RAPPORTAGE

CRUX

CRUX Engineering BV
Pedro de Medinalaan 3c
NL-1086 XK Amsterdam
Tel: +31 (0)20 - 494 30 70
Fax: +31 (0)20 - 494 30 71
info@cruxbv.nl
www.cruxbv.nl

OPDRACHTGEVER	Waternet Dhr. K. Zondervan Postbus 94370 1090 GJ Amsterdam		
PROJECTNUMMER	17435		
DOCUMENTNUMMER	RA17435a	VERSIE	3
OPGESTELD	ir. E.S.D. El Banna		
GECONTROLEERD	ing. J.A. Zwaan		
VRIJGAVE	ing. J.A. Zwaan		
DATUM	29-01-2018		

Rapport [RA17435a3]

Review dijkversterking Angstelkade Braambrugge

VERSIEGESCHIEDENIS

REV.	DATUM	OPMERKING
1	11-10-2017	-
2	29-12-2017	Toevoeging toetsing L603
3	29-01-2018	Conclusies bijgewerkt

© 2018 CRUX Engineering BV
Niets uit dit drukwerk mag worden verveelvoudigd, opgeslagen in een geautomatiseerd gegevensbestand en/of openbaar gemaakt, in enige vorm op enige wijze, hetzij elektronisch, mechanisch, microfilm zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van CRUX Engineering BV, noch mag het zonder een dergelijke toestemming worden gebruikt voor enig ander werk dan waarvoor het is vervaardigd.

Documentlocatie:
P:\171xx\17435 Waternet waterkering Kleiweg Baambrugge\01 RAP\RA17435a3 Review dijkversterking Angstelkade Baambrugge.docm
Formulier RA-01-v17.0622

Inhoudsopgave

1 INLEIDING 3

1.1 Projectomschrijving 3
1.2 Doel 4

2 ONTWERPUITGANGSPUNTEN 5

2.1 Ter beschikking gestelde documenten 5
2.2 Bodemopbouw en geohydrologie 5

3 ONDERZOCHTE VARIANTEN 7

3.1 Variantenstudie 7
3.1.1 Deelgebied B 7
3.1.2 Varianten deelgebied C 9
3.2 Compleetheid van de oplossingen 9
3.3 Haalbaarheid beschouwde varianten 10
3.3.1 Kleiweg 10
3.3.2 Dorpstraat 14
3.3.3 Conclusie 16

4 UITGANGSPUNTEN VOORKEURSVARIANT 17

4.1 Opbouw van de constructie 17
4.2 Gehanteerde bodemopbouw 17
4.3 Corrosie 19
4.4 Maatregelenpakket 19
4.4.1 Waterhuishouding in dijk en polder 19
4.4.2 Kabels en leidingen 20
4.4.3 Bebouwing 20
4.5 Conclusie 20

5 BEREKENINGEN 21

5.1 Algemeen 21
5.2 Beschouwing berekeningen RHDHV 21
5.3 Beschouwing berekeningen Waternet 22
5.3.1 Typen berekeningen 22
5.3.2 Damwandberekeningen 22
5.3.3 Stabiliteitsberekeningen 23
5.4 Conclusie 23

6 RISICO-ANALYSE 25

6.1 Problematiek van omgevingsbeïnvloeding bij projecten 25
6.2 Aanpak beïnvloeding door vervormingen 26
6.3 Aanpak beïnvloeding door trillingen 26
6.4 Trillingsprognose CRUX 27
6.4.1 Bepaling rekenwaarden van de grenswaarden 27
6.4.2 Rekenkundige voorspelling en invloedsgebied 28
6.5 Uitvoeringsaspecten 29

7 CONCLUSIE 32

Lijst van Figuren

Figuur 1 Toetsing dijklichaam in 2008 3
Figuur 2 Projectlocatie Baambrugge 4
Figuur 3 Deelgebied B 7
Figuur 4 Deelgebied C 7
Figuur 5 Variant 3cii 8
Figuur 6 Afwegingen tabel 8
Figuur 7 Variant 1a 9
Figuur 8 Afwegingen tabel 9
Figuur 9 Demontabele / tijdelijke kering 10
Figuur 10 Hoogteligging Kleiweg 11
Figuur 11 Doorsnede ter plaatse van Kleiweg 36 12
Figuur 12 Doorsnede ter plaatse van Kleiweg 32 12
Figuur 13 Overgangsgebied 13
Figuur 14 Hoogteligging Dorpsstraat 14
Figuur 15 Doorsnede ter plaatse van Dorpsstraat 23 14
Figuur 16 Voorbeeld lijngoot 15
Figuur 17 Gemeten hoogtes in NAP ter plaatse van Dorpsstraat 43 en 45 16
Figuur 18 Locatie maatgevende sonderingen 17
Figuur 19 Installatieniveau damwanden 19
Figuur 20 Rekenmodel "Bodemopbouw obv S6 ... onverankerde stalen damwand" [7] 21
Figuur 21 Rekenmodel uit damwandberekeningen Waternet [11] 22
Figuur 22 Rekenmodel stabiliteitsberekening Waternet [11] 22
Figuur 23 Berekening met talud 23
Figuur 24 Trillingsprognose bij maximale slagkracht van 350 kN 29
Figuur 25 Stelling Kandt 30
Figuur 26 Drukken van damwanden d.m.v. Silentpiler 31

Lijst van Tabellen

Tabel 1 Hydrologische aspecten 6
Tabel 2 Bodemopbouw en rekenwaarden grondparameters Waternet [10] 18
Tabel 3 Bodemopbouw en representatieve grondparameters RHDHV [7] 18
Tabel 4 Grenswaarden conform SBR-A, frequentie afhankelijk 28

Lijst van Bijlagen

Bijlage 1 Sonderingen S01, S06 en S11
Bijlage 2 Memo ME174535a2 Review D-Sheet berekening
Bijlage 3 Trillingsprognose

1 Inleiding

De waterkering in de dorpskern van Baambrugge langs de Angstel is in zijn geheel te laag en voldoet deels niet aan de stabiliteitseisen om voldoende veiligheid te bieden tegen overstroming. De veiligheid van het dijklichaam is in 2008 getoetst door Waternet en is als niet veilig beoordeeld, zie Figuur 1. Het project "dijkverbetering Angstelkade Baambrugge" is daarom opgenomen in het Actieprogramma Veilige Waterkeringen [1].

De dijkpercelen aansluitend op het betreffende dijkvak in de dorpskern van Baambrugge zijn reeds in de winterperiode 2014/ 2015 opgehoogd en binnenwaarts versterkt in het kader van groot onderhoud. In de dorpskern loopt de waterkering ter plaatse van de Dorpsstraat en de Kleiweg.
De dijk is een zogenoemde boezemwaterkering. Deze waterkering beschermt het dorp en de omliggende polder tegen het hoger gelegen boezemwater uit de Angstel.

Dijktraject	Lengte in meters	Hoogte Voldoende	Hoogte Onvoldoende	Stabiliteit Voldoende	Stabiliteit Onvoldoende	Meters die Voldoen
PO2-030B	352	0	352	200	152	0
PO2-031B	209	0	209	159	50	0

Figuur 1 Toetsing dijklichaam in 2008

1.1 Projectomschrijving

Ter plaatse van de Dorpsstraat en de Kleiweg is de kering 10-30 cm te laag en voldoet hiermee niet aan de minimale eis van NAP +0,10m over 1,5 m breedte. Omdat het niet mogelijk is de weg op te hogen zonder grote nadelen voor de woningen langs de weg, de waardevolle bomen en zonder verregaande aantasting van het beschermde dorpsgezicht, is door Waternet en gekozen voor het verplaatsen van de waterkering/referentielijn naar de oever van de Angstel. Tevens blijkt uit de rioleringstekeningen van de Gemeente de Ronde Venen dat de buitendijks gelegen percelen op hetzelfde riool zijn aangesloten als de binnendijkse gelegen percelen. Dit betekent dat bij een hoog watersituatie het water uit de Angstel via het riool, door de woningen heen naar de polder gaat

stromen. Om bovenstaande redenen is in het ontwerp gekozen de dijk te vervangen voor een stalen damwandconstructie en te verplaatsen naar de zijde van de Angstel.

Figuur 2 Projectlocatie Baambrugge

1.2 Doel

Aan CRUX is in opdracht van Waternet gevraagd om de uitgangspunten, randvoorwaarden en gehanteerde rekenmethodiek voor het geotechnisch ontwerp van de damwandconstructie aan de oever van de Angstel te beoordelen. Tevens moeten de overwegingen waarmee tot het gekozen ontwerp is gekomen worden geëvalueerd en moeten eventuele alternatieven worden beschouwd/ aangedragen. Ten slotte worden de risico's die samenhangen met de gekozen oplossing beoordeeld op compleetheid en genomen mitigerende maatregelen.

De bewoners willen graag de volgende punten in de opdracht formulering aan CRUX meegeven:

- Beoordelen van effectiviteit van de geplande werken en de risico's daarvan voor de betrokken bewoners.
- Eventuele voorstellen voor alternatieven.
- Een toets op volledigheid van de ontwerpgegevens, die Waternet tot nog toe uitgewerkt heeft.

2 Ontwerpuitgangspunten

2.1 Ter beschikking gestelde documenten

Door de opdrachtgever zijn de volgende documenten ter beschikking gesteld als basis voor de review op het ontwerp van de dijkversterking.

[1] Actieprogramma Veilige Waterkeringen Waterschap AGV.
[2] Royal HaskoningDHV; notitie Analyse mogelijke varianten Dijkverbetering Baambrugge; BC2777-102/N001/901691/Amst rev 4 d.d. 14-06-2013;
[3] Hoogheemraadschap Amstel, Gooi en Vecht; rapport *Startnotitie dijkverbetering Angstelkade – Baambrugge*; 15.134207 d.d. 17-11-2015;
[4] Hoogheemraadschap Amstel, Gooi en Vecht; notitie *Dijkverbetering Angstelkade Baambrugge – maatregelenpakket*; 00.4068 d.d. 17-11-2015;
[5] Waternet; rapport *Ontwerp dijkverbeteringsplan* versie 2.0; 00.4068/006 d.d. 09-06-2017;
[6] Royal HaskoningDHV; notitie Baambrugge – geohydrologische analyse aanbrengen beschoeiing Angstel; WATBC2777N020F02 d.d. 11-10-2016;
[7] Royal HaskoningDHV; notitie *Update ontwerp met onverankerde damwand en aanbeveling legger regionale kering Baambrugge*; M%ABC2777AHON003F01 d.d. 19-01-2017;
[8] Multiconsult; rapport *Bodemonderzoek langs de Westoever van de Angstel te Baambrugge*; JS/BM150067/002401 d.d. 06-03-2015;
[9] Royal HaskoningDHV; tekening *Dijkverbetering Angstelkade Baambrugge – Damwandtracé*; BC2777-100-100_1176_VO-802 d.d. 22-02-2016;
[10] Waternet; notitie *Angstelkade-Baambrugge – Leggerberekening*; 16.078218 d.d. 26-08-2016;
[11] Waternet; notitie *Dijkverbetering Angstelkade Baambrugge – aanvullende leggerberekeningen*; 17.069953 d.d. 23-03-2017;
[12] Royal HaskoningDHV; tekening *Dijkverbetering Angstelkade Baambrugge – Nieuwe situatie*; BC2777-105-100_1135_002 d.d. 06-06-2017.

2.2 Bodemopbouw en geohydrologie

Ter bepaling van de grondopbouw zijn 11 sonderingen gemaakt, met hart-op-hart afstanden van circa 50 meter. De sonderingen zijn opgenomen in Bijlage 1. Deze sonderingen zijn gemaakt vanaf het water. Onder de bodem van de Angstel is de bodemopbouw hiermee in beeld gebracht. Boven NAP -2 m geven de sonderingen geen informatie.

Vanaf maaiveld gezien bestaat de bodemopbouw uit een Holocene deklaag bovenop een dik Pleistoceen pakket. De Holocene deklaag is heterogeen en bestaat uit zowel klei, veen als zand. In de polders bestaat de deklaag uit een kleidek bovenop veen (Hollandveen) [8]. In de Angstel varieert de bodemopbouw van klei bovenop zand tot (Holland)veen bovenop klei. De bodemopbouw langs de Angstel varieert sterk. Voor dit project zijn er daarom drie maatgevende sonderingen gehanteerd zoals gepresenteerd in paragraaf 4.2.

In Tabel 1 zijn een aantal relevante hydrologische aspecten weergegeven [6].

Tabel 1 Hydrologische aspecten

Parameter	Eenheid	Waarde
Angstel - Streefpeil	[m NAP]	-0,4
Angstel - Bovengrens dagelijks peilbeheer	[m NAP]	-0,2
Angstel - Maatgevend hoogwaterpeil	[m NAP]	0,0
Polderpeil omgeving	[m NAP]	-1,4 (circa 1m lager dan streefpeil Angstel)
Freatische grondwaterstand - gemiddeld	[m NAP]	-0,4*
Stijghoogte Pleistoceen - gemiddeld	[m NAP]	-2 à -2,5

3 Onderzochte varianten

3.1 Variantenstudie

In 2013 is door RHDHV in een variantenstudie kwalitatief allerhande varianten beschouwd [2]. Hierin wordt onderscheidt gemaakt voor onder andere deelgebied B (Figuur 3) en C (Figuur 4). In de memo is een globale vergelijk gemaakt van de varianten en is nog niet de technische haalbaarheid van de verschillende varianten uitvoerig beschouwd.

Figuur 3 Deelgebied B

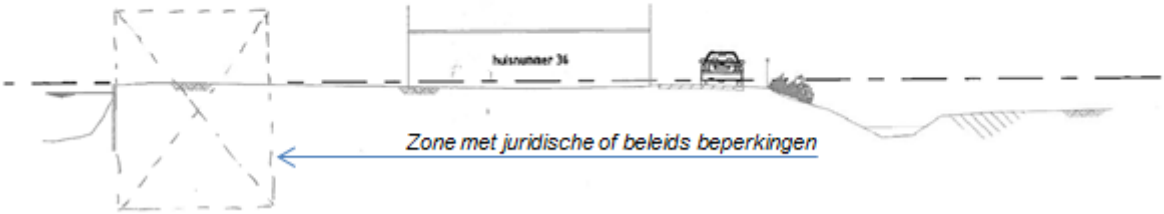
Figuur 4 Deelgebied C

Per deelgebied is een afweging gemaakt van de mogelijk opties voor een dijkversterking.

3.1.1 Deelgebied B

In totaal zijn 15 oplossingen voor dit gebied beschouwd. Uit de notitie blijkt dat variant 3cii als meest gunstige variant is aangemerkt, zie hieronder.

c. Constructie (beschoeiing)
   i. veel verboden
   ii. weinig verboden door uitzondering op beleid te maken



Figuur 5 Variant 3cii

Samenvatting varianten

	1a	1b	2a	2b	3a	3b	3ci	3cii	4a	4b	5	6	7	8a*	8b*
Veiligheid (structureel)	++	++	+	+	++	+	+	+	++	+	+	-	-	0	0
Landschappelijk	+	0	0	0	+	0	+	++	++	+	0	++	++	++	++
Impact op bebouwing	0	0	++	+	++	++	++	++	++	++	0	++	++	++	++
Impact op beplanting	++	++	++	++	0	++	0	++	++	++	0	++	++	++	++
Ruimtebeslag polderzijde	0	+	++	++	++	++	++	++	++	-	++	++	++	++	++
Ruimte beslag boezemzijde	++	++	++	++	++	++	++	++	-	-	++	++	++	++	++
Juridisch	++	++	++	++	-	-	-	+	0	0	-	0	+	+	+
Ecologisch	++	++	++	++	+	0	+	++	0	-	+	++	++	++	++
Risico's	-	-	++	++	++	++	++	++	++	++	++	-	0	+	+
Score	**10**	**11**	**15**	**14**	**11**	**10**	**10**	**16**	**11**	**5**	**7**	**10**	**12**	**14**	**14**

Figuur 6 Afwegingen tabel

Bovenstaande tabel kan alleen goed worden gelezen met de volledige beschrijving van de verschillende overwegingen.

In de startnotitie van het Hoogheemraadschap [3] uit 2015 zijn onderstaande vier varianten beschouwd:

- Variant A Kruinverhoging (niet in Dorpsstraat)
- Variant B Binnenwaartse verbetering in grond (stabiliteitsmaatregel)
- Variant C Vervangende waterkering, diep gefundeerd scherm
- Variant D Dijkverlegging

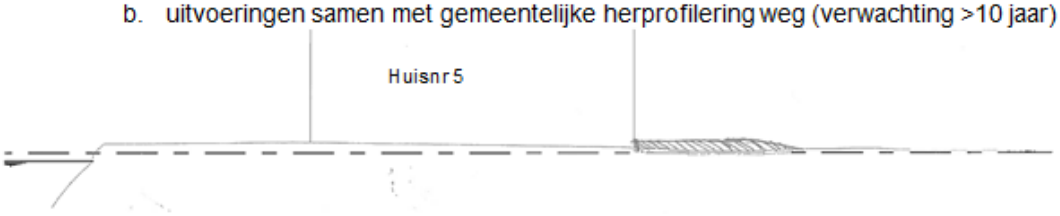
Variant D komt overeen met variant 3cii uit de eerdere beschouwing van RHDHV. Dit is uiteindelijk niet de voorkeursvariant waarvoor is gekozen aangezien het volledige dijklichaam in de achtertuinen komt te liggen (in combinatie met een lichte beschoeiing). In de startnotitie wordt deze variant afgedaan als niet haalbaar gezien alle beperkingen die gelden voor het gebruik van de tuinen. Bij de aanleg moet een vrij brede strook grond functievrij worden gemaakt en moeten verwijderen bomen en schuren worden verwijderd. Ook is moet het dijklichaam gedurende het gebruik periodiek op hoogte worden gebracht. Dit is zowel voor het waterschap als de bewoners/ eigenaren niet als een duurzame oplossing beschouwd.

In de startnotitie is gekozen voor variant C.

3.1.2 Varianten deelgebied C

In totaal zijn 4 oplossingen voor dit gebied beschouwd. Uit de notitie blijkt dat variant 1a als meest gunstige variant is aangemerkt, zie hieronder.

1. Ophogen weg dorpskern
   a. nu zelfstandig uitvoeren
   b. uitvoeringen samen met gemeentelijke herprofilering weg (verwachting >10 jaar)



Figuur 7 Variant 1a

	1a	1b	2	3
Veiligheid (structureel)	++	+	++	0
Landschappelijk	++	++	0	++
Impact op bebouwing	+	+	+	++
Impact op beplanting	++	++	0	++
Ruimtebeslag polderzijde	nvt	nvt	nvt	nvt
Ruimte beslag boezemzijde	nvt	nvt	nvt	nvt
Juridisch	++	+	-	+
Ecologisch	++	++	-	++
Risico's	nvt	nvt	nvt	nvt
Score	**11**	**9**	**1**	**9**

Figuur 8 Afwegingen tabel

Bovenstaande tabel kan alleen goed worden gelezen met de volledige beschrijving van de verschillende overwegingen.

Variant 1a uit de memo komt overeen met variant A uit de startnotitie en betreft het ophogen van de bestaande dijk in grond. In de startnotitie wordt deze optie als niet haalbaar geacht door de impact op de bestaande monumentale bomen, het ruimtegebruik en beïnvloeding van de woningen (zakkingen en schade). Om deze redenen is ook voor deelgebied C gekozen voor variant C.

In onderstaande paragrafen worden de overwegingen uit de startnotitie getoetst.

3.2 Compleetheid van de oplossingen

De varianten zijn in algemene zin de meest voorkomende wijzen om een dijkverbetering uit te voeren. In de startnotitie zijn per variant de voor- en nadelen benoemd. De dijk moet op delen zowel worden opgehoogd als worden verstevigd/ verbreed. Ook kan een combinatie van bovenstaande varianten nodig zijn. Variant B is in dit geval niet aan de orde in verband met ruimtegebrek.

Als 5e variant kan de demontabele waterkering in de Kleiweg/ Dorpsstraat worden beschouwd, deze wordt opgebouwd bij dreigend hoogwater en weer afgebroken nadat het risico is geweken (Figuur 9). Deze optie is niet beschouwd in de documenten. STOWA rapport 2008 w05 geeft een keuzemodel waarmee kan worden bepaald of en welk systeem in aanmerking komt voor de versterking. Deze oplossing is in belangrijke mate afhankelijk van de beschikbare tijd tussen de eerste waarschuwing en het opbouwen van de kering. Dit betekent ook dat voor iedere tussenliggende fase

de beschikbare tijd bepaald moet worden en er tussenliggende peilen gedefinieerd moeten worden waarbij bijvoorbeeld de mobilisatie start of de feitelijke bouw van de kering. De mogelijkheid voor het toepassen van een tijdelijke kering kan in dit document niet worden bepaald omdat hierbij teveel factoren een rol spelen waar nu geen inzicht in is. Zo blijven delen van een demontabele kering altijd zichtbaar in de fase waarin deze geen functie hebben, wat conflicteert met het beschermd stadsgezicht in de Dorpsstraat. De oplossing wordt dan ook niet verder uitgewerkt omdat de haalbaarheid onvoldoende kan worden getoetst.

Figuur 9 Demontabele / tijdelijke kering

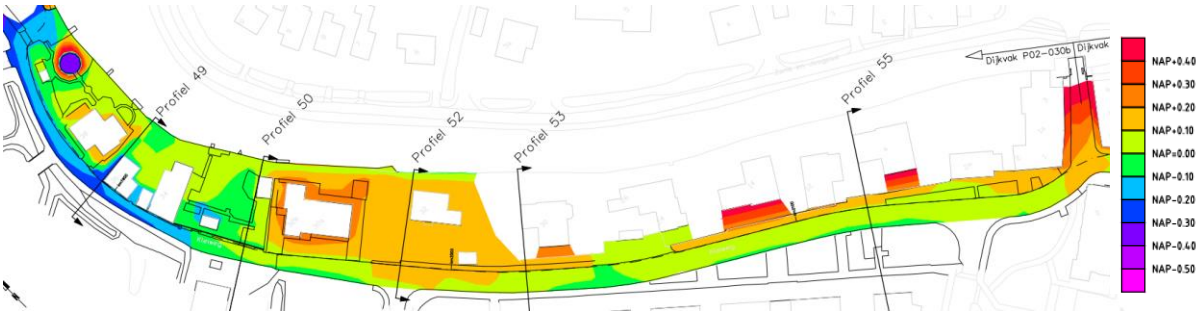
Waterschappen hebben een voorkeur voor het uitvoeren van dijkversterkingen met grond boven andere materialen. Dit komt doordat voldoende ervaring is met het materiaal en dit betrekkelijk onderhoudsvrij is, los van dat dit elke 30 jaar moet worden opgehoogd. Onderhoud voor een damwandconstructie wordt over het algemeen als onwenselijk beschouwd. Uiteraard spelen ook de kosten een rol, waarbij van een standaardsituatie over het algemeen kan worden gesteld dat deze in uitgevoerd in grond goedkoper uitpakt. Ter plaatse van de Kleiweg en Dorpsstraat te Baambrugge is geen sprake van een standaardsituatie.

Bij de aanleg van een dergelijk constructie moet rekening worden gehouden met een aanzienlijke overlast tijdens de aanleg. Ook tijdens een noodsituatie geldt een behoorlijke impact op de omliggende woningen. Bij een dreigende hoogwatersituatie wordt de constructie al opgebouwd, dit komt vaker voor dan dat deze situatie daadwerkelijk optreedt. Tijdens deze situatie zullen de woningen beperkt bereikbaar zijn. Ook is overlast te verwachten tijdens testsituaties. Technisch gezien biedt deze constructie geen oplossing voor de problemen met het hoofdriool dat in contact staat met de riolering buitendijks.

3.3 Haalbaarheid beschouwde varianten

3.3.1 Kleiweg

Op de delen van de Kleiweg die geen oranje tot rode kleur hebben (hoogte kleiner dan NAP +0,1 m) is een ophoging van het bestaande dijklichaam noodzakelijk. In de praktijk komt dit neer op de gehele weg, zoals in Figuur 10



Figuur 10 Hoogteligging Kleiweg

Bij het ophogen van de dijk neemt de spanning op de korrels in de ondergrond toe. Hierdoor vindt zetting (zakking) van het maaiveld plaatst, de korrels worden dichter op elkaar gedrukt. Dit treedt met name op in samendrukbare lagen zoals klei en veen. Hierdoor moet altijd meer grond worden aangebracht dan strikt noodzakelijk om de dijk op hoogte te brengen. Dit zettingsproces treedt (afhankelijk van de dikte van de samendrukbare lagen) op in een aantal jaren.

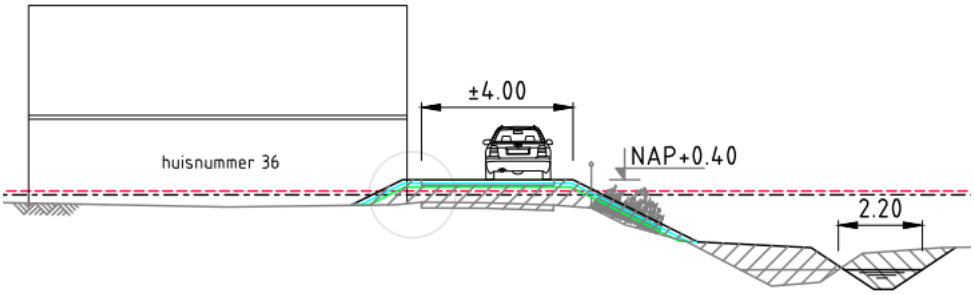
Naast dit zettingsproces is grond onderhevig aan kruip wat ook tot zetting van de ondergrond/ bodemdaling leidt. Deze kruip treedt altijd op ook zonder dat de spanning op de korrels toeneemt. Vergelijk dit met een boekenplank die in de loop van de jaren doorbuigt als gevolg van de boeken die hierop staan. In dit gebied bedraagt de kruip volgens de aangeleverde stukken circa 5 mm per jaar.

Dit is een vrij algemene waarde en is wel afhankelijk van de locatie, aangezien het grondprofiel nogal varieert/ verloopt over het gebied. In het deel met de grootste samendrukbare lagen (vanaf circa nummer 34) neemt de dikte van de kleilaag richting nummer 38 met circa 5 m toe. Dit leidt tot een grotere natuurlijke kruip en bij ophogingen (spanningstoename) tot meer zakking van de ondergrond. Dit is ook te zien in de huidige hoogteligging van de Kleiweg. De blauwe kleuren duiden op een hoogteligging van NAP -0,1 m en lager. Op het overige deel van de Kleiweg ligt de dijk hoger dan dit niveau.

Er zijn geen sonderingen in de weg beschikbaar zodat geen betrouwbare berekening kan worden gemaakt van de zettingen van de dijk. Een kruip van 0,5 cm per jaar (zonder aanvullende ophogingen) lijkt voor dit gebied echter wel te verwachten zodat na 30 jaar de weg/ de dijk 0,15 m lager ligt.

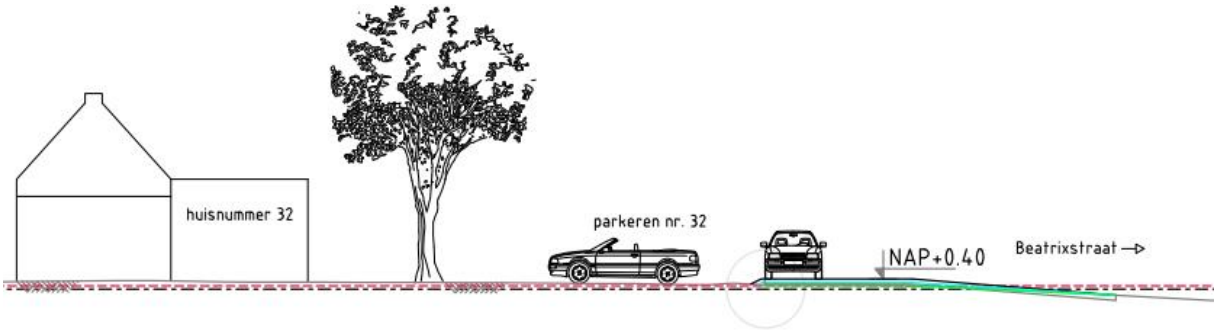
Ter plaatse van nummer 38 moet dus minimaal 0,3 + 0,15 m = 0,45 m worden opgehoogd. Door de spanningsverhogingen als gevolg van het ophogen treedt extra zakking op waardoor nog meer moet worden opgehoogd. Een goede inschatting van de te verwachten zakkingen door het ophogen van de weg kan niet worden gegeven door het ontbreken van grondonderzoek ter plaatse van de weg. Hierdoor de beginsituatie niet duidelijk. Bij een ondergrond van veenlagen kan een extra zakking van 40 tot 60% van de totale zakking optreden. De totaal benodigde ophoging bedraagt dan circa 0,7 m.

Uit onderstaand figuur is af te leiden dat ophogen van de dijk ter plaatse van de Kleiweg 34 -36 niet mogelijk is in verband met het ruimtebeslag. Zoals op Figuur 11 te zien is valt de ophoging binnen het pand. Ook blijkt dat het binnentalud niet stabiel is in de huidige situatie waardoor de binnenzijde van het talud moet worden verbreed en de sloot moet worden verplaatst op particuliere grond.



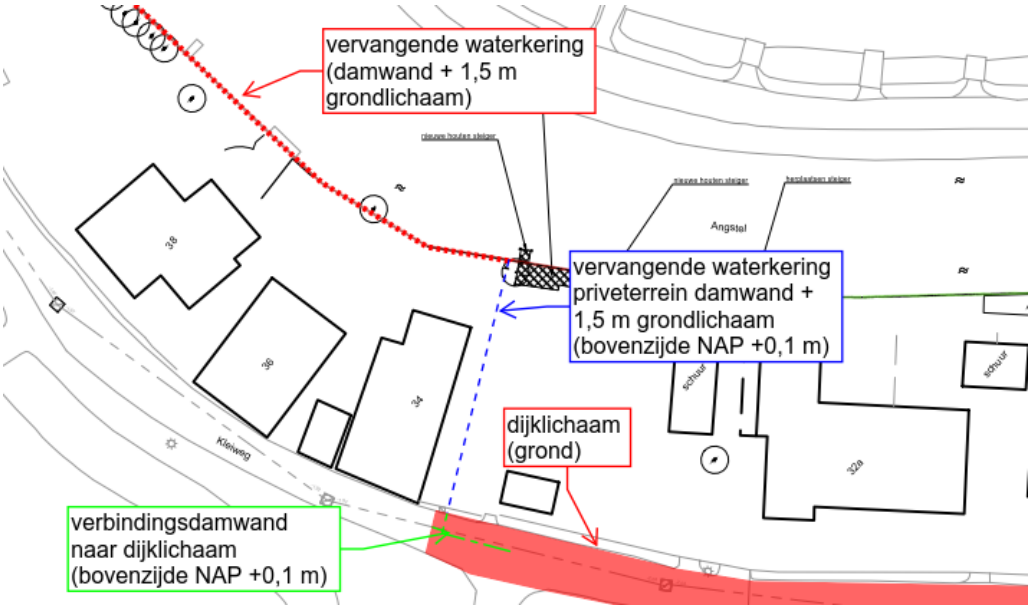
Figuur 11 Doorsnede ter plaatse van Kleiweg 36

Het uitvoeren van een kruinverhoging is op de andere delen van de Kleiweg wel mogelijk. Dit zijn de delen waar de woningen op grotere afstand van de weg zijn gelegen. Een ophoging beïnvloedt in dit geval niet de fundering van de panden door ruimtegebruik, negatieve kleef of de afwatering van de weg. Voor de panden 1 t/m 32a zou een normale ophoging van de weg geen bezwaar opleveren.



Figuur 12 Doorsnede ter plaatse van Kleiweg 32

Een traditioneel dijklichaam op dit deel van het tracé leidt echter tot een zeer onwenselijk en ingewikkeld overgangsgebied. Tussen deze 2 oplossingen moet een waterkerend scherm worden geplaatst welke over privé-grond van de Angstel richting de Kleiweg moet lopen. Achter het scherm moet een grondwal van 1,5 m breed aanwezig zijn (conform het ontwerp van de kade) om te voldoen aan de eisen van de kering. Dit is een zeer ongewenste situatie omdat het onderhoud van de dijk in dit geval komt te liggen in de tuin van nummer 34 / 34A waarbij de bovenzijde over het volledige tracé minimaal NAP +0,1 m bedraagt. Ook moet het binnentalud op NAP +0,1 m worden aangebracht en stabiel worden gehouden. Dit betekent een beperking voor het gebruik van de tuin van 1 van de eigenaren.



Figuur 13 Overgangsgebied

Regionale waterkeringen liggen vaak op particuliere percelen. Geprobeerd wordt om met perceeleigenaren overeenstemming te bereiken over het uitvoeren van de dijkverbetering. Hierbij is de Richtlijn voor medegebruik bij verbetering van secundaire dijken leidend. Uitgangspunt bij deze richtlijn is dat onevenredig nadeel wordt voorkomen. Indien dat redelijkerwijs niet mogelijk is, wordt bekeken of het nadeel teniet gedaan of verminderd kan worden. Dit kan door middel van het treffen van maatregelen of het compenseren op een andere wijze (in natura) , bijvoorbeeld door hekwerken en andere zaken na de werkzaamheden terug te plaatsen. In dit geval kan worden beredeneerd dat de kavels 34/34a onevenredig nadeel hebben ten opzichte van de buren, terwijl variant C kan worden doorgezet over alle tuinen. Daarnaast is deze oplossing in de toekomst lastiger beheersbaar en is nummer 34 op staal gefundeerd waardoor het risico van verzakking van het pand door de ophoging langs de gehele zijgevel wordt vergroot.

Een demontabel kering voor de woningen 34 – 38 in combinatie met een ophoging van de bestaande dijk is hier niet mogelijk omdat de huidige stabiliteit van het dijklichaam onvoldoende is. Een demontabel systeem kan hierbij dus geen uitkomst bieden omdat deze de stabiliteit niet kan vergroten.

In de huidige situatie liggen de woningen buitendijks, hierdoor ontstaat bij een hoogwatersituatie minimaal wateroverlast aan een groot deel van de woningen. In de maatgevende situatie gaat het Waterschap uit van het bezwijken van het voorland van de dijk en de hierbinnen gelegen woningen. Het voordeel van het plaatsen van een waterkerend scherm langs de waterzijde is dat alle woningen binnendijks komen te liggen. Bij hoogwater is in dit geval geen wateroverlast meer te verwachten en is de standzekerheid van de woning gegarandeerd.

De keuze voor een waterkerende scherm biedt ook zekerheid naar de toekomst omdat deze oplossing voor de komende 75 jaar stand houdt. Ophogingen in grond zijn altijd aan zetting onderhevig zodat onderhoud en meerjarige ophogingen benodigd zullen zijn. Doordat de woningen, 32 en 34, volgens opgave van RHDHV, op staal zijn gefundeerd (dus geen paalfundering) wordt het probleem van ophogen in de toekomst alleen maar groter aangezien de panden steeds verder zakken.

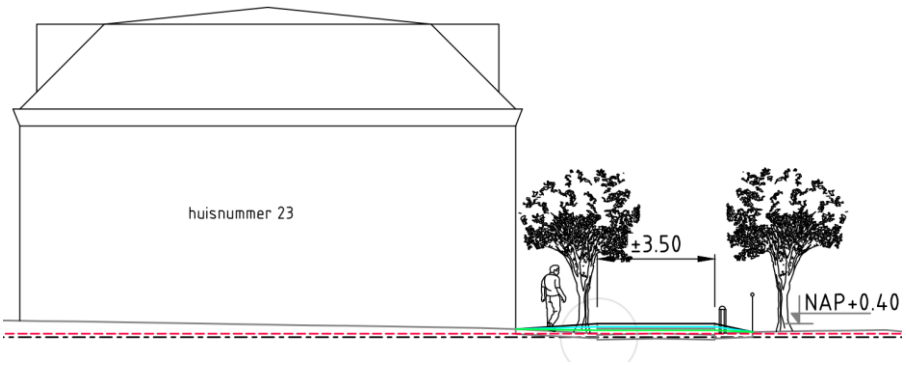
Alles overziend wordt geconcludeerd dat een waterkerend scherm voor de situatie aan de Kleiweg de meest haalbare oplossing betreft en naar de toekomst de minste overlast geeft voor de omgeving

3.3.2 Dorpstraat

Omdat de dijkhoogte op de Dorpsstraat slechts over een zeer beperkt gedeelte niet voldoet, alle lichtgroene delen van de weg in Figuur 14 liggen net niet op voldoende hoogte namelijk tussen NAP 0 m en NAP +0,1 m, ligt het ophogen met grond het meest voor de hand. Bij een referentieperiode van 30 jaar moet echter rekening worden gehouden met het zetten van het wegprofiel als gevolg van de belastingverhogingen in de ondergrond. Daarom moet de weg hoger worden aangelegd dan de benodigde NAP +0,1 m. Uitgaande van een ophoging van maximaal 0,1 m een kruip van 0,15 en een zakking van 50% van de ophoging moet circa 0,4 m worden opgehoogd. Een dergelijk ophoging heeft waarschijnlijk, zonder verdere maatregelen, een zeer nadelig effect op de bestaande bomen in de straat.

Figuur 14 Hoogteligging Dorpsstraat

De weg komt hiermee mogelijk hoger te liggen dan de dorpels van de woningen, zie Figuur 15. Wanneer de dorpels inderdaad lager liggen dan de toekomstige weg, betekent dit dat regenwater van de weg direct afwatert op de woningen.



Figuur 15 Doorsnede ter plaatse van Dorpsstraat 23

Ter plaatse van de Dorpstraat is in dit geval onvoldoende ruimte om een de straat voldoende op te hogen. Dit zou mogelijk kunnen worden opgelost met een lijngoot, zie voor een voorbeeld foto in

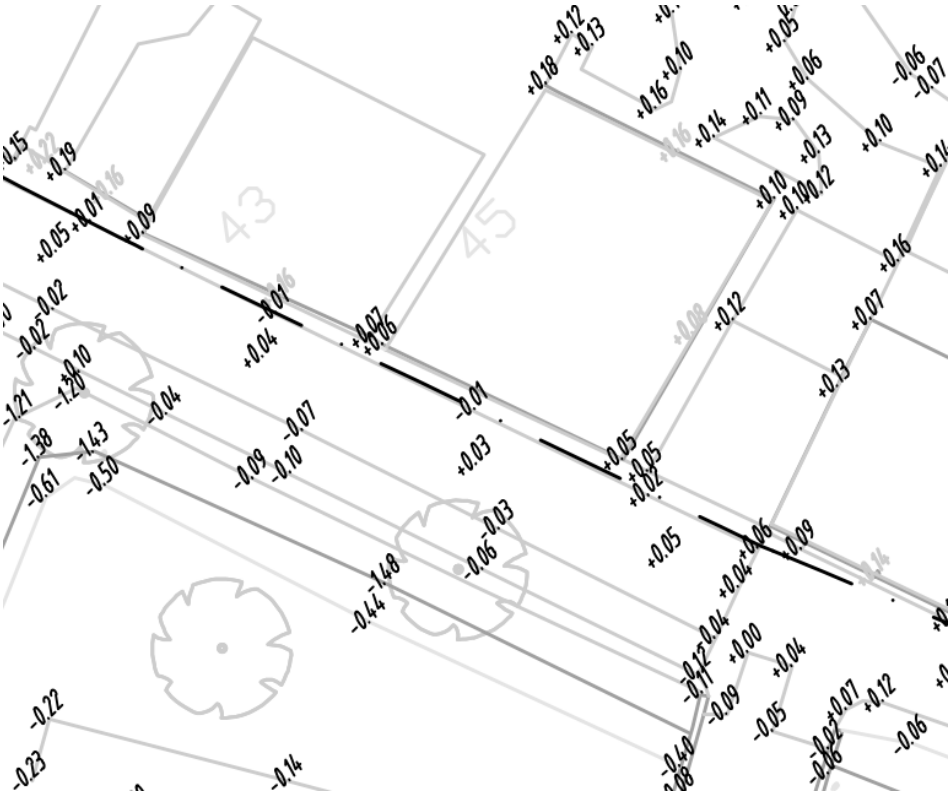
Figuur 16. Deze lijngoot zou dan direct tegen de woning moeten aanliggen wat mogelijk tot problemen met huisaansluitingen en dergelijke kan leiden. Ook bestaat een reële kans op wateroverlast in de woning bij een maatgevende regenbui. Dit is een ongebruikelijke en ongewenste oplossing, normaliter wordt de goot langs de weg geplaatst.

Figuur 16 Voorbeeld lijngoot

De dorpels van de woningen zijn ingemeten en liggen circa 3 tot 50 cm hoger dan de minimale dijkhoogte van NAP +0,1 m. Ter plaatse van nummer 2 ligt de dorpel in de bestaande situatie al 4 cm lager dan de trottoir hoogte. Het trottoir ligt over het algemeen op NAP +0,1 m of hoger. Ter plaatse van Dorpsstraat 43 en 45 lijkt de maatgevende situatie omdat het trottoir hier gemiddeld op NAP +0,05 m ligt, de dorpel hoogte is hier ook minimaal, namelijk NAP +0,16 m bij pand 43. Op basis van deze hoogtes kan worden gesteld dat een ophoging in grond hier niet goed mogelijk is om de volgende redenen:

- De afstand tot de weg is hier zeer gering, bij een ophoging in grond van circa 0,4 m betekent dit dat er regelmatig wateroverlast te verwachten is bij de panden aangezien deze het laagste punt in de straat betreffen.
- De ophoging zorgt voor een verhoging van de korrelspanning in de ondergrond waardoor de weg gaat zakken en de bestaande op staal gefundeerde woningen zal meetrekken. In de toekomst wordt het probleem van op hoogte houden van de dijk in combinatie met de woningen alleen maar vergroot.

Omdat ter plaatse van deze woningen geen mogelijkheid is om op te hogen, rest voor de hele straat alleen nog de oplossing van variant C.



Figuur 17 Gemeten hoogtes in NAP ter plaatse van Dorpsstraat 43 en 45

3.3.3 Conclusie

Op basis van bovenstaande concluderen wij:

1. In de geleverde stukken is niet onderzocht of een demontabele waterkering een haalbare optie betreft. Ter plaatse van de Kleiweg biedt dit echter geen uitkomst omdat hiermee de stabiliteitsproblemen niet worden opgelost. Ter plaatse van de Dorpsstraat conflicteert deze oplossing zeer waarschijnlijk met het beschermde stadsgezicht (niet onderzocht).
2. CRUX onderschrijft dat ter plaatse van nummer 34-38 binnen de beschouwde varianten geen andere optie rest dan variant C. Ondanks dat hier onvoldoende grondonderzoek beschikbaar is om een betrouwbare zettingsberekening te maken is gezien de hoogteligging van de woningen in relatie tot de weg geen ruimte voor een ophoging.
3. Ter plaatse van overige delen van de Kleiweg is een verhoging wel mogelijk maar leidt dit tot een ongewenste situatie voor Kleiweg 34/34a en de beheerder van de dijk, zodat ook hier optie C de meest voor de hand liggende keuze is.
4. Het voordeel van het toepassen van een waterkerend scherm is dat de woningen binnendijks komen te liggen en dat overlast door onderhoud in de komende 75 jaar niet te verwachten is. Ook wordt het probleem van het gecombineerde rioolstelsel opgelost.
5. Ter plaatse van de Dorpsstraat kan niet met grond worden opgehoogd door de beperkte afstand tussen de ophoging en de panden aan de Dorpsstraat 43 en 45. Bij een ophoging worden deze panden teveel beïnvloed (zakkingen) en is regelmatig wateroverlast bij regenbuien te verwachten. Hierdoor rest voor de gehele hele straat alleen nog de oplossing van variant C.

4 Uitgangspunten voorkeursvariant

4.1 Opbouw van de constructie

De stalen damwandconstructie zal over de gehele 561 meter lengte worden aangebracht. De damwandconstructie bestaat uit losse stalen planken die in elkaar vast worden getrild. Conform het bij ons bekende recente ontwerp wordt de constructie gestaffeld aangebracht. Dit betekent dat een lange plank van 9, 10 of 12 meter wordt geïnstalleerd. Dan volgen drie kortere planken van 5 meter en dan volgt weer een lange plank. Dit patroon herhaalt zich over de lengte van de kade.

De hoogte van de gehele damwandconstructie is NAP +0,1m en steekt daarmee 50 cm boven het normale waterpeil uit. Deze hoogte is geborgd omdat de damwanden zettingsvrij worden aangelegd in het Pleistoceen. In de damwanden worden perforaties aangebracht met daarbij een drainkoffer achter de damwand ter voorkoming van verdroging van het achterland.

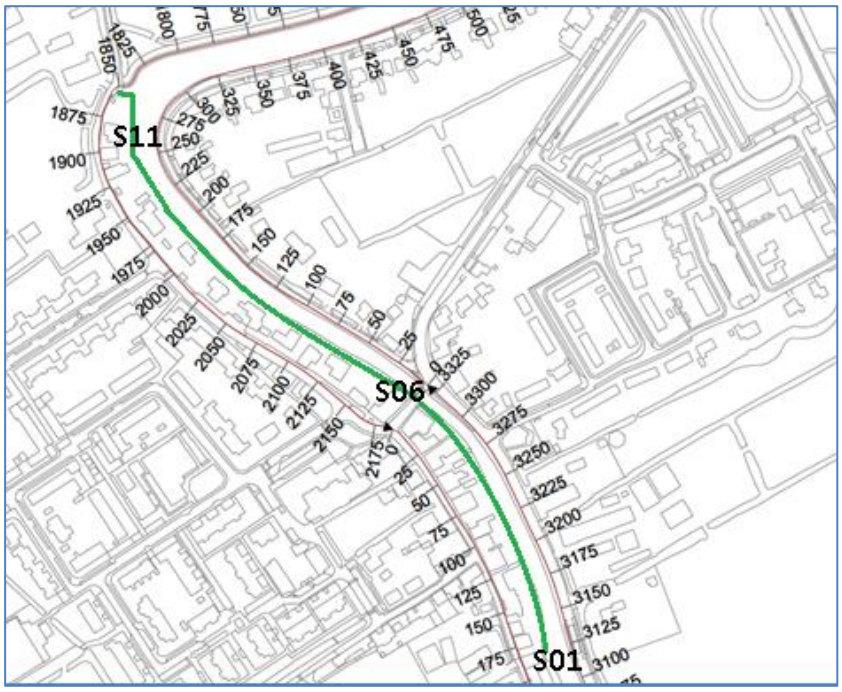
Het constructietype is gewijzigd van een verankerde Pro-lockscherm naar een gestaffelde Larssen 603 damwand zodat:

- het gebruik van een verankering achterwege worden voorkomen;
- de omvang van de kernzone van de kering kan worden beperkt;
- achter de damwand constructies worden aangelegd.

Met deze maatregelen wordt zoveel mogelijk tegemoet gekomen aan de nadelen van de oplossing met een damwand.

4.2 Gehanteerde bodemopbouw

Het damwandtracé is opgedeeld in drie delen op basis van de maatgevende sonderingen (S01, S06, en S11). Deze sonderingen zijn aangegeven in Figuur 18en opgenomen in Bijlage 1.



Figuur 18 Locatie maatgevende sonderingen

In Tabel 2 en Tabel 3 zijn de door Waternet en door Royal HaskoningDHV gehanteerde grondopbouw en bijbehorende grondparameters weergegeven.

De rekenwaarden van de grondparameters van de AGV proevenverzameling 2012 (van Waternet) zijn aangehouden voor de leggerberekening. De grondopbouw van Waternet wijkt enigszins af van de parameters die die RHDHV in zijn damwandberekening heeft aangehouden. Waternet heeft een dikker veenpakket gehanteerd.

Tabel 2 Bodemopbouw en rekenwaarden grondparameters Waternet [10]

Laag	bovenkant laag [..m+NAP]			vol.gew. [kPa]	c' [kPa]	φ [°]	δ [°]
	sondering1	sondering6	sondering11				
Toplaag	0,1	0,1	0,1	18/20	0	30	20
Veen	-0,4	-0,4	-0,4	10,5	1,82	11,37	-
Klei	Nvt	nvt	-3,0	15,4	2,42	19,82	13,21
zand	-3,5	-7,6	nvt	20	0	23	15,33
zand	-8,6	-8,3	-11,0	20	0	25,70	17,13

Tabel 3 Bodemopbouw en representatieve grondparameters RHDHV [7]

Grondlaag	Bovenzijde laag [m NAP]			γ/γ_s [kN/m^3]	φ'_{rep} [°]		c'_{rep} [kPa]		$k_{1/2/3}$ [MN/m^3]
	S1	*S5/6*	*S11*		2%	5%	2%	5%	
Toplaag	+0,1	+0,1	+0,1	18 / 20	30		0		20 / 10 / 5
Klei, humeus*	-0,4	-0,4	-0,4	12 / 12	17,52	28,36	3,96	4,6	2 / 0,8 /0,5
Veen	-2,0	-4,7	-2,0	9,9 / 10,5	17,28	29,87	1,88	1,66	1 / 0,5 / 0,25
Klei	-3,0	nvt	-2,8	15,4 / 15,4	20,43	28,62	4,63	5,05	4 / 2 / 0,8
Zand, los	-4,1	-7,6	-10,5	17 / 20	26,65		0		12 / 6 / 3
Zand, matig vast	-8,6	-8,3	-10,9	18 / 20	30		0		20 / 10 / 5
* = aanname op basis van geologische bronnen en ervaring Waternet									

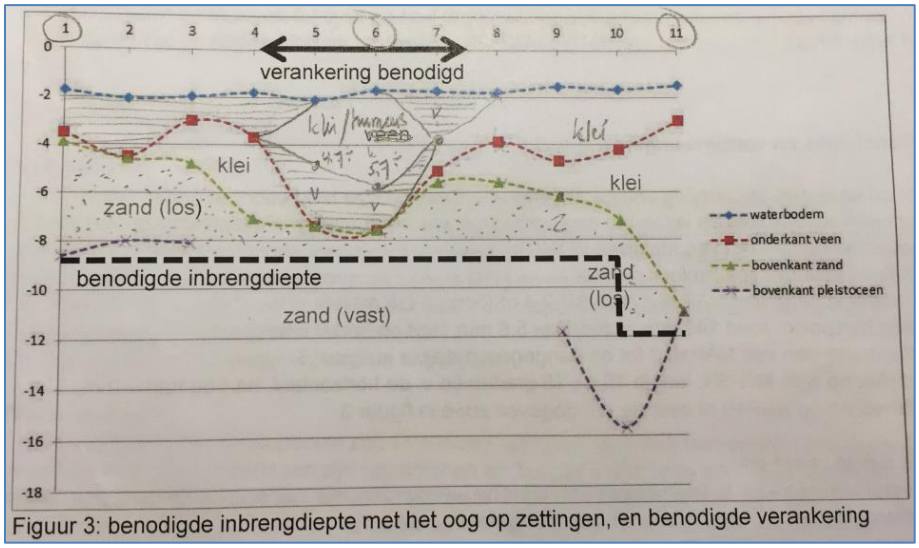
Voor de uiterste grenstoestand (UGT) is gerekend met de grondparameters die zijn bepaald bij 5% rek. De bruikbaarheidstoestand (BGT) is getoetst met grondparameters bij 2% rek.

Waternet hanteert een vrij dik veenpakket direct na de toplaag van 0,5m dik. Op basis van de sonderingen S01, S06 en S11 is de grondopbouw die Waternet hanteert voor sondering S01 en S11 in orde. Voor sondering S6 neigt CRUX eerder naar de grondopbouw zoals door RHDHV opgesteld in [7] echter is deze opbouw baseert op een combinatie van S5 en S6. In het profiel is wel degelijk klei aanwezig wat door Waternet niet is gemodelleerd. De opbouw van Waternet is wel conservatief zodat de damwand voldoet. De aangehouden sterkte parameters zijn akkoord.

De horizontale beddingen die zijn gehanteerd gelden voor een doorgaande damwand. In het geval van een gestaffelde damwand dient echter rekening gehouden te worden met de schelpfactor. In de aangeleverde damwandberekeningen zijn de horizontale beddingen niet aangepast.

De damwanden die zijn berekend op basis van S1 lijken gezien de bodemopbouw overgedimensioneerd. Het zandpakket begint hier circa 3 m hoger dan ter plaatse van sondering S5/S6 terwijl dezelfde lengte wordt berekend, zie Figuur 19. Dit betekent dat de damwanden vrij diepe in de zandlaag moeten worden geïnstalleerd (3 à 5 m bij sondering 1-3 en 7-9) dit kan leiden

tot relatief veel overlast (verhoogde kans op schade) wanneer deze getrild worden/ problemen met op diepte komen van de damwanden wanneer deze gedrukt worden. Voor de omgeving en risico op schade is een zo kort mogelijk damwand aan te bevelen.



Figuur 19 Installatieniveau damwanden

De damwanden moeten voor de verschillende profielen/ sonderingen worden berekend om de diepte zoveel mogelijk te beperken vanuit het oogpunt van risico op schade voor de omgeving.

4.3 Corrosie

Voor de bepaling van de optredende corrosie is uitgegaan van totaal 1,8 mm in de grond en totaal 3,3 mm boven de grond. Volgens CUR166 zou dit 2,5 mm per zijde (dus totaal 5 mm) moeten zijn in veen en 1,15 mm per zijde (dus totaal 2,3 mm) voor de waterzijde. De waarde van 3,3 mm zou gelden voor sterk verontreinigd water, wat hier niet het geval is.

De waarde van 1,8 mm is gebaseerd op schone ongeroerde bodem. Wellicht is het maximale moment ter plaatse van de zandlaag en is de corrosie van 1,8 mm correct en van toepassing. Het buigend moment in de veenlaag moet echter ook worden gecontroleerd, omdat deze mogelijk maatgevend is gezien de hogere corrosie.

4.4 Maatregelenpakket

In het ontwerp [5] staat omschreven wat wordt gedaan om nadelige gevolgen van de maatregelen te beperken of te voorkomen. De genoemde (geotechnische) maatregelen en gevolgen worden in deze paragraaf beschouwd.

4.4.1 Waterhuishouding in dijk en polder

"Het ontwerp zal geen invloed hebben op de grondwaterstand in de dijk. De kortere damwanden zullen tot een diepte van -4,90m NAP worden aangebracht. Daardoor kan er geen uitwisseling meer plaatsvinden van het oppervlaktewater uit de Angstel richting het achterland. Ook onder de bodem van de Angstel zal de uitwisseling van grondwater moeilijker verlopen omdat de uitwisseling pas vanaf een diepte van -4,90m NAP mogelijk is. De damwanden zullen daarom op plekken geperforeerd worden zodat grondwaterstroming mogelijk is vanuit de Angstel en het achterland. De afwatering van

de percelen zal ook plaats kunnen vinden. Door het aanbrengen van een drainstrook langs de binnenzijde van de damwandconstructie kan het water uit de tuinen (bij de normale boezemwaterstand) afstromen."

Antwoord CRUX: de grondwaterstand zal niet beïnvloed worden als de schermen voldoende worden geperforeerd. Het wordt aanbevolen om door middel van peilbuizen de grondwaterstand actief te blijven monitoren.

4.4.2 Kabels en leidingen

"Op een aantal plaatsen kruisen kabels en leidingen de Angstel. … Op de plaatsen waar kruisende kabels of leidingen aanwezig zijn wordt een overkluizingsconstructie toegepast. Dit wordt gedaan zodat deze kabels en leidingen niet verlegd hoeven te worden."

Antwoord CRUX: het is niet bekend hoe diep de kabels en leidingen liggen. Indien de kabels en leidingen zich ter plaatse van de lange damwandplanken bevinden, heeft dit invloed op de onderlinge afstand tussen de lange planken en dus op de stijfheid, sterkte en stabiliteit van de damwand. De damwand dient hierop te worden berekend of de kabels en leidingen zullen op enkele plekken toch te worden verlegd om de stijfheid van de damwandscherm niet te beïnvloeden.
Tevens kunnen door het drukken van de damwandplanken de leidingen enkele mm's worden mee gedrukt. De leidingen dienen deze verschilzettingen op te kunnen nemen.

4.4.3 Bebouwing

"Schade door werkzaamheden wordt zoveel mogelijk voorkomen, maar kan niet worden uitgesloten. Daarom wordt er van alle betrokken panden een bouwkundige voor- én na opname gemaakt door een onafhankelijk expertisebureau. Tijdens de werkzaamheden vindt monitoring van panden plaats door tussentijdse hoogtemetingen en door trillingsmetingen. Als wijzigingen optreden door de werkzaamheden, wordt het werk stilgelegd en zal afhankelijk van de situatie een passende maatregel worden gezocht"

Antwoord CRUX: Dit is een goede aanpak en dient verder uitgewerkt te worden in een risicoanalyse (trillingspredictie, zie hoofdstuk 6) en een monitoringsplan inclusief signaal- en interventiewaarden.

4.5 Conclusie

Ten aanzien van de gehanteerde uitgangpunten van de berekeningen wordt het volgende geconcludeerd:

1. De gehanteerde grondopbouw is conservatief, de berekeningen zijn daarmee voldoende veilig uitgevoerd.
2. Er is geen rekening gehouden met een schelpfactor in de ondergrond en de bijbehorende beddingsconstanten.
3. De lengte van de damwanden lijkt voor een aantal delen van het tracé (sondering 1-3 en 7-9) overgedimensioneerd wat tot een onnodige verhoging van het risicoprofiel leidt (toename trillingsniveau's in de omgeving).
4. De corrosie in de veenlagen is niet beschouwd wat mogelijk maatgevend kan zijn voor het toe te passen damwandprofiel.
5. De bedachte monitoring is compleet maar moet verder worden uitgewerkt in een monitoringsplan.

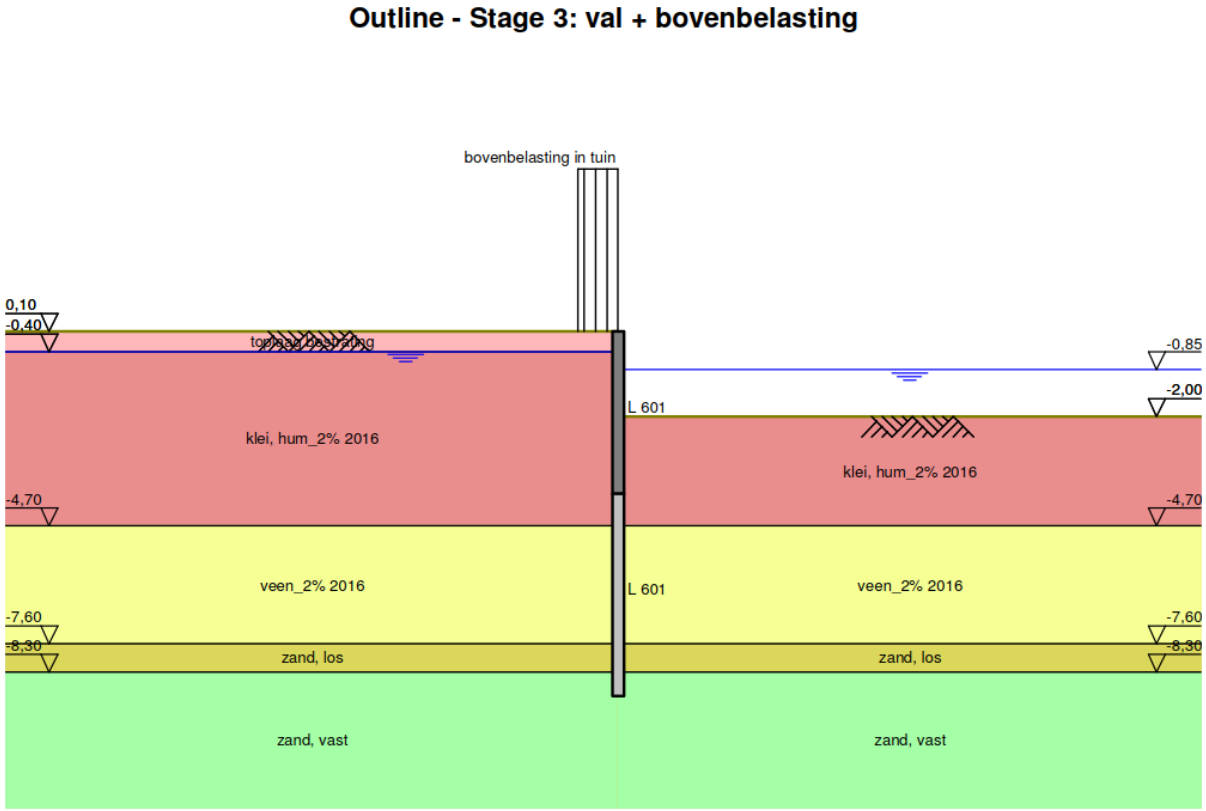
5 Berekeningen

5.1 Algemeen

Er zijn berekeningen uitgevoerd door zowel Royal HaskoningDHV als door Waternet. In de damwandberekeningen van Royal HaskoningDHV [7] zijn alleen de verplaatsingen, momenten en stabiliteit bepaald die behoren bij een Larsson 601 damwandprofiel. Dit profiel is gewijzigd in een Larsson 603 profiel en is wel gehanteerd in de aangeleverde rekenmodellen van Waternet.

5.2 Beschouwing berekeningen RHDHV

De conclusie uit het damwandontwerp luidt:
"Een onverankerde gestaffelde damwand type L601 kan in het hele projectgebied worden toegepast. Na elke drie korte planken is één lange plank voorzien. Voor het grootste deel kunnen planken worden toegepast met een lengte van 9 m en 4 m. Uitzondering hierop is het gebied rond S11. Omdat daar de deklaag dikker is, zijn langere planken benodigd van 12 m en 6 m."



Figuur 20 Rekenmodel "Bodemopbouw obv S6 ... onverankerde stalen damwand" [7]

De rekenmodellen van RHDHV zijn niet aangeleverd en dus niet beschouwd door CRUX.

Er is in de berekeningen uitgegaan van een bovenbelasting in de tuinen van 5 kN/m² over een breedte van 1m. Woningen en andere opstallen zijn niet gemodelleerd.
Gezien deze uitgangspunten is het dus absoluut niet toegestaan om werkmateriaal en machines in de tuinen op te stellen. Het aanbrengen van de damwanden dient ten alle tijden vanaf het water te gebeuren.

Tot slot dient voor veen altijd een wandwrijvingshoek van 0° gehanteerd te worden. In de bijlagen van het damwandontwerp zijn hier niet de juiste waarden voor aangehouden.

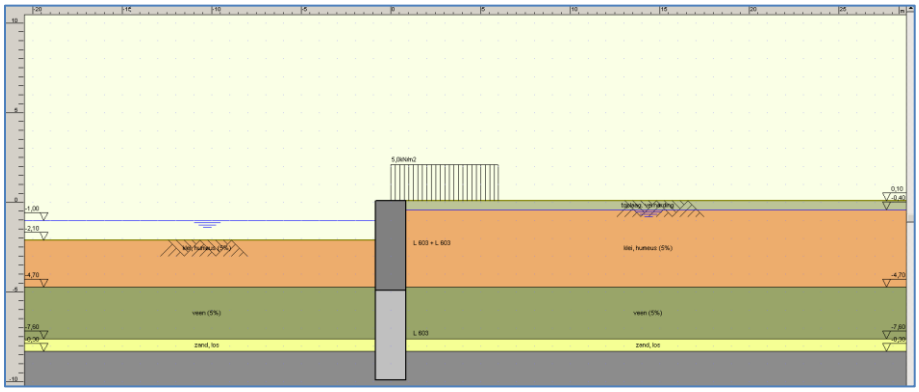
5.3 Beschouwing berekeningen Waternet

5.3.1 Typen berekeningen

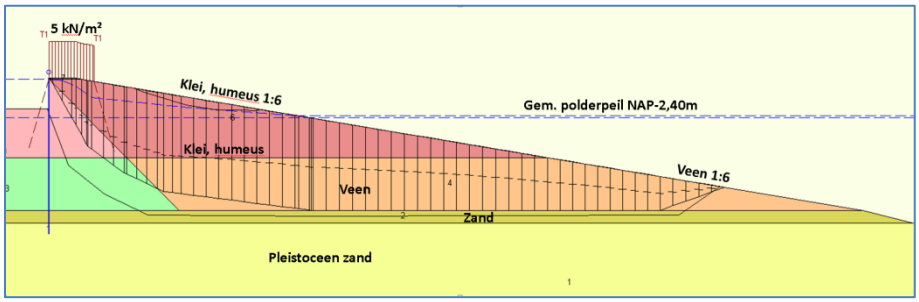
Waternet heeft van de leggerprofielberekeningen uitgevoerd voor het toepassen van de bijzondere constructie type II. Voor deze gestaffelde Larsson 603 profielen als grondkering zijn twee berekeningen gemaakt:

1. een damwandberekening ter bepaling van de standzekerheid van de (bijzondere) constructie, in dit geval een gestaffelde damwand, en
2. een berekening van de stabiliteit van het grondlichaam achter de bijzondere constructie.

In Figuur 21 en Figuur 22 zijn de rekenmodellen uit de notitie met leggerberekeningen van Waternet [11] weergegeven.



Figuur 21 Rekenmodel uit damwandberekeningen Waternet [11]



Figuur 22 Rekenmodel stabiliteitsberekening Waternet [11]

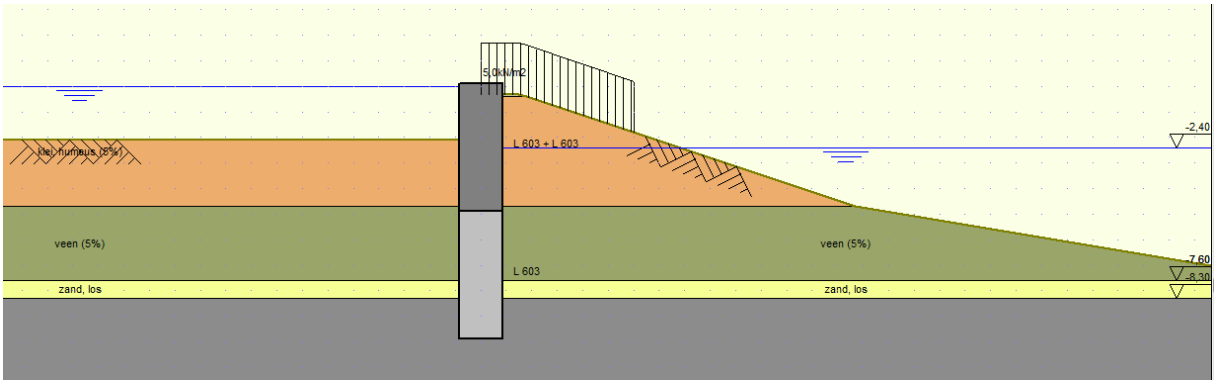
De verschillende varianten en belastinggevallen zijn ons inziens voldoende beschouwd.

5.3.2 Damwandberekeningen

In de notitie van Waternet wordt geadviseerd de volgende bijzondere constructie toe te passen:
Een Larssen type 603 (S240) met een lengte van 10m. Deze damwand kan gestaffeld worden uitgevoerd waarbij één plank wordt ingebracht tot NAP-9,9m en drie planken (de staffeling) worden ingebracht tot NAP-4,9m. De bovenzijde van de damwand ligt op NAP+0,10m. In verband met

mogelijk waterbezwaar onder maatgevende omstandigheden wordt de kruin achter de damwand vastgelegd op NAP+0,10m.

Het valt op dat geen onderscheid is gemaakt tussen de horizontale beddingen voor het talud en van doorgaande horizontale grondlagen (idem voor RHDHV berekeningen). Het is gebruikelijk om steunbermen te modelleren als verticale belasting om wel de spanningen in de grond goed te krijgen maar om te voorkomen dat een horizontale weerstand aan de (relatief smalle) taluds wordt toegekend. De humeuze kleilaag kan namelijk schuiven over de onderliggende veenlaag. Omdat in werkelijkheid de situatie gunstiger is (er is sprake van fictieve taluds) zal dit in dit geval geen effect hebben.



Figuur 23 Berekening met talud

5.3.3 Stabiliteitsberekeningen

Voor de stabiliteit van het grondlichaam zijn drie varianten bekeken:
1. kruin op NAP-0,30m; klei, humeus taludhelling 1:6
2. kruin op NAP+0,10m; klei, humeus taludhelling 1:4
3. kruin op NAP+0,10m; klei, humeus taludhelling 1:3 (oplossing RHDHV).

Berekening 1 sluit aan op de drie damwandberekeningen (kerend naar binnen, kerend naar buiten en huidige situatie) met een talud van 1:6. Het grondlichaam heeft voldoende stabiliteit om in haar functie te kunnen voorzien.

Berekening 2 is een verfijning van de berekening 1 en het voorstel om het talud steiler op te zetten met een helling van 1:4 in plaats van 1:6. Ook hier blijkt voldoende veiligheid aanwezig om te kunnen voorzien in de stabiliteit van de waterkering.

Aanvullend is het voorstel van RHDHV gemodelleerd in een derde berekening. Daarbij is een talud van 1:3 qua stabiliteit doorgerekend. Hierbij blijkt de berekende stabiliteitsfactor onvoldoende om te voldoen aan de geldende norm voor veiligheid.

5.4 Conclusie

Met betrekking tot de berekeningen wordt het volgende geconcludeerd:
1. De stabiliteitsberekeningen zijn correct uitgevoerd.
2. Er is geen onderscheid gemaakt tussen de horizontale beddingen voor het talud en van doorgaande horizontale grondlagen (idem voor RHDHV berekeningen). Dit effect wordt gezien de zeer flauwe helling van het fictieve talud als te verwaarlozen beschouwd.

3. Voor veen is in de berekeningen van RHDHV een wandwrijvingshoek groter dan 0° gehanteerd wat niet is toegestaan.

Naar aanleiding van conclusie 3 en conclusie 2 en 4 van paragraaf 4.5 zijn controleberekeningen van de damwand uitgevoerd om de effecten van deze conclusies te beschouwen. De berekeningen en conclusies zijn bijgevoegd in Bijlage 2. Hierin wordt geconcludeerd dat het berekende profiel (L603) alsnog voldoet aan de gestelde eisen.

6 Risico-analyse

6.1 Problematiek van omgevingsbeïnvloeding bij projecten

Met betrekking tot de mogelijke schadeveroorzakende werkzaamheden bij de uitvoering van dit project kan onderscheid worden gemaakt tussen de invloed op de belendende objecten door vervormingen en door trillingen.

Een aantal voorbeelden van belendende objecten rondom de projectlocatie zijn:

- panden/gebouwen;
- wegen;
- kabels en leidingen (ondergrondse infra);
- kunstwerken zoals bruggen of walmuren.

Vervormingen kunnen worden veroorzaakt door:

- het inklinken (verdichten) van de grond bij het gebruik van grondverdichtingsmachines, maar ook ten gevolge van het trillen of heien van kerende constructie elementen (zoals bijvoorbeeld palen en damwanden). Dit is voornamelijk van belang bij los en matig gepakte zandlagen;
- bemalingswerkzaamheden kunnen leiden tot grondwaterstand-verlaging en zettingen. Een bijkomend effect van grondwaterstandverlaging is de mogelijke droogstand en het gevaar op houtaantasting (aerobe aantasting) van houten funderingsconstructies;
- vervorming van grond- en waterkerende wandconstructies tijdens een ontgraving. Door de vervorming van wandconstructies vervormt ook de grond achter de wand, met grondvervormingen in de omgeving als gevolg. Indien in de tuinen wordt ontgraven (tot de maximaal toegestane ontgravingsniveau) zullen de vervormingen van de wand geen invloed op de belendingen hebben;
- vervormingen ten gevolge van het trekken van de bestaande beschoeiing of andere kerende constructie elementen. Door het verwijderen van deze elementen ontstaat volumeverlies in de grond, veroorzaakt door de opvulling van de holle ruimte die de elementen in de grond achterlaten en de mogelijke verkleving van grond aan de elementen. Dit kan grondvervormingen in de omgeving tot gevolg hebben maar zal vanwege de lichte beschoeiingen zeer gering zijn. In het ontwerp wordt op risicovolle locaties de bestaande beschoeiing afgezaagd en niet getrokken. Deze locaties moeten nog in beeld wordn gebracht;
- vervormingen door bovenbelastingen zoals zware machines en materiaal.

In dit geval is met name aan bijvoorbeeld op staal gefundeerde (zonder paalfundering) panden en bijgebouwen schade of verzakkingen te verwachten.

Trillingen kunnen worden veroorzaakt door:

- het intrillen van kerende constructie elementen;
- sloopwerkzaamheden.

Een of meerdere van bovengenoemde invloedsbronnen samen kunnen leiden tot schade aan bijvoorbeeld de panden of leidingen. Omdat de mate van schade hierbij voor een groot deel afhankelijk is van de initiële kwaliteit en schadegevoeligheid van de belendingen, dient vooronderzoek te worden uitgevoerd naar de fundatiewijze, de materiaaleigenschappen en het initiële zettingsgedrag en schadebeeld van de belendende. De resultaten van dit vooronderzoek worden vervolgens in de risicoanalyse gebruikt om de schaderisico's te voorspellen.

De risicoanalyse kan aanleiding geven om te besluiten dat een werk uitgesteld moet worden omdat de belendende objecten niet bestand zijn tegen de bouwwerkzaamheden. Anderzijds kan de invloed van de bouwwerkzaamheden op de belendende objecten tot een aanvaardbaar kleine schadekans worden beperkt door de bouwwerkzaamheden zelf aan te passen, bijvoorbeeld door compenserende maatregelen toe te passen.

De beslissing over de toepassing van compenserende maatregelen volgt uit de risicoanalyse en kan eventueel worden aangepast indien daar vanuit de monitoring tijdens de uitvoering aanleiding toe bestaat.

Normaal gesproken ligt de nadruk binnen projecten op het voorkomen van schade aan belendende objecten. Op de hinder voor personen als gevolg van bouwtrillingen en/of -geluid wordt vaak niet ingegaan. Bij bouwprojecten in binnenstedelijk gebied zijn deze invloeden vrijwel niet te voorkomen. Wel kunnen deze invloeden door inzet van stille en/of trillingsvrije /-arme technieken worden beperkt. Indien de inzet van deze technieken redelijkerwijs niet mogelijk is, dan kan acceptatie van tijdelijke geluids- en trillingshinder veelal worden verhoogd door een goede communicatie met de omwonenden, zowel voorafgaand als tijdens de bouw.

De kwaliteitsbeoordeling van de belendingen is een maat voor het mogelijke incasseringsvermogen c.q. schadegevoeligheid voor externe invloeden vanuit de bouwwerkzaamheden. Eenzelfde grondvervorming en/of trilling zal voor verschillende situaties met betrekking tot de eigenschappen en kwaliteit van belendingen, resulteren in een sterk uiteenlopend schaderisico.

De kwaliteit c.q. schadegevoeligheid van de belendende objecten kan worden bepaald door het inventariseren van de relevante gegevens van deze objecten en de interpretatie en beoordeling hiervan.

6.2 Aanpak beïnvloeding door vervormingen

Door bouwwerkzaamheden kunnen spanningsveranderingen in de grond worden veroorzaakt. Deze spanningsveranderingen in de grond kunnen leiden tot grondvervormingen (verticale zettingen en horizontale vervormingen), die zich in een bepaald invloedsgebied rondom de bouwwerkzaamheden uitstrekken. Bestaande constructies die zich in dit invloedsgebied bevinden, ondergaan via de fundering deze grondvervormingen en kunnen daardoor mogelijk schade ondergaan.

<u>Invloedsbronnen</u>
Verschillende bronnen kunnen grondvervormingen in de omgeving veroorzaken. Voor elke bron afzonderlijk dient rekenkundig bepaald te worden wat het invloedsgebied is van de werkzaamheden. De invloedsbronnen kunnen achter elkaar optreden gedurende de uitvoering en dienen daarom cumulatief te worden beschouwd om het verloop van grondvervormingen in de eindfase in beeld te brengen.

6.3 Aanpak beïnvloeding door trillingen

Het invloedsgebied voor trillingen wordt gebaseerd op de hieronder beschreven rekenmethoden en de grenswaarden conform de meet- en beoordelingsrichtlijn SBR-A ‘schade aan gebouwen’ (Stichting Bouwresearch).

Volgens de bestaande praktijkervaring bestaat een aanvaardbaar kleine kans (minder dan 1%), dat schade aan bouwwerken, funderingen en buisleidingen zal optreden, indien de rekenwaarden uit

voorspellingen of metingen de rekenwaarde van de grenswaarden conform de SBR-A richtlijn niet overschrijden.

De toelaatbare SBR-A grenswaarden zijn afhankelijk van de kwaliteit en het type bebouwing, het type trilling, het type fundering en de frequentie. De informatie vanuit de visuele inspectie, het archiefonderzoek en / of beheerders van de belendende objecten is hiervoor bepalend. Voor nadere details wordt in dit kader verwezen naar de SBR-A richtlijn.

Voor de voorspelling van het verloop van de trillingen vanuit de trillingsbron naar de omgeving c.q. de belendende objecten dienen onderstaande bronnen rekenkundig te worden beschouwd:

- trillingen ten gevolge van het intrillen van kerende constructie elementen. Deze trillingen dienen met methode CUR166 of vergelijkbaar te worden beschouwd.

Indien damwanden statisch gedrukt (kunnen) worden is een rekenkundige voorspelling niet mogelijk of zinvol, aangezien deze technieken als trillingsvrij zijn te beschouwen. Tijdens de uitvoering kunnen bouwmachines zelf echter wel trillingen veroorzaken die via de omliggende grond aan de panden worden overgedragen. Hiervoor dient waar nodig op voorhand met zo licht mogelijk materieel gewerkt te worden. Daarnaast dienen met name gedurende de installatie van de eerste elementen steekproefsgewijs trillingsmetingen aan de naast gelegen belendende objecten te uitgevoerd, om deze mogelijke invloed gedurende de uitvoering observatief te controleren/beheersen. Op basis hiervan kan het proces waar nodig bijgestuurd / geoptimaliseerd worden en de noodzaak tot het treffen van eventuele correctieve maatregelen worden vastgesteld. Voorafgaand aan de werkzaamheden moeten nulmetingen aan de panden worden uitgevoerd om de huidige trillingsniveaus te bepalen.

6.4 Trillingsprognose CRUX

In deze paragraaf is een trillingsprognose uitgevoerd voor het intrillen van de damwanden.

6.4.1 Bepaling rekenwaarden van de grenswaarden

Voor de bepaling van de rekenwaarden van de SBR-A grenswaarden zijn onderstaande uitgangspunten gehanteerd:

- Toetsing vindt plaats voor het trillen van een Larsson 603 profiel met een maximale slagkracht van 350 kN.
- In de berekening is een overschrijdingskans van 5% aangehouden, dit komt overeen met een betrouwbaarheidsindex (β) van 1,64;
- De belendingen zijn ingedeeld in SBR-A bouwwerkcategorie 2 (met name Kleiweg) of 3;
- De trillingsbron (trillen stalen damwand) wordt als continue trilling gecategoriseerd (conform artikel 10.2.3 SBR-A) met partiële veiligheidsfactor γ_t van 2,5;
- Voor de frequentie-bandbreedte van trillingen door het hoogfrequent trillen van damwanden zijn ervaringswaarden van 30Hz en 40Hz aangehouden. Ten aanzien van de belendingen wordt 30 Hz als maatgevende frequentie beschouwd.

De met bovenstaande uitgangspunten afgeleide grenswaarden zijn opgenomen in Tabel 4. De karakteristieke waarden van de grenswaarden zijn afhankelijk van het bouwwerk en de dominante frequentie van de trillingen.

Tabel 4 Grenswaarden conform SBR-A, frequentie afhankelijk

Bouwwerk categorie conform SBR-A [-]	Frequentie [Hz]	Karakteristiek grenswaarden schade [mm/s]	Partiële veiligheidsfactor		Grenswaarde schade (rekenwaarde) [mm/s]
			γ_t [-]	γ_v [-]	
1	30	30,0	2,5	1,0	12,0
	35	32,5			13,0
	40	35,0			14,0
2	30	10	2,5	1,0	4,0
	35	11,25			4,5
	40	12,5			5,0
3	30	5,5	2,5	1,0	2,2
	35	6,13			2,5
	40	6,75			2,7

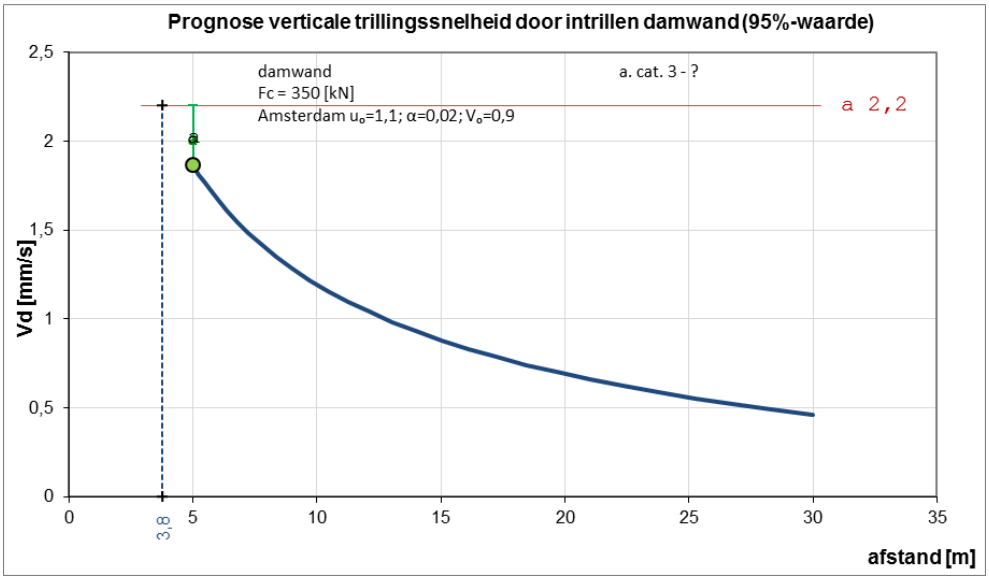
- γ_t = partiele factor op type trilling
- γ_v = partiele factor op type meting

Het wordt benadrukt dat in deze toetsingswaarde voor de voorspellingen geen veiligheidsfactor voor het type meting in rekening is gebracht, te weten een uitgebreide, beperkte of indicatieve meting (conform SBR-A artikel 9.3 Tabel 4).

6.4.2 Rekenkundige voorspelling en invloedsgebied

De rekenkundige trillingsintensiteiten en invloedsgebieden zijn grafisch weergegeven in Figuur 24. Indien een belending binnen de grenzen van het rekenkundige invloedsgebied valt, wordt niet voldaan aan de SBR-A richtlijn waardoor de kans op schade aan de belendingen groter dan 1% is en niet meer aanvaardbaar gering.

Onderstaand zijn de resultaten voor de toets van de verticale trillingsrichting gepresenteerd. Deze richting wordt door ons als maatgevend gesteld. Voor het Amsterdamse cq. Rotterdamse bodemprofiel worden in horizontale richting hogere trillingssnelheden voorspeld. Dit is te verklaren door de relatief hoge veiligheidsfactor die conform CUR 166 voor de horizontale trillingssnelheid wordt gegeven. Deze hoge veiligheidsfactor wordt vooral veroorzaakt door de zeer geringe hoeveelheid meetdata die ten grondslag ligt aan de voorspelling en de hierdoor grote spreidingsbreedte in de horizontale trillingscomponent met betrekking tot de sterkte van de trillingsbron. Deze veiligheidsfactor wordt door ons als onnodig hoog beschouwd. Op basis van meetresultaten afkomstig van een groot aantal projecten in de regio Amsterdam en Rotterdam blijken de verticale en horizontale trillingssnelheden elkaar dan in het algemeen niet significant te ontlopen en de maatgevende waarde in lijn te liggen met de voorspelde verticale trillingssnelheden. Daarnaast wordt de aanname voor de verschillen in het achtergrondrapport van de CUR166 trillingspredictie (TNO-rapport B-91-0401, 1991) twijfelachtig genoemd.



Figuur 24 Trillingsprognose bij maximale slagkracht van 350 kN

Het rekenkundig invloedsgebied voor de panden in SBR-A categorie 3 bedraagt 3,8 m. Indien de panden of schuren binnen dit gebied vallen is de kans op schade niet meer aanvaardbaar gering.

Gezien het kleine invloedsgebied kan het merendeel van de damwanden trillend worden geïnstalleerd. Middels monitoring tijdens de uitvoering kan bij overschrijden van de grenswaarde over worden gestapt op het statisch drukken van de damwanden. Wanneer panden op staal zijn gefundeerd (Dorpsstraat en Kleiweg 32 en 34) wordt geadviseerd de planken door middel van statisch drukken te installeren. Door de trillingen kunnen de toplagen namelijk verdichten met zakkingen van de panden tot gevolg. Ook kan tijdelijk draagkrachtverlies optreden door wateroverspanningen in de cohesieve lagen die ook tot zettingen kunnen leiden.

Het wordt opgemerkt dat in de trillingsvoorspellingen ervan is uitgegaan dat geen obstakels in de grond worden geraakt. Indien men echter bij het trillen op onvoorziene obstakels zou stuiten (oude funderingsresten en of overige grove puin) kunnen de trillingsnelheden ter plaatse van de belendingen snel oplopen. De aanwezigheid van obstakels in de bovenste lagen kan bijvoorbeeld door het voorprikken van het tracé in beeld worden gebracht. Als obstakels worden aangetroffen dient, afhankelijk van de diepte te worden voorgesleufd of worden voorgeboord. Deze werkzaamheden dienen echter zorgvuldig uitgevoerd te worden, zodat geen ontoelaatbare grondontspanning en vervormingen optreden in de omgeving.

6.5 Uitvoeringsaspecten

Het drukken van damwanden op de projectlocatie dient gezien de beperkte ruimte en ondiepe watergang nog verder uitgewerkt te worden. Hoewel het mogelijk is om vanaf het water met klein materieel te werken, is het niet uit te sluiten om aanvullende maatregelen te nemen. De mogelijkheden zijn als volgt:

Optie1:
Het trillingsvrij aanbrengen van een gestaffelde damwand met de huidige planklengte van maximaal 12 m is bij gangbare aannemers alleen mogelijk met de ABI of HQP methode. De ABI of HQP machine

past alleen op een ponton met een breedte van ca.15m' en valt daarmee af omdat deze ruimte niet beschikbaar is.

Optie 2:
Als variant op de HQP methode is een lichtere drukblok ontwikkeld genaamd HDP (Hek Duo Piler). Met deze machine kunnen dubbele los geschoven planken gedrukt worden. Gezien de relatief lichte machine kan hiermee een maximale planklengte van ca. 8m gedrukt worden. Dit is wellicht op een deel van het traject mogelijk en kan in overleg met Van 't Hek worden bepaald. Ook Kandt heeft een machine waarmee tot 80 ton pull down kan worden geleverd en gelijktijdig kan worden getrild (indien nodig). Deze stelling heeft minder ruimte nodig omdat deze evenwijdig aan de damwand kan worden opgesteld.

Figuur 25 Stelling Kandt

Optie 3:
Als laatste blijft de Silentpiler methode over. Deze machine drukt 1 enkele plank per keer vanaf een drijvende kraan, zie Figuur 26. Het nadeel van de Silentpiler is dat deze machine zijn reactiekracht ontleent aan de reeds ingedrukte planken. Deze planken dienen dus reeds een aardig draagvermogen te hebben (eigen gewicht machine ca. 10 ton). Een staffeling is uit dat oogpunt dus niet mogelijk. De planklengte kan echter wel weer langer zijn dan optie 2. Het voordeel is dat deze machine met zeer beperkte ruimte kan werken.

Gezien de beperkte ruimte wordt het geadviseerd om gebruik te maken van de Silent-piler eventueel in combinatie met een HDP voor de tussenplanken.

Tot slot dienen zware machines op het land opgebouwd te worden op een niet kritische plek. Aanvullende berekening zijn benodigd voor opstelplaatsen naast de kade met inachtneming van de juiste bovenbelasting.

Figuur 26 Drukken van damwanden d.m.v. Silentpiler

7 Conclusie

In voorgaande hoofdstukken zijn de aangeleverde stukken beoordeeld. Hieronder zijn de conclusies vanuit de verschillende hoofdstukken samengevat.

Ten aanzien van de onderzochte varianten wordt het volgende geconcludeerd:

1. In de geleverde stukken is niet onderzocht of een demontabele waterkering een haalbare optie betreft. Ter plaatse van de Kleiweg biedt dit echter geen uitkomst omdat hiermee de stabiliteitsproblemen niet worden opgelost. Ter plaatse van de Dorpsstraat conflicteert deze oplossing zeer waarschijnlijk met het beschermde stadsgezicht (niet onderzocht).
2. CRUX onderschrijft dat ter plaatse van nummer 34-38 binnen de beschouwde varianten geen andere optie rest dan variant C. Ondanks dat hier onvoldoende grondonderzoek beschikbaar is om een betrouwbare zettingsberekening te maken is gezien de hoogteligging van de woningen in relatie tot de weg geen ruimte voor een ophoging.
3. Ter plaatse van overige delen van de Kleiweg is een verhoging wel mogelijk maar leidt dit tot een ongewenste situatie voor Kleiweg 34/34a en de beheerder van de dijk, zodat ook hier optie C de meest voor de hand liggende keuze is.
4. Het voordeel van het toepassen van een waterkerend scherm is dat de woningen binnendijks komen te liggen en dat overlast door onderhoud in de komende 75 jaar niet te verwachten is. Ook wordt het probleem van het gecombineerde rioolstelsel opgelost.
5. Ter plaatse van de Dorpsstraat kan niet met grond worden opgehoogd door de beperkte afstand tussen de ophoging en de panden aan de Dorpsstraat 43 en 45. Bij een ophoging worden deze panden teveel beïnvloed (zakkingen) en is regelmatig wateroverlast bij regenbuien te verwachten. Hierdoor rest voor de gehele hele straat alleen nog de oplossing van variant C.

Ten aanzien van de gehanteerde uitgangpunten van de berekeningen wordt het volgende geconcludeerd:

1. De gehanteerde grondopbouw is conservatief, de berekeningen zijn daarmee voldoende veilig uitgevoerd.
2. Er is geen rekening gehouden met een schelpfactor in de ondergrond en de bijbehorende beddingsconstanten.
3. De lengte van de damwanden lijkt voor een aantal delen van het tracé (sondering 1-3 en 7-9) overgedimensioneerd wat tot een onnodige verhoging van het risicoprofiel leidt (toename trillingsniveau's in de omgeving). Het wordt aanbevolen om de damwanden te ontwerpen op de minimaal benodigde diepte per locatie om trillingsoverlast zoveel mogelijk te beperken.
4. De corrosie in de veenlagen is niet beschouwd wat mogelijk maatgevend kan zijn voor het toe te passen damwandprofiel.
5. Het bedachte monitoring is compleet maar moet verder worden uitgewerkt in een monitoringsplan behorende bij het uitvoeringsontwerp.

Met betrekking tot de berekeningen wordt het volgende geconcludeerd:

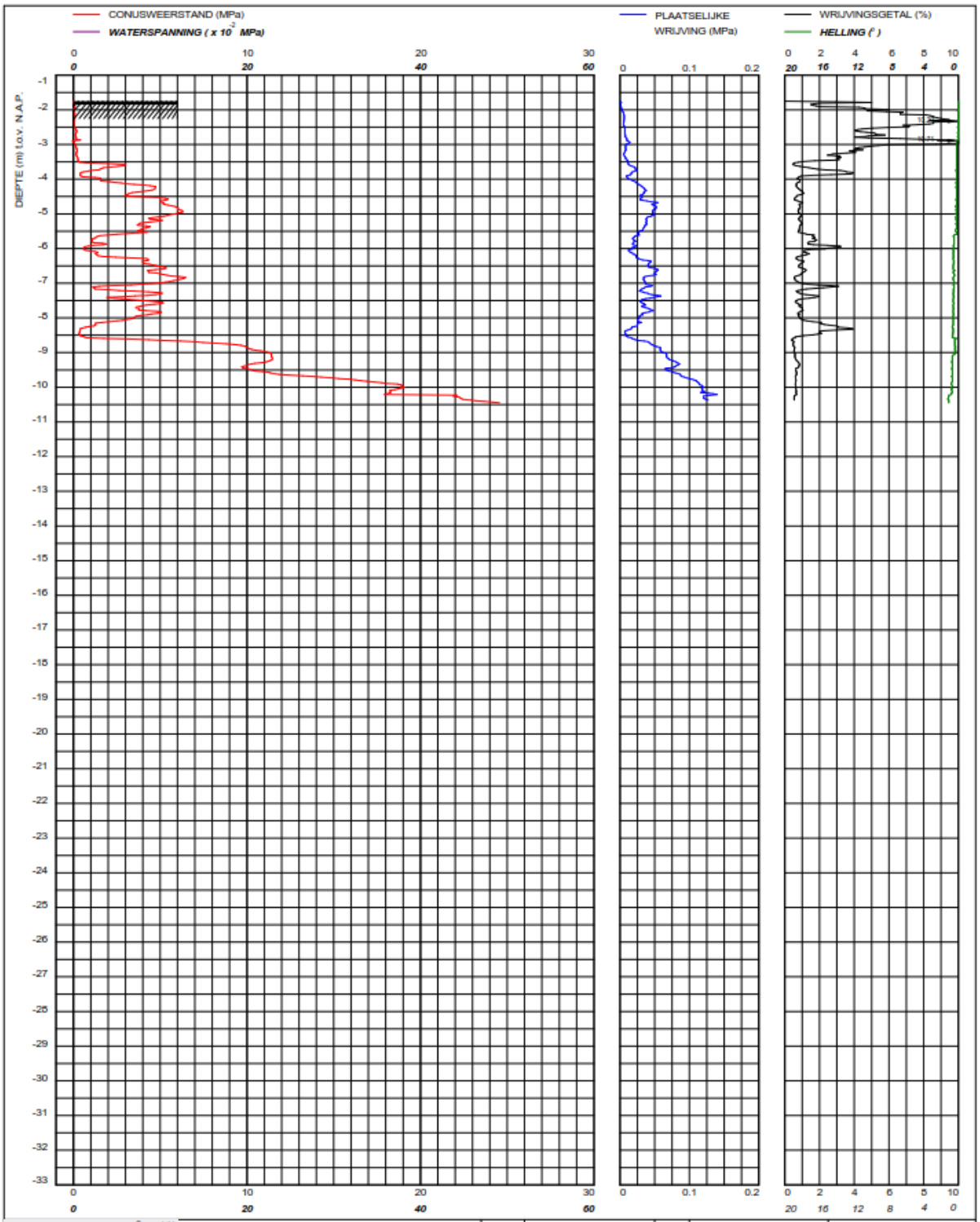
6. De stabiliteitsberekeningen zijn correct uitgevoerd.
7. Er is geen onderscheid gemaakt tussen de horizontale beddingen voor het talud en van doorgaande horizontale grondlagen (idem voor RHDHV berekeningen). Dit effect wordt gezien de zeer flauwe helling van het fictieve talud als te verwaarlozen beschouwd.
8. Voor veen is in de berekeningen van RHDHV een wandwrijvingshoek groter dan 0° gehanteerd wat niet is toegestaan.

Naar aanleiding van conclusie 2, 4 en 6 zijn controleberekeningen van de damwand uitgevoerd om de effecten van deze conclusies te beschouwen. De berekeningen en conclusies zijn bijgevoegd in Bijlage 2. Hierin wordt geconcludeerd dat het berekende profiel (L603) alsnog voldoet aan de gestelde eisen.

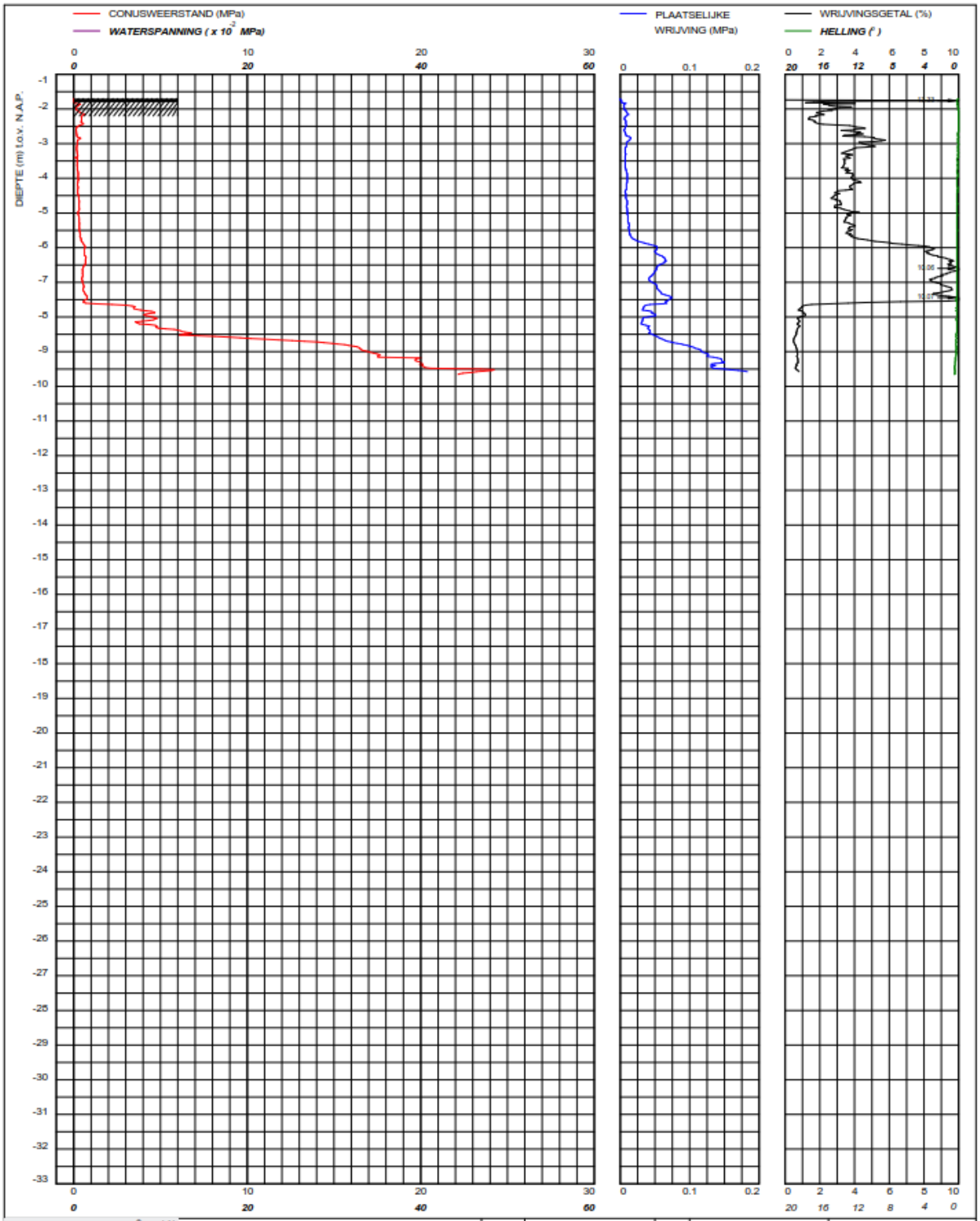
Met betrekking tot de risico-analyse kan worden geconcludeerd:

1. Het rekenkundig invloedsgebied voor de panden in SBR-A categorie 3 bedraagt 3,8 m. Indien de panden of schuren binnen dit gebied vallen is de kans op schade niet meer aanvaardbaar gering. Gezien het kleine invloedsgebied kan het merendeel van de damwanden trillend worden geïnstalleerd. Middels monitoring tijdens de uitvoering kan bij overschrijden van de grenswaarde over worden gestapt op het statisch drukken van de damwanden. Wanneer panden op staal zijn gefundeerd (Dorpsstraat en Kleiweg 32 en 34) wordt geadviseerd de planken door middel van statisch drukken te installeren. Door de trillingen kunnen de toplagen namelijk verdichten met zakkingen van de panden tot gevolg. Ook kan tijdelijk draagkrachtverlies optreden door wateroverspanningen in de cohesieve lagen die ook tot zettingen kunnen leiden.
2. Gezien de beperkte ruimte wordt het geadviseerd om gebruik te maken van de Silent-Piler eventueel in combinatie met een HDP voor de tussenplanken. Deze planken moeten worden voorzien van een perforatie zodat het waterpeil tussen binnendijks kan worden gehandhaafd. Ook moeten de planken op de sloten over de bovenzijde worden doorgelast om scheve buiging te voorkomen.
3. Voor een betrouwbare risico-analyse is een inventarisatie van de aard, bouwkundige staat en funderingswijze van de belendende objecten benodigd (voorzover nog niet uitgevoerd)

Bijlage 1 Sonderingen S01, S06 en S11



© copyright Multiconsult	Sondering TE1 volgens NEN-EN-22476-1 klasse 3 Conus: 90111, Ac: 1.500 mm2 Filterpositie U2	Water diepte	1.35 m	X	127989	Opdrachtnummer :
Multiconsult Toetsenbordweg 11 1033 MZ AMSTERDAM Telefoon (020) 494 92 50 Email info@multiconsult.nl	**Royal HaskoningDHV** **Westoever Angstel te Baambrugge**	Bodem	-1.75 m N.A.P.	Y	473056	002401
		Uitvoeringsdatum		3-3-2015		Locatiecode :
		Printdatum		3-3-2015		S01



© copyright

Multiconsult

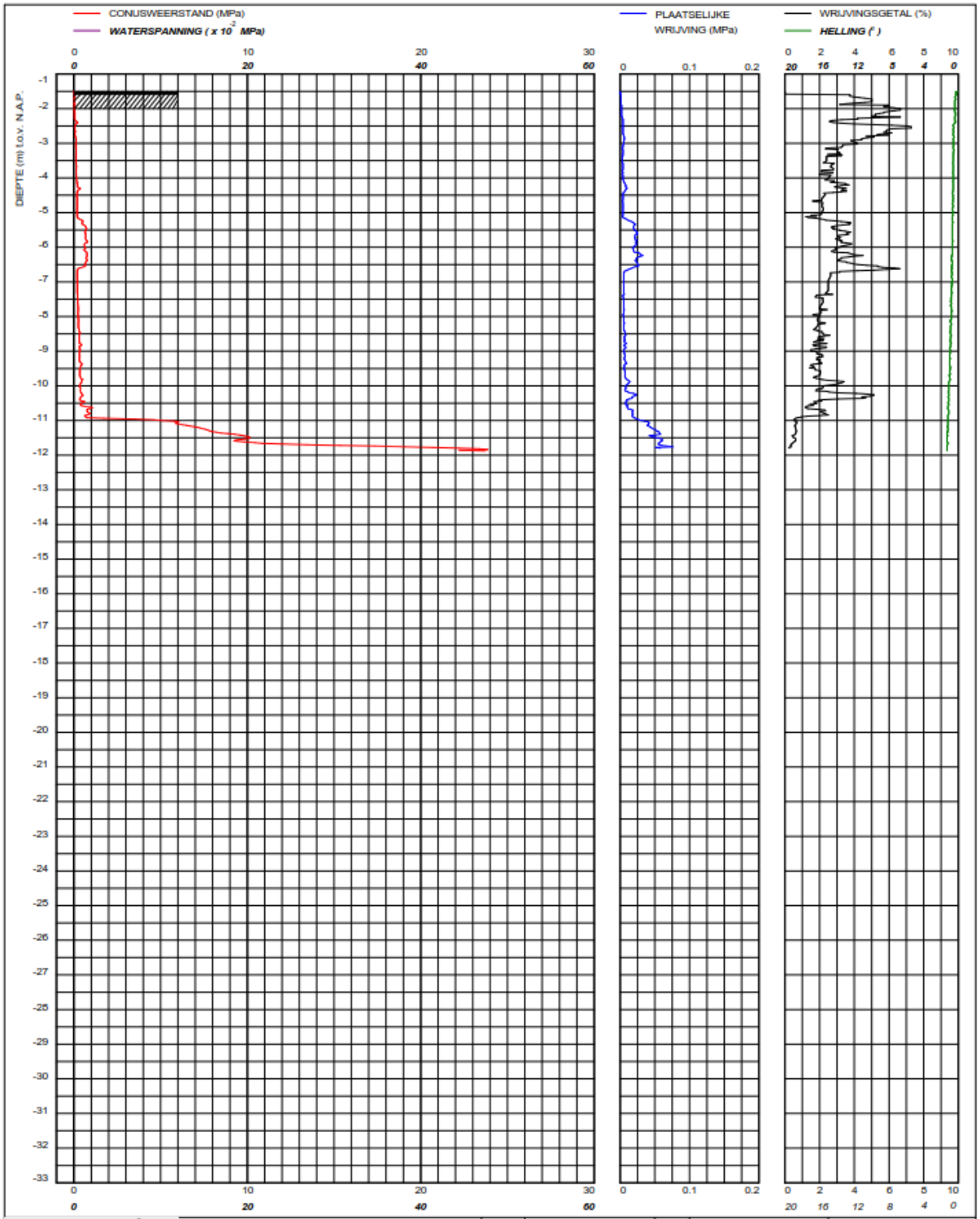
Multiconsult
Toetsenborgweg 11
1033 MZ AMSTERDAM
Telefoon (020) 494 92 50
Email info@multiconsult.nl

Sondering TE1 volgens NEN-EN-22476-1 klasse 3
Conus: 90111, Ac: 1.500 mm2 Filterpositie U2

Royal HaskoningDHV

Westoever Angstel te Baambrugge

Water diepte	1.30	m	X	127867	Opdrachtnummer :
Bodem	-1.7	m N.A.P.	Y	473262	002401
Uitvoeringsdatum			3-3-2015		Locatiecode :
Printdatum			5-3-2015		S06



© copyright Multiconsult	Sondering TE1 volgens NEN-EN-22476-1 klasse 3 Conus: 90111, Ac: 1.500 mm2 Filterpositie U2	Water diepte	1.10 m	X	127693	Opdrachtnummer :
Multiconsult Toetsenborgweg 11 1033 MZ AMSTERDAM Telefoon (020) 494 92 58 Email info@multiconsult.nl	**Royal HaskoningDHV** **Westoever Angstel te Baambrugge**	Bodem	-1.5 m N.A.P.	Y	473425	002401
		Uitvoeringsdatum		4-3-2015		Locatiecode :
		Printdatum		5-3-2015		S11

Bijlage 2 Memo ME174535a2 Review D-Sheet berekening

MEMO

CRUX

CRUX Engineering BV
Pedro de Medinalaan 3c
NL-1086 XK Amsterdam
Tel: +31 (0)20 - 494 30 70
Fax: +31 (0)20 - 494 30 71
info@cruxbv.nl
www.cruxbv.nl

AAN	Waternet Postbus 94370 1090 GJ Amsterdam
CONTACTPERSOON	Dhr. K. Zondervan

DATUM	PROJECTNUMMER	DOCUMENTNUMMER	VERSIE	PAGINA'S
29 december 2017	17435	ME17435a2	2	4

ONDERWERP **Review damwandberekening Waternet**

OPGESTELD ir. E.S.D. El Banna

GECONTROLEERD ing. J.A. Zwaan

VRIJGAVE ing. J.A. Zwaan

VERSIE	DATUM	OPMERKING
1	22-12-2017	-
2	29-12-2017	Conclusie betreft corrosie aangepast

1 INLEIDING

In deze memo zijn de berekeningen zoals gerapporteerd in [2] gecontroleerd naar aanleiding van de opmerkingen die zijn gegeven op het rapport RA17435a1. De volgende aspecten zijn beschouwd en beknopt gepresenteerd:

1. Invloed van een inwendige wrijvingshoek δ hanteren van 0 voor veen.
2. Schelpfactor hanteren voor de gestaffelde damwand.
3. Toetsing buigend moment in veen met inachtneming van 5 mm corrosie.

2 UITGANGSPUNTEN

De volgende documenten zijn gehanteerd bij het opstellen van dit rapport:

[1] CRUX Engineering BV; rapport *Review dijkversterking Angstelkade Baambrugge*; RA17435a1 d.d. 09-11-2017.

[2] Royal HaskoningDHV; notitie *Update ontwerp met onverankerde damwand en aanbeveling legger regionale kering Baambrugge*; M%ABC2777AHON003F01 d.d. 19-01-2017;

[3] Waternet; e-mail van K. Zondervan *RE:17435 Baambrugge* d.d. 24-12-2017.

3 CONTROLE D-SHEET MODEL

3.1 D-Sheet model uit RHDV notitie [2]

De berekening "Baambrugge S1_2%staal" is gecontroleerd in deze memo. Dit betreft een BGT berekening van een gestaffelde Larsson L601 damwandprofiel met staalkwaliteit van S355. Omdat de berekening niet aangeleverd is, is het model nagebouwd op basis van het D-Sheet rapport in de bijlage van [2]. De gevonden resultaten (Tabel 1) komen overeen met die van [2].

Tabel 1 Resultaten damwandberekeningen nagebouwd model gelijk aan de resultaten in [2]

2.1 Maxima per Stage

Stage nr.	Stage name	Displace-ment [mm]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Mob. perc. moment [%]	Mob. perc. resistance [%]	Vertical balance
1	Regulier peil	13,6	-9,59	4,53	**0,0**	16,3	---
2	peil na val	50,6	-23,35	-13,22	**0,0**	19,7	---
3	val + bovenbela...	**73,9**	-31,72	-16,13	**0,0**	**21,1**	---
Max		**73,9**	**-31,72**	**-16,13**	**0,0**	**21,1**	---

3.2 Invloed van inwendige wrijvingshoek veen δ = 0

De inwendige wrijvingshoek voor het veen is in [2] aangehouden op 11,52°. Voor veen wordt in de regel altijd een δ = 0° gehanteerd. In dit geval worden de resultaten gevonden als in Tabel 2

Tabel 2 Resultaten na hanteren δ = 0 voor veen

Stage nr.	Stage name	Displace-ment [mm]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Mob. perc. moment [%]	Mob. perc. resistance [%]	Vertical balance
1	Regulier peil	15,2	-10,63	-5,19	**0,0**	16,6	---
2	peil na val	55,4	-24,20	-13,80	**0,0**	20,2	---
3	val + bovenbela...	**82,5**	-33,48	-17,21	**0,0**	**21,7**	---
Max		**82,5**	**-33,48**	**-17,21**	**0,0**	**21,7**	---

De damwand verplaatsingen worden circa 12% groter. De toename in krachten blijft beperkt. Omdat de verplaatsingen minder relevant zijn voor het aangehouden belastinggeval heeft dit geen consequenties voor de berekeningen.

3.3 Hanteren van schelpfactor voor gestaffelde damwanden

De damwand wordt gestaffeld aangebracht d.m.v. één dubbele lange plank van 9, 10 of 12 m gevolgd door drie kortere dubbele planken van 5m. In [2] zijn de eigenschappen voor de gestaffelde damwanden aangehouden zoals weergegeven in Tabel 3. De gestaffelde damwand is niet gangbaar gemodelleerd:

- X Een dubbel L601 profiel heeft een breedte van 1,2m en dus ook een acting width van 1,2m.
- X Eén sectie van 4 dubbele planken heeft een acting width van 4,8 m.
- ✓ De reductiefactor is inclusief reductie t.g.v. scheve buiging (0,8 reductie).
- X Het opneembaar moment van de sectie met de lange plank dient 4x zo klein te zijn als het doorgaande scherm. In [2] is het maximaal opneembaar moment van de lange planken wel correct gedeeld door 4.

De te hanteren eigenschappen zijn weergegeven in Tabel 4.

Tabel 3 Gehanteerde gestaffelde damwandeigenschappen uit [2]

3.2 Sheet Piling Properties

Length	9,00 m
Level top side	0,10 m
Number of sections	2

3.2.1 General properties

Section name	From [m]	To [m]	Material type	Acting width [m]
L 601	-3,90	0,10	Steel	1,00
L 601	-8,90	-3,90	Steel	0,25

3.2.2 Stiffness EI (elastic behaviour)

Section name	Elastic stiffness EI [kNm²/m']	Red. factor on EI [-]	Corrected elas. stiffness EI [kNm²/m']	Note to reduction factor
L 601	2,4192E+04	0,61	1,4750E+04	(7.5-1.8)/7.5
L 601	2,4192E+04	0,61	3,6890E+03	

3.2.3 Maximum allowable moments

Section name	Mr;char;el [kNm/m']	Modification factor [-]	Material factor [-]	Red. factor allow. moment [-]	Mr;d;el [kNm/m']
L 601	264,00	1,00	1,00	0,61	161,04
L 601	264,00	1,00	1,00	0,61	161,04

Tabel 4 Te hanteren gestaffelde damwandeigenschappen CRUX

3.2 Sheet Piling Properties

Length	9,00 m
Level top side	0,10 m
Number of sections	2

3.2.1 General properties

Section name	From [m]	To [m]	Material type	Acting width [m]
L 601 + L 601	-3,90	0,10	Steel	4,80
L 601	-8,90	-3,90	Steel	1,20

3.2.2 Stiffness EI (elastic behaviour)

Section name	Elastic stiffness EI [kNm²/m']	Red. factor on EI [-]	Corrected elas. stiffness EI [kNm²]	Note to reduction factor
L 601 + L 601	2,4248E+04	0,61	7,0999E+04	
L 601	2,4417E+04	0,61	1,7873E+04	

3.2.3 Maximum allowable moments

Section name	Mr;char;el [kNm/m']	Modification factor [-]	Material factor [-]	Red. factor allow. moment [-]	Mr;d;el [kNm]
L 601 + L 601	264,00	1,00	1,00	0,61	772,99
L 601	264,00	1,00	1,00	0,61	193,25

Opgemerkt wordt dat in geval van een gestaffelde damwand de eigenschappen en resultaten in D-Sheet weergegeven wordt per sectie (in dit geval 4,8m) en niet per m'.

Tevens dient een schelpfactor te worden toegepast op de grondlagen over de lengte van de enkele planken. De volgende schelpfactoren zijn gehanteerd:

Grond materiaal	Schelpfactor
Klei_2% 2016	1,6
Zand, los	2,0
Zand, vast	2,3

Resultaten per sectie van 4,8m

Stage nr.	Stage name	Displace-ment [mm]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Mob. perc. moment [%]	Mob. perc. resistance [%]	Vertical balance
1	Regulier peil	14,7	-50,31	27,30	**0,0**	8,9	---
2	peil na val	35,9	-103,61	-64,90	**0,0**	10,1	---
3	val + bovenbela...	**51,1**	-142,91	-81,43	**0,0**	**10,9**	---
Max		**51,1**	**-142,91**	**-81,43**	**0,0**	**10,9**	---

Bovenstaande resultaten zijn per sectie van 4,8m. Ter vergelijking zijn onderstaand de resultaten per m' weergegeven:

Max		51,1	29,77	16,96	0,0	10,9

Geconcludeerd wordt dat de krachten in de damwand in dezelfde orde van grootte zitten als de krachten uit [2] en de damwand voldoet met de door RHDV gehanteerde uitgangspunten. Het toepassen van schelpfactoren heeft een gunstige invloed op de berekende verplaatsingen.

3.4 Toetsing buigend moment in de veenlaag

In [2] is uitgegaan van een totale corrosie van 1,8 mm. Volgens CUR166 zou dit 2,5 mm per zijde (dus totaal 5mm) moeten zijn.

Het maximaal moment (BGT) zonder corrosie bedraagt 31 kNm/m' (incl. reductie scheve buiging). Dit maximaal moment bevindt zich ter plaatse van de kleilaag op ca. NAP -3,75m.
In het veen bedraagt het maximaal moment ca. 23 kNm/m'. Om dit moment op te kunnen nemen mag het L601 profiel maximaal 4,3mm (dubbelzijdig) gecorrodeerd zijn ter plaatse van het veen.
Dit voldoet niet aan de CUR166 waarde van 5 mm die als conservatief wordt beschouwd.

Conform opgave opdrachtgever [3] wordt een L603 profiel gehanteerd met een dikte van 9,7 mm i.p.v. een L601 profiel met dikte van 7,5 mm. Door de combinatie van de extra staaldikte en een groter momentcapaciteit voldoet de L603 profiel met een minimale staalkwaliteit van S240 aan de corrosie-eisen conform de CUR 166 in veiligheidsklasse RC 1.
Opgemerkt wordt dat als de damwand gedrukt wordt, deze over de bovenste vrije hoogte moet worden doorgelast als maatregel tegen scheve buiging.

Mocht u naar aanleiding van deze memo nog vragen hebben dan kunt u contact opnemen met ir. E.S.D. El Banna.

Bijlage 3 Trillingsprognose

Sheet	**Trillingspredictie CUR 166 (3e), toets SBR (v055)**
Project	Review dijkversterking Angstelkade Baambrugge
Projectnummer	17435
Fase / onderdeel	
Datum	4-10-2017
Opsteller	ir. E.S.D. El Banna

CRUX

S:\Standaardsheets\00 Qsheets\Omgevingsbeinvloeding\trillingspredictie damwand open-buispaal en toets sbr\[QSH---Trillingspredictie damwand openbuis v055.xlsm]A

Uitgangspunten

Profiel		damwand	
Inbrengmethode		intrillen	
Slagkracht	Fc	350	[kN]
Reductiefactor (maatregel)	R	1	
Evt. overdracht slagkracht (Fc) naar grond		100%	
Locatie voor bodemprofiel		Amsterdam	
Overschrijdingskans		5,0%	
Bepaling γ i.v.m. overschrijdingskans		exact	
Type "meting" voor bepaling γ_v		uitgebreid	

Opmerking

Slagkracht na correcties	Fc;cor	350	[kN]	= R * 100% * Fc
Betrouwbaarheidsindex (5%)	β	1,64		(tabel overschrijdingskans - beta)

Belendende objecten en grenswaarden SBR-A

Type object (pand, fundering, leiding)	type fundering	type vloer	afstand x [m]	Dom. freq. [Hz]	Kar. grensw. Vkar [mm/s]	Factoren voor type trilling γ_t [-]	"meting" γ_v [-]	Rekenw. grensw. Vr [mm/s]
a. cat. 3	?		5	30	5,5	2,5	1,0	2,2

Verticale trilling in de grond

Gem. referentiesnelheid op 5m (50%)	u_0	1,1	[mm/s]	(tabel: profiel Amsterdam)
Demping bodem	α	0,02	[m^{-1}]	(tabel: profiel Amsterdam)
Spreiding	V_0	0,9		(tabel: profiel Amsterdam)
Veiligheidsfactor bij 5% overschrijdingskans	γ	2,42	[-]	γ = EXP(0,7 * β * √(ln(1 + V_0^2)))
Gecorrigeerde gem. referentiesnelheid (50%)	$u_{0;cor}$	1,10	[mm/s]	= u0 + 0,002 * (Fc;cor - 350) (Fc;cor≥350)
Rekenw. referentiesnelheid op 5m (5%)	$\gamma \cdot u_{0;cor}$	2,66	[mm/s]	

Verticale trilling ter plaatse object

Toets

Belending	type fundering	Grensw. Vr [mm/s]	overdr. draagconstr. C_{xf1} [-]	C_{xf2} [-]	benodigde afstand [m]	gegeven afstand, x [m]	demping $C_{0x}(x)$ [-]	fundering Vk [mm/s]	Vd [mm/s]	Toets
a. cat. 3	?	2,2	1	0,7	**3,8**	5,0	1,00	0,8	1,9	OK
										-
										-
										-

C0x = √(5 / x) * EXP(-α * (x - 5))