Situering	4
0.4	Hoofdafmetingen	4
1	ORGANISATIE	5
1.1	Projectorganisatie	5
8	WERKMETHODEN	6
8.1	Algemeen	6
8.2	Monitoring Dijkvernageling Vianen	6
8.2.1	Algemeen	6
8.2.2	Verspreiding monitoringsgegevens	7
8.3	Monitoring Dijklichaam	7
8.3.1	Wateroverspanningen	7
8.3.2	Deformaties in ondergrond	10
8.3.3	Deformaties op maaiveld	11
8.4	Monitoring dijkknagels	11
8.4.1	Validatie uitgangspunten ontwerp	12
8.4.2	Validatie uitvoeringsmethode	15
8.5	Monitoring omgeving	16
8.5.1	Deformaties in ondergrond	16
8.5.2	Deformaties op maaiveld	17
8.5.3	Trillingen	17
8.5.4	Geluid	17
10	Bijlagen 18	
10.1	Veiligheids Risico-inventarisatie monitoren	19
10.1.1	Rie bezwijk- en controleproeven	20
10.1.2	Rie Contourmetingen. Monitoren hellingmeetbuizen, stijgbuizen, waterspanningsmeters, zakbaken, geluidsmeting	21
10.2	Technische risico-inventarisatie monitoren	22
10.3	Monitoringsplan	23
10.4	Keuringsplannen	25
10.5	Overzichtstekeningen	26
10.6	Technische specificaties	29
10.6.1	Specificatie waterspanningsmeters	30
10.6.2	Specificaties hellingmeetbuizen	31



0 ALGEMEEN

0.1 Omschrijving van het werk

Het werk betreft de versterking van een deel van de Lekdijk nabij Vianen door middel van het aanbrengen van Dijkvernageling in opdracht van Waterschap RivierenLand (WSRL).

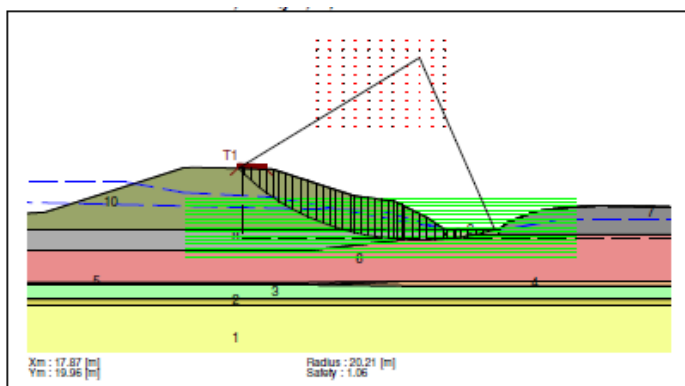
De techniek dijkvernageling betreft de techniek zoals deze beschreven is in INSIDE CUR 219. Deze techniek wordt beschouwd als "Niet-bewezen techniek" en de uitvoering hiervan dient te voldoen aan INSIDE CUR 219.

In dit deelwerkplan wordt de monitoring van de dijk, nagels en omgeving gedurende en na uitvoering van de dijkvernageling beschreven. Een en ander conform de overall berekening voor dit werk: W13-043 GM-0146489 DO definitief rev D1 20141110 of de laatste versie van dit document.

Dit deelwerkplan is onderdeel van het nog op te stellen overkoepelende werkplan W13.043-DWP-000. Het aanbrengen van de vernageling wordt in het nog op te stellen uitvoeringsplan W13.043-DWP-002 omschreven.

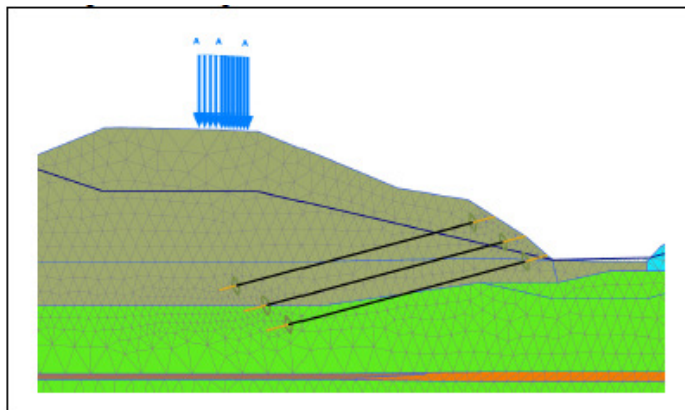
0.2 Dijkvernageling algemeen

Deformatie van een dijk kan diverse oorzaken hebben. Een van de mogelijke oorzaken is het afschuiven van de dijk door de belastingen op, en de interne druk in de dijk. Bij afschuiving verschuift de binnenzijde van de dijk langs een glijvlak (de zogenaamde Bishop cirkel) zoals aangegeven in figuur 1. Hierbij moet worden opgemerkt dat er voor elke combinatie van dijk-layout en belasting een unieke Bishop cirkel bestaat.



Figuur 1: Voorbeeld nominale Bishop cirkel Lekdijk Vianen

Om het afschuiven tegen te gaan, wordt de glijcirkel doorbroken middels een verstevigend element. Traditioneel gebeurt dit middels het installeren van damwanden in de top van de dijk die tenminste de cirkel doorsnijden. In dit project wordt de cirkel op een alternatieve wijze doorbroken. In de teen van de dijk worden nagels geïnstalleerd die net als de damwanden de cirkel doorsnijden. Zie figuur 2.



Figuur 2: voorbeeld layout "Dijkvernageling".



0.3 Situering

De nagels worden aangebracht in de binnenteen van de zuidelijke Lekdijk in het dijkvak 055-50 / 056. Straatnaam: Ringdijk; Vianen



Figuur 3: overzichtsfoto projectlocatie 1



Figuur 4: overzichtsfoto projectlocatie 2

0.4 Hoofdafmetingen

De werkzaamheden worden uitgevoerd in Dijkvak 055-50 / 056. Dit dijkvak is circa 250 m1 lang.

Consortium Dijkvernageling



Project : Dijkvernageling Vianen
Werknummer : W13-043

Pagina : 5 van 31
Opsteller : D. de Wit
Datum : 29-04-2015
Rev. : 06
Doc. : W13-043-DWP-001

1 ORGANISATIE

Zie W13.043-DWP-002

1.1 Projectorganisatie

Consortium Dijkvernageling			
Projectleider Consortium:	W. de Vos	+31 6 30109106	willem-jan.de.vos@boskalis.com
Projectleider Project:	D. de Wit	+31 6 10883380	d.dewit@vsf.nl
(Hoofd)Uitvoerder:	R. van Harten	+31 6 51090301	rene.van.harten@boskalis.com
(Hoofd)Uitvoerder:	B. Diepstraten	+31 6 50225273	b.diepstraten@vsf.nl
Uitvoerder:	N. Filipovic	+31 6 46268151	n.filipovic@vsf.nl



8 WERKMETHODEN

8.1 Algemeen

Binnen het INSIDE-project heeft de validatie van de ontwerpmethodiek van de dijkvernageling plaatsgevonden. Het ENW heeft zijn vertrouwen in de inhoudelijke kwaliteit van het uitgevoerde onderzoek uitgesproken (zie CUR 219) en is van mening dat het uitgevoerde onderzoek heeft aangetoond dat dijkvernageling als volwaardige dijkversterkingstechniek beschouwd kan worden en toegepast kan worden in een pilot. Met een pilot wordt bedoeld de werkelijke toepassing in een dijkversterkingsproject, waarbij tijdens de uitvoerings- en gebruiksfase extra monitoring en kwaliteitscontrole wordt verricht.

De bovenstaande pilot bestaat uit het aanbrengen van ca 275 nagels in een 250 m1 lang dijkvak alsmede het monitoren van de aangebrachte vernageling, de invloeden van het aanbrengen op het dijklichaam en de invloeden van het aanbrengen op de omgeving. Dit alles voor, tijdens en na het aanbrengen van de vernageling. Dit deelwerkplan omschrijft de uit te voeren monitoring in al zijn facetten. Voor een uitgebreid overzicht zie bijlage 10.3

Nadere gegevens omtrent het aanbrengen van de vernageling kunt u terugvinden in deelwerkplan W13-043-DWP-002 Aanbrengen Dijkvernageling.

8.2 Monitoring Dijkvernageling Vianen

8.2.1 Algemeen

Gezien het innovatieve karakter is er op dit project meer monitoring nodig dan gebruikelijk. Dijkvernageling heeft immers nog niet de erkenning van ENW als bewezen techniek. Het doel van de partijen is om middels dit project deze status te verkrijgen.

Doelstellingen monitoring:

- Validatie van de uitgangspunten van het ontwerp
- Validatie van de uitvoeringsmethode
- Beheersing uitvoeringsrisico's
- Verkrijgen ENW status "bewezen techniek"

Te monitoren onderdelen:

- Dijklichaam
- Dijkvernageling
- Omgeving

In verkorte vorm ziet het schema er als volgt uit. Voor een uitgebreid overzicht zie tabel "Monitoring Dijkvernageling Vianen" in bijlage 10.3



In de volgende paragrafen worden de specifieke monitoringsmaatregelen apart toegelicht.

De locaties van de monitoringsmaatregelen worden grafisch weergegeven in bijlage 10.5



Voor alle onderstaand omschreven onderdelen geldt dat de gekozen raaien en of locaties in samenspraak met bevoegd gezag bepaald worden. Daarnaast geldt dat de raaien / locaties zo gekozen worden dat deze tussen de raaien van de aan te brengen Dijkvernageling vallen om schade aan de monitoringsinstrumenten als gevolg van het aanbrengen van de vernageling te voorkomen.

Mogelijkerwijs wordt er door het consortium nog aanvullende monitoring toegepast ter optimalisatie van het rekenmodel. Deze aanvullende monitoring is geen onderdeel van de doelstellingen zoals bovenstaand omschreven.

8.2.2 Verspreiding monitoringsgegevens

Alle gegenereerde data uit de onderstaande monitoringen zijn en blijven te allen tijde eigendom van Consortium. De relevante data zullen gedeeld worden met de belanghebbenden ten behoeven van de in paragraaf 8.2 omschreven doelstellingen, echter deze data mogen zonder uitdrukkelijke toestemming van het consortium niet verspreid worden of gebruikt worden voor andere projecten / doeleinden of gewijzigd worden voor eigen gebruik.

De gegenereerde data worden met de belanghebbenden gedeeld in pdf format na afloop van de werkzaamheden in het opleverdossier van dit project. Waar van belang kan data tevens op aanvraag tussentijds in concept verstrekt worden.

8.3 Monitoring Dijklichaam

Belangrijk is het om te weten wat de beïnvloeding van het aanbrengen van de dijkvernageling op het dijklichaam zal zijn. Uitgangspunt is dat de dijk als gevolg van de uitvoering niet mag verzwakken. Hiervoor zullen zowel metingen in als buiten het tracé uitgeoerd worden. Buiten het tracé ligt het voor de hand om dit ook ter plaatse van de genoemde bebouwing te doen en in het tracé nabij deze bebouwing en midden in het tracé.

Het monitoren van het gedrag van het dijklichaam bestaat uit het monitoren van de waterspanningen en de deformaties in het dijklichaam. Schematisch ziet dit er als volgt uit:

8.3.1 Wateroverspanning	• 8.3.1.1 Waterspanningsmeters • 8.3.1.2 Peilbuizen
8.3.2 Deformatie ondergrond	• 8.3.2.1 Hellingmeetbuizen
8.3.3 Deformatie maaiveld	• 8.3.3.1 Contourmetingen

8.3.1 Wateroverspanningen

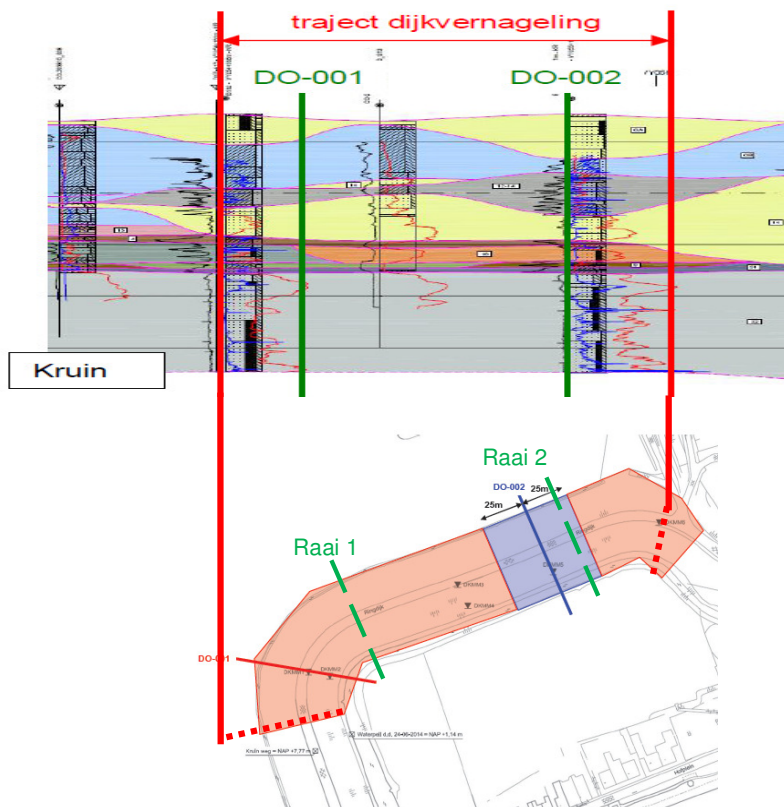
Als mogelijke gevolg van het plaatsen van de dijknagels kunnen (tijdelijke en plaatselijke) wateroverspanningen optreden. Tijdens de installatie van de nagels worden de waterspanningen gemonitord middels waterspanningsmeters (zie paragraaf 0) en peilbuizen (zie paragraaf 8.3.1.2). Hiermee kan vastgesteld worden of de installatie van de nagels daadwerkelijk tot wateroverspanningen leidt. De gemeten waterspanningen zullen worden gecommuniceerd met de engineering om het effect op de macrostabiliteit van de dijk te beoordelen.

Als bijkomend voordeel kan het effect van de geplande rivierverruimingsmaatregelen op de dijk (mogelijke veranderingen in de respons van de stijghoogtes op de rivierwaterstand) of in perioden van hoogwater gemonitord worden. Dit maakt echter geen onderdeel van deze pilot uit.



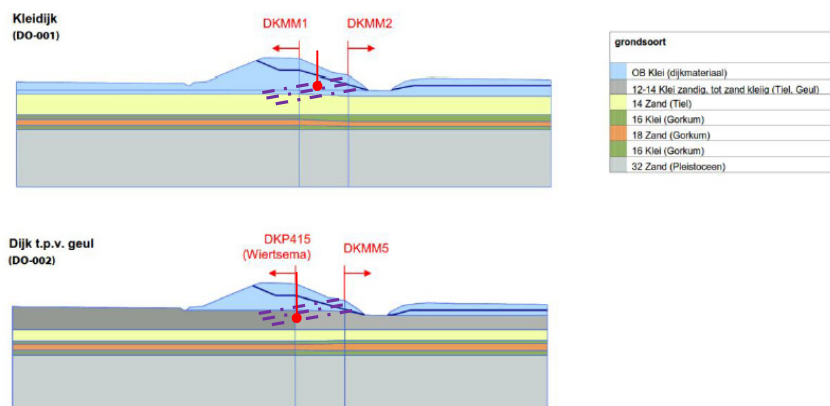
8.3.1.1 Waterspanningsmeters:

Om de waterspanningen in de cohesieve lagen te monitoren, worden er waterspanningsmeters (zie tevens bijlage 10.6.1) geplaatst in 2 raaien dwars op de as van de dijk, circa 125 m uit elkaar. De 2 raaien waar geconcentreerde monitoring plaatsvinden, zijn gekozen nabij de sondeerlocaties D001 en D002.



Figuur 5: Positie raaien Waterspanningsmetingen

De waterspanningsmeters worden geplaatst nabij de binnenkruin (DO-02 / Raai 2) en halverwege het binnen talud (DO-01 / Raai 1) in de cohesieve lagen die door de dijk nagels worden doorboord.



Figuur 6: plaatsing waterspanningsmeter in resp. raai1 (boven) en raai 2 (onder)

Uitgangspunt is hierbij dat dit elektronische waterspanningsmetingen zijn, die de waterspanningen continu digitaal kunnen bepalen. Bij een uitval van deze elektronische waterspanningsmetingen, worden de waterspanningen handmatig bepaald.

Meetfrequentie bij elektronische waterspanningsmeting:

- Continu in de laatste week voorafgaand aan de uitvoering als nulmeting
- Continu tijdens aanbrengen van de dijk nagels



Meetfrequentie bij handmatige waterspanningsmeting:

- Een maal per dag in de twee weken voorafgaand aan de uitvoering als nulmeting
- Een maal per dag tijdens het aanbrengen van de dijknagels. Meting op hetzelfde relatieve getijdemoment.
- Continu tijdens het aanbrengen van de 6 meest nabijgelegen dijknagels

Uitgangspunten:

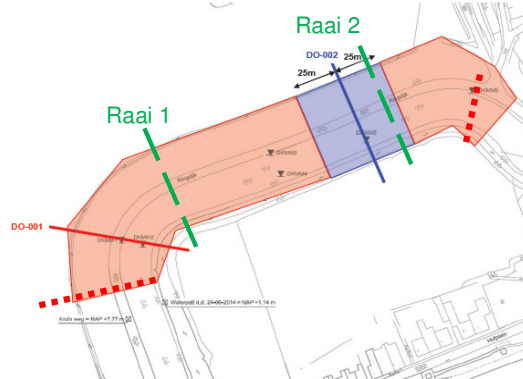
Bij het plaatsen van de waterspanningsmeters dienen de volgende uitgangspunten gehanteerd te worden:

- de instrumenten dienen minimaal circa vier weken voor start installatie nagels te zijn geplaatst i.v.m. aanpassing van de waterspanning ten gevolge van het plaatsen. Met de leverancier van de waterspanningsmeters wordt dit nog nader afgestemd;
- bij plaatsing dienen verder de richtlijnen van de leverancier van de instrumentatie te worden gevolgd.

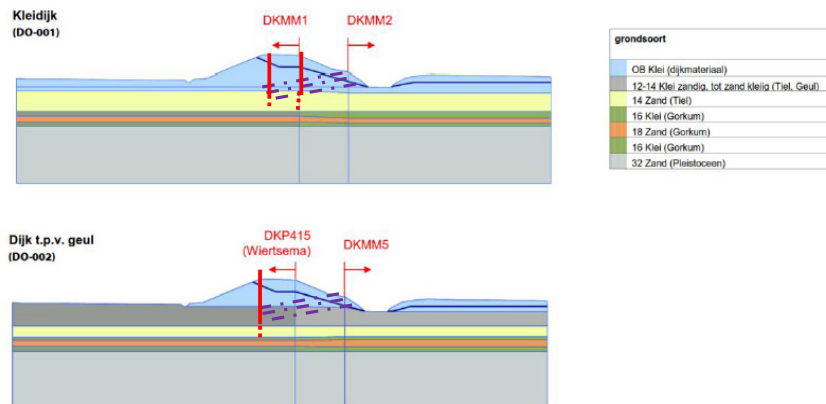
De specificaties van een waterspanningsmeter zijn toegevoegd in bijlage 10.6.1.

8.3.1.2 Peilbuizen

Om de waterspanningen in de doorlatende (zandige) grondlagen te monitoren, worden er peilbuizen geplaatst. In raai 1 reiken de nagels tot in de 1^e zandlaag. Hier zal zowel aan de binnenkruin alsook de buitenkruin een peilbuis tot in de 1^e zandlaag worden geplaatst. Raai 2 bevindt zich in de met klei gevulde voormalige geul. De nagels zullen waarschijnlijk niet tot in de 1^e zandlaag reiken. Hier zal alleen daarom enkel aan de buitenkruin een peilbuis worden gedaan, hoewel voor plaatsing geen noodzaak is.



Figuur 7: Positie raaien peilbuizen



Figuur 8: plaatsing peilbuizen in resp. raai1 (boven) en raai 2 (onder)

Meetfrequentie:

- Een maal per week in de vier weken voorafgaand aan de uitvoering als nulmeting. Meting op hetzelfde relatieve getijdemoment.
- Zes maal per uur handmatig of continu digitaal gedurende laatste twee werkdagen voorafgaand aan start werkzaamheden
- Zes maal per uur handmatig of continu digitaal gedurende de eerste 2 werkdagen na start.



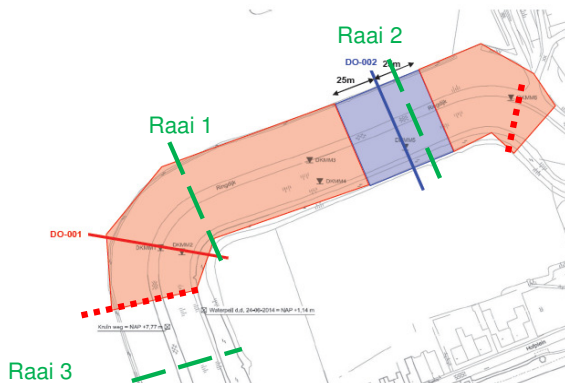
- Twee maal per dag tijdens het aanbrengen van de dijknagels. Meting op hetzelfde relatieve getijdemoment.

8.3.2 Deformaties in ondergrond

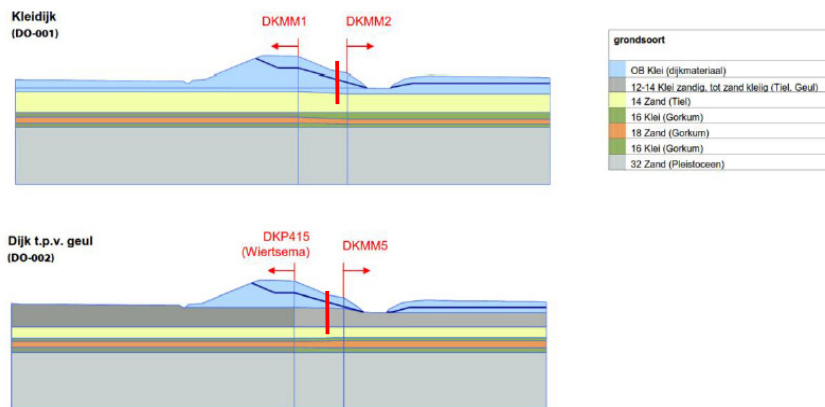
Onder deformaties in de ondergrond worden onderlinge vervormingen van grondlagen in het dijklichaam verstaan alsmede vervormingen van de dikte van de grondlagen in het dijklichaam of zinking van de dijk als geheel. Deze deformaties worden gemonitord middels hellingmeetbuizen (zie paragraaf 8.3.2.1). De deformaties worden niet alleen gemeten om installatie-effecten te kunnen meten, maar vormen tevens een oplevercriterium. Daarom zal deze worden gemeten zowel nabij de 2 eerder genoemde raaien als ook een extra raai buiten het vernagelingstraject. Dit om een vergelijk te kunnen maken. De positie van raai 1 en 2 zullen iets verschoven liggen ten opzichte van de eerder genoemde raaien. Dit om voldoende ruimte te geven aan elke meetvoorziening.

8.3.2.1 Hellingmeetbuizen

Om de vervormingen in de grondlagen in het dijklichaam te monitoren, worden er hellingmeetbuizen geplaatst in 3 raaien (1 st. per raai) halverwege het binnentalud (tussenberm) tot 1 m' onder het diepste inboorniveau van de nagels.



Figuur 9: Positie raaien hellingmeetbuizen



Figuur 10: plaatsing hellingbuizen in resp. raai1 en 3 (boven) en raai 2 (onder)

Meetfrequentie:

- Eenmalig voorafgaand aan de uitvoering als nulmeting
- Twee maal per week gedurende de eerste week van het aanbrengen van de dijknagels. Daarna eens per twee weken of vaker indien de voorgaande hellingmetingen of de voorgaande contourmetingen (zie 8.3.3.1) daartoe aanleiding geven
- Eenmalig aansluitend aan uitvoering
- Eenmalig aansluitend aan eerste winterseizoen na uitvoering

Een specificatie van een hellingmeetbuis is toegevoegd in bijlage 10.6.2.



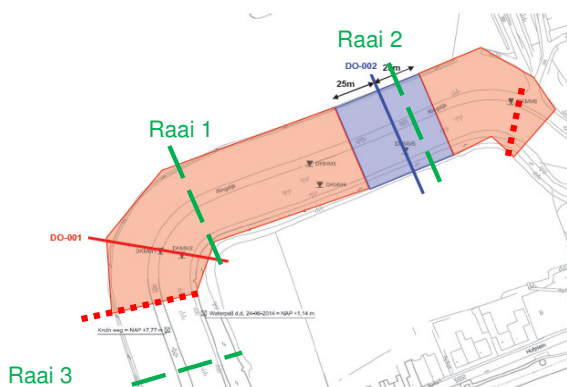
8.3.3 Deformaties op maaiveld

Onder deformaties op maaiveld worden vervormingen of verplaatsingen van het dijklichaam als geheel in dwarsrichting op – (x-richting) en/of in langsrichting van de as van de dijk (y en z-richting) verstaan. Deze deformaties worden gemonitord middels contourmetingen (zie paragraaf 8.3.3.1).

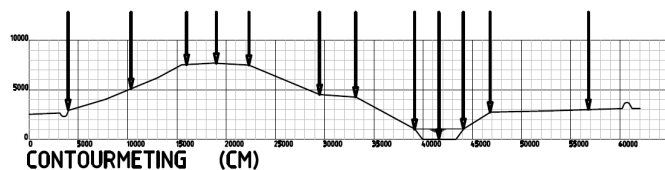
8.3.3.1 Contourmetingen

Om de verplaatsing van het dijklichaam als geheel in zowel horizontale als verticale richting te monitoren, worden de contouren van het dijklichaam over de 3 raaien gemeten.

Tevens worden om de 20 meter maatvoeringsspijkers in de wegverharding aangebracht, die eveneens worden ingemeten in x,y, en z richting.



Figuur 11: Positie raaien contour metingen



Figuur 12: positie meetpunten contourmeting

Meetfrequentie:

- Eenmalig voorafgaand aan de uitvoering als nulmeting
- Een maal per twee weken tijdens het aanbrengen van de dijknagels
- Eenmalig aansluitend aan uitvoering
- Eenmalig aansluitend aan eerste winterseizoen na uitvoering

8.4 Monitoring dijknagels

De beoogde werking van de Dijkvernageling moeten worden aangetoond. Hiertoe worden er op de aangebrachte Dijkvernageling diverse proeven uitgevoerd.

Schematisch ziet dit er als volgt uit:



Voor het uitvoeren van de bezwijk en controleproeven wordt een afzonderlijk protocol opgesteld. Opgemerkt wordt dat het meetprotocol conform de uitvoeringsnorm van vernageling NEN EN 14490 geschiedt.

8.4.1 Validatie uitgangspunten ontwerp

De uitgangspunten van het ontwerp worden gevalideerd middels het uitvoeren van diverse beproevingen van boventallig aangebrachte nagels. Deze beproevingen worden uitgevoerd conform het principe "bezwijkproef" (zie paragraaf 8.4.1.1) en "controleproeven" (zie paragraaf 8.4.1.1).

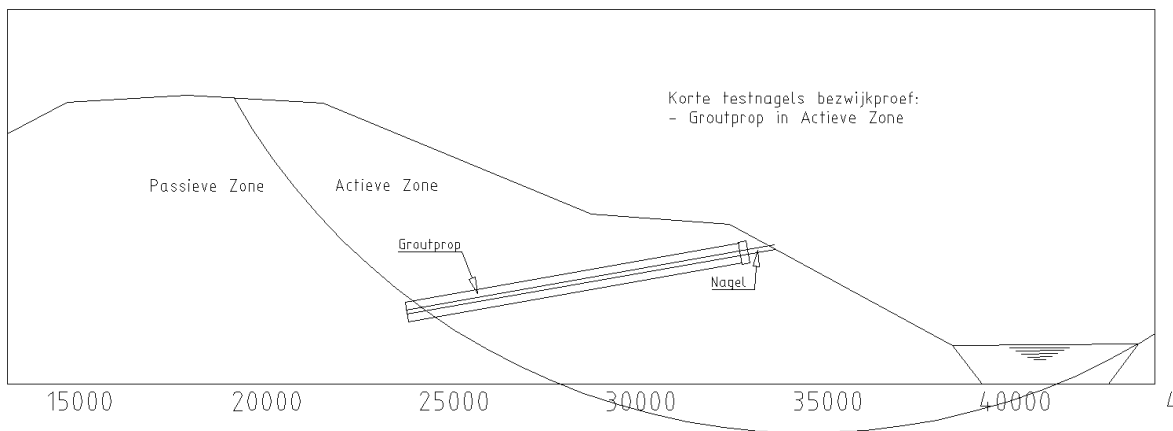
8.4.1.1 Bezwijkproef

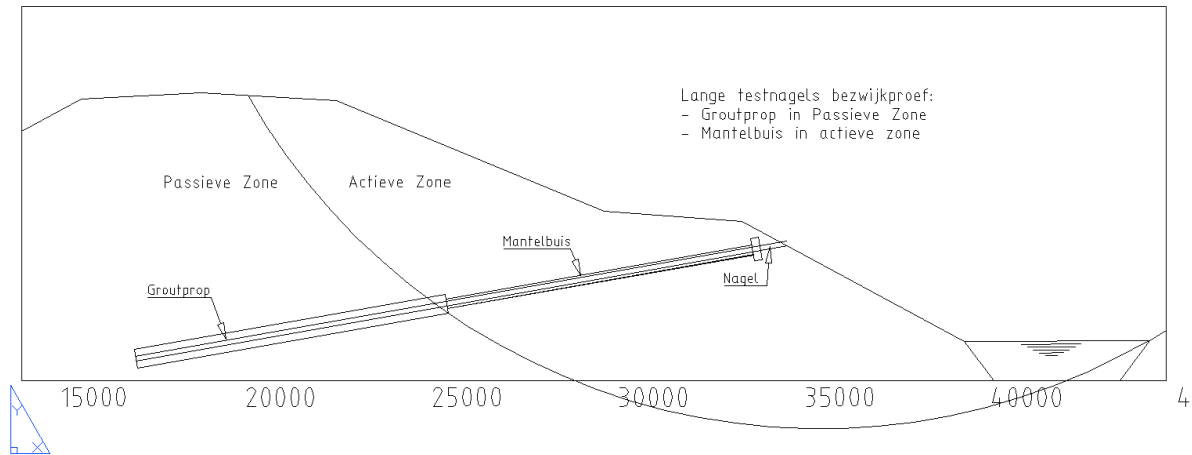
Om de uitgangspunten van het ontwerp te valideren worden 6 testnagels aangebracht voorafgaand aan de start van de eigenlijke uitvoering. Deze nagels worden beproefd door deze met een vijzel in verschillende stappen te belasten tot het moment van bezwijken. De resultaten worden teruggekoppeld aan de constructeur. Deze verifieert de aangenomen waarden met de in de praktijk gemeten waarden uit de berekening.

Eventueel kan bij testresultaten die lager uitvallen dan de aangenomen waarden het ontwerp aangepast worden:

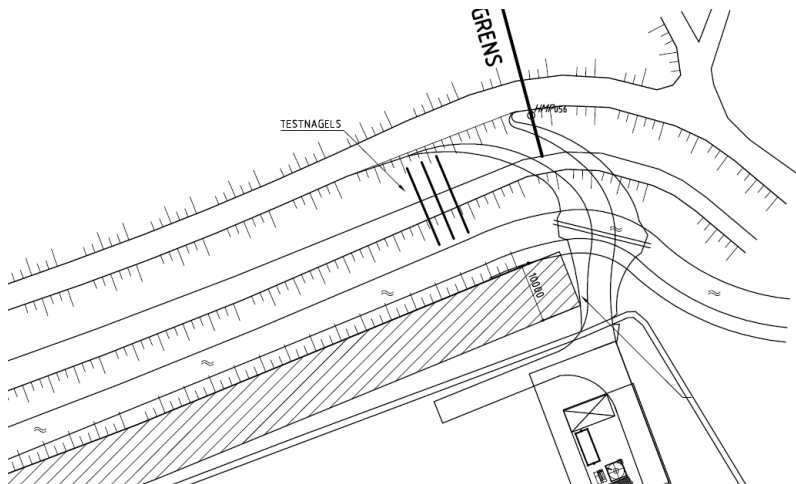
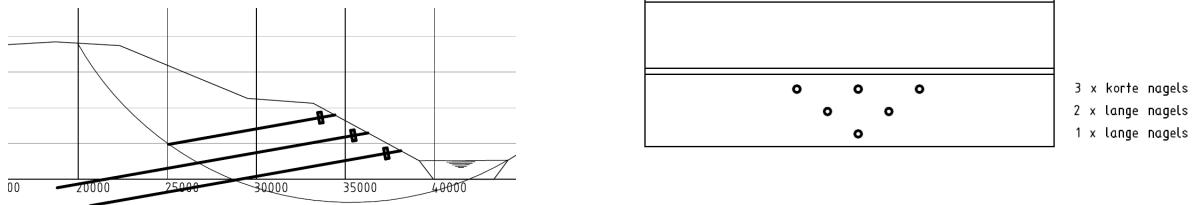
- Aanpassingen in tussenafstand tussen de nagels
- Aanpassingen in de lengte van de nagels.

Daar de draagkracht van de nagels in zowel de actieve als in de passieve zone van de glijcirkel van belang zijn, worden 3 van de 6 nagels in de actieve zone geplaatst (korte nagels) en 3 van de 6 nagels als groutankers met de groutprop in de passieve zone (lange ankers). Deze laatste 3 zullen in het actieve gebied voorzien zijn van wrijvingsreducerende maatregelen om verstoringen in de meetgegevens tegen te gaan. Hiertoe worden deze ankers waar nodig uitgevoerd in een grotere diameter en voorzien van een gladde mantelbuis.





Figuur 13: voorbeeld vorm testnagels in actieve en passieve zone



Figuur 14 & 15 & 16: positie testnagels

Meetcriteria:

Bezwijkbelasting is de belasting waarbij een kruipmaat van 2 mm is gemeten. De kruipmaat wordt als volgt bepaald:

$$k = \frac{u_2 - u_1}{\log t_2 - \log t_1}$$

waarbij geldt:

- u_1 is de ankerkopverplaatsing op tijdstip t_1 [mm]
- u_2 is de ankerkopverplaatsing op tijdstip t_2 [mm]
- t_1 is het tijdstip na aanvang van de belastingstap [minuten]
- t_2 is het tijdstip einde waarnemingsperiode van de belastingstap [minuten]



In de praktijk betekent dit dat de belasting op de nagel in de onderstaande stappen opgevoerd wordt tot:

Final sequence 1,00 P0 = **65kN** (zie tabel in paragraaf 8.4.1.2):

- Kruip wordt bepaald op $t_1=90$ min en $t_2=180$ min

Daarna wordt de belasting opgevoerd tot 1,25 P0 = **81,25 kN**

- Indien Kruip $t_1=90$ min en $t_2=180$ min $\leq 2,0$ mm: nagel is niet bezwaken
- Indien Kruip $t_1=90$ min en $t_2=180$ min $> 2,0$ mm: nagel is bezwaken

Na afronden van de proef zullen mogelijke holle ruimten worden nageïnjecteerd.

8.4.1.2 Testopstelling en testprocedure

In onderstaande foto wordt de uitvoering van de beproeving geïllustreerd.



Figuur 17: voorbeeld meetopstelling

Testmaterieel

Het vizel moet een minimale capaciteit hebben welke even groot is als de maximum test belasting. De slag van het vizel moet voldoende groot zijn om herpositionering van het vizel te voorkomen.

Meting van de toegepaste krachten

De belasting kan direct of indirect gemeten worden. Indirect door het aflezen van de druk gebruikt door het vizel of direct door het plaatsen van een drukdoos. Wanneer drukdozen gebruikt worden moet er een extra meetsysteem aanwezig zijn.

Reactie van het systeem

Het vizel moet door een voldoende stijve constructie worden ondersteunt. Het systeem moet zo ontworpen zijn dat het geen invloed heeft op de gemeten bezwijkbelasting of het vergroten van de draagkracht van het oppervlak.

Verplaatsingmetingen

Het meten van de verplaatsingen moet gebeuren met een nauwkeurigheid van +/- 0,1 mm. De verplaatsingen moeten los van de meetopstelling en buiten het invloedsgebied van de nagel staan. De meting mag niet worden beïnvloed door klimaat effecten of vibraties vanuit de achtergrond. Er moet continu kunnen worden gemeten zonder het herpositioneren van het meetinstrument.

Voorbelasting

De voorbelasting bedraagt normaliter 50 kN met een maximum van 10% van de berekende testbelasting. De voorbelasting is voor het minimaliseren van de niet elastische verplaatsingen als gevolg van het overwinnen van inwendige wrijvingen. Gezien de zeer geringe krachten, maar ook de praktische behoefte, wordt hier gekozen voor een voorbelasting van 10 kN.

Statische testbelasting

De statische belastingtest bestaat uit het in stappen vergroten van de testbelasting en bij iedere belasting stap wordt de verplaatsing gemeten. Het aantal stappen, de duur van de belastingstap en de criteria voor de kruip zijn afhankelijk van het type test dat wordt uitgevoerd.



De testprocedure

Afhankelijk van het type test, ontwerp onderzoek of Acceptatietest worden het aantal cycli, de belastinggrootte en stappen bepaald. Volgens de NEN EN 14490 mag het verplaatsingsverschil tussen twee meetmomenten niet meer dan 0,5 mm bedragen.

Gelet op het feit dat de nagels de houdkracht grotendeels aan cohesieve lagen ontleen wordt het testprotocol zoals beschreven in prEN ISO 22477-5 aangehouden. De testprocedure is in onderstaande tabel weergegeven:

Table A.1 — Loading sequence for investigation test (Method 1)

Cycle	Maximum load	Minimum observation period at maximum load (min)	
		Non-cohesive soil and rock	Cohesive soil
1	0,40 P_p	15	15
2	0,55 P_p	15	15
3	0,70 P_p	30	60
4	0,80 P_p	30	60
5	0,90 P_p	30	60
6	1,00 P_p	60	180

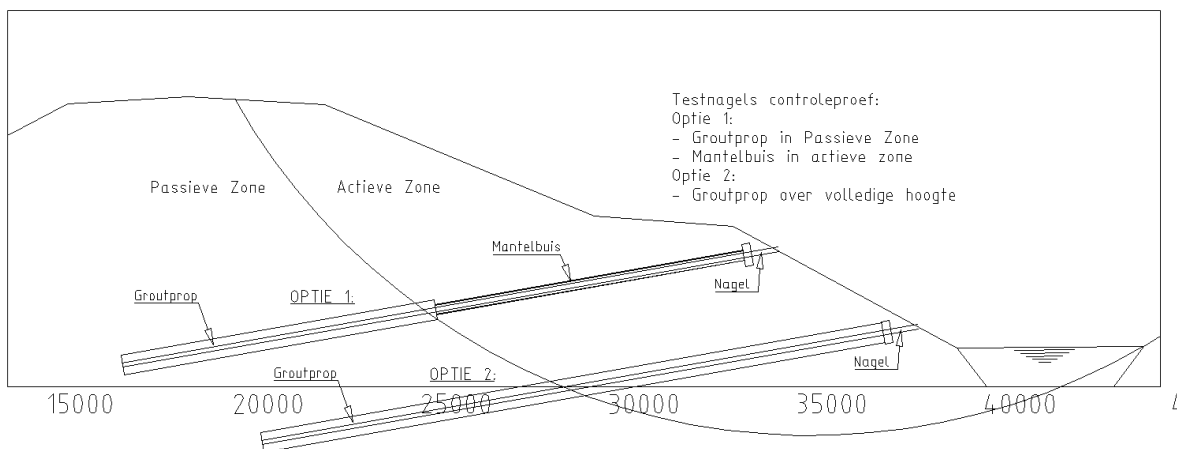
8.4.2 Validatie uitvoeringsmethode

De uitvoeringsmethode wordt gevalideerd middels het beproeven van de aangebrachte nagels. Deze beproevingen worden, in overstemming met de Europese regelgeving, uitgevoerd conform het principe "controleproef" (zie paragraaf 8.4.2.1)

8.4.2.1 Controleproef

Uitgaande van een geotechnische categorie 3 dient, conform de Europese uitvoeringsnorm NEN EN 14490, op minimaal 3% van de nagels een controleproef te worden uitgevoerd.

Aangezien een standaard controleproef niet goed aansluit bij de constructieve werking van de nagel, is besloten de 10 stuks nagels een controleproef uit te voeren waarbij de helft van de nagels (5 st.) speciaal worden geassembleerd (OPTIE 1). De te beproeven geassembleerde nagels worden over de actieve zone voorzien van een mantelbuis om aanhechting in de actieve zone te voorkomen. Na het testen wordt de nagel tot aan maaiveld afgevuld met grout, en wordt de mantelbuis verwijderd. De overige helft van de te beproeven nagels (5 st.) zullen beproefd worden middels een standaard controleproef waarbij de hele prop wordt beproefd (OPTIE 2). De te beproeven nagels worden gelijkmatig verdeeld over het werkveld. De daadwerkelijk te beproeven nagels worden in overleg met de constructeur in het werk bepaald al naar gelang de voortgang van de werkzaamheden.



Figuur 18: voorbeeld controleproeven optie 1 en 2

Meetfrequentie:

Eenmalig op 10 st. van de aangebrachte nagels. Gelijkmatig verdeeld over werkveld.

Meetcriteria:

Bij controleproeven geldt een kruipmaat in de laatste belastingstap van 1 mm als criterium voor de acceptatie.



In de praktijk betekent dit dat de nagel voldoet bij:

Final sequence 1,00 P₀ = **65kN** (zie onderstaande tabel) waarbij:

- Kruip $t_1=7$ min en $t_2=15$ min $\leq 1,0$ mm
- Kruip $t_1=15$ min en $t_2=30$ min $\leq 1,0$ mm (indien kruip tussen $t_1=7$ min en $t_2=15$ min $>1,0$)

De testprocedure

Gelet op het feit dat de nagels de houdkracht grotendeels aan cohesieve lagen ontleen wordt het testprotocol zoals beschreven in prEN ISO 22477-5 aangehouden. De testprocedure is in onderstaande tabel weergegeven:

Load step	Maximum load	Minimum duration of observation period (min)	
		Non-cohesive soil and rock	Cohesive soil
1	0,40 P _p	1	1
2	0,55 P _p	1	1
3	0,70 P _p	1	1
4	0,85 P _p	1	1
6	1,00 P _p	5	15

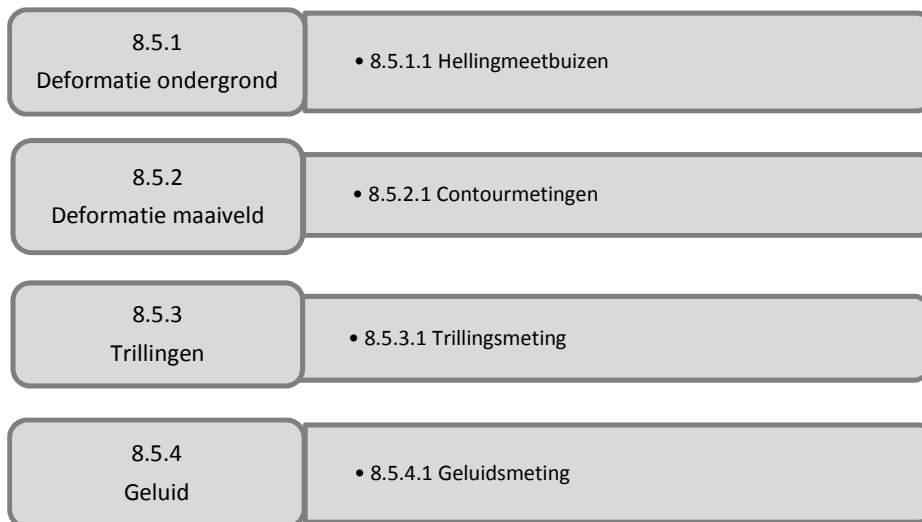
8.5 Monitoring omgeving

De Dijkvernageling wordt aangebracht in, of aangrenzend aan bebouwd gebied. Ter plaatse van bestaande constructies (kunstwerken, gebouwen) en andere vervormingsgevoelige objecten zoals kabels en leidingen is de bewaking van de vervormingen en trillingen noodzakelijk. Hierdoor kan het risico op schade aan de gevoelige objecten tijdig worden onderkend en kan actie worden ondernomen.

Voor het beschouwde dijktracé gelden de volgende mogelijk kwetsbare objecten:

- aan de oostzijde van het tracé staat een pand mogelijk binnen de invloedzone van het werk;
- Middels een KLIC melding is vastgesteld dat nabij de buitenkruin een laagspanningskabel aanwezig is en in de binnenberm een communicatiekabel.

Het monitoren van de omgeving bestaat uit het monitoren van de deformaties in het dijklichaam alsmede de tijdens uitvoering geproduceerde trillingen en geluid. Schematisch ziet dit er als volgt uit:



Metingen van deformaties in het dijklichaam zijn al benoemd in par. 8.3.2. Voor metingen in de omgeving gelegen buiten het werktracé is monitoring in raai 3 voorzien.

8.5.1 Deformaties in ondergrond

Onder deformaties in de ondergrond worden onderlinge vervormingen van grondlagen in het dijklichaam verstaan



alsmede vervormingen van de dikte van de grondlagen in het dijklichaam of zakking van de dijk als geheel. Deze deformaties zullen met name van toepassing zijn op de kabels in de dijk. De deformaties worden gemonitord middels hellingmeetbuizen (zie paragraaf 8.5.1.1). Gezien de aard en de ligging van de aanwezige kabels is nadere monitoring hiervan niet noodzakelijk of voorzien.

N.B. voor de monitoring van het dijklichaam worden tevens hellingmeetbuizen gemonitord. Zie paragraaf 8.3.2.1. Beide monitoringen worden gelijktijdig uitgevoerd.

8.5.1.1 Hellingmeetbuizen

Zie par. 8.3.2.1 m.n. raai 3.

Meetfrequentie:

- Eenmalig voorafgaand aan de uitvoering als nulmeting
- Twee maal per week gedurende de eerste week van het aanbrengen van de dijkknagels. Daarna eens per twee weken of vaker indien de voorgaande hellingmetingen of de voorgaande contourmetingen (zie 8.3.3.1) daartoe aanleiding geven
- Eenmalig aansluitend aan uitvoering
- Eenmalig aansluitend aan eerste winterseizoen na uitvoering

8.5.2 Deformaties op maaiveld

Onder deformaties op maaiveld worden vervormingen of verplaatsingen van het dijklichaam als geheel in dwarsrichting op – (x-richting) en/of in langsrichting van de as van de dijk (y-richting) verstaan. Deze deformaties zullen met name van toepassing zijn op de kabels in de dijk. De deformaties worden gemonitord middels contourmetingen (zie paragraaf 8.5.2.1). Gezien de aard en de ligging van de aanwezige kabels is nadere monitoring hiervan niet noodzakelijk of voorzien.

8.5.2.1 Contourmetingen

Zie par. 8.3.3.1 m.n. raai 3.

Meetfrequentie:

- Eenmalig voorafgaand aan de uitvoering als nulmeting
- Een maal per twee weken tijdens het aanbrengen van de dijkknagels
- Eenmalig aansluitend aan uitvoering
- Eenmalig aansluitend aan eerste winterseizoen na uitvoering

8.5.3 Trillingen

Om de toekomstige toepassingen van Dijkvernageling zo realistisch mogelijk te benaderen, worden de geproduceerde trillingen gemonitord middels een trillingsmeting (zie paragraaf 8.5.3.1)

8.5.3.1 Trillingsmetingen

Om de geproduceerde trillingen inzichtelijk te maken en deze te bewaken, wordt een trillingsmeting uitgevoerd. Een trillingsmeter wordt geplaatst op ca 15 m. afstand van de werkzaamheden. Deze trillingsmeter registreert continu de geproduceerde trillingen en de omgevingstrillingen. De trillingsmeter waarschuwt bij een overschrijding van de vooraf ingestelde maximale waarde conform reguliere SBR richtlijnen.

Meetfrequentie:

- Continu gedurende duur meting

8.5.4 Geluid

In tegenstelling tot de traditionele dijkversterking middels het aanbrengen van een damwand in het dijklichaam, worden bij Dijkvernageling nauwelijks geluid geproduceerd. Om de referentie naar de damwanduitvoering te kunnen maken en om mogelijke overschrijding van de geluidsnormen richting omgeving en werknemers te bewaken wordt het geproduceerde geluid gemonitord middels een geluidsmeting (zie paragraaf 8.5.4.1)

8.5.4.1 Geluidsmetingen

Om de geluidsproductie te monitoren wordt een geluidsmeting uitgevoerd waarbij zowel piek als langdurige geluidsbelasting bepaald wordt.

Meetfrequentie:

- 2 x in eerste maand uitvoering

Consortium Dijkvernageling



Project : Dijkvernageling Vianen
Werknummer : W13-043

Pagina : 18 van 31
Opsteller : D. de Wit
Datum : 29-04-2015
Rev. : 06
Doc. : W13-043-DWP-001

10 BIJLAGEN



10.1 Veiligheids Risico-inventarisatie monitoren

De methode bestaat erin een inschatting te maken van

W = de waarschijnlijkheid dat het risico op stilstand of ongeval zich uit.

B = de blootstelling aan het risico.

E = de mogelijke ernst van het risico.

De risicograad R = de vermenigvuldiging van de drie factoren (W x B x E).

In de PRIE bladen van Volker Staal en Funderingen is de weging opgenomen na het nemen van beheersmaatregelen. De risico's voor het nemen van beheersmaatregelen zijn beoordeeld, maar voor de leesbaarheid van de PRIE bladen achterwegen gelaten.

Waarschijnlijkheid (W) =	
te verwachten	10
goed mogelijk	6
ongewoon maar mogelijk	3
alleen mogelijk in grensgeval	1
denkbaar maar onwaarschijnlijk	0,5
praktisch onmogelijk	0,2
nagenoeg ondenkbaar	0,1

Blootstelling (B) =	
voortdurend	10
dagelijks ben code 5556	6
wekelijks	3
maandelijks	2
enkele malen per jaar	1
zeer zelden > jaarlijks	0,5

Ernst van de gevolgen = (E)			
catastrofe	vele doden	schade > € 250.000	100
ramp	meerdere doden	€ 125.000 < schade < € 250.000	40
zéér ernstig	één dode	€ 25.000 < schade < € 125.000	15
ernstig ++	invaliditeit	€ 2.500 < schade < € 25.000	7
belangrijk	letsel met werkverlet	€ 250 < schade < € 2.500	3
gering	letsel zonder werkverlet	schade < € 250	1

Risico-index (R = W x B x E) > betekenis en gevolgen ervan		
R < 020	Zéér beperkt risico	aanvaardbaar in het dagelijks werk
020 < R < 070	Een zeker risico is mogelijk	Aandacht en waakzaamheid geboden
070 < R < 200	Belangrijk en ernstig risico	Gerichte maatregelen te nemen
200 < R < 400	Hoog risico op incident	Directe verbetering in omstandigheden
400 < R	Onaanvaardbaar risico	Onmiddellijk de werkzaamheden stoppen

Consortium Dijkvernageling



Project : Dijkvernageling Vianen
 Werknummer : W13-043

Pagina : 20 van 31
 Opsteller : D. de Wit
 Datum : 29-04-2015
 Rev. : 06
 Doc. : W13-043-DWP-001

10.1.1 Rie bezwijk- en controleproeven

Risico	Beheersmaatregel	W	B	E	R	Actienemer
☒ Beknellen door draaiende machine	☐ Afzetten werkterrein ☒ Instructie	3	6	3	54	Consortium Dijkvernageling (CD)
☒ Omvallen / kantelen door Slechte grondslag	☐ Grondverbetering ☒ Plaatsen op werkplateau ☐ Vastzetten/vullen silo's	1 1	6 6	15 15	105 105	CD
☒ Vallende voorwerpen Breken/losraken tijdens hijswerkzaamheden	☐ Gevaarlijke zone afzetten. ☒ Juiste hijsmiddelen toepassen ☒ Toepassen gecertificeerd materieel	3	6	3	54	CD
☒ Toxische vloeistoffen Diesel olie	☐ Veiligheidsblad opgenomen in deelwerkplan ☒ Gebruiken PBM's (type PVC of Nitril rubber)	0.5	3	1	1.5	CD
☒ Toxische vloeistoffen Hydroliek olie	☐ Veiligheidsblad opgenomen in deelwerkplan ☒ Gebruiken PBM's (type PVC of Nitril rubber)	0.5	2	3	3	CD
☒ Milieu risico's	☒ absorberende materialen t.b.v. bestrijden calamiteiten ☒ Matrieel zo veel mogelijk horizontaal opstellen tijdens tanken	1	1	7	7	CD

Consortium Dijkvernageling



Project : Dijkvernageling Vianen
Werknummer : W13-043

Pagina : 21 van 31
Opsteller : D. de Wit
Datum : 29-04-2015
Rev. : 06
Doc. : W13-043-DWP-001

10.1.2 Rie Contourmetingen. Monitoren hellingmeetbuizen, stijgbuizen, waterspanningsmeters, zakkaken, geluidsmeting

Risico	Beheersmaatregel	W	B	E	R	Actienemer
☒ Overreden worden door voertuigen op openbare weg	☒ Gebruiken PBM's (reflecterende kleding)	3	3	15	135	CD
	☒ Bebording plaatsen "werk in uitvoering" en "30 km"					
☒ Schrikreactie derden	☐ Werkzaamheden afschermen voor zicht vanaf openbare weg	3	3	15	135	CD
	☒ Bebording plaatsen "werk in uitvoering" en "30 km"					

Consortium Dijkvernageling



Project : Dijkvernageling Vianen
Werknummer : W13-043

Pagina : 22 van 31
Opsteller : D. de Wit
Datum : 29-04-2015
Rev. : 06
Doc. : W13-043-DWP-001

10.2 Technische risico-inventarisatie monitoren

PROJECT : Dijkvernageling Vianen OPDRACHTGEVER : WSRL				Datum : 19-02-2014 Revisie : 0 Blad: 1 van 1		
Onderdeel	Risico	Oorzaak	Gevolgen	Maatregelen	Actienemer	Verantwoordelijke
Uitvoering	Omvalen mobiele kraan	Slechte ondergrond	Onveilige situatie	Voldoende draagkrachtige ondergrond & werkruimte Stempels van kraan op schotten / kraan op schotten	CD	CD
	Te weinig opstelruimte	Nevenconstructie	Monitoring kan niet worden uitgevoerd	werklocatie / bouwterrein aanpassen	CD	CD
	Vallen trekvijzel	Verkeerd hijsen	gevaar voor medewerker / constructie	De juiste hijsmiddelen gebruiken	CD	CD
	Begaanbaarheid bouwterrein slecht	Slappe ondergrond	Omvalen materieel Onveilige werkruimte personeel	Machine op draglineschotten /	CD	CD
	Uitvoering langs weg/fietspad	Passerende fietsers en auto's	Gevaarlijke situatie ongevallen	Hesjes dragen Toolbox Snelheidsverminderende maatregelen of deels wegversmalling	CD CD WSRL	CD CD WSRL

Consortium Dijkvernageling



Project : Dijkvernageling Vianen
Werknummer : W13-043

Pagina : 23 van 31
Opsteller : D. de Wit
Datum : 29-04-2015
Rev. : 06
Doc. : W13-043-DWP-001

10.3 Monitoringsplan

Onderdeel	Monitoringsvlak	Methode	Locatie	Aantal	Diepte	PERIODE			
						Voor uitvoering	Gedurende uitvoering	Direct na uitvoering regulier	Eerste jaar na uitvoering
Dijklichaam	Waterover-spanning in dijklichaam	Water spannings meters	2 raaien dwars op as. Nabij binnenkruin (DO02) en halverwege binnentalud (DO-01)	2 x 1 stuks.	in cohesieve lagen die doorboord worden	Indien elektronisch: continu in laatste week voorafgaand aan start	Indien elektronisch: continu tijdens aanbrengen nagels		
						Indien handmatig: 1x per dag in twee weken voorafgaand aan start	Indien handmatig: 1x per dag Tijdens uitvoering 6 dichtstbijzijnde nagels continu		
		Peilbuizen	2 raaien dwars op as dijk. Nabij buitenkruin (enkel raai 1) en binnenkruin	1 x 2 stuks 1 x 1 stuks	In eerste zandlaag;	1x per week in vier weken voorafgaand aan start	6x pu / continu ged. laatste 2 w.dgn voor start en ged. eerste 2 w.dgn na start; Daarna 2x per dag		
	Deformatie in ondergrond	Hellingmeet buizen	3 raaien halverwege binnentalud	3 x 1 stuks	1 m onder diepste inboorniveau	1x	2x per week in 1 ^e week. Daarna 1x per 2 wkn of vaker igv aanleiding	1x	1x na eerste winter-seizoen
	Deformatie op maaiveld	Contour metingen	3 raaien. Maatvoeringsspijkers om de 20 m in hart rijweg.	3 x 11 stuks ca 14 stuks	Op maaiveld	1x	1 x per 2 wkn	1x	1x na eerste winter-seizoen
Vernageling	Validatie uitgangspunten ontwerp	Bezwijkproef	2 x3 nagels; n.t.b. bij voorkeur direct buiten dijkvak	2x 3 stuks	1 x 3 stuks kort / in actieve zone; 1 x 3 lang / in passieve zone	1x			
	Validatie uitvoeringsmethode	Controleproef	gelijkelijk verdeeld	3% van nagels			1x op 10 st. nagels 5 st. geassembleerd, 5 st. regulier		

Consortium Dijkvernageling



Project : Dijkvernageling Vianen
 Werknummer : W13-043

Pagina : 24 van 31
 Opsteller : D. de Wit
 Datum : 29-04-2015
 Rev. : 06
 Doc. : W13-043-DWP-001

Onder deel	Monitorings vlak	Methode	Locatie	Aantal	Diepte	PERIODE			
						Voor uitvoering	Gedurende uitvoering	Direct na uitvoering regulier	Eerste jaar na uitvoering
Omgeving	Deformatie in ondergrond	Hellingmeet buizen	3 raaien halverwege binnentalud	3 x 1 stuks	1 m onder diepste inboorniveau	1x	2x per week in 1 ^e week. Daarna 1x per 2 wkn of vaker igv aanleiding	1x	1x na eerste winter- seizoen
	Deformatie op maaveld	Contour metingen	3 raaien. Maatvoeringsspijkers om de 20 m in hart rijweg.	3 x 11 stuks ca 14 stuks	Op maaiveld	1x	1 x per 2 wkn	1x	1x na eerste winter- seizoen
	Trillingen	Trillingsmeting	Op vast punt binnen invloedsgebied aan oostzijde	1 object. Aantal n.t.b.	Op / Boven maaveld		Continu gedurende duur meting		
	Geluid	Geluidsmeting	op 10m van bron	2 stuks	Op maaiveld		2x in eerste maand		

Consortium Dijkvernageling



Project : Dijkvernageling Vianen
Werknummer : W13-043

Pagina : 25 van 31
Opsteller : D. de Wit
Datum : 29-04-2015
Rev. : 06
Doc. : W13-043-DWP-001

10.4 Keuringsplannen

Volker Staal en Funderingen		KEURINGSPLAN – INSPECTIE EN TESTPLAN						Document nr. : 00005081.docx					
		Project : Dijkvernageling Vianen Werknummer : W13-043 Opdrachtgever : WSRL Behorend bij (deel)werkplan: W13-042-DWP-001						Revisie : Datum : Opgesteld : Gekeurd :					
Nr.	Keuringsactiviteit	Wie	Wanneer	Methode/ procedure	Criteria	Registratie	Document functie	Inspectiecode					
								O.A.		Cons. Dijkvernageling		O.G.	
	Wateroverspanningen												
	Waterspanningsmeters	CD	Mon.plan	Digitale meting	-	Registratielijst	A	M		R		R	
	Peilbuizen	CD	Mon.plan	Handmatig / digitaal		Registratielijst	A			M		R	
	Deformaties												
	Hellingmeetbuizen	CD	Mon.plan	Handmatig	-	Registratielijst	A			M		R	
	Zakbaken	CD	Mon.plan	Survey		Survey rapport	A			M		R	
	Contourmetingen	CD	Mon.plan	Survey		Survey rapport	A	M		R		R	
	Validaties												
	Bezwijkproef	CD	Mon.plan	Trekproef	-	Engineerings rapport	A/S	I		W		B	
	Controleproef	CD	Mon.plan	Trekproef		Engineerings rapport	A/S	I		B		B	
	Trillingen												
	Trillingsmeting	CD	Mon.plan	Trillings meters	-	Registratielijst; melding bij overschrijding	A	M		R		R	
	Geluid												
	Geluidsmeting	CD	Mon.plan	OA	-	Rapport OA	A	I		R		R	

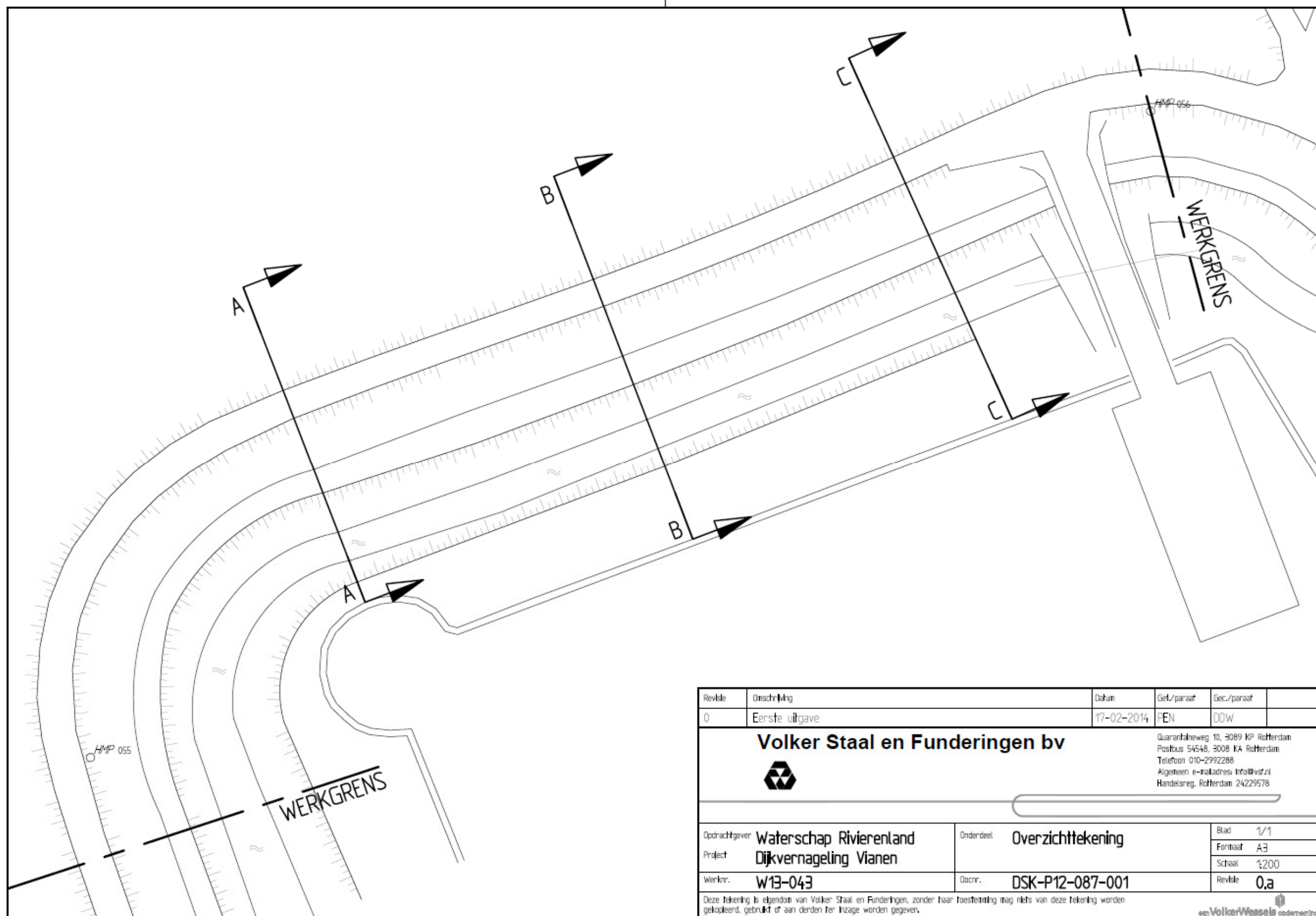
Documentfunctie	O=voor interne controle	A=opnemen in kwaliteitsdossier		S=document moet door opdrachtgever getekend worden (acceptatie)		
Inspectiecode	I=inspectie	R=Rapport/document beoordeling	W=wachtpunt	Door:		Datum:
	G=acceptatie handeling of vrijgave materialen	V=visueel onderzoek	B=bijwoonpunt	Gekeurd CD	Naam: Functie	
		M=monitoring		Gekeurd OG	Naam: Functie	



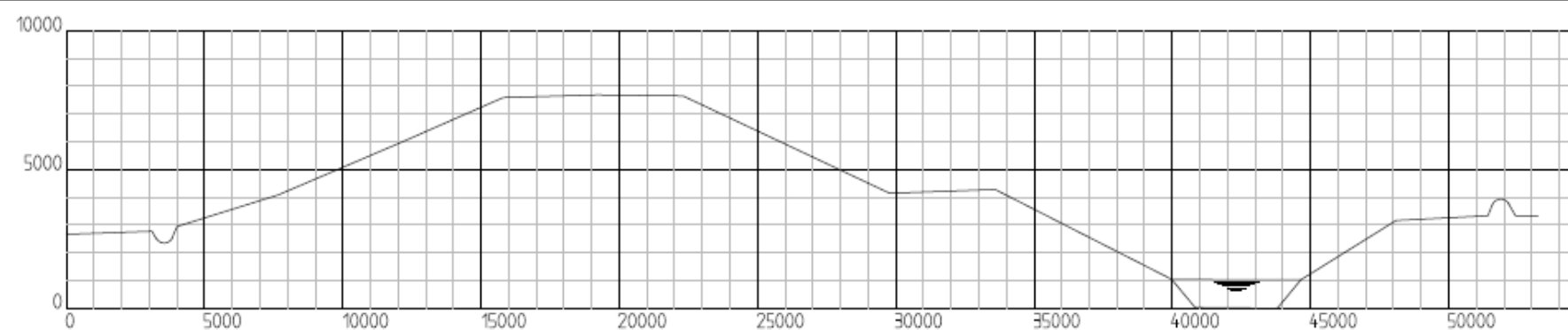
Project :Dijkvernageling Vianen
Werknummer :W13-043

Pagina : 26 van 31
Opsteller : D. de Wit
Datum : 29-04-2015
Rev. : 06
Doc. : W13-043-DWP-001

10.5 Overzichtstekeningen

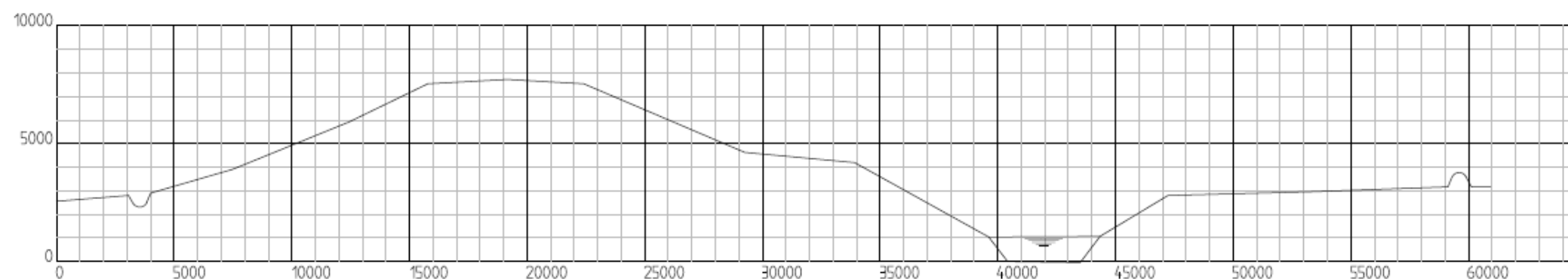


Revisie	Omschrijving	Datum	Get./paraaf	Gec./paraaf
0	Eerste uitgave	17-02-2014	PEN	DDW
Volker Staal en Funderingen bv  Quarantelneweg 10, 3089 KP Rotterdam Postbus 54548, 3008 KA Rotterdam Telefoon 010-2992288 Algemeen e-mailadres: info@vst.nl Handelsreg. Rotterdam 24229578				
Opdrachtgever	Waterschap Rivierenland	Onderdeel	Overzichttekening	
Project	Dijkvernageling Vianen	Blad	1/1	
Werknr.	W13-043	Docnr.	DSK-P12-087-001	
Deze tekening is eigendom van Volker Staal en Funderingen, zonder haar toestemming mag niets van deze tekening worden gekopieerd, gebruikt of aan derden ter inzage worden gegeven.		Formaat	A3	
		Schaal	1:200	
		Revisie	0.a	



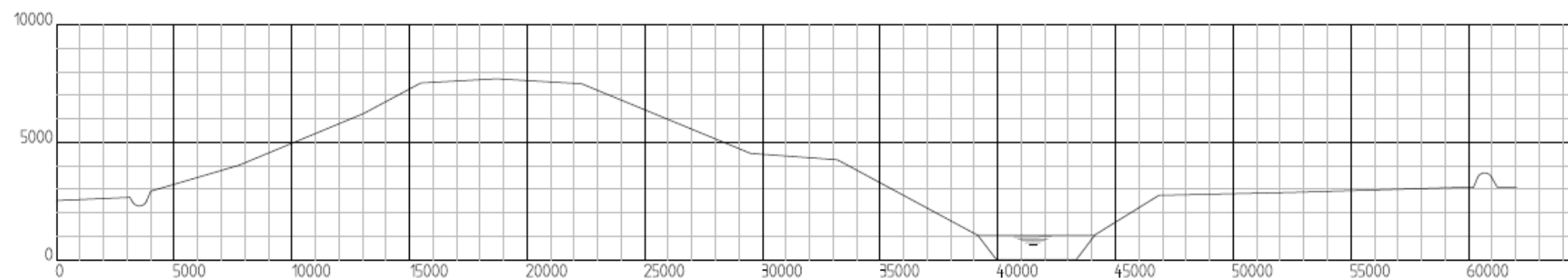
DWARSPROFIEL A-A

Schaal 1:200



DWARSPROFIEL B-B

Schaal 1:200



DWARSPROFIEL C-C

Schaal 1:200

Revisie	Omschrijving	Datum	Get./paraaf	Gecc./paraaf	
0	Eerste uitgave	17-02-2014	PEN	DDW	
Volker Staal en Funderingen bv			Quarantijnweg 10, 3089 KP Rotterdam Postbus 54548, 3008 KA Rotterdam Telefoon 010-2992288 Algemeen e-mailadres: info@vst.nl Handelsreg. Rotterdam 24229578		
					
Opdrachtgever Waterschap Rivierenland		Onderdeel Dwarsprofielen A-A t/m C-C	Blad 1/1		
Project Dijkvernageling Vianen			Formaat A3		
Werknr. W13-043		Docnr. DSK-P12-087-002	Schaal 1:200		
			Revisie 0.a		
Deze tekening is eigendom van Volker Staal en Funderingen, zonder haar toestemming mag niets van deze tekening worden gekopieerd, gebruikt of aan derden ter inzage worden gegeven.					



Project :Dijkvernageling Vianen
Werknummer :W13-043

Pagina : 29 van 31
Opsteller : D. de Wit
Datum : 29-04-2015
Rev. : 06
Doc. : W13-043-DWP-001

10.6 Technische specificaties



10.6.1 Specificatie waterspanningsmeters

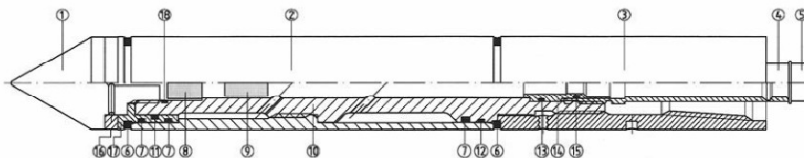
De sensoren bestaan uit een plastic of stalen conus van ongeveer 4 cm diameter met daarachter het 'meetgedeelte' van ongeveer 15 cm lengte. Het meetgedeelte bevat een kwartskristal dat afhankelijk van zijn vervorming een bepaalde spanning afgeeft. Dit geeft een maat voor de heersende absolute druk. Deze moeten dus nog worden gecorrigeerd voor luchtdruk om de werkelijke waterspanning te kunnen bepalen; daarom dient bij elke waterspanningsmeting tegelijkertijd ook een luchtdrukmeting te worden uitgevoerd. Bij het uitleesinstrument voor de waterspanningsmeters is een digitale barometer meegeleverd. Ook kunnen de sensoren op een datalogkast worden aangesloten voor continue metingen.

Zoals aan de sensor te zien is worden ze 'verloren' geplaatst, d.w.z. eenmaal geplaatst is de sensor niet meer terug te halen. Voordeel is dat er niet met oplengbuizen hoeft te worden gewerkt; deze zijn in de praktijk nogal kwetsbaar tijdens uitvoering.

De meetkabel kan worden ingegraven en via een sleuf tot buiten de teen van het werk worden getrokken. Daarna kan er gewoon een volgende slag overheen worden gespoot of gereden en ligt de kabel beschermd. Deze methode is al op een aantal natte en droge werken toegepast; vrijwel alle waterspanningsmeters hebben hier tot het einde van het werk gefunctioneerd.



Figuur 1: Geopoint waterspanningssensor en uitleesinstrument (rechts).



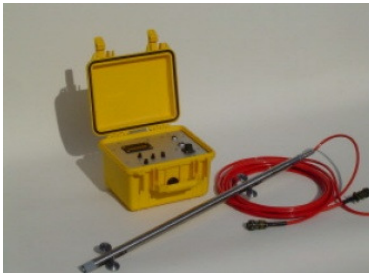
Figuur 2: Schematische tekening waterspanningsmeters Geopoint Systems.



10.6.2 Specificaties hellingmeetbuizen

Voor elke meting moet op de logger de totale lengte van de hellingmeetbuis worden ingesteld (bv 7 m). Tevens moet aan de te meten buis een serienummer worden toegekend. Vervolgens wordt de inclinometer neergelaten tot onderaan de hellingmeetbuis, en in stappen van telkens 0,5 m (aangegeven op kabel) omhoog gehaald. Het instrument voert over elke 0,5 m een meting van scheefstand (verdraaiing) in X- en Y-richting uit en slaat deze automatisch op. De opgeslagen waarden zijn gegeven in millivolt (mV). Elke buis dient per meetsessie twee keer te worden gelogd, een 0-graden meting en een 180-graden meting (meetinstrument halve slag gedraaid).

De metingen van de verschillende buizen worden na het uitvoeren van een meetsessie via een datakabel naar de PC overgezet. In een verwerkingssheet worden de 0- en 180-graden metingen per buis gemiddeld. Zoals vermeld zijn deze metingen gegeven in millivolt; via een calibratiefactor (die specifiek voor de gebruikte inclinometer geldt!), worden de gemiddelde waarde uiteindelijk omgerekend naar hoekverdraaiingen. Ten slotte wordt op basis van de gemeten hoekverdraaiingen per buis de vervorming over de diepte bepaald.



Figuur 1: Inclinometerset. Links de logger (met accu), rechtsvoor de sensor die in de hellingmeetbuis wordt neergelaten. De afstand tussen de meetwielen op de sensor is 0,5 m



Figuur 2: Hellingmeetbuis