



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	Amvest Karst Hagendoorn Postbus 12446 1100 AK Amsterdam		
PROJECTNUMMER	16503		
DOCUMENTNUMMER	RA16503a	VERSIE	1
OPGESTELD	ing. B.W. Wehrmann		...
			...
			...
GECONTROLEERD	ing. M.J. van Baars		...
			...
VRIJGAVE	dr.-Ing. H.D. Netzel		...
DATUM	21-12-2016		

Rapport [RA16503a1]
Risicoanalyse
Parkeerkelder Sigma te Amsterdam

VERSIEGESCHIEDENIS

REV.	DATUM	OPMERKING
1	21-12-2016	Concept

© 2016 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:\16503 Amvest Sigma locatie Amsterdam\01 RAP\RA16503a1 Risicoanalyse Sigma.docm

Formulier RA-01-v16.0803

Inhoudsopgave

1	INLEIDING	3
1.1	Algemeen	3
1.2	Leeswijzer	3
2	UITGANGSPUNTEN	4
2.1	Documenten	4
2.2	Projectlocatie en omgeving.....	4
2.2.1	Zeeburgerschutsluis.....	5
2.2.2	Kabels en Leidingen	7
2.3	Ontwerp.....	7
2.4	Grondopbouw	8
2.5	Grondwaterstanden	8
2.6	Bovenbelasting.....	10
2.7	Steunconstructie	10
2.8	Veiligheidsfilosofie.....	10
2.9	Programmatuur	11
3	BOUWKUIPONTWERP.....	12
3.1	Inleiding.....	12
3.2	Stabiliteit bouwputbodem	13
3.3	Geometrie	13
3.4	Fasering.....	15
3.5	Resultaten	15
4	OMGEVINGSBEÏNVLOEDING DOOR TRILLINGEN	17
4.1	Algemeen	17
4.1.1	Bepaling minimaal benodigde slagkracht	17
4.1.2	Voorspelling en toetsing trillingsintensiteiten.....	17
5	OMGEVINGSBEÏNVLOEDING DOOR GRONDVERVORMINGEN	20
5.1	Inleiding.....	20
5.2	Damwandvervorming.....	20
5.3	Inklinking door het trillen van de damwanden.....	21
5.4	Trekken van de damwand.....	22
5.5	Conclusie	23
6	SCHADEPREDICTIE BELENDING	24
6.1	Algemeen	24
6.2	Beoordeling	26
6.3	Conclusie	27
7	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	28
7.1	Bouwkuipontwerp	28
7.2	Omgevingsbeïnvloeding door trillingen	28
7.3	Omgevingsbeïnvloeding door grondvervormingen.....	28
7.4	Schadepredictie	29
7.5	Aanbevelingen	29



Lijst van Figuren

Figuur 1 Projectlocatie (rood omlijnd = contour parkeerkelder).....	4
Figuur 2 Dwarsdoorsnede kolkwandconstructie Noord	6
Figuur 3 Doorsnede principe kolkwandconstructie	6
Figuur 4 Schets nieuwe situatie (parkeerkelder rood omlijnd).....	7
Figuur 5 Plattegrond parkeerkelder	7
Figuur 6 Overzicht peilbuizen	9
Figuur 7 Overzicht doorsneden.....	14
Figuur 8 Doorsnede A-A' (AZ18-700 tot NAP-14m).....	14
Figuur 9 Doorsnede C-B-B' (AZ18-700 tot NAP-16m).....	15
Figuur 10 Resultaten intrillen damwand AZ18-700 tot NAP-14m (bovengrens).....	19
Figuur 11 Resultaten intrillen damwand AZ18-700 tot NAP-14m (ondergrens).....	19
Figuur 12 Verticale vervorming (fase 2.0 asymmetrisch belast).....	21
Figuur 13 Horizontale vervorming (fase 2.0 asymmetrisch belast).....	21
Figuur 14 Zakking als gevolg van het intrillen van damwand AZ18 tot NAP-14m.....	22
Figuur 15 Maaiveldzakking door trekken damwand.....	23
Figuur 16 Schematisering methode der grensrekken voor verticale verschilzettingen.....	24

Lijst van Tabellen

Tabel 1 Belendingen.....	5
Tabel 2 Uitgangspunten constructie kolkwand	6
Tabel 3 Grondopbouw	8
Tabel 4 Grondwaterstanden	9
Tabel 5 Uitgangspunten stempelraam	10
Tabel 6 Veiligheidsfactoren conform CUR166	10
Tabel 7 Parameterset t.b.v. DSheetPiling berekeningen	12
Tabel 8 Parameterset t.b.v. Plaxis berekeningen	13
Tabel 9 Fasering doorsnede B-B'	15
Tabel 10 Berekeningsresultaten.....	16
Tabel 11 Grenswaarden conform SBR-A, frequentie afhankelijk	18
Tabel 12 Samenvatting maaiveldvervormingen op 3,5m afstand tpv belendende panden.	23
Tabel 13 Schade classificatiesysteem conform BRE	25
Tabel 14 Pandvervormingen (op 3,5m afstand; lengte pand 17m)	26
Tabel 15 Resultaten schadepredictie voor panden in goede tot redelijke staat	26

Lijst van Bijlagen

Bijlage 1 Gehanteerde sondering
Bijlage 2 Uitgangspunten Plaxis2D
Bijlage 3 Verticaal evenwicht
Bijlage 4 Visualisatie fasering
Bijlage 5 Berekening slagkracht
Bijlage 6 Invloedsgebied trillingspredictie
Bijlage 7 Berekeningsresultaten Schadepredictie

1 Inleiding

1.1 Algemeen

In opdracht van Amvest voert CRUX Engineering BV geotechnische advieswerkzaamheden uit ten behoeve van de een parkeerkelder Sigma aan de Nieuwevaartweg te Amsterdam.

De werkzaamheden betreffen het geotechnisch ontwerp van de bouwkuip op VO niveau en het uitvoeren van een risicoanalyse met betrekking tot omgevingsbeïnvloeding. Het ontwerp heeft een oriënterend karakter met als doel de omgevingsbeïnvloeding te beoordelen waarbij de nadruk ligt op de belendende Zeeburgerschutsluis.

In dit stadium is nog beperkte informatie beschikbaar betreffende de nieuwe kelderconstructie en omliggende gebouwen. In een later stadium zal deze informatie opnieuw beoordeeld moeten worden.

1.2 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 worden de uitgangspunten behandeld. Hoofdstuk 3 gaat in op de berekening van het bouwkuipontwerp. Door de aanleg van de bouwkuip in stedelijk gebied is in hoofdstuk 4 (door trillingen) en 5 (door grondvervormingen) de omgevingsbeïnvloeding behandeld. Op basis van de berekende grondvervormingen is in hoofdstuk 6 een schadepredictie uitgevoerd van belendingen. Ten slotte zijn de conclusies uit de vorige hoofdstukken samengevat en wordt een aantal aanbevelingen gedaan in hoofdstuk 7.

2 Uitgangspunten

2.1 Documenten

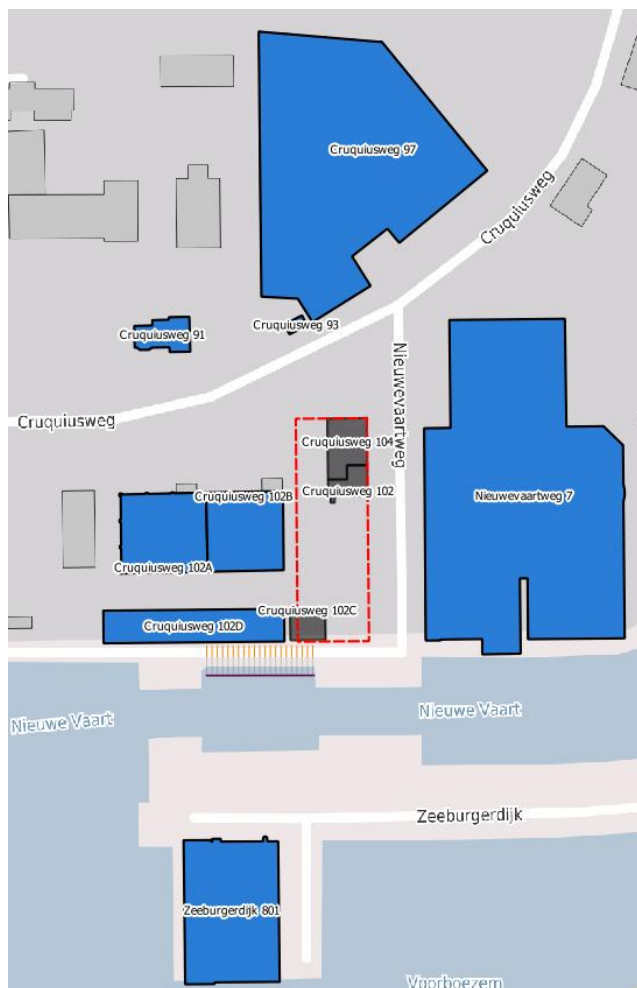
De volgende documenten zijn gehanteerd bij het opstellen van dit rapport:

- [1] Amvest; schets situatie/kavelgrens
- [2] Amvest; schets plattegrond; IAA-KL-19-01-2016
- [3] Hakker; tekening "Reconstructie kolkwand Zeeburgerschutsluis"; Tekeningnr. 15031-TEK-001-REV; d.d. 17-05-2016

CRUX staat niet in voor de juistheid en/of volledigheid van de door derden verstrekte informatie en gegevens.

2.2 Projectlocatie en omgeving

De parkeerkelder is gelegen aan de Nieuwevaartweg te Amsterdam, direct ten Noorden van de Zeeburgerschutsluis. Ten zuidwesten van de nieuwbouw is het ankerscherm van de kolkwand van de schutsluis aanwezig. In Figuur 1 is een overzicht van de belendingen gegeven en in Tabel 1 zijn deze samengevat.



Figuur 1 Projectlocatie (rood omlijnd = contour parkeerkelder)

Tabel 1 Belendingen

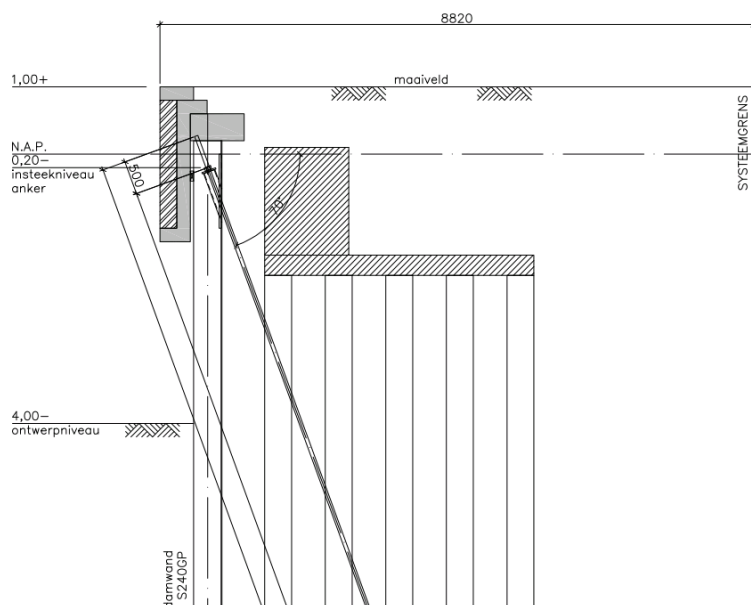
Belending	Bouwjaar	Gebruiksfunctie	SBR-A cat.
Nieuwevaartweg 7	1940	Industriefunctie	2/3
Cruquiusweg 91	1931	Woonfunctie	2/3
Cruquiusweg 93	1954	Overige gebruiksfunctie	2/3
Cruquiusweg 97	1931	Industriefunctie	2/3
Cruquiusweg 102*	1935	Industriefunctie	2/3
Cruquiusweg 102 A	1959	Industriefunctie	2/3
Cruquiusweg 102 B	1942	Woonfunctie	2/3
Cruquiusweg 102 C*	1939	Industriefunctie	2/3
Cruquiusweg 102 D	1935	Industriefunctie	2/3
Cruquiusweg 104*	1935	Industriefunctie	2/3
Zeeburgerdijk 801	1949	Industriefunctie	2/3

Ten behoeve van een exactere bepaling van de SBR-A categorie zijn gegevens omtrent de staat van de belending en het funderingstype benodigd. Vooralsnog wordt verondersteld dat de panden op staal, houten palen of betonnen palen gefundeerd zijn. Informatie betreffende de aanwezigheid van kelder of andere specifieke zaken die invloed kunnen hebben op de berekeningen dienen ook uitgezocht te worden.

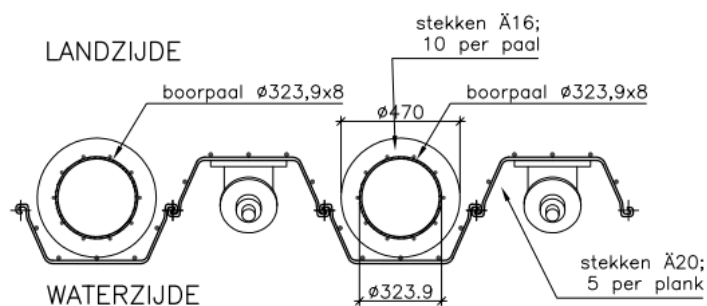
2.2.1 Zeeburgerschutsluis

Ten zuiden van de parkeerkelder is de Zeeburgerschutsluis gelegen. De oude constructie van de schutsluis betreft voor een deel een L-wand op palen. Ter plaatse van de kolkwand is een nieuwe damwand voor de oude constructie geplaatst. De nieuwe kademuur betreft een verankerde damwand, met in de damwandkas een schroefinjectiepaal voor de verticale draagkracht. De ankers lopen onder een hoek van 70° tot ca. 1 m van de projectlocatie.

In Figuur 2 is de damwandconstructie afgebeeld en in Figuur 3 is de schroefinjectiepaal afgebeeld. In Tabel 2 zijn de constructieve uitgangspunten, benodigde voor de berekeningen, samengevat.



Figuur 2 Dwarsdoorsnede kolkwandconstructie Noord



Figuur 3 Doorsnede principe kolkwandconstructie

Tabel 2 Uitgangspunten constructie kolkwand

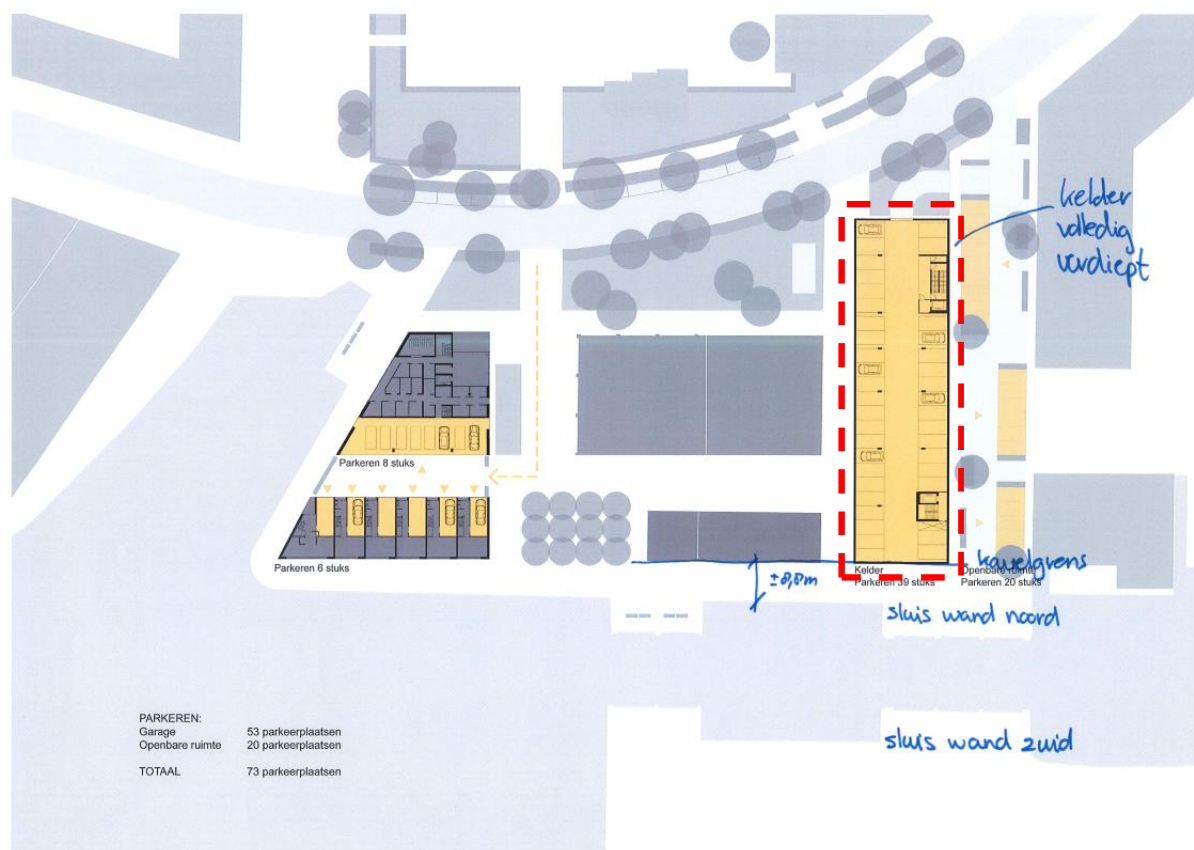
Eigenschappen	Damwand U-profiel	Anker 70°	Groutlichaam anker	Schroefinjectie paal
Profiel	VL605 S240GP	Jetmix anker Ø51,0*12,5mm	Boorkop Ø220	Schacht Ø323,9*8mm Voet Ø470mm
E	2,1 ^e 8 kN/m ²	2,1 ^e 8 kN/m ²	2,0 ^e 6 kN/m ²	2,0 ^e 7 kN/m ²
A	17,5 ^e -3 m ² /m	1,447 ^e -3 m ²	38,0 ^e -3 m ²	82,4 ^e -3 m ²
I	4,113 ^e -4 m ⁴ /m	-	-	5,403 ^e -4 m ⁴
Lengte [m]	NAP+1,m tot NAP-13,5m	22,85	8,2	NAP+0,25m tot NAP-19,0m
H.o.h. [m]	Doorlopende wand	1,2	1,2	1,2

2.2.2 Kabels en Leidingen

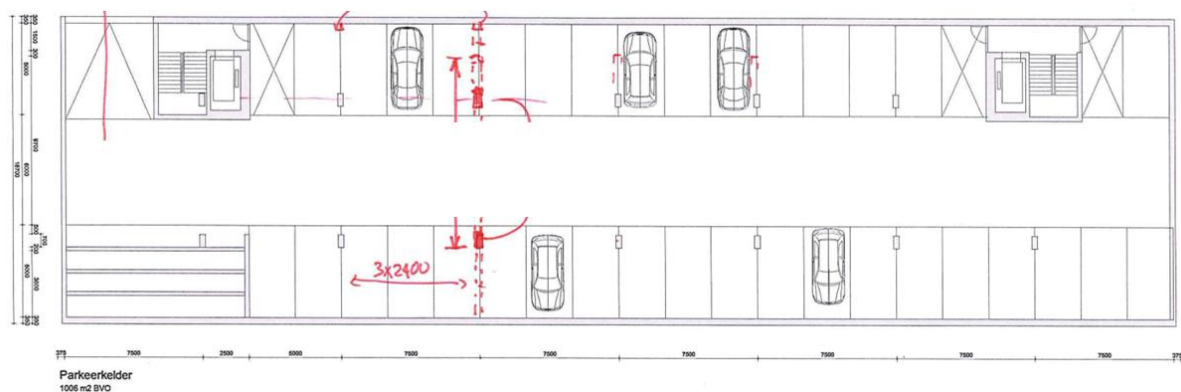
Er zijn nog geen gegevens bekend met betrekking tot de aanwezigheid van kabels en leidingen.

2.3 Ontwerp

Aan de Nieuwevaartweg te Amsterdam wordt een nieuwe parkeerkelder 60,75m x 16,70m (rood omlijnd) gerealiseerd. In Figuur 4 is een schets van de nieuwe situatie en in Figuur 5 een plattegrond gepresenteerd.



Figuur 4 Schets nieuwe situatie (parkeerkelder rood omlijnd)



Figuur 5 Plattegrond parkeerkelder

Omdat gegevens omtrent de constructie nog ontbreken wordt vooralsnog uitgegaan van een ontgravingsdiepte van 4m –MV. Op basis van gegevens uit het AHN wordt het maaiveld op NAP+0,9m aangehouden, waardoor het ontgravingsniveau is gelegen op NAP-3,1m. Hierbij is ook rekening gehouden met 0,5m extra ontgraving voor een grondverbetering in de veenhoudende grondlaag.

2.4 Grondopbouw

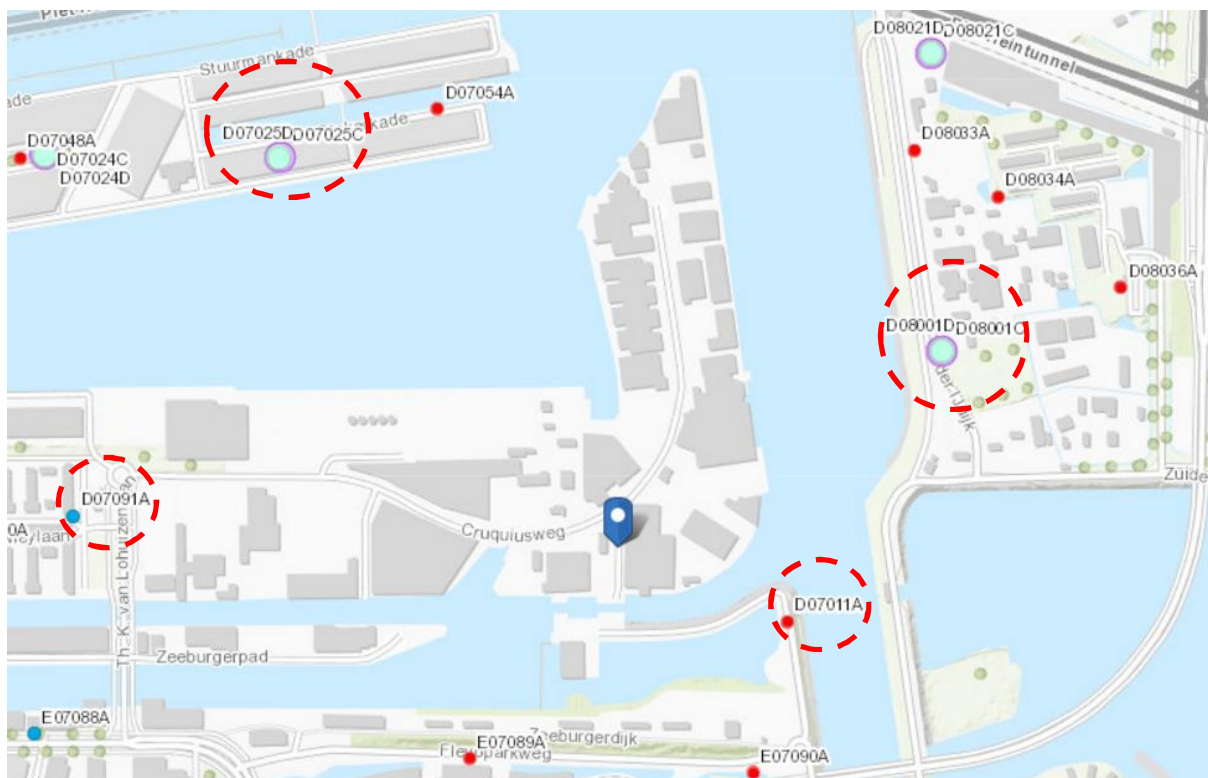
De grondopbouw is afgeleid van sondering S25G01489_00, afkomstig van het Dinoloket, en gepresenteerd in Tabel 3. De sonderinggrafiek is in Bijlage 1 toegevoegd.

Tabel 3 Grondopbouw

Nr.	Grondtype	Bovenkant grondlaag [m NAP]
01A	Ophooglaag, zand	+0,9
08	Hollandveen	-0,5
09	Oude zeeklei	-6,5
10	Wadzand	-7,3
11	Hydrobiaklei	-10,0
12	Basisveen	-11,2
13	Eerste zandlaag	-12,3
14	Allerod	-16,0
17	Tweede Zandlaag	-17,0

2.5 Grondwaterstanden

De grondwaterstanden in de bestaande situatie zijn afgeleid uit de vraagspecificatie van het gemeentelijke peilbuizen meetnetwerk van Amsterdam. Voor de berekeningen is voor de freatische grondwaterstand uitgegaan van peilbuis D07011A. Voor de stijghoogte uit de eerste zandlaag is uitgegaan van peilbuis D08001C. In Figuur 6 is een overzicht van de peilbuizen gepresenteerd en in Tabel 4 zijn de grondwaterstanden gepresenteerd.



Figuur 6 Overzicht peilbuizen

Tabel 4 Grondwaterstanden

Peilbuis	Onderkant peilbuis [NAP m]	Watervoerend pakket	Gemiddelde grondwaterstanden [m in NAP]		
			GHG	GEM	GLG
PB 07011A	-1,21 / -2,21	1 (freatisch)	-0,20	-0,30	-0,45
PB D07091A*	-1,16 / -2,16	1 (freatisch)	+0,75	+0,50	+0,25
PB F08001C	-12,92 / -13,92	3 (1 ^e zandlaag)	-1,20	-1,50	-1,70
PB D07025C	-12,56 / -13,56	3 (1 ^e zandlaag)	-1,10	-1,20	-1,50

*Peilbuis vertoont hoge freatische grondwaterstand. De grondwaterstand is normaliter gelegen is om ca. NAP-0,4m wat overeenkomt met de heersende waterstand in het IJ en in de grachten van Amsterdam.

Omdat er geen peilbuizen in de wadzandlaag staan in de directe omgeving is het uitgangspunt voornamelijk dat de grondwaterstand in de wadzandlaag gelijk is aan de freatische grondwaterstand. Dit is in Amsterdam doorgaans het geval.

Geadviseerd wordt om in een vroeg stadium op de projectlocatie peilbuizen aan te brengen en vroegtijdig en frequent in te meten om een betrouwbare grondwaterstand van de verschillende watervoerende lagen af te kunnen leiden.

2.6 Bovenbelasting

In de berekeningen zal uitgegaan worden van een bovenbelasting van 20 kN/m² voor (zwaar) bouwverkeer conform CUR166. De bovenbelasting zal in de Plaxis berekening, afhankelijk van de maatgevende situatie, wel of niet toegepast worden.

2.7 Steunconstructie

Gezien de ontgravingsdiepte en de afstanden tot belendingen wordt het niet haalbaar geacht om een vrijstaande damwandconstructie te realiseren. Derhalve wordt uitgegaan van de toepassing van een steunconstructie. In dit geval van een stempelraam, ankers kunnen naar verwachting niet toegepast worden door aanwezigheid van de naast gelegen belendingen. In Tabel 5 zijn de uitgangspunten van het stempelraam samengevat.

Tabel 5 Uitgangspunten stempelraam

Eigenschappen	Stempel Ø508*10mm NAP+0,5m
E [kN/m ²]	2,1*10 ⁸
A [m ² /m]	15,65*10 ⁻³
Lengte [m]	17
H.o.h. [m]	5

2.8 Veiligheidsfilosofie

De berekeningen worden uitgevoerd conform NEN 9997-1 en CUR166. Voor de damwandberekeningen wordt uitgegaan van RC2 (CUR166 omschrijving keuze RC2: “voor middelmatige gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens en/of aanzienlijke economische of sociale schade gevolgen of gevolgen voor de omgeving”) omdat naast de belendende kadeconstructie van de Zeeburgerschutsluis wordt gebouwd. In onderstaande tabel zijn de veiligheidsfactoren op de belastingen, grondparameters en de geometrische veiligheidsfactoren geschematiseerd.

Tabel 6 Veiligheidsfactoren conform CUR166

Parameter	RC2 (b = 3,8)	Parameter	RC2 (b = 3,8)
<u>Belastingen</u>		<u>Grondparameters (stabiliteit)</u>	
Belasting permanent	1,0	tan(φ')	1,25
Belasting veranderlijk	1,1	c'	1,45
<u>Grondparameters (sterkte)</u>		<u>Geometrie</u>	
tan(φ')	1,175	Kerende hoogte	+10% (tot 0,5 m)
c'	1,25	Grondwaterstand actief	+ 0,05 m
k	1,3	Grondwaterstand passief	- 0,25 m

2.9 Programmatuur

Voor de ontwerpberekening van de damwand is gebruik gemaakt van DSheetpiling versie 16.1.

De grondvervormingen en de asymmetrische krachtwerking naast de sluis zijn berekend met het eindige elementen programma PLAXIS 2D versie 2016.

3 Bouwkuipontwerp

3.1 Inleiding

De damwandberekeningen zijn gemaakt om de benodigde sterkte en inbeddingsdiepte van de damwand te bepalen met behulp van DSHEETPILING conform CUR166. In Tabel 7 zijn de gehanteerde representatieve waarden van de grondparameters gepresenteerd.

Tabel 7 Parameterset t.b.v. DSHEETPILING berekeningen

Nr.	Grondsoort	Bovenkant grondlaag	Onderkant grondlaag	γ	γ_{sat}	φ'	c'	k1	k2	k3
		[m NAP]	[m NAP]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]		
01A	Ophoogmateriaal	+0,9	-0,5	18,4	18,4	27	0	12000	6000	3000
08	Hollandveen	-0,5	-6,5	10,5	10,5	18	5	1600	650	400
09	Oude Zeeklei	-6,5	-7,3	16,5	16,5	26	7	3600	1750	700
10	Wadzand	-7,3	-10,0	17,9	17,9	27	2	6600	3300	1650
11	Hydrobiaklei	-10,0	-11,2	15,2	15,2	27	8	4000	2000	800
12	Basisveen	-11,2	-12,3	11,7	11,7	18	6	2000	800	500
13	1 ^{ste} zandlaag	-12,3	-16,0	19,8	19,8	33	0	22000	11000	5500
14	Allerod	-16,0	-17,0	18,5	18,5	27	5	14800	7400	3700
17	2 ^{de} zandlaag	-17,0	-20,0	19,8	19,8	33	0	37000	18500	9250

Vanwege de complexe geometrie en krachtswerking en om de grondvervorming op het maaiveld te bepalen is er voor gekozen om ook een berekening uit te voeren in Plaxis2D.

Met PLAXIS is het mogelijk de spanning- en vervormingtoestand en de stabiliteit van een grondmassief met een gecompliceerde geometrie te beschouwen. De geometrie wordt ingedeeld in elementen. Aan elk element worden materiaaleigenschappen toegekend zoals eigengewicht, stijfheid en sterkte. Een stelsel niet lineaire vergelijkingen wordt opgesteld waarvan met behulp van numerieke oplosmethoden op iteratieve wijze de oplossing wordt benaderd. Zowel de spanningen als vervormingen kunnen op deze wijze voor elk element (lees op elke locatie in het grondmassief) worden berekend.

Tijdsafhankelijke effecten zoals consolidatie en kruip zijn niet in beschouwing genomen. De doorlatende zandige lagen zijn gedraineerd beschouwd. Om de meest ongunstige situatie te beschouwen is voor de klei- en veenlagen eveneens gedraineerd gedrag verondersteld. De berekeningen zijn uitgevoerd met het 'Hardening Soil Small Strain model' waarin rekening wordt gehouden met een niet-lineaire spanning-rekrelatie en onderscheid wordt gemaakt in een stijfheid voor belasten en ontlasten.

De parameterset ten behoeve van de berekeningen is afgeleid op basis van het grondonderzoek en het grootschalig grondonderzoek en laboratoriumproeven in Amsterdam in het kader van de Noord/Zuidlijn. De gehanteerde representatieve waarden van de grondparameters voor het ontwerp betreffen ondergrenswaarden en zijn gepresenteerd in Tabel 8. In Bijlage 2 zijn alle uitgangspunten van Plaxis gerelateerde grondlagen en elementen samengevat.

Tabel 8 Parameterset t.b.v. Plaxis berekeningen

Nr.	Grondsoort	Bovenkant grondlaag	Onderkant grondlaag	E _{50;ref}	E _{oed;ref}	E _{ur;ref}	m	$\gamma_{0,7}$	G _{0^{ref}}
		[m NAP]	[m NAP]	[kN/m ³]			[-]	[-]	[MN/m ²]
01A	Ophoogmateriaal	+0,9	-0,5	17.000	15.000	50.000	0,8	0,233 ^{e-3}	60.000
08	Hollandveen	-0,5	-6,5	2.000	1.023	7.000	0,8	0,357 ^{e-3}	28.000
09	Oude Zeeklei	-6,5	-7,3	7.000	3.200	20.000	0,85	0,189 ^{e-3}	57.000
10	Wadzand	-7,3	-10,0	10.000	5.300	25.000	0,6	0,32 ^{e-3}	43.000
11	Hydrobiaklei	-10,0	-11,2	7.500	3.700	15.000	0,9	0,25 ^{e-3}	51.000
12	Basisveen	-11,2	-12,3	2.000	1.100	10.000	0,8	0,357 ^{e-3}	28.000
13	1 ^{ste} zandlaag	-12,3	-16,0	35.000	20.000	100.000	0,5	0,112 ^{e-3}	129.000
14	Allerod	-16,0	-17,0	15.000	8.300	30.000	0,7	0,146 ^{e-3}	96.000
17	2 ^{de} zandlaag	-17,0	-20,0	32.000	25.000	80.000	0,5	0,072 ^{e-3}	207.000

3.2 Stabiliteit bouwputbodem

Volgens NEN9997-1 dient ten opzichte van elk niveau sprake te zijn van verticale stabiliteit van de ontgraving. Door het ontgraven van de bouwkuip tot NAP-3,1m (inclusief 0,5 zandbed) en het verlagen van de grondwaterstand binnen de bouwkuip neemt de neerwaartse belasting af, hetgeen kan leiden tot opbarsten van de bouwputbodem of tot welvorming. Om dit te controleren is een stabiliteitsberekening uitgevoerd te worden waarbij conform NEN9997-1 een partiële materiaalfactor van 1,1 is toegepast.

Stabiliteitsberekeningen zijn uitgevoerd uitgaande van een grondopbouw conform sondering S25G01489_00 en de volumieke gewichten overeenkomstig met Tabel 7. De veiligheid is voldoende gewaarborgd als ontgraven wordt tot maximaal NAP-3,1 en bemalen tot NAP-3,6m. Ten behoeve van de bouw van de parkeerkelder kan met behulp van een bemaling in den droge ontgraven worden. In Bijlage 3 is de berekening bijgevoegd.

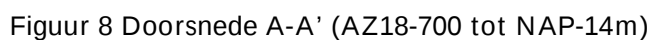
3.3 Geometrie

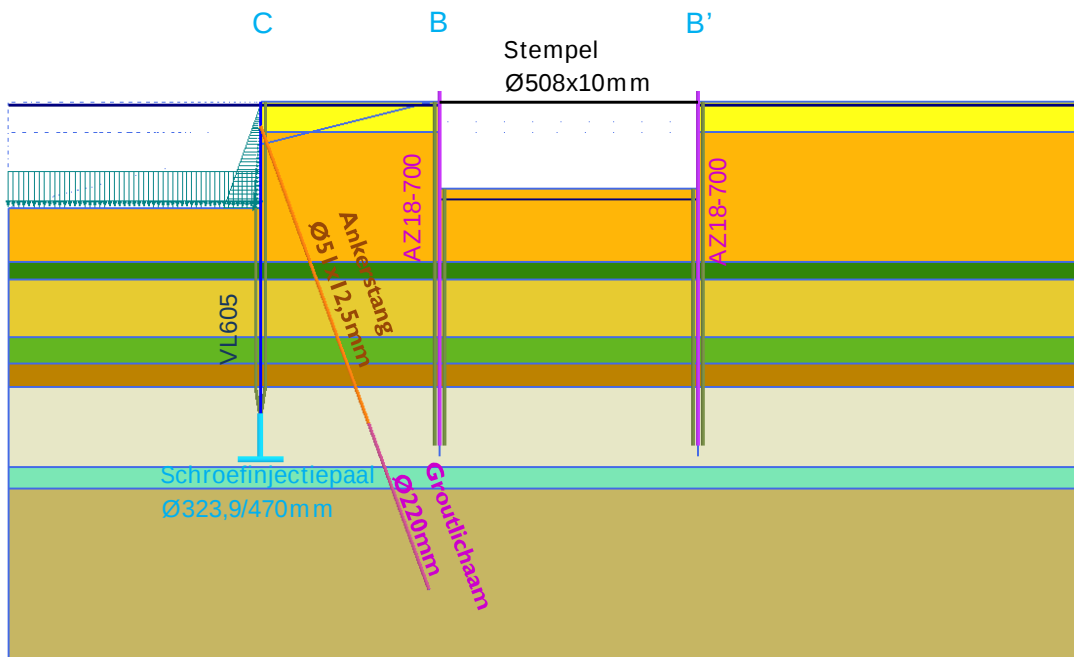
In Figuur 7 is een overzicht van de doorsneden gepresenteerd.



Voor de berekening van de minimaal benodigde inbeddingsdiepte en sterkte is met Dsheetpiling een berekening gemaakt gebaseerd op doorsnede A-A'.

Voor de berekening van de invloed op de kolkwand en de maatgevende vervormingen op het maaiveld is met Plaxis een berekening gemaakt gebaseerd op doorsnede B-B'. Hierbij is ervan uitgegaan dat een schoor / hoekstempel toegepast wordt. De overspanning van het hoekstempel is op maximaal 12m aangenomen. In de doorsnede wordt geen rekening gehouden met de relatief stijve hoek van de bouwkuipwand aan de zijde van de kolkwand.





Figuur 9 Doorsnede C-B-B' (AZ18-700 tot NAP-16m)

3.4 Fasering

In Tabel 9 is de fasering van doorsnede B-B' gepresenteerd.

Tabel 9 Fasering doorsnede B-B'

Fase	Omschrijving
0.0	Maagdelijke situatie
0.1	Ontgraven vaart onder talud
0.2	Installeren damwanden kolkwand
0.3	Realiseren kolkwand constructie
0.4	Ontgraven vaart en aanvullen met grond achter damwand
-	Vervormingen op nul
1.0	Installeren damwanden
2.0	Aanbrengen stempel op NAP+0,9m; Ontgraven tot NAP-3,1m en bemalen tot NAP-3,6m
3.0*	Aanbrengen zandbed tot NAP-2,6m

*Is niet meegenomen in de berekeningen omdat deze geen invloed heeft op de resultaten.

De fasering is visueel gepresenteerd in Bijlage 4.

3.5 Resultaten

De berekeningen zijn uitgevoerd voor de minimaal benodigde profielen met betrekking tot sterkte en vervormingen. Ten aanzien van vervormingen van de bestaande kolkwand betreffen dit bijkomende vervormingen.

De maatgevende resultaten van de doorsneden zijn gepresenteerd in Tabel 10. Voor de bepaling van maatgevende waarden is gevarieerd met de aanwezigheid van een terreinbelasting.

Tabel 10 Berekeningsresultaten

Doorsnede	A	A	B	B'	C
Wandelement (of gelijkwaardig)	AZ18-700	AZ18-700	AZ18-700	AZ18-700	VL605
Staalqualiteit	S355GP	S355GP	S355GP	S355GP	S240GP
Lengte [m]	15,4	15,4	16,4	16,4	13,5
Inbeddingsdiepte [NAP in m]	-14	-14	-15	-15	-13,5
E-Modulus [kN/m ²]	2,1*10 ⁸	2,1*10 ⁸	2,1*10 ⁸	2,1*10 ⁸	2,1*10 ⁸
Traagheidsmoment [cm ⁴ /m]	37800	37800	37800	37800	(41127) 32079
Weerstandsmoment [cm ³ /m]	1800	1800	1800	1800	(2006) 1625
Opneembaar moment [kNm/m]	639	639	639	639	(481) 390
Moment [kNm/m]	630	315	405	422	129 / 137*
Dwarskracht [kN/m]	196	121	131	131	42 / 42*
Vervorming [mm]	52		89	70	15 / -22**
Stempelkracht1 [kN/m]	196	121	131		-
Ankerkracht [kN]	-	-	-		-157 / -76**
Normaalkracht [kN]	-	-	-		173 / 90**
Grenstoestand	UGT	BGT	BGT	BGT	BGT

Waarde huidige situatie / Waarde situatie als gevolg van bouwkuip

*Waarde bij asymmetrische bovenbelasting bouwkuip, alleen ter plaatse van zijde B'

**Waarde indien geen bovenbelasting bouwkuip is geschematiseerd

Wanneer de verhouding UGT-BGT in Plaxis gelijk is aan de verhoudingen van DSHEETPILING wordt met een AZ18-700 de sterktecapaciteit overschreden. In dat geval dient een AZ26 S355GP of AZ38 S240GP toegepast te worden. Dit geldt alleen voor doorsnede B-B'.

Op basis van de berekeningsresultaten kan het volgende vastgesteld worden met betrekking tot de beïnvloeding van de Zeeburgerschutsluis:

- Optredend moment in de damwand van de Zeeburgerschutsluis neemt in beperkte mate (6%) toe bij een asymmetrische bovenbelasting aan de oostzijde (zijde B') van de bouwkuip.
- De damwand van de Zeeburgerschutsluis buigt uit in de richting van de bouwkuip wanneer geen bovenbelasting aanwezig is. Derhalve neemt de spanning op het anker af en daarmee ook de belasting op de schroefinjectiepaal.
- Op basis van de huidige ontwerp uitgangspunten is er geen situatie waarbij de damwand méér zal uitbuigen in de richting van het water, mits de bovenbelasting waarop de kolkwand is gedimensioneerd (20kPa) niet wordt overschreden.

4 Omgevingsbeïnvloeding door trillingen

4.1 Algemeen

In dit hoofdstuk zijn de trillingen als gevolg van het intrillen van damwandplanken AZ18-700 nader beoordeeld in relatie tot de omgeving. Hierbij worden de onderstaande stappen doorlopen voor de bepaling van de mogelijke schade ten gevolge van trillingen.

Trillen van damwanden:

- Bepaling van de minimaal benodigde slagkracht afhankelijk van het in te brengen damwandprofiel, lengte damwandprofiel en grondgesteldheid;
- Bepaling te verwachten trillingsintensiteiten ter plaatse van de belendingen door trillen van damwanden;
- Toetsing van de trillingsintensiteiten conform de in Nederland vigerende richtlijn SBR-A 'Schade aan gebouwen'.

4.1.1 Bepaling minimaal benodigde slagkracht

Om de trillingen in de omgeving door het intrillen van damwanden te kunnen kwantificeren dient eerst de benodigde slagkracht te worden bepaald, die noodzakelijk is om de damwand op diepte te krijgen. De minimaal benodigde slagkracht om de (dynamische) punt- en wrijvingsweerstand van de damwanden te kunnen overwinnen, is zeer afhankelijk van de beschouwde sondering. Vooral nog is gebruik gemaakt van twee sonderingen van het Dinoloket (sondering S25G01489_00 en S25G02912_00) en de eigenschappen van de damwand met betrekking tot het damwandprofiel en de damwandlengte.

Met betrekking tot de beschikbare sonderingen wordt opgemerkt, dat de (exacte) uitvoeringslocatie van de sonderingen uit DINOLoket niet bekend is. De sonderingen geven een aanzienlijk verschil in met name de conusweerstand van de Eerste zandlaag weer. Door het uitvoeren van aanvullend grondonderzoek is het mogelijk optimalisaties door te voeren die kunnen leiden tot een economischer ontwerp en/of uitvoeringswijze.

Voor de lokale grondgesteldheid bedraagt de minimaal benodigde rekenkundige slagkracht om een dubbele stalen damwandplanken AZ18-700 tot een diepte van NAP -14m in te brengen circa 498 à 2009kN. De berekeningen zijn opgenomen in Bijlage 5.

Op basis van empirische ervaringen kan voor het uittrillen van de damwanden een slagkracht factor 1,5 hoger dan bij intrillen worden gehanteerd. Deze wordt veroorzaakt door de vaak hoge slotwrijving van de planken ten gevolge van de installatie en de wanddeformaties na ontgraven.

4.1.2 Voorspelling en toetsing trillingsintensiteiten

Volgens de bestaande praktijkervaring bestaat er een aanvaardbaar kleine kans (minder dan 1%), dat schade aan bouwwerken en funderingen zal optreden, indien de rekenwaarden uit voorspellingen of metingen de rekenwaarde van de grenswaarden conform de SBR-A richtlijn niet overschrijden. In de predictie wordt ervan uitgegaan dat de damwanden worden ingetrild met behulp van een hoogfrequent trillingsblok met variabel moment. Conform de SBR-A zijn te hanteren grenswaarden opgegeven.

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

- In de berekening is een overschrijdingskans van 5% aangehouden, dit komt overeen met een betrouwbaarheidsindex (β) van 1,64;
- De trillingsbron (in/ uit trillen damwanden) wordt als continue trilling gecategoriseerd (conform artikel 10.2.3 SBR-A) met partiële veiligheidsfactor γ_t van 2,5;

De met bovenstaande uitgangspunten afgeleide grenswaarden zijn opgenomen in Tabel 11. De grenswaarden zijn afhankelijk van de dominante frequentie. Voor de bepaling van de partiële veiligheidsfactor g conform SBR-A zijn de trillingen door het in/- uittrillen van damwanden gecategoriseerd als continue trillingen. De daarvoor te hanteren veiligheidsfactor g bedraagt 2,5. Voor de frequentie-bandbreedte van trillingen door het hoogfrequent intrillen van damwanden zijn ervaringswaarden van 30Hz -40Hz aangehouden.

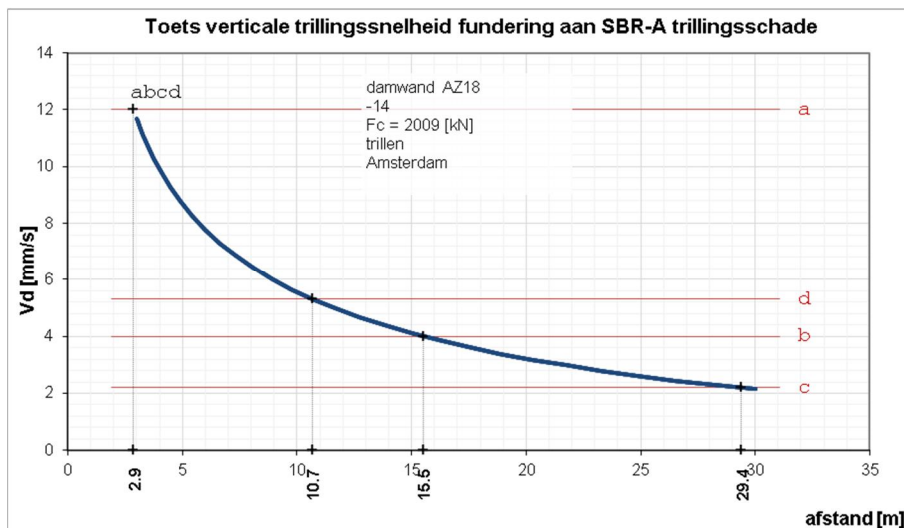
Tabel 11 Grenswaarden conform SBR-A, frequentie afhankelijk

Bouwwerk categorie conform SBR-A [-]	Frequentie [Hz]	Karakteristiek grenswaarden schade [mm/s]	Partiële veiligheidsfactor γ_t [-]	Grenswaarde schade (rekenwaarde) [mm/s]
a. Cat. 1	30	30	2,5	12,0
b. Cat. 2	30	10	2,5	4,0
c. Cat. 3	30	5,5	2,5	2,2
d. Trillinggev. Fund.	30	5,31	1,0	5,3

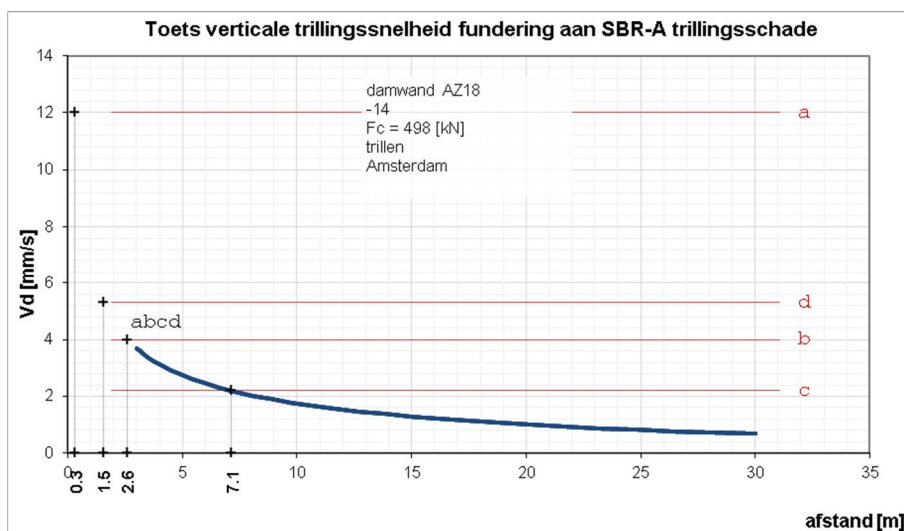
Het wordt benadrukt dat in deze toetsingswaarde voor de voorspellingen geen veiligheidsfactor voor het type meting in rekening is gebracht, te weten een uitgebreide, beperkte of indicatieve meting (conform SBR-A artikel 9.3, Tabel 4).

In Figuur 10 is de verticale trillingsrichting gepresenteerd, deze richting is door ons als maatgevend gesteld. Voor het Amsterdamse 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 te gebruiken is. 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 CRUX als onnodig hoog beschouwd. Op basis van meetresultaten afkomstig van een groot aantal projecten in Amsterdam blijken de verticale en horizontale trillingssnelheden elkaar in het algemeen niet significant te ontlopen en in lijn 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) ook als twijfelachtig benoemd.

De rekenkundig minimaal aan te houden afstanden vanaf de damwand zijn weergegeven per gebouwcategorie in Figuur 10 (bovengrens) en Figuur 11 (ondergrens). In Bijlage 6 zijn de invloedsgebieden op kaart uitgezet. Opgemerkt wordt dat de trillingssnelheid de eerste 5m vanaf de trillingsbron rekenkundig niet goed te voorspellen is.



Figuur 10 Resultaten intrillen damwand AZ18-700 tot NAP-14m (bovengrens)



Figuur 11 Resultaten intrillen damwand AZ18-700 tot NAP-14m (ondergrens)

Het uittrillen van de damwand kan mogelijk meer trillingen veroorzaken dan het intrillen, omdat de damwand door vervormingen op spanning staat. Hiermee dient rekening gehouden te worden in de monitoring.

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 er obstakels worden aangetroffen dient, afhankelijk van de diepte te worden voorgesleufd of worden vorgeboord. Deze werkzaamheden dienen echter zorgvuldig te worden voorbereid en uitgevoerd, zodat geen ontoelaatbare grondontspanning en vervormingen optreden in de omgeving.

5 Omgevingsbeïnvloeding door grondvervormingen

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de grondvervormingen in de omgeving ten gevolge van de werkzaamheden en de mogelijke invloed daarvan op (verschil)zettingen van de belendende constructies middels de huidig ter beschikking staande voorspellingsmethodieken rekenkundig gekwantificeerd. Onderstaande aspecten zijn beschouwd.

- **Damwandvervorming.** Door vervorming van de damwand als gevolg van het ontgraven kunnen grondvervormingen ontstaan. Door de vervorming van de damwand vervormt ook de grond achter de wand, met als gevolg mogelijke (schadeveroorzakende) zettingen en horizontale (verschil)vervormingen aan belendingen. Het verloop van deze grondvervormingen kan rekenkundig worden gekwantificeerd met behulp van het computerprogramma PLAXIS 2D.
- **Inklinking door het trillen van de damwanden.** Door het trillen van damwanden kunnen grondvervormingen door inklinking van de grond ontstaan. Dit is met name van belang bij los en matig gepakte zandlagen met een lage relatieve dichtheid. Het zettingsverloop als gevolg van het trillen van damwanden (inklinking van de ophooglaag) kan voor Nederlandse omstandigheden rekenkundig worden gekwantificeerd met behulp het rekenmodel van Hergarden, TUDelft, december 2000.
- **Trekken van de damwand:** Indien de damwandplanken na realisatie van de bouwkuip getrokken worden ontstaat er ruimte in de grond. Aangenomen wordt dat deze vrijgekomen ruimte volledig wordt omgezet in maaiveldzakking. Het bepalen van de maaiveldzakking door het trekken van de damwanden/palen is met het rekenmodel van Hergarden (TUDelft, 2000) berekend.

Het berekende vervormingsverloop wordt opgelegd aan de belendende panden middels de 'Methode der grensrekken' ter bepaling van het schaderisicoprofiel in hoofdstuk 6.

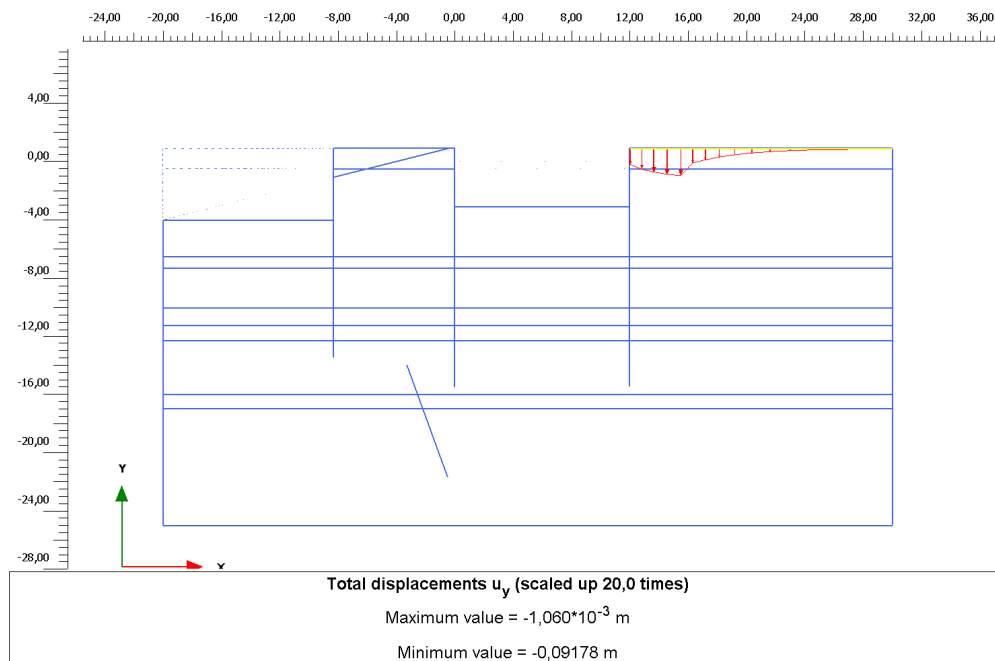
5.2 Damwandvervorming

Wanneer binnen de gesloten bouwkuip wordt ontgraven zal de damwand uitbuigen met als direct gevolg een verticale en horizontale vervorming op maaiveld en naastgelegen belendingen. Aan de westzijde van de bouwkuip is een gebouw uit 1936 gelegen. Omdat we nog geen gegevens hebben omtrent de fundering zal voor zowel een fundering op staal als een paalfundering (hout/beton) een schadepredictie uitgevoerd worden. Geadviseerd wordt om in een later stadium, voor uitvoering, archiefonderzoek en eventueel een funderingsinspectie uit te voeren.

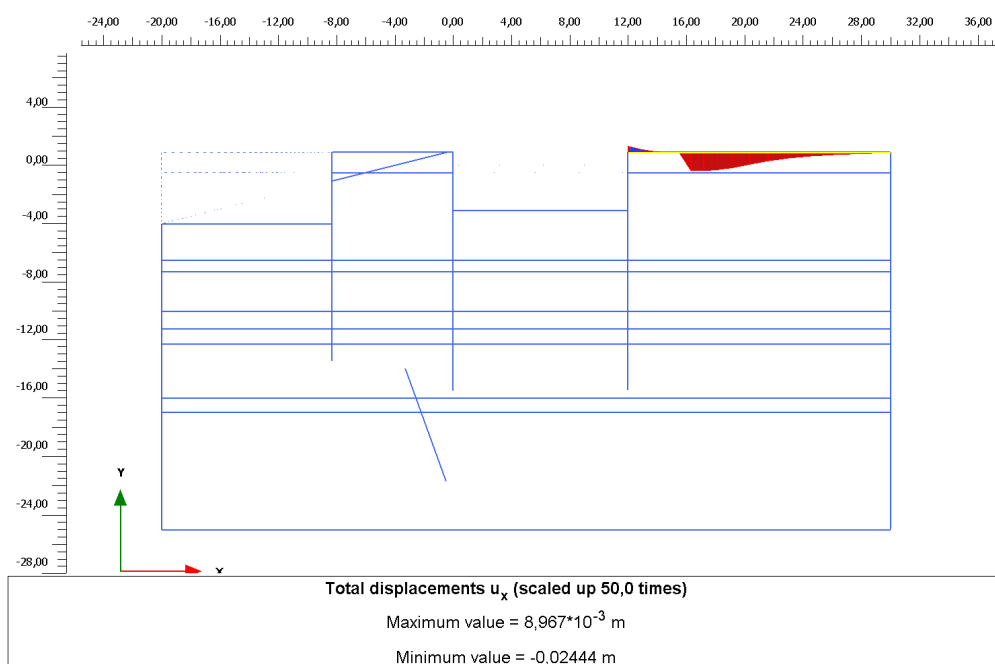
Op basis van doorsnede C-B-B' zijn de maaiveldvervormingen bepaald waarbij de lengte van de strook bovenbelasting smaller gemaakt is (3,5m) i.v.m. de fysieke bereikbaarheid tussen de bouwkuip en de belendingen.

Het effect van de bouwput naast de Zeeburgerschutsluis is reeds beschouwd in paragraaf 3.5.

De resultaten van de grondvervormingen als gevolg van damwandvervorming zijn weergegeven in Figuur 12 en Figuur 13.



Figuur 12 Verticale vervorming (fase 2.0 asymmetrisch belast)



Figuur 13 Horizontale vervorming (fase 2.0 asymmetrisch belast)

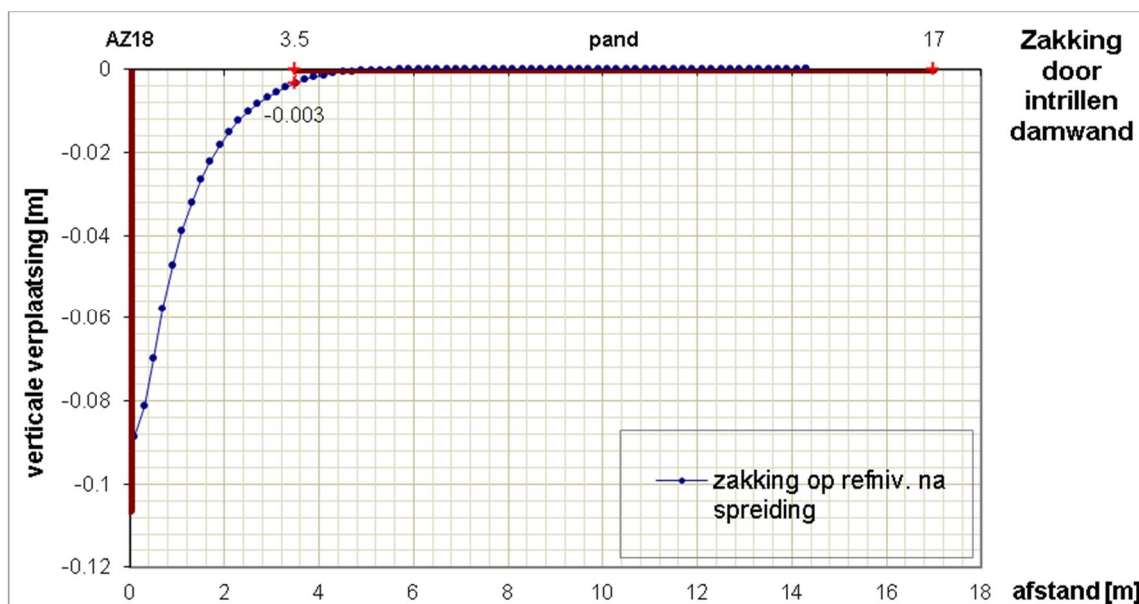
5.3 Inklinking door het trillen van de damwanden

Door het trillen van damwanden kunnen grondvervormingen ontstaan door inklinking van zandlagen.

De grondvervormingen door inklinking treden met name op als gevolg van verdichting / inklinking van slecht tot matig gepakte zandlagen (10 - 40% relatieve dichtheid) onder invloed van de trillingen. Deze inklinking van het zand kan met behulp van het Hergarden Model (TUDelft, december 2000) worden bepaald.

Voor de beschouwing wordt dezelfde theoretische slagkracht gehanteerd als gebruikt in hoofdstuk 4 (bovengrenswaarde 2009kN), voor de overige invoerparameters wordt verwezen naar de berekeningen in Bijlage 5.

Het pakket waar inklinking kan optreden ligt op de projectlocatie is de zandige toplaag van NAP+0,9m tot NAP-0,5. Omdat in de beschikbare sondering de toplaag is voorgeboord en hiervan dus geen conuswaarde is gemeten is uitgegaan van een standaard laag gemiddelde waarde zoals veelal aangetroffen wordt in Amsterdam van 2MPa voor het bepalen van de grondvervormingen. De rekenkundig te verwachten zakkingslijn is opgenomen in Figuur 14.

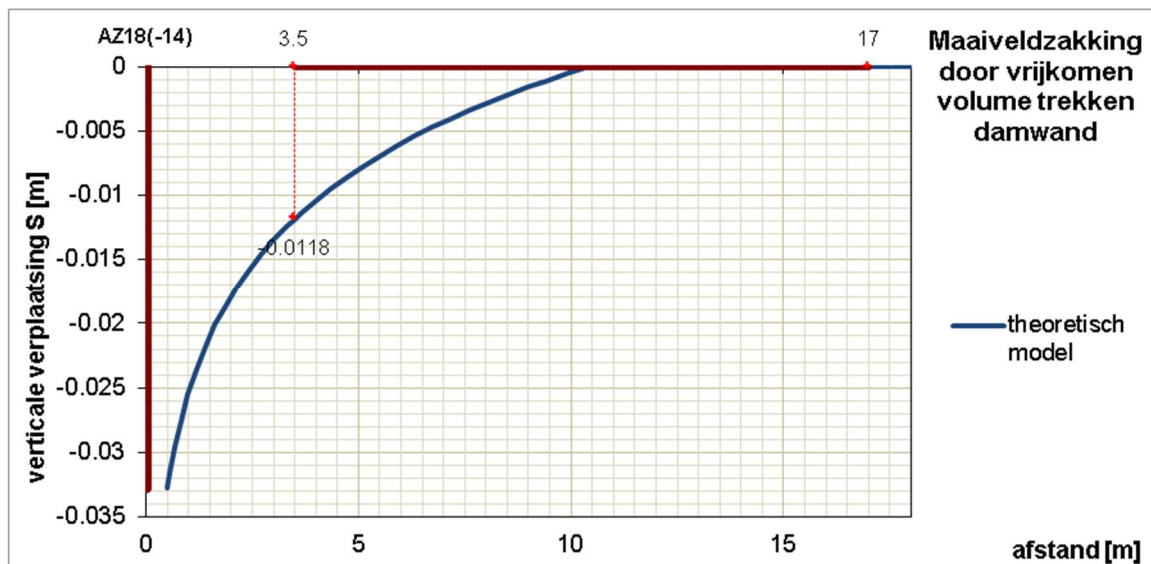


Figuur 14 Zinking als gevolg van het intrillen van damwand AZ18 tot NAP-14m

De berekende maaiveldzakkingen ten gevolge van verdichting veroorzaakt door het intrillen van de damwanden betreft een bovengrens van de verdichting. De rekenkundige maaiveldzakking ten gevolge van inklinking in zandlagen door het intrillen van de damwanden ter plaatse van de belendende panden op een minimale afstand van 3,5m bedraagt 3mm.

5.4 Trekken van de damwand

Wanneer er voor gekozen wordt om de damwanden te trekken dient dit met extra aandacht en zorg te worden uitgevoerd. Als gevolg van het trekken zal het verwijderde volume resultaten in een maaiveldzakking van dezelfde orde grootte. De te verwachten vervormingen op maaiveldniveau zijn berekend en gepresenteerd in Figuur 15.



Figuur 15 Maaiveldzakking door trekken damwand

5.5 Conclusie

Als gevolg van het uitbuigen van de damwanden zijn met behulp van Plaxis2D de vervormingen op het maaiveld berekend. Deze grondvervormingen zijn het uitgangspunt voor de schadepredictie. Als ervoor wordt gekozen om (een deel van) de damwanden in te trillen en/of te trekken dan kan de maaiveldvervorming toenemen, derhalve zullen deze ook meegenomen worden in de schadepredictie.

In Tabel 12 zijn de grondvervormingen samengevat.

Tabel 12 Samenvatting maaiveldvervormingen op 3,5m afstand tpv belendende panden.

Afstand tot belending	Damwanduitbuiging		Verdichting Door intrillen damwand	Trekken damwand
	Vert. [mm]	Hor. [mm]	Vert. [mm]	Vert. [mm]
3,5	90 (21)	23 (18)	3	12

(Waarde) = zonder bovenbelasting.

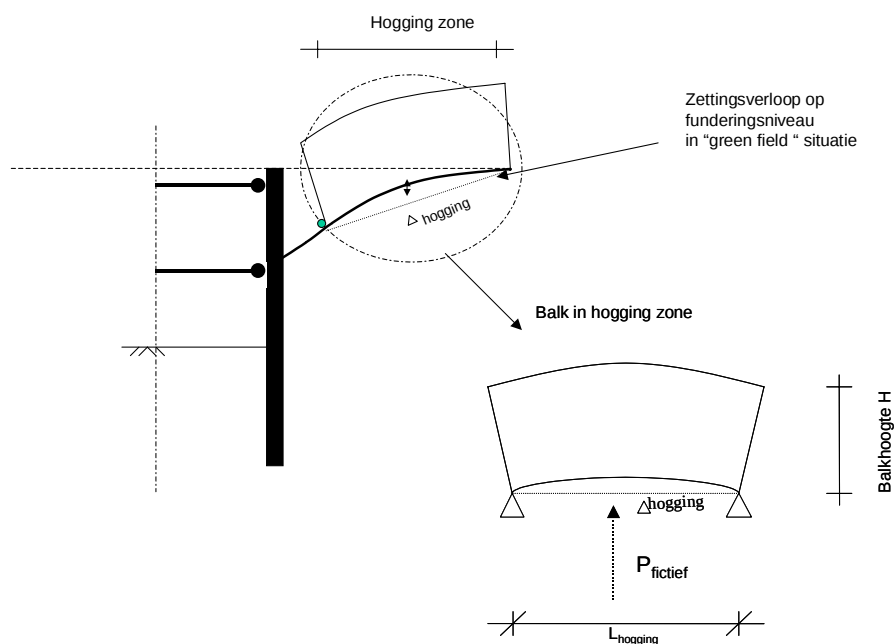
Deze vervormingen gelden als uitgangspunt voor de schadepredictie in hoofdstuk 6.

6 Schadepredictie belending

6.1 Algemeen

Met de empirisch, analytische rekenmethodiek “Methode der grensrekken” worden maatgevende rekken in het gebouw ten gevolge van de opgelegde verschil(grond)vervormingen bepaald. Het gebouw wordt hierbij vereenvoudigd geschematiseerd door een geavanceerd balkmodel (Timoshenko balk rekening houdend met buig- en afschuifvervormingen). Er wordt geen rekening gehouden met grond - constructie interactie waardoor de methode wordt geacht een conservatieve bovengrens van te verwachten schade weer te geven. Deze empirisch getoetste methodiek geeft een indicatie weer van de mogelijke schadeomvang ten gevolge van de aanleg van de bouwkuiconstructie. De methodiek geeft de state-of-the-art in de ontwerppraktijk in het binnen- en buitenland weer en is succesvol toegepast voor schadepredicties van belendingen bij klein- en grootschalige ondergrondse bouwprojecten in binnenstedelijke omgeving.

De empirisch, analytische “Methode der grensrekken” wordt in dit rapport gebruikt ter bepaling van schade aan Cruquiusweg 102 D. De principes van deze methodiek zijn het bepalen van geometrische schadeparameters (“angular distortion” (relatieve hoekverdraaiing), “deflection ratio” (relatieve doorbuiging) en horizontale rek uit de greenfield grondvervormingen ter plaatse van het gebouw. Het gebouw (geschematiseerd als een balk) wordt gesplitst in een opbuigingszone (hogging) en een doorbuigingszone (sagging); zie Figuur 16.



Figuur 16 Schematisering methode der grensrekken voor verticale verschilzettingen

Op de als balk geschematiseerde constructie worden de grondvervormingen opgelegd en worden vervolgens met behulp van mechanische formules conform de elasticiteitsleer lineair-elastische rekken berekend. Om met een grote bandbreedte van in de praktijk voorkomende L/H (lengte/hoogte)-verhoudingen van constructie-elementen rekening te houden, wordt daarbij in de balkformules o.a. met afschuifvervormingen rekening gehouden. De berekende rekken worden vervolgens gerelateerd aan empirisch afgeleide observaties tussen rekken en optredende schade.

Verschillende mate van scheurvorming zijn met het oog op de mogelijkheid van schadereparatie (scheurreparatie) gerelateerd aan een schadeclassificatiesysteem van het Building Research Establishment (BRE), zie Tabel 13.

De perceptie van schade is subjectief en duidelijk cultuurgebonden. Vaak worden ook binnen een project verschillende acceptabele niveaus gedefinieerd, welke bijvoorbeeld afhankelijk zijn van:

- Functie/status (monumentaal pand)
- Constructietype (metselwerk, betonconstructie, slanke hoge gebouwen)

Tabel 13 Schadeclassificatiesysteem conform BRE

Schadecategorie	Schadeklasse
Esthetische, architectonische schade	<i>Verwaarloosbaar</i>
	<i>Zeer licht</i>
	<i>Licht</i>
Functionele Schade	<i>Matig</i>
	<i>Ernstig</i>
Constructieve Schade (Stabiliteitsproblemen)	<i>Zeer ernstige schade</i>

Door de gekozen conservatieve berekeningsaannamen (geen beschouwing van interactie tussen gebouw en grond) wordt rekenkundig een bovengrens van de te verwachten schade bepaald. Als acceptabele grens in de ontwerppraktijk wordt de schadeklasse “lichte” esthetische schade aangehouden (zie groen gearceerd gebied in tabel 13).

Door de invloed van het uitgraven van de bouwkuip op te leggen aan de belendingen kan een rekenkundige kwantificering gedaan worden van de te verwachten schade door grondverplaatsingen. In deze paragraaf wordt voor Cruquiusweg 102 D (verwachting maatgevend o.b.v. oudste bouwjaar) een schadepredictie uitgevoerd.

In SBR-rapport A273b, d.d. april 1998 is een empirische bandbreedte aangegeven voor het in rekening te brengen aandeel van de verhouding van gebouwzakking/maaiveldddaling voor (nieuwe) betonnen en/of stalen palen op stuit, te weten circa 2% tot 7%. Het wordt benadrukt dat deze bandbreedten algemeen zijn en per situatie afhankelijk zijn van verschillende factoren. De mate van overdracht is onder andere afhankelijk van de grootte van de te mobiliseren negatieve kleef, de permanent aanwezige paalbelasting en het last-zakkingsgedrag van de paal. Bovendien zal de gepresenteerde procentuele verhouding niet van toepassing zijn voor onbeperkt verder toenemende maaiveldzettingen, omdat op een gegeven moment de maximaal mogelijke negatieve wrijvingskrachten tussen grond en paal zijn geactiveerd. Omdat het echter in de praktijk niet mogelijk is om vooraf het reeds gemobiliseerde negatieve kleefaandeel op deze palen te kunnen bepalen, dient in de beschouwingen voor de overdracht van maaiveldzakkingen naar paalzakkingen die op betonnen palen zijn gefundeerd de bovengrens van 7% te worden gehanteerd.

Voor op houten palen gefundeerde, belendende panden worden als “worst case” ook de verschilvormingen op maaiveldniveau onderzocht. Hierbij wordt ervan uitgegaan, dat voor de puntdragende palen in Amsterdam tussen de 5 en 20% van het zettingsprofiel aan maaiveld via negatieve kleef als zakking van de palen aan het gebouw kan worden overgebracht. Deze empirische bandbreedte beschrijft conform SBR-rapport “Leidraad voor het onderzoek naar de invloed van een grondwaterstanddaling op de bebouwing” het maximaal in rekening te brengen aandeel van de verhouding van gebouwzakking/maaiveldddaling. In de schadepredicties wordt van de maximale bovengrens van 20% uitgegaan.

Voor de beoordeling van het effect van horizontale verschilvormingen wordt voor de belendingen op palen in eerste instantie het verloop van de vervormingen op maaiveldniveau beschouwd. Hierbij wordt de empirische en conservatieve veronderstelling gedaan dat de palen deze horizontale verschilvormingen van de grond nagenoeg volgen en 50% van de horizontale vervormingen ter plaatse van de paalkoppen (dus nagenoeg aan het maaiveld) worden overgedragen aan het bouwwerk. In werkelijkheid is de mogelijke horizontale krachtoverdracht tussen de paalkop en de funderingsmuur afhankelijk van de details van deze verbinding, de beddingsstijfheid van de palen en de horizontale normaalstijfheid van de constructie.

6.2 Beoordeling

In tabel 14 zijn de pandvervormingen (na overdracht zie 6.1, afgeleid van de maaiveldzakkingen), samengevat. Deze worden gebruikt in de schadepredictie.

Tabel 14 Pandvervormingen (op 3,5m afstand; lengte pand 17m)

Fundering	Overdracht (vert. / hor.)	L/H	Bovengrenswaarden			
			Uit ontgraving		Uit Verdichting intrillen	Uit Trekken damwand
			Vert. [mm]	Hor. [mm]	Vert. [mm]	Vert. [mm]
Houten palen	20 / 50	17/5	18 (4,1)	11,5 (9)	0,6	2,4
Betonnen palen	7 / 50		6,3 (1,5)		0,2	0,8
Staal	100 / 100		90 (21)	23(18)	3	12

(waarde) is zonder bovenbelasting

Door de bovenbelasting neemt de uitbuiging van de damwand toe. Derhalve wordt geadviseerd om aan de Westzijde van de bouwkuip geen bovenbelasting (materiaal en materieel) toe te laten vanaf het moment dat ontgraven wordt. In de schadepredictie is met en zonder bovenbelasting uitgewerkt.

In Figuur 16 zijn de resultaten van de schadepredictie gepresenteerd.

Tabel 15 Resultaten schadepredictie voor panden in goede tot redelijke staat

Fundering	Max. relatieve hoekverdraaiing			Max. totale rek		
	ontgraving	+ Verdichting intrillen*	+Trekken damwand*	ontgraving	+ Verdichting intrillen*	+ Trekken damwand*
Houten palen Met bovenbelasting	1:132	1:133	1:129	0,562% Ernstig tot zeer ernstig	0,549% Ernstig tot zeer ernstig	0,588% Ernstig tot zeer ernstig
Houten palen Zonder bovenbelasting	1:10939	1:4206	1:2782	0,102% Licht	0,099% Licht	0,108% Licht
Betonnen palen Met bovenbelasting	1:378	1:380	1:368	0,197% Matig	0,189% Matig	0,206% Matig
Betonnen palen Zonder bovenbelasting	1:11625	1:12018	1:7947	0,097% Licht	0,099% Licht	0,099% Licht
Op staal Met bovenbelasting	1:26	1:27	1:26	2,828% Ernstig tot zeer ernstig	2,695% Ernstig tot zeer ernstig	2,949% Ernstig tot zeer ernstig

Op staal Zonder bovenbelasting	1:766	1:841	1:556	0,2251% Matig	0,2579% Matig	0,254% Matig
--------------------------------------	-------	-------	-------	------------------	------------------	-----------------

**In combinatie met damwanduitbuiging*

Wanneer de gebouwen in slechte staat zijn dienen bovendien de grenswaarden van de toelaatbare totaalrek (voor de schade classificatie) nog verder met 30% gereduceerd te worden. Vanaf een maximale totale rek groter dan 0,105%, wordt in het geval van een gebouw in slechte staat, de schadeklasse licht overschreden geen acceptabel schade- / risicoprofiel van toepassing zijn.

6.3 Conclusie

Afhankelijk van de funderingswijze en de staat van de belendingen bestaat rekenkundig de kans op “Matig” en “Ernstig tot zeer ernstig” schade (functionele en constructieve schade) aan het houten / betonnen palen gefundeerde of op staal gefundeerde pand voor de situatie dat met bovenbelasting langs de westzijde gerekend wordt. Dit is conform de huidige ontwerp praktijk voor binnenstedelijke projecten rekenkundig een onacceptabel schade- / risicoprofiel en vereist ontwerpmaatregelen.

Om wel tot een acceptabel schade- / risicoprofiel te komen wordt geadviseerd om langs de gebouwen aan de westzijde van de bouwkuip van het ontgraven **geen** bovenbelasting (materiaal en materieel) toe te laten.

Indien de gebouwen ten westen van de bouwkuip op staal gefundeerd staan, wat zeer onwaarschijnlijk is, dan wordt ook wanneer geen bovenbelasting aan de westzijde wordt toegestaan geen acceptabele schadeklasse (Matig) berekend. In dat geval wordt geadviseerd om een extra vervormingsanalyse uit te voeren met stijvere damwandplanken en/of een aangepaste steunconstructie.

Wanneer de gebouwen op houten of betonnen palen gefundeerd staan en bovenbelasting wordt voorkomen, wordt rekenkundig wel een acceptabel schade- / risicoprofiel bereikt en kunnen de damwanden, onder begeleiding van monitoring, worden ingetrild (mits geen schade door SBR-A toetsing) en getrokken.

In Bijlage 7 is een voorbeeldberekening weergegeven met de uitgebreide berekeningsresultaten.

Belendingen op een afstand groter dan 11m van de bouwkuip vallen buiten het invloedsgebied van de vervormingen (kleiner dan 1cm) en hier wordt geen schade verwacht als gevolg van grondvervorming.

7 Conclusies en aanbevelingen

In dit rapport is op basis van de beschikbare gegevens een bouwkuip uitgewerkt in relatie tot de omgevingsbeïnvloeding.

7.1 Bouwkuipontwerp

Het bouwkuipontwerp betreft de toepassing van stalen damwand AZ18, trillend/drukken installeren, tot NAP-14m. Aan de zuidzijde van de bouwkuip is de Zeeburgerschutsluis gelegen. Aan de hand van de Plaxis2D berekeningen, waarbij een asymmetrische geometrie beschouwd is, dient de damwand tot NAP-16m geïnstalleerd te worden en dient een AZ26 S355GP of AZ38 S240GP toegepast te worden ten behoeve van de benodigde sterkte.

De invloed op de kolkwandconstructie als gevolg van het realiseren van de bouwkuip is beperkt. In het uiterste geval kan het moment in de damwand in beperkte mate toenemen. De verwachting is eerder dat de kolkwand landinwaarts vervormt als gevolg van de damwanduitbuiging van de zuidzijde van de bouwkuip. Hierdoor neemt de spanning op de damwand en het anker af. Wel blijft het anker nog op spanning staan.

Het realiseren van de bouwkuip zal naar verwachting niet leiden tot schade of het falen van de kolkwandconstructie.

7.2 Omgevingsbeïnvloeding door trillingen

Als gevolg van het intrillen van de damwanden kan schade ontstaan aan omliggende belendingen. Daarom is een trillingspredictie en een toetsing conform Richtlijn SBR-A Schade aan gebouwen uitgevoerd. Op basis van het beschikbare grondonderzoek is een duidelijke verschil in de grondgesteldheid te zien. Derhalve is de trillingspredictie uitgevoerd op basis van zowel de ondergrenswaarde als de bovengrenswaarde.

Omdat constructieve gegevens omtrent omliggende belendingen ontbreken is een uitgebreide analyse uitgevoerd op verschillende SBR-A bouwwerkcategorieën. Het invloedsgebied is vervolgens in kaart gebracht.

Langs de kolkwandconstructie wordt geadviseerd om de damwanden te drukken in verband met het mogelijk negatief beïnvloeden van het groutanker en de fundering van de kolkwand.

7.3 Omgevingsbeïnvloeding door grondvervormingen

Als gevolg van het uitbuigen van de damwanden treden zettingen aan het maaiveld op. Bijkomende maaiveldzettingen kunnen ontstaan door het intrillen van damwanden (inklinking van los gepakte zandlagen) en het trekken van damwanden (volumeverlies in de grond). Hierbij is uitgegaan van de bovengrenswaarde van de slagkracht. Deze maaiveldzettingen zijn te vertalen naar de te verwachte vervorming van de omliggende belendingen afhankelijk van het funderingstype.

7.4 Schadepredictie

Vanaf een afstand van 11m van de bouwkuip zijn de verwachte maaiveldzakkingen minimaal en leiden deze niet tot schade aan belendingen. Aan de westzijde zijn gebouwen op ca. 3,5m gelegen. Als gevolg van met name het uitbuigen van de damwanden treden de meeste (verschil)vervormingen aan de gebouwen op. Deze (verschil) vervormingen nemen toe wanneer de damwanden ingetrild en/of getrokken worden.

In de beoordeling van de schadepredictie met CRUXRisk (op basis van de methode der grensrekken) leiden de verwachte (verschil)vervormingen al snel tot onacceptabele schade aan de belendingen, ongeacht de wijze van fundering. Om de vervormingen te beperken is het noodzakelijk om aan de westzijde, van het moment dat er ontgraven wordt, geen bovenbelasting toe te laten.

Wanneer we geen bovenbelasting aan de westzijde wordt toelaten en de gebouwen zijn op houten of betonnen palen gefundeerd dan ontstaat rekenkundig een acceptabel schade- /risicoprofiel.

Wanneer het gebouw echter op staal gefundeerd staat, wat niet waarschijnlijk lijkt, wordt ondanks het voorkomen van bovenbelasting geen acceptabel schade- / risicoprofiel bereikt. In dat geval wordt geadviseerd om een extra vervormingsanalyse uit te voeren met stijvere damwandplanken en/of een aangepaste steunconstructie.

7.5 Aanbevelingen

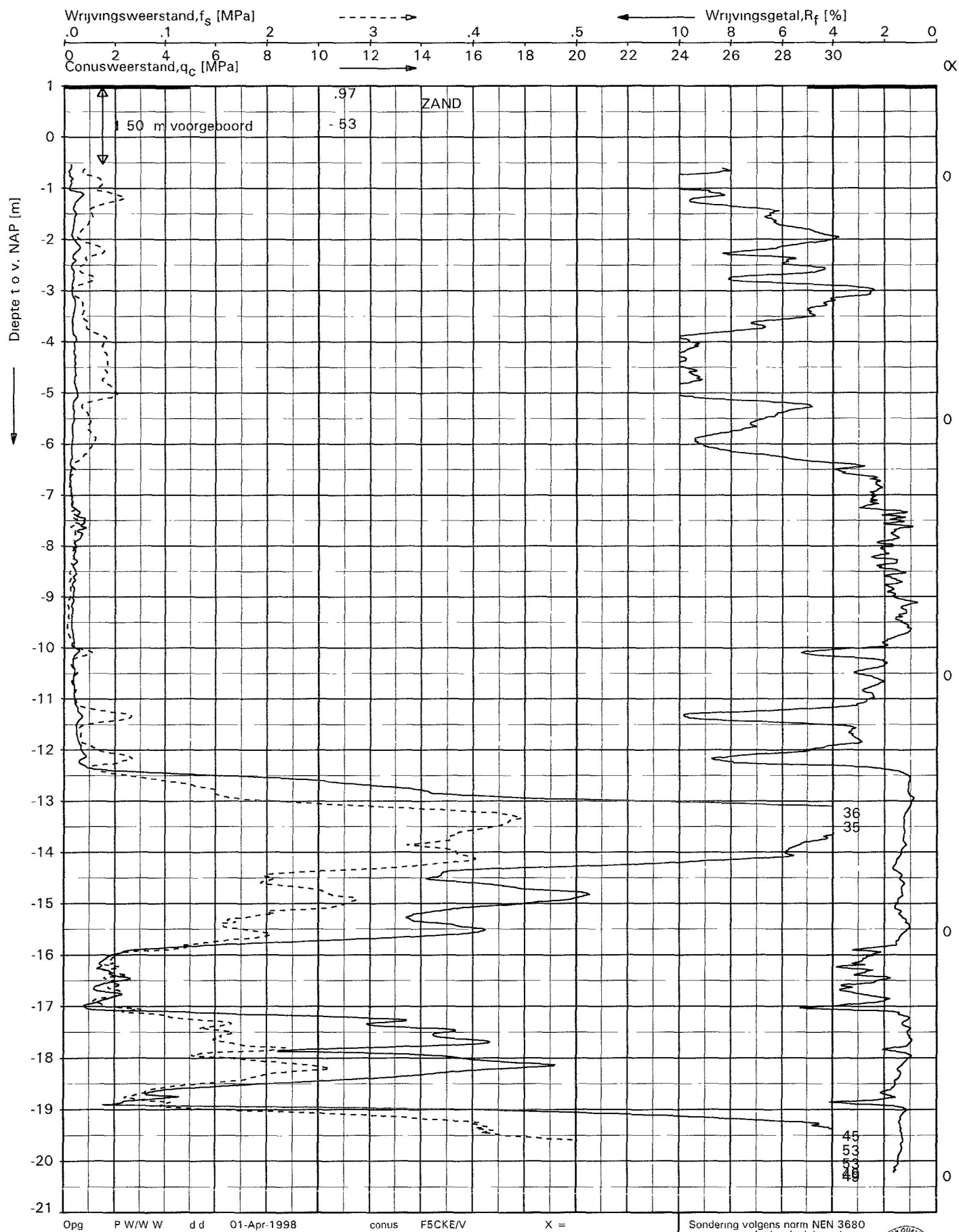
Voor een meer gedetailleerde risicoanalyse wordt aanbevolen om meer informatie omtrent de omgeving te verzamelen/onderzoeken:

- Grondonderzoek op locatie (conform NEN9997-1)
- Peilbuismetingen uitvoeren gedurende een representatieve periode overeenkomend met de periode van realisatie van de parkeerkelder.
- Archiefonderzoek en eventueel een bouwkundige opname / Funderingsinspectie van de belendingen.

Daarnaast dient het ontwerp van de kelder verder uitgewerkt te worden zodat de daadwerkelijk ontgravingsdiepte vastligt.

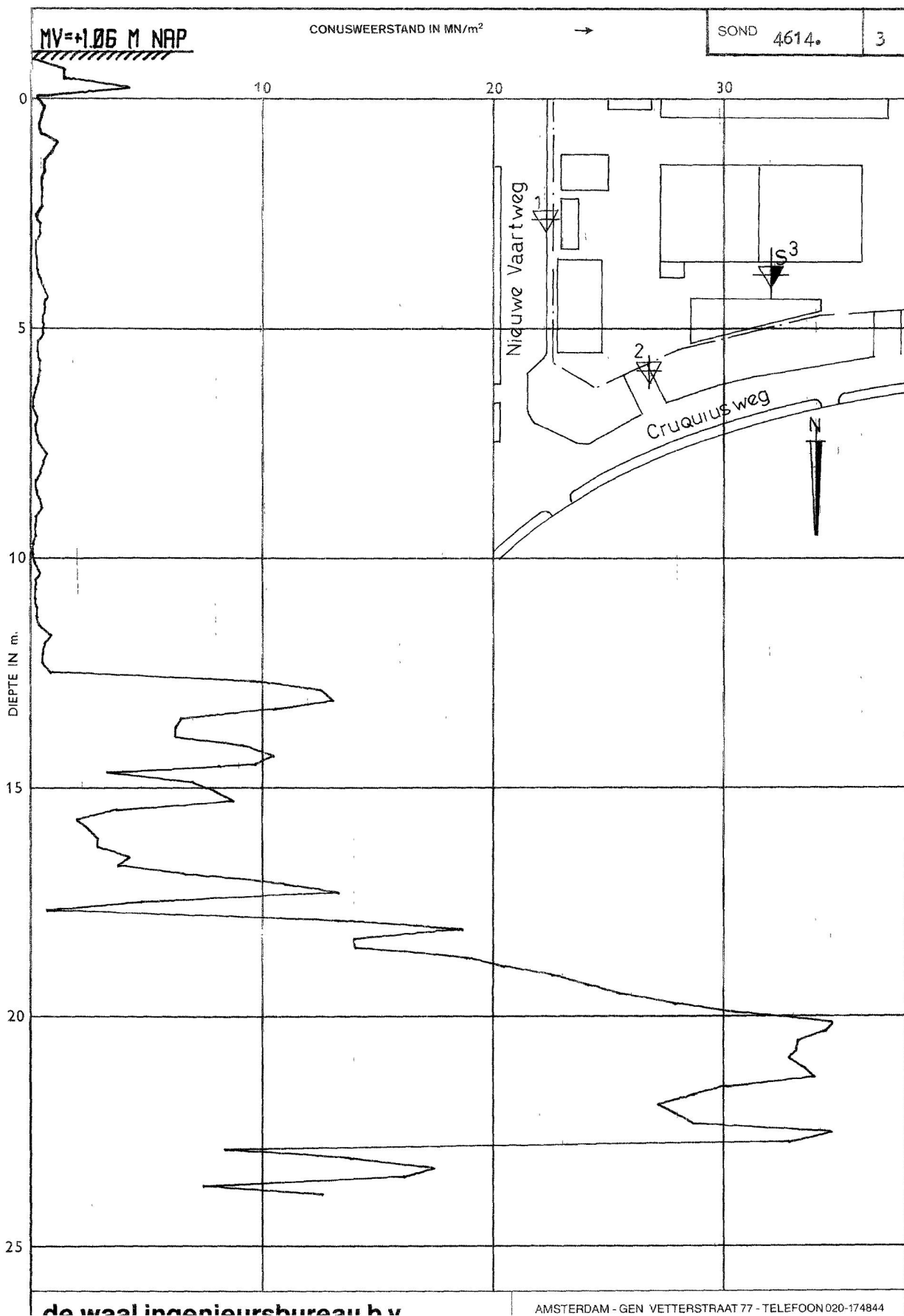
Ten slotte wordt geadviseerd om een monitoringsplan op te stellen. Deze kan opgesteld wanneer de risicoanalyse uitgewerkt is op basis van bovengenoemde stukken en eventuele onderzoeken.

Bijlage 1 Gehanteerde sondering



S25G01489_00

Amsterdam , nw. Vaartweg / Cruquiusweg.



S25G02912_00

Bijlage 2 Uitgangspunten Plaxis2D

Soil – HS small

		01A Ophooglaag	08 Hollandveen	09 Oude Zeeklei	10 Wandzand	11 Hydrobiaklei	12 Basisveen	13 1ste zandlaag	14 Allerod	17 2de zandlaag
Identification										
Identification number		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Material model		HS small	HS small	HS small	HS small	HS small	HS small	HS small	HS small	HS small
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
y_unsat	kN/m³	18,40	10,50	16,50	17,90	15,20	11,70	19,80	18,50	19,80
y_sat	kN/m³	18,40	10,50	16,50	17,90	15,20	11,70	19,80	18,50	19,80
E_50^a^ref	kN/m²	17,00E3	2000	7000	10,00E3	7500	2000	35,00E3	15,00E3	32,00E3
E_oed^a^ref	kN/m²	15,00E3	1023	3200	5300	3700	1100	20,00E3	8300	25,00E3
E_ur^a^ref	kN/m²	50,00E3	7000	20,00E3	25,00E3	15,00E3	10,00E3	100,0E3	30,00E3	80,00E3
power (m)		0,8000	0,8000	0,8500	0,6000	0,9000	0,8000	0,5000	0,7000	0,5000
c_ref	kN/m²	0,000	5,000	7,000	2,000	8,000	6,000	0,000	5,000	0,000
φ (phi)	°	27,00	18,00	26,00	27,00	27,00	18,00	33,00	27,00	33,00
ψ (psi)	°	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	3,000	0,000	3,000
v_0.7		0,2390E-3	0,3570E-3	0,1890E-3	0,3200E-3	0,2500E-3	0,3570E-3	0,1120E-3	0,1460E-3	0,07200E-3
G_0^a^ref	kN/m²	60,00E3	28,00E3	57,00E3	43,00E3	51,00E3	28,00E3	129,0E3	96,00E3	207,0E3
K_0^a^nc		0,5460	0,6910	0,5616	0,5460	0,5460	0,6910	0,4554	0,5460	0,4554
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m²	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
v_u		0,4950	0,4950	0,4950	0,4950	0,4950	0,4950	0,4950	0,4950	0,4950
R_inter		0,6700	0,1000	0,6700	0,6700	0,6700	0,1000	0,6700	0,6700	0,6700
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
S_inter		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
R	m² K/kW	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Plate

		Y1600-12000R	A218-700
Identification			
Identification number		1	2
Comments		Gecorrigeerde properties rekeninghoudend met scheve buiging U-profiel	
Material type		Elastic	Elastic
EA_1	kN/m	3,675E6	2,923E6
EI	kN m²/m	67,37E3	79,38E3
d	m	0,4690	0,5708
w	kN/m/m	1,373	1,093
ν (nu)		0,2000	0,2000

Anchor

		Jetmix anker RS1x12,5	Stempel R508*10mm	Schroefinjectie paal
Identification				
Identification number		1	2	3
Material type		Elastic	Elastic	Elastic
EA	kN	303,9E3	3,287E6	50,00E3
L_spacing	m	1,200	5,000	1,200

Embedded beam row

		Groutlichaam R220mm
Identification		
Identification number		2
Pile type		Pre defined
Predefined pile type		Massive circular pile
y	kN/m³	24,00
Pile type		Pre defined
A	m²	0,03801
I	m⁴	0,1150E-3
L_spacing	m	1,200
Rayleigh α		0,000
T_max	kN/m	1,000E12
Lateral skin resistance		Unlimited
F_max	kN	0,000

Bijlage 3 Verticaal evenwicht

Sheet	Verticaal evenwicht (v027)		
Project	Parkeerkelder Sigma		
Projectnummer	16503	Opmerking:	
Fase / onderdeel	Bouwkuip		
Datum	7-12-2016		
Opsteller	WEH		

CRUX

P:\16503 Amvest Sigma locatie Amsterdam\04 REK\Excel\Verticaal evenwicht v027.xlsm\A

Invoergegevens

Ontgravingsniveau	-3.10	m tov NAP	Zandlaagje op bodem		m
Waterpeil in ontgraving	-3.60	m tov NAP	yzand;rep (werkvloer)	17	kN/m ³
Stijghoogte in w.v.p.	-1.10	m tov NAP	Rekenen met taludinvloed	nee	
Evenwichtsniveau op onderkant	12 Basisveen		Breedte bodem		m
Evenwichtsniveau	-12.30	m tov NAP	Taludhelling (v:h)		
Part. mat.factor $\gamma_{m,g}$	1.1	-	Rekenen met wrijving		

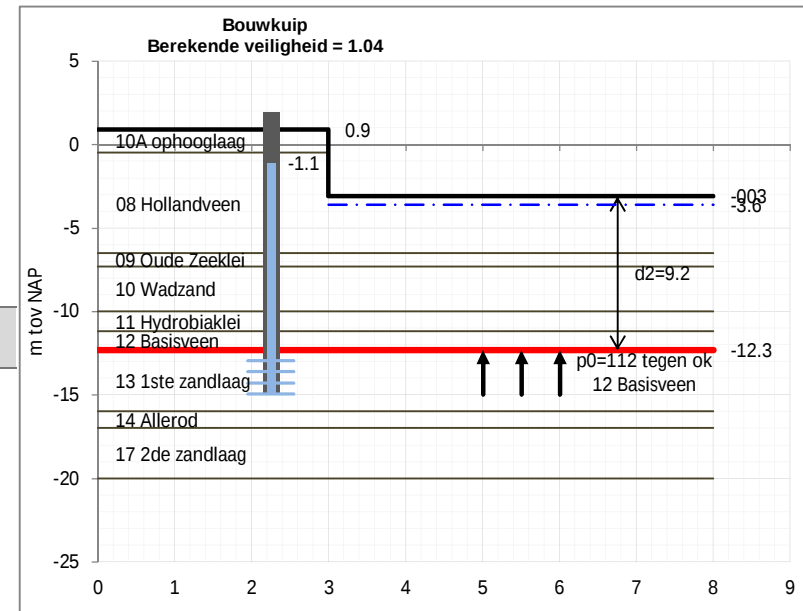
Stijghoogte waarbij SF=1 : -0.633 m tov NAP
Benodigde verlaging: 0 m

Berekende veiligheid

Factor = $116.67 / 112 = 1.04 \geq 1 \rightarrow$ Voldoet

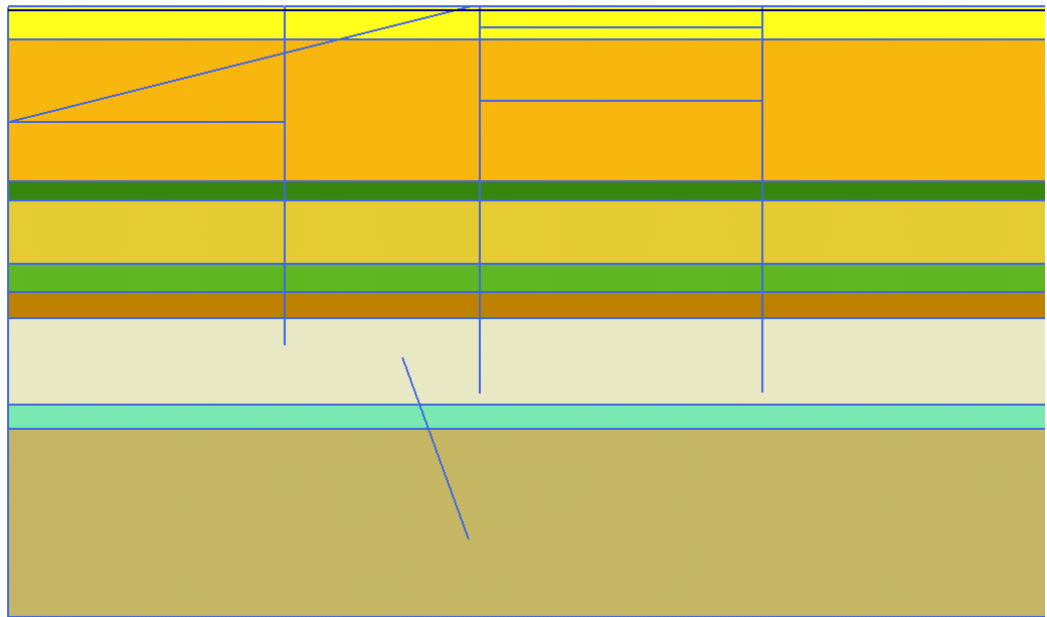
Berekening

laag	b.k.laag m tov NAP	o.k.laag m tov NAP	dikte m	γ_{rep} kN/m ³	γ_d kN/m ³	gewicht kN/m ²	neerwaarts opwaarts	
							waterdruk kN/m ²	
08 Hollandveen	-3.10	-3.60	0.50	10.50	9.55	4.77		
08 Hollandveen	-3.60	-6.50	2.90	10.50	9.55	27.68		
09 Oude Zeeklei	-6.50	-7.30	0.80	16.50	15.00	12.00		
10 Wadzand	-7.30	-10.00	2.70	17.90	16.27	43.94		
11 Hydrobiaklei	-10.00	-11.20	1.20	15.20	13.82	16.58		
12 Basisveen	-11.20	-12.30	1.10	11.70	10.64	11.70		
d2 = 9.20 m							116.7	112.0

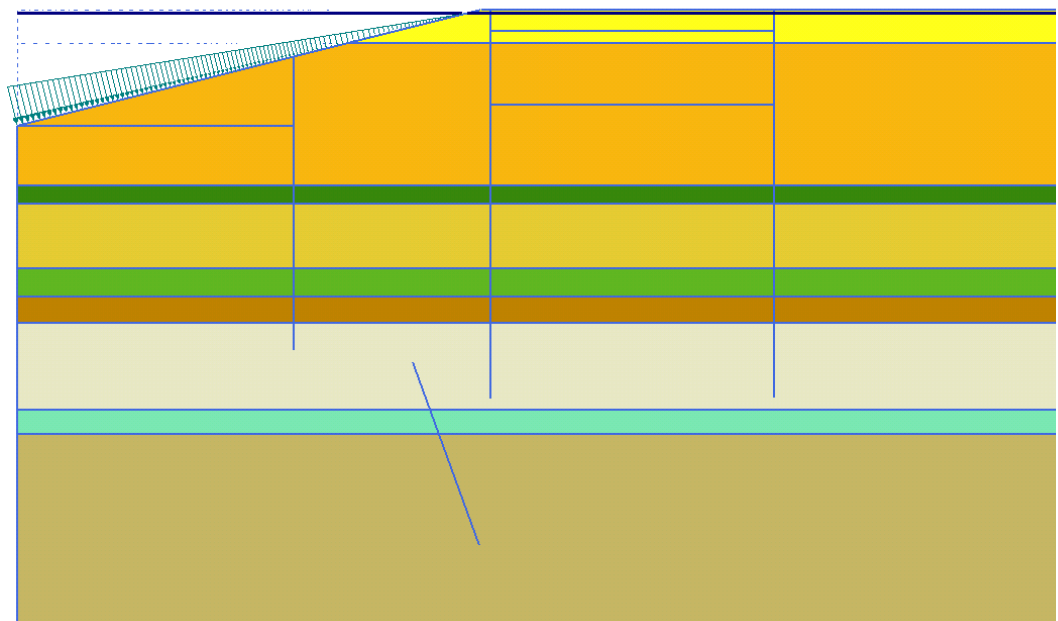


Bijlage 4 Visualisatie fasering

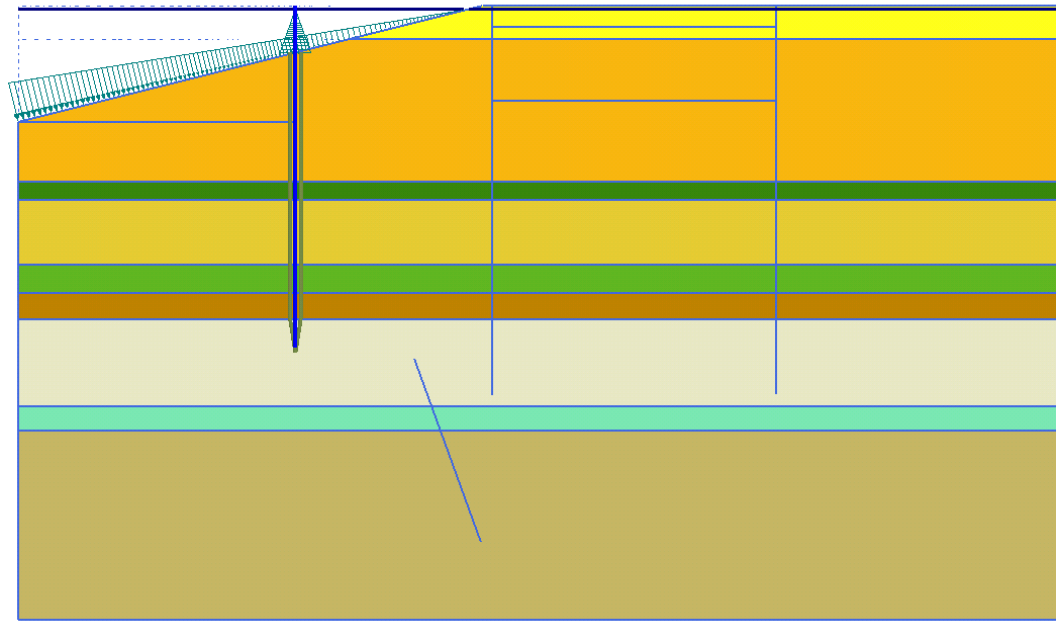
Fase 0.0
Maagdelijke
situatie



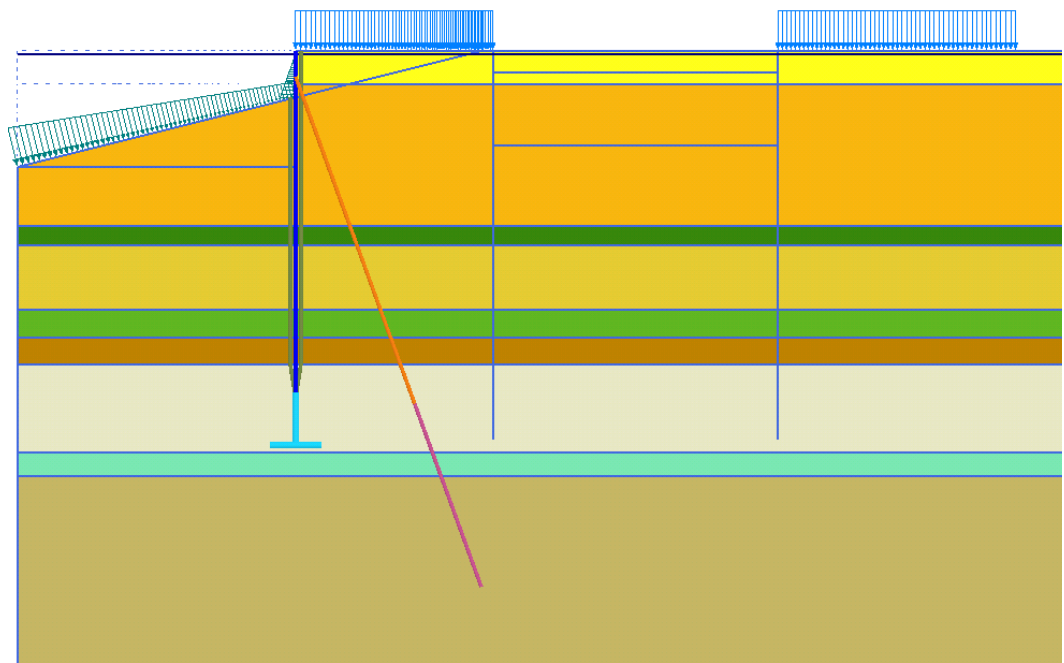
Fase 0.1
Ontgraven
vaart onder
talud



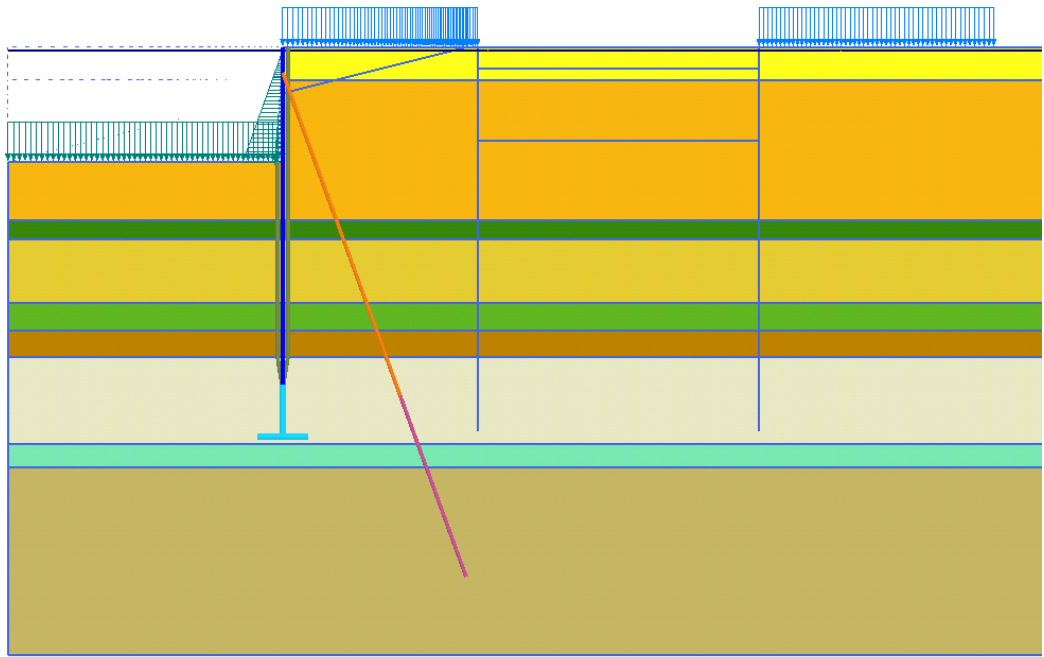
Fase 0.2
Installeren
damwanden
kolkwand



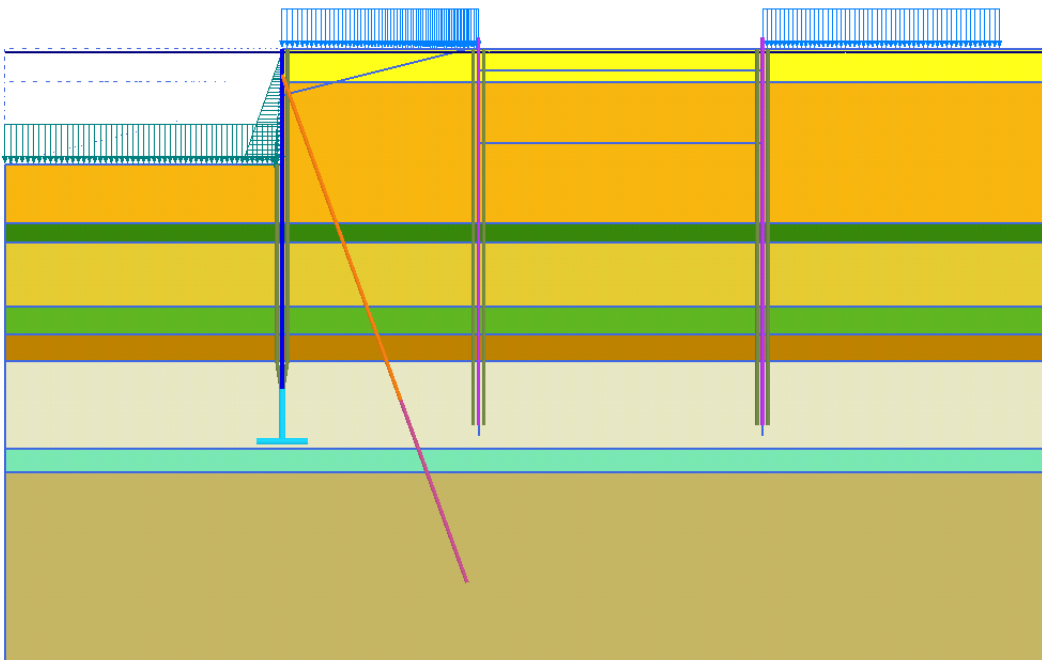
Fase 0.3
Realiseren
kolkwand
constructie



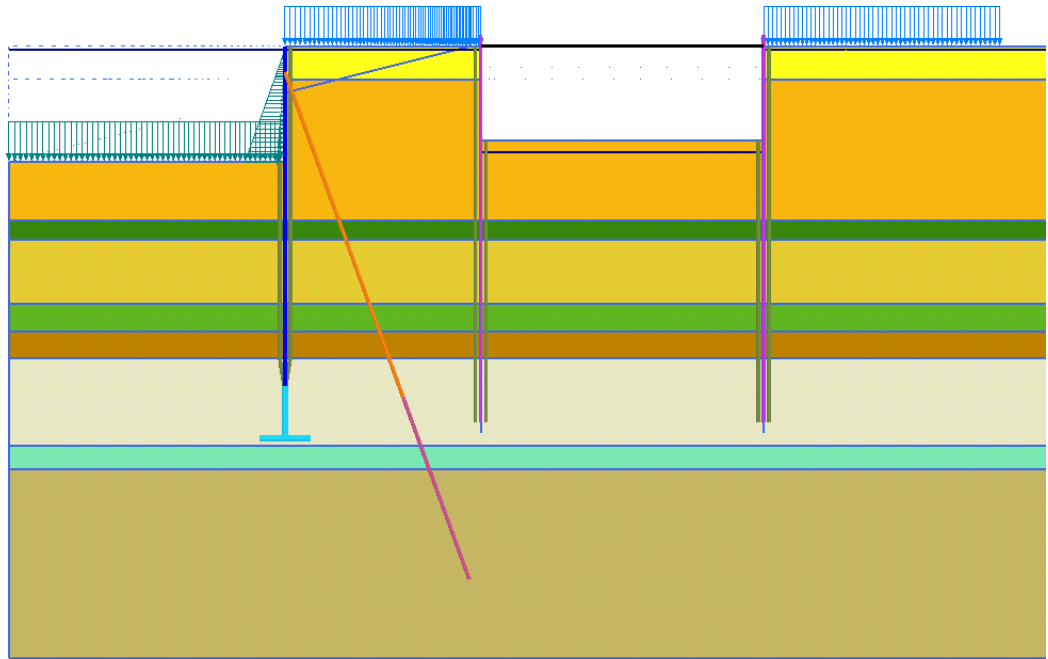
Fase 0.4
Realiseren
vaart



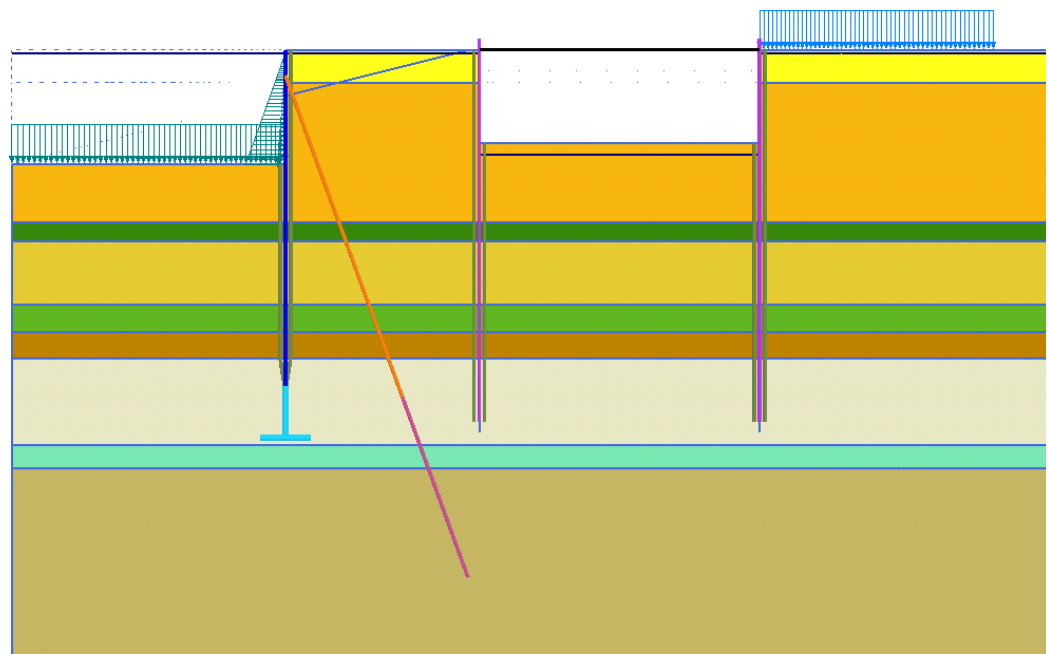
Fase 1.0
Installeren
damwanden



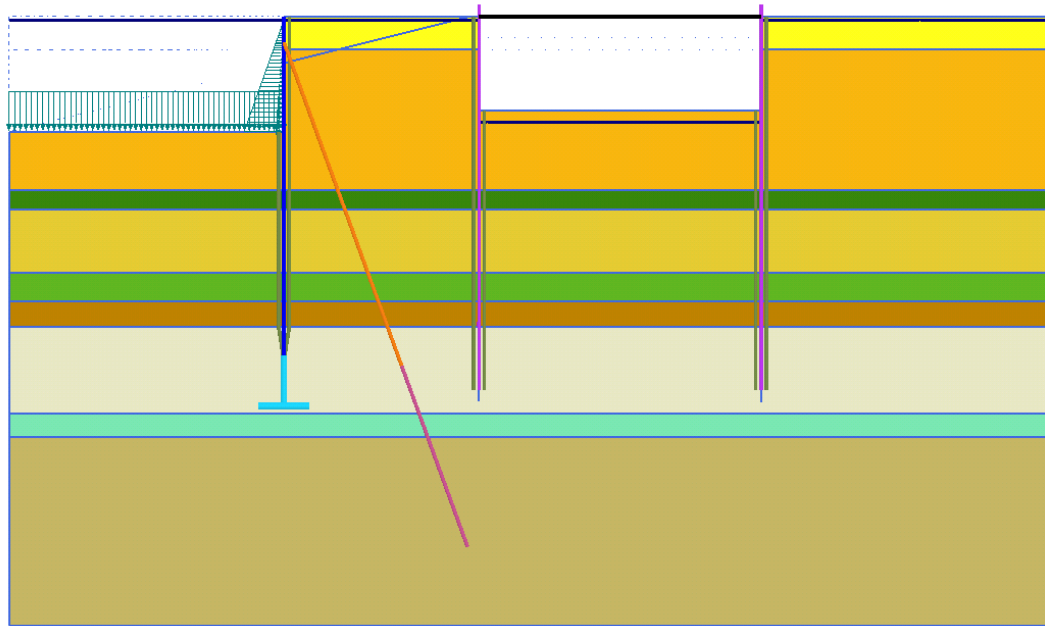
Fase 2.0
Aanbrengen
stempels op
NAP+0,9m;
Ontgraven tot
NAP-3,1m en
bemalen tot
NAP-3,6m



Fase 2.1
Asymmetrische
belasting



Fase 2.2.
Geen
bovenbelasting



Bijlage 5 Berekening slagkracht

Sheet	Bepaling slagkracht intrillen damwand CURI66 3e druk 5.3.4 - wrijving uit sondering (v005)	
Project	Sigma	
Projectnummer	16503	
Fase / onderdeel		
Datum	7 december 2016	
Opsteller	weh	

PA\16503_Amvest Sigma locatie Amsterdam\04 REK\Excel\trillingen\Bepaling slagkracht intrillen damwand v005.xlsm]fsson, 21 dec 2016

Profiel

Type	AZ18
Aantal planken	2 stuks
Voetniveau	-14.0 m NAP
Slotwrijving	3 kN/m'
	1 plank dubbele plank
Puntoppervlak	0.0095 0.0190 m²
Schachtoppervlak (2-zijdig)	1.72 3.44 m²/m

Dikte laagje maximaal	0.5 m
-----------------------	-------

Berekende slagkracht

Op voetniveau	2009 kN
Maximaal tussen mv en voetniveau	2009 kN

Grondprofiel

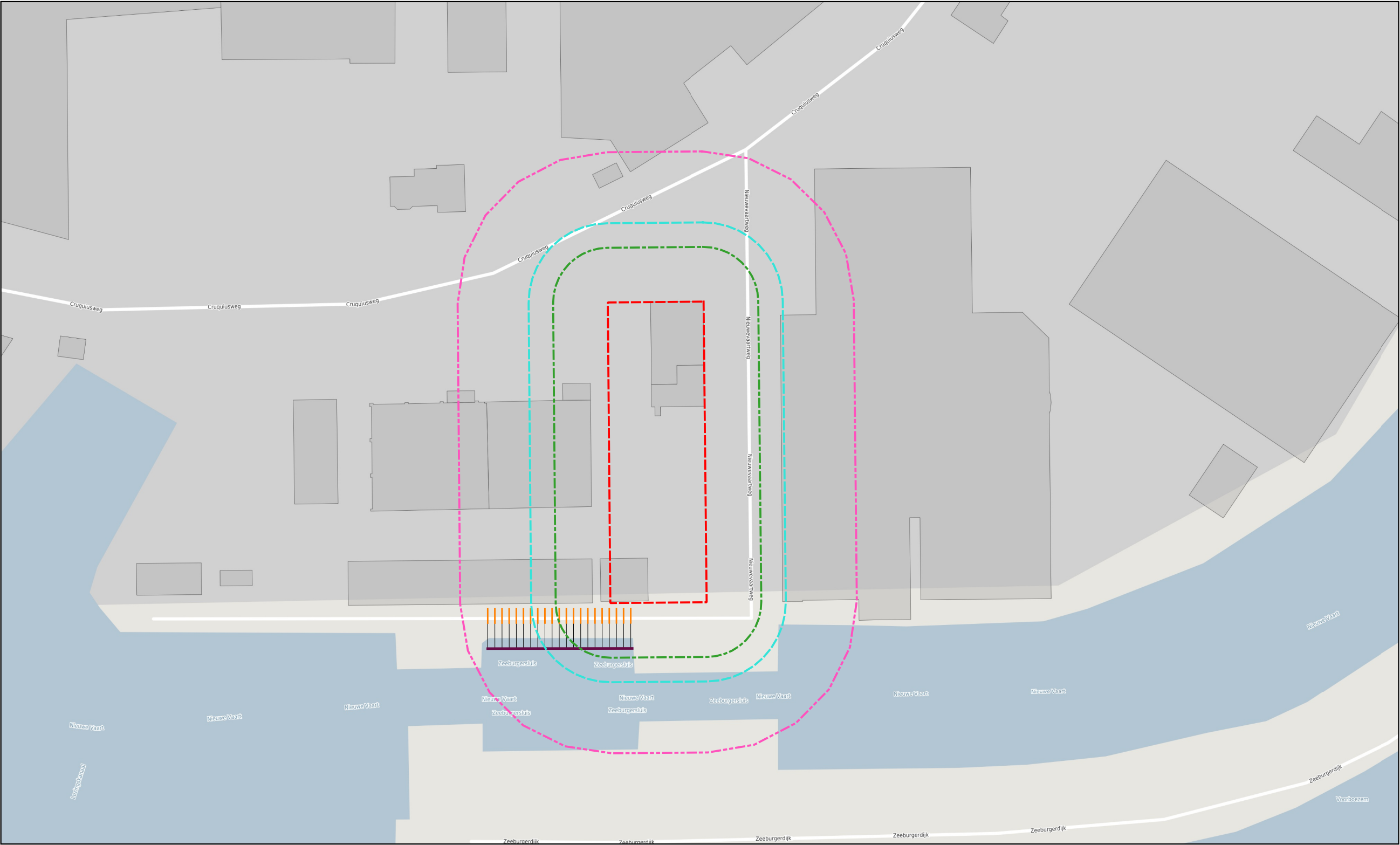
sondering	s25g01489_00
-----------	--------------

laag-naam	grond-soort	bk m NAP	ok m NAP	fundr kN/m²
10A ophooglaag	zand	0.9	-0.5	
08 Hollandveen	veen	-0.5	-6.5	20
09 Oude Zeeklei	klei	-6.5	-7.3	30
10 Wadzand	zand	-7.3	-10	
11 Hydrobiaklei	klei	-10	-11.2	30
12 Basisveen	veen	-11.2	-12.3	20
13 1ste Zandlaag	zand	-12.3	-16	
14 Allerod	klei	-16	-17	30
17 2de Zandlaag	zand	-17	-20	

grondlaag	soort	laagnr	bk [m NAP]	ok [m NAP]	dikte H [m]	qc_gem HAND [MPa]	qc_gem [MPa]	fs_gem HAND	fs_gem [kPa]	fundr [kN/m²]	puntfac. βp [-]	wr.fac. βm [-]	punt βpFp [kN]	slot ΣFslot [kN]	wrijving ΣFw [MN]	totaal Fslag:rep [kN]
10A ophooglaag	zand	1	+0.9	+0.4	0.50	2	2.0	20	20.0	-	0.40	0.13	15.4	1.5	4.4	21
10A ophooglaag	zand	1	+0.4	-0.1	0.50	2	2.0	20	20.0	-	0.40	0.13	15.4	3.0	8.8	27
10A ophooglaag	zand	1	-0.1	-0.5	0.40	2	2.0	20	20.0	-	0.40	0.13	15.4	4.2	12.3	32
08 Hollandveen	veen	2	-0.5	-1.0	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.09	0.09	0.8	5.7	15.4	22
08 Hollandveen	veen	2	-1.0	-1.5	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.09	0.09	0.8	7.2	18.4	26
08 Hollandveen	veen	2	-1.5	-2.0	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.1	0.1	0.8	8.7	21.5	31
08 Hollandveen	veen	2	-2.0	-2.5	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.1	0.1	0.8	10.2	24.5	36
08 Hollandveen	veen	2	-2.5	-3.0	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.1	0.1	0.8	11.7	27.6	40
08 Hollandveen	veen	2	-3.0	-3.5	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.1	0.1	0.8	13.2	30.7	45
08 Hollandveen	veen	2	-3.5	-4.0	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.1	0.1	0.8	14.7	33.7	49
08 Hollandveen	veen	2	-4.0	-4.5	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.1	0.1	0.8	16.2	36.8	54
08 Hollandveen	veen	2	-4.5	-5.0	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.1	0.1	0.8	17.7	39.8	58
08 Hollandveen	veen	2	-5.0	-5.5	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.1	0.1	0.8	19.2	42.9	63
08 Hollandveen	veen	2	-5.5	-6.0	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.1	0.1	0.8	20.7	45.9	67
08 Hollandveen	veen	2	-6.0	-6.5	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.1	0.1	0.8	22.2	49.0	72
09 Oude Zeeklei	klei	3	-6.5	-7.0	0.50	0.5	0.5	40	40.0	30.0	0.1	0.1	1.2	23.7	57.6	82
09 Oude Zeeklei	klei	3	-7.0	-7.3	0.30	0.5	0.5	40	40.0	30.0	0.1	0.1	1.2	24.6	62.7	89
10 Wadzand	zand	4	-7.3	-7.8	0.50	0.5	0.5	30	30.0	-	0.4	0.1	3.6	26.1	69.0	99
10 Wadzand	zand	4	-7.8	-8.3	0.50	0.5	0.5	30	30.0	-	0.4	0.1	3.6	27.6	75.3	106
10 Wadzand	zand	4	-8.3	-8.8	0.50	0.5	0.5	30	30.0	-	0.4	0.1	3.6	29.1	81.6	114
10 Wadzand	zand	4	-8.8	-9.3	0.50	0.5	0.5	30	30.0	-	0.4	0.1	3.6	30.6	87.9	122
10 Wadzand	zand	4	-9.3	-9.8	0.50	0.5	0.5	30	30.0	-	0.4	0.1	3.6	32.1	94.2	130
10 Wadzand	zand	4	-9.8	-10.0	0.20	0.5	0.5	30	30.0	-	0.4	0.1	3.6	32.7	96.7	133
11 Hydrobiaklei	klei	5	-10.0	-10.5	0.50	0.5	0.5	40	40.0	30.0	0.1	0.1	1.2	34.2	105.3	141
11 Hydrobiaklei	klei	5	-10.5	-11.0	0.50	0.5	0.5	40	40.0	30.0	0.1	0.1	1.2	35.7	113.9	151
11 Hydrobiaklei	klei	5	-11.0	-11.2	0.20	0.5	0.5	40	40.0	30.0	0.1	0.1	1.2	36.3	117.3	155
12 Basisveen	veen	6	-11.2	-11.7	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.1	0.1	0.8	37.8	120.4	159
12 Basisveen	veen	6	-11.7	-12.2	0.50	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.1	0.1	0.8	39.3	123.4	164
12 Basisveen	veen	6	-12.2	-12.3	0.10	0.5	0.5	20	20.0	20.0	0.1	0.1	0.8	39.6	124.0	164
13 1ste Zandlaag	zand	7	-12.3	-12.8	0.50	9	9.0	300	300.0	-	0.6	0.2	94.7	41.1	206.6	342
13 1ste Zandlaag	zand	7	-12.8	-13.3	0.50	14	14.0	400	400.0	-	0.7	0.2	184.4	42.6	335.8	563
13 1ste Zandlaag	zand	7	-13.3	-13.8	0.50	35	35.0	500	500.0	-	1.8	0.4	1186.1	44.1	652.1	1882
13 1ste Zandlaag	zand	7	-13.8	-14.0	0.20	35	35.0	500	500.0	-	1.8	0.4	1186.1	44.7	778.6	2009

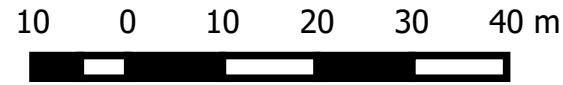
Bijlage 6 Invloedsgebied trillingspredictie

Trillingspredictie SBR-A



Legenda

- bouwkuip
- Kolkwand schutsluis
- intrillen AZ18 NAP-14m cat. 2
- intrillen AZ18 NAP-14m cat. 3
- intrillen AZ18 NAP-14m trillinggev fund



Bijlage bij RAI6503aI

Printdatum 9-12-2016



Bijlage 7 Berekeningsresultaten Schadepredictie

CruxRisk Rapportage



CRUX

1. Algemene projectinformatie

Projectnummer	16393
Projectnaam	Sigma
Locatie	Nieuwevaartweg Amsterdam
Onderdeel	Schadepredictie
Fase	Met bovenbelasting (ontgraving)
Opsteller	weh
Datum	21-12-2016
Opmerkingen	
Bestandsnaam	P:\16503 Amvest Sigma locatie Amsterdam\04 REK\CruxRisk\CR_001 met bb_uitbuiging.crux

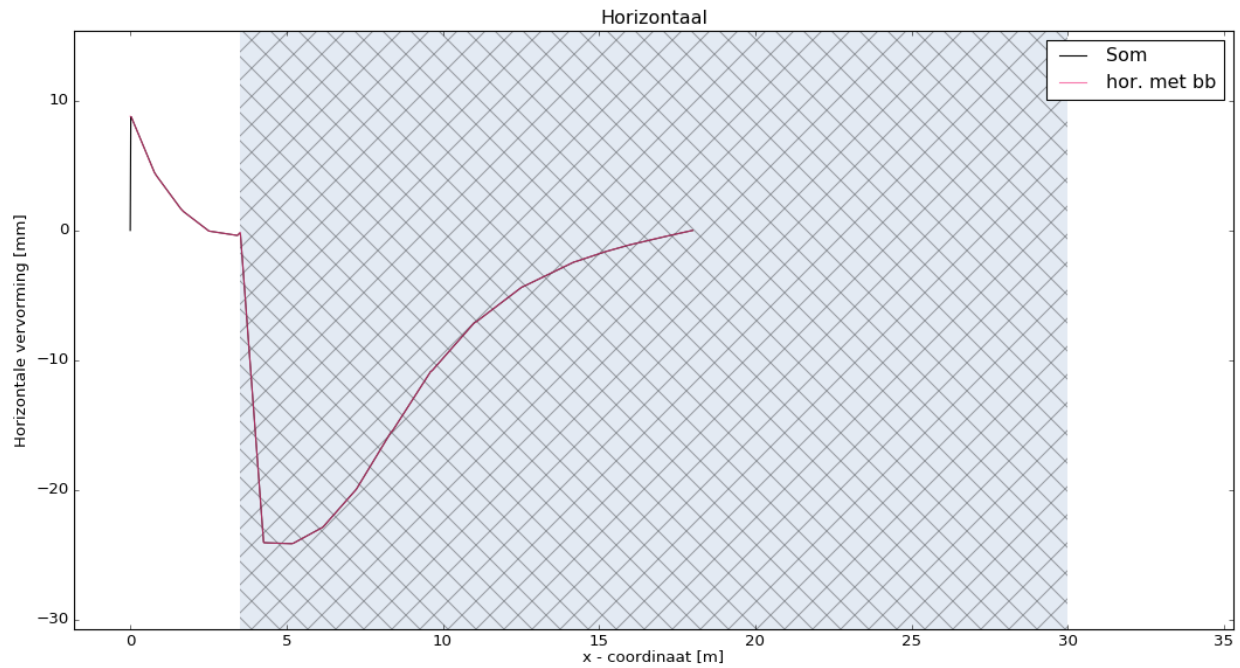
2. Pand informatie

X Voorkant	3.50 m
X Achterkant	30.00 m
Lengte	26.50 m
Hoogte	5.00 m

3. Resultaten

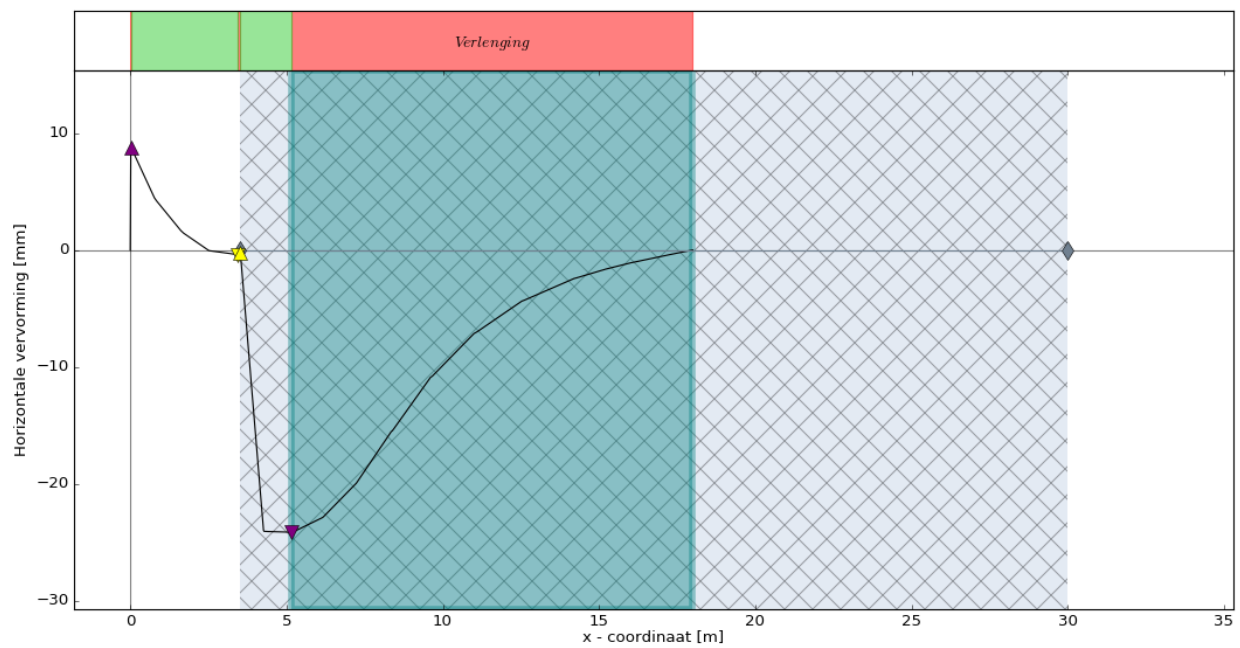
3.1. Horizontale vervormingen

3.1.1. Dataseries



3.1.2. Secties

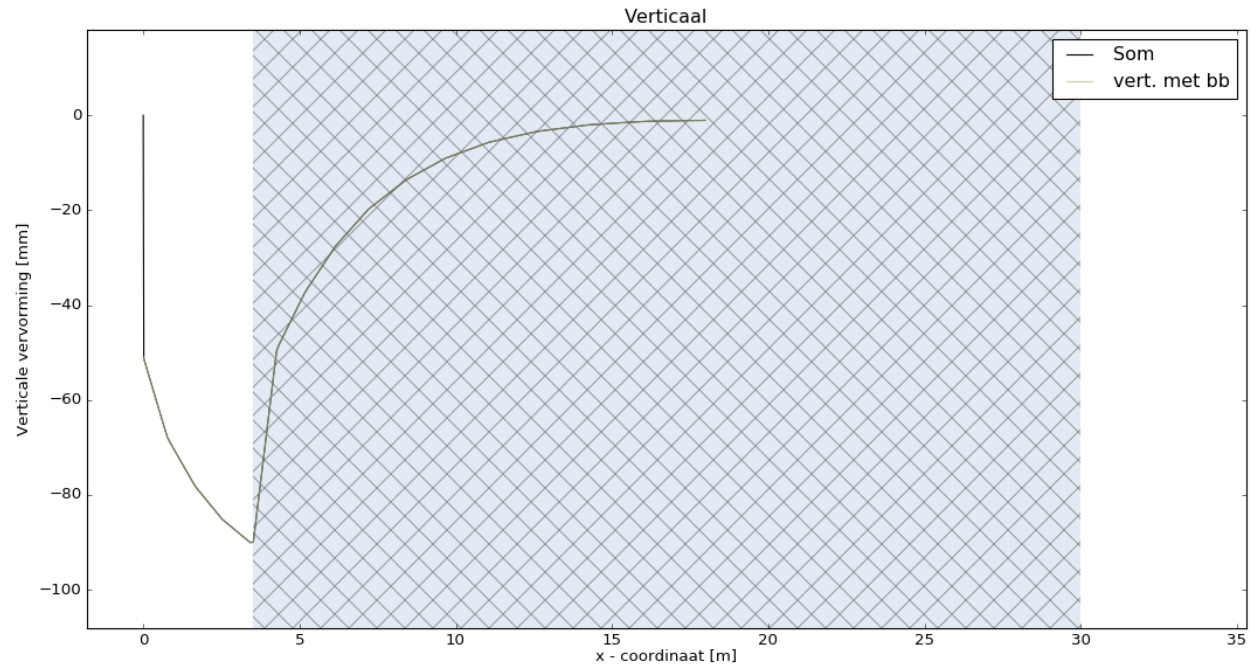
Sectie 1



Parameter	Sectie 1
Type	Verlenging
X_0	5.14 m
X_1	18.00 m
Lengte	12.86 m
h_0	-24.1 mm
h_1	-0.0 mm
Δh	24 mm
ε^{hor}	0.1877 %

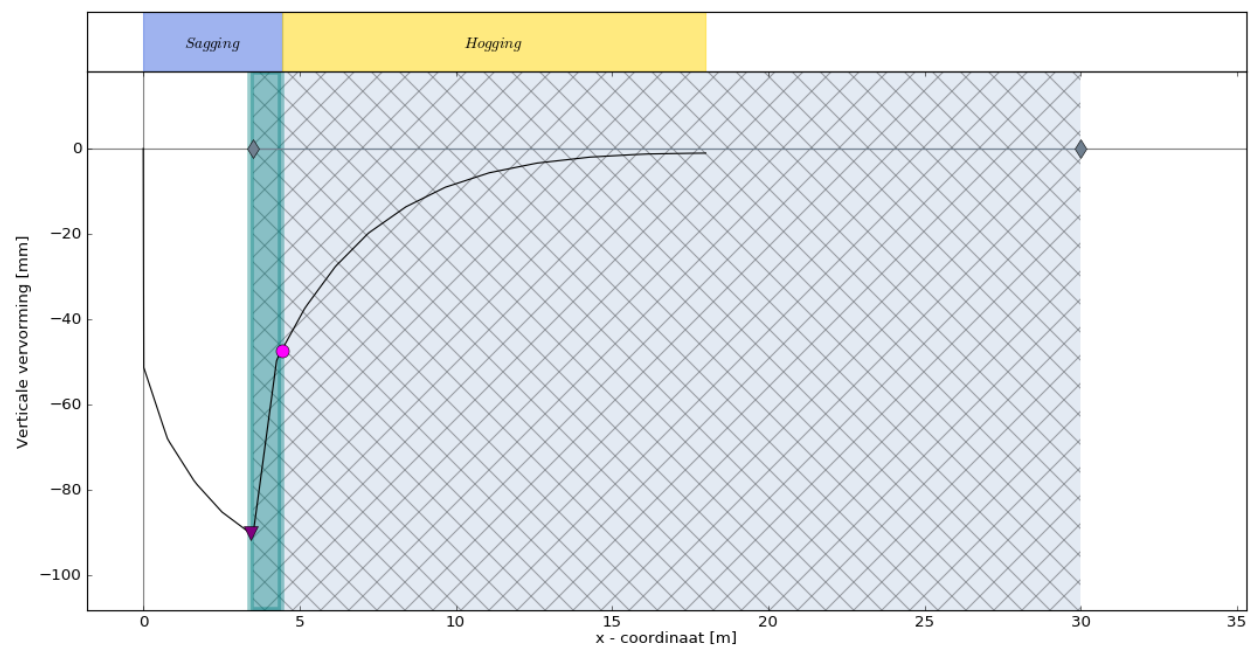
3.2. Verticale vervormingen

3.2.1. Dataseries

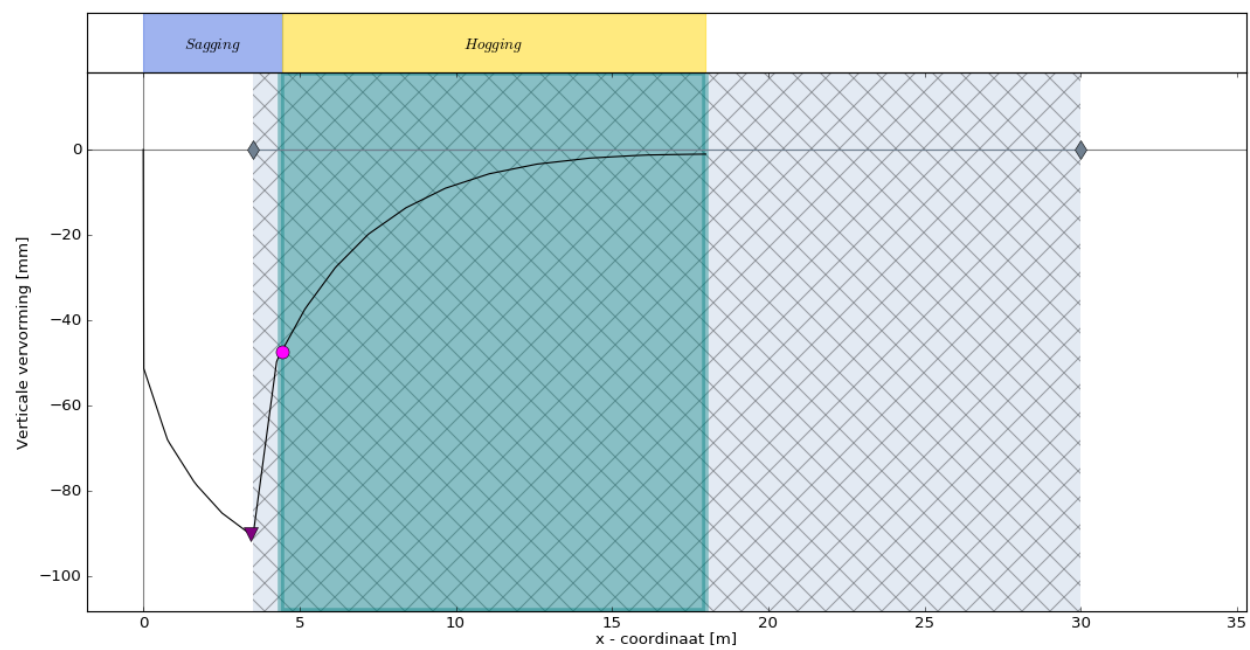


3.2.2. Secties

Sectie 1



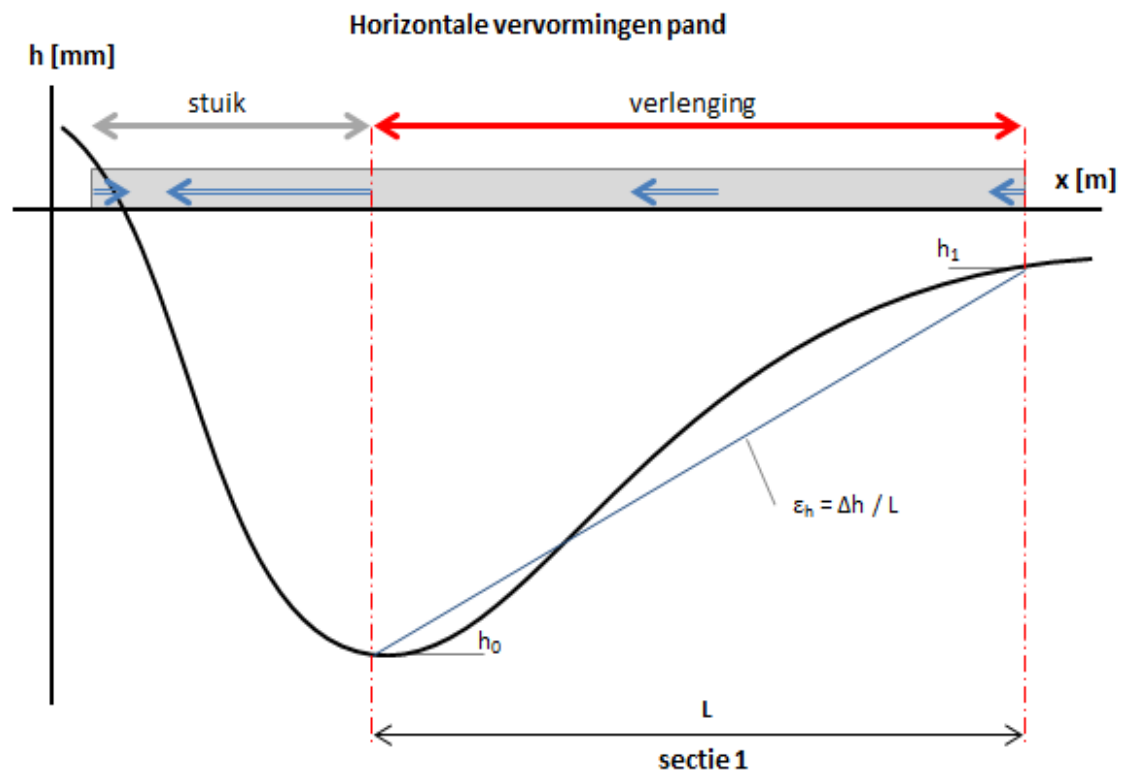
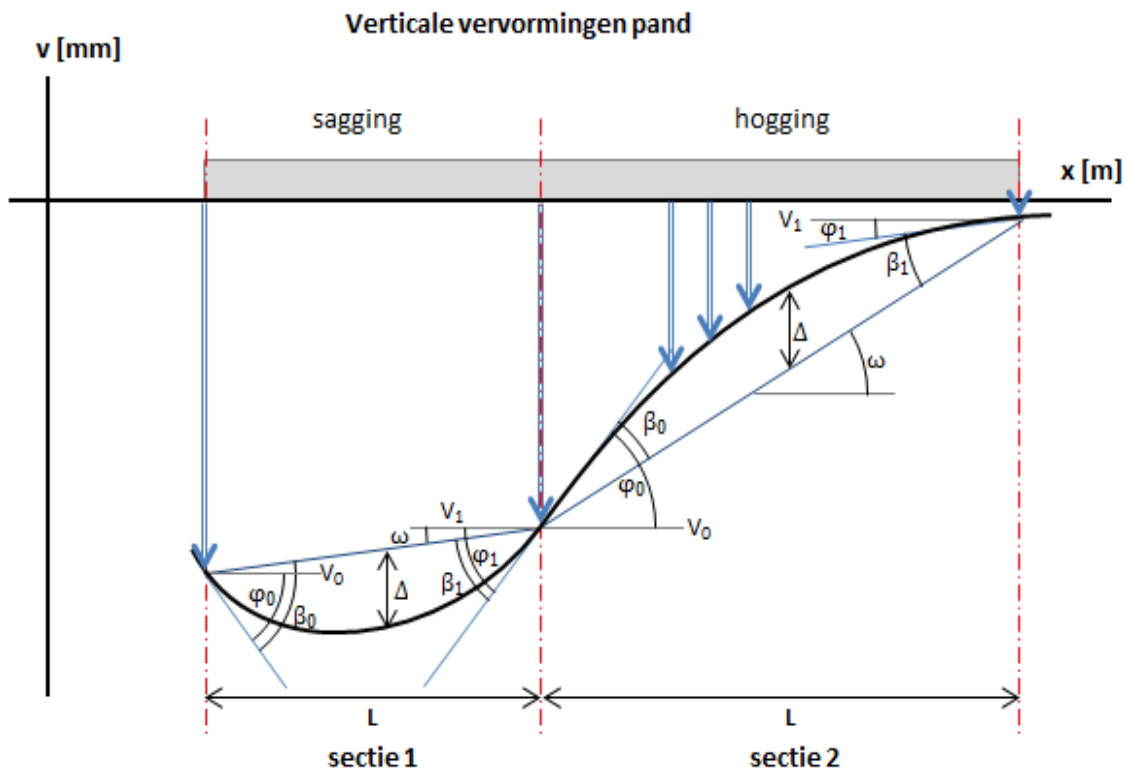
Sectie 2



3.3. Sectieresultaten

Parameter	Sectie 1	Sectie 2
Type	Sagging	Hogging
X_0	3.43 m	4.42 m
X_1	4.42 m	18.00 m
Lengte	0.99 m	13.58 m
L/H	0.2	2.7
v_0	-90.1 mm	-47.4 mm
v_1	-47.4 mm	-1.1 mm
Δv	43 mm	46 mm
ϕ_0	1:-379	1:75
ϕ_1	1:75	1:13723
ω	1:23	1:293
β_0	1:22	1:101
β_1	1:34	1:300
β^{gem}	1:26	1:151
Δ	4.3 mm	20.4 mm
Δ/L	0.004332	0.001505
$\varepsilon_b(\Delta/L)$	0.1629 %	0.2469 %
$\varepsilon_d(\beta^{\text{gem}})$	2.3179 %	0.2195 %
$\varepsilon_d(\beta^{\text{max}})$	2.8083 %	0.3284 %
ε^{hor} (mits ≥ 0)	0.1877 %	0.1877 %
$\varepsilon_b^{\text{tot}}(\Delta/L)$	0.3506 %	0.4347 %
$\varepsilon_d^{\text{tot}}(\beta)$	2.9037 % (max)	0.4354 % (max)
ε^{tot}	2.9037 %	0.4354 %
Schade klasse	Ernstig tot zeer ernstig	Ernstig tot zeer ernstig

Appendix A: Definitie vervormingen en hoeken



Appendix B: Grenswaarden schade

Schadeklasse	Grenswaarden
Verwaarloosbaar	0.000 - 0.050 %
Zeer licht	0.050 - 0.075 %
Licht	0.075 - 0.150 %
Matig	0.150 - 0.300 %
Ernstig tot zeer ernstig	>0.300 %

CruxRisk Rapportage



CRUX

1. Algemene projectinformatie

Projectnummer	16393
Projectnaam	Sigma
Locatie	Nieuwevaartweg Amsterdam
Onderdeel	Schadepredictie
Fase	Zonder bovenbelasting (ontgraving)
Opsteller	weh
Datum	21-12-2016
Opmerkingen	
Bestandsnaam	P:\16503 Amvest Sigma locatie Amsterdam\04 REK\CruxRisk\CR_001 zonder bb_uitbuiging.crux

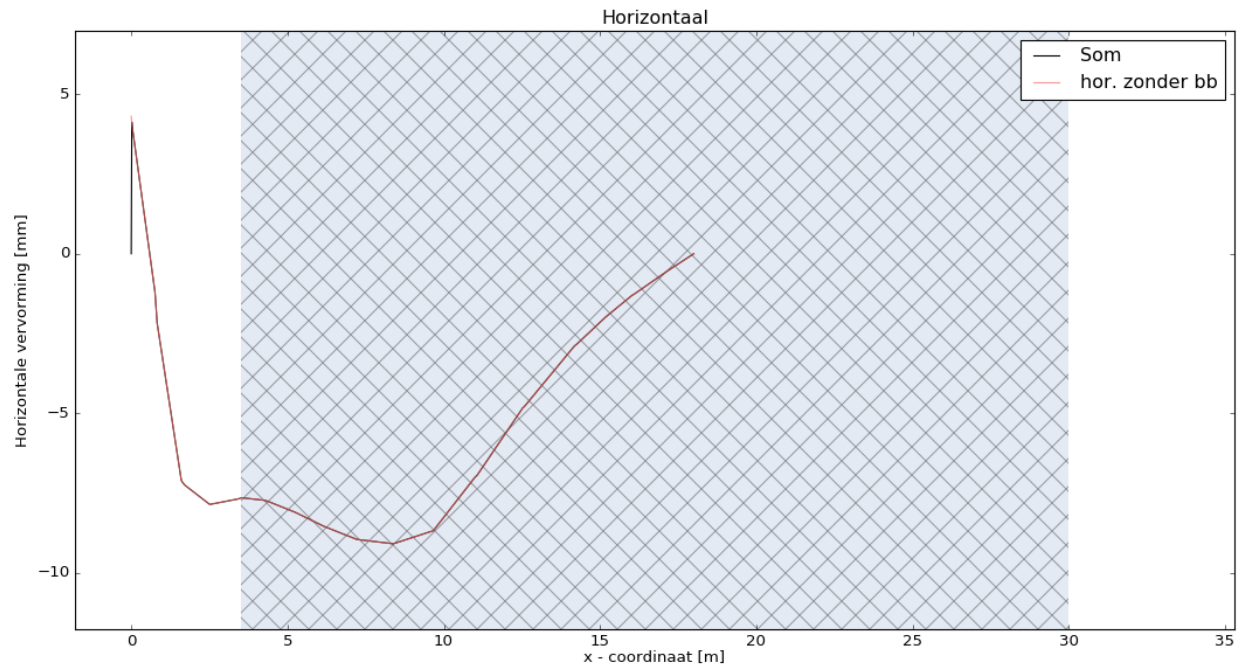
2. Pand informatie

X Voorkant	3.50 m
X Achterkant	30.00 m
Lengte	26.50 m
Hoogte	5.00 m

3. Resultaten

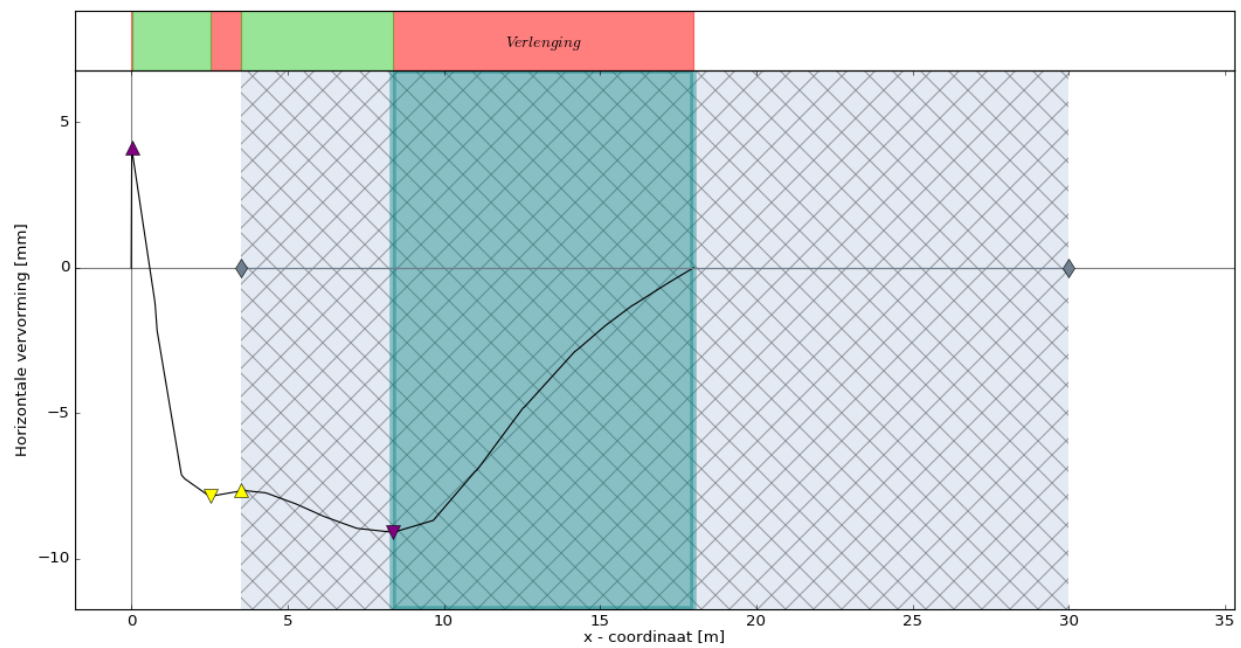
3.1. Horizontale vervormingen

3.1.1. Dataseries



3.1.2. Secties

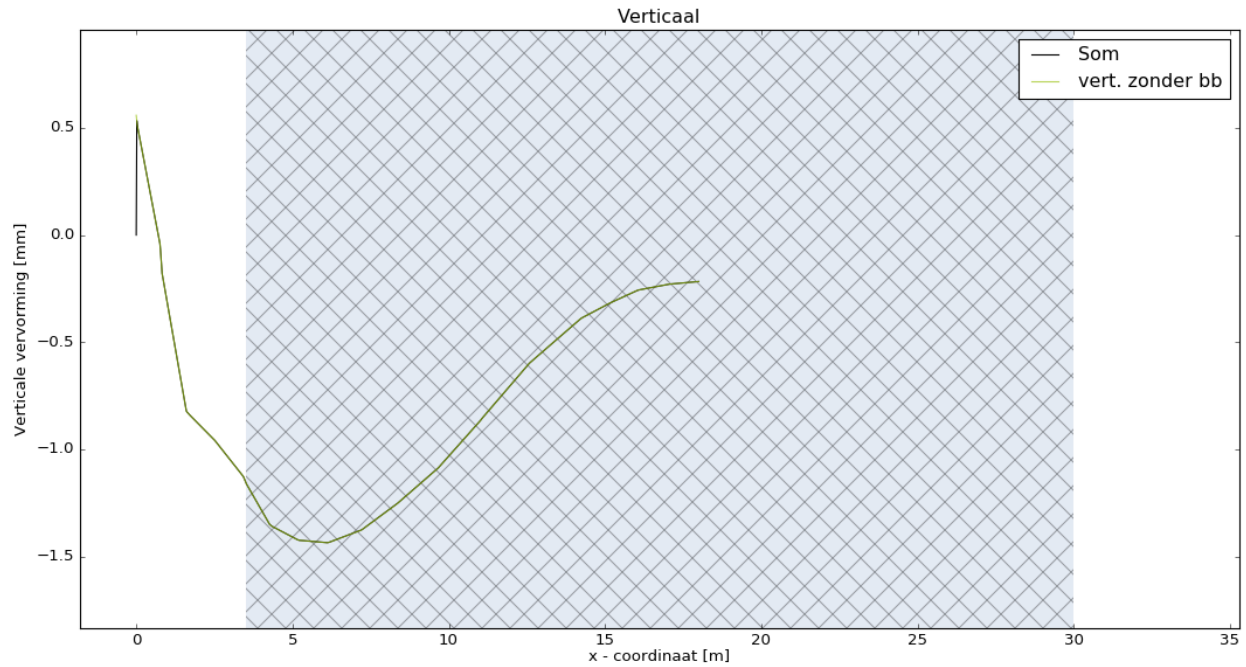
Sectie 1



Parameter	Sectie 1
Type	Verlenging
X_0	8.38 m
X_1	18.00 m
Lengte	9.62 m
h_0	-9.1 mm
h_1	-0.0 mm
Δh	9 mm
ε^{hor}	0.0945 %

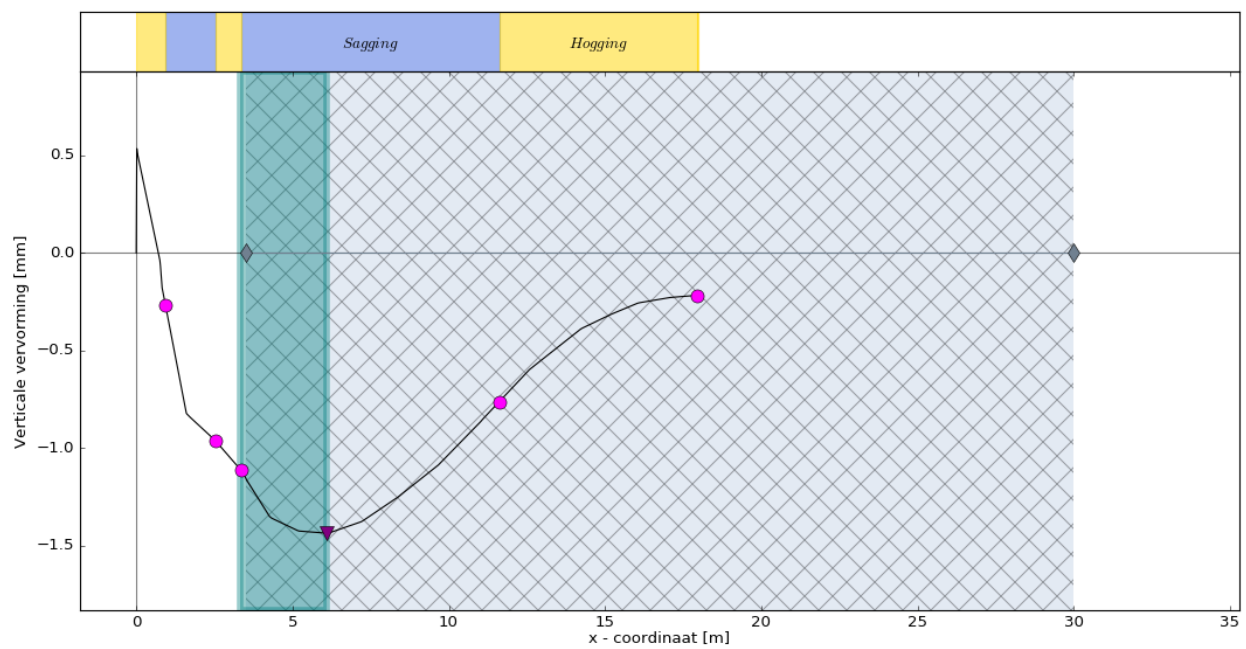
3.2. Verticale vervormingen

3.2.1. Dataseries

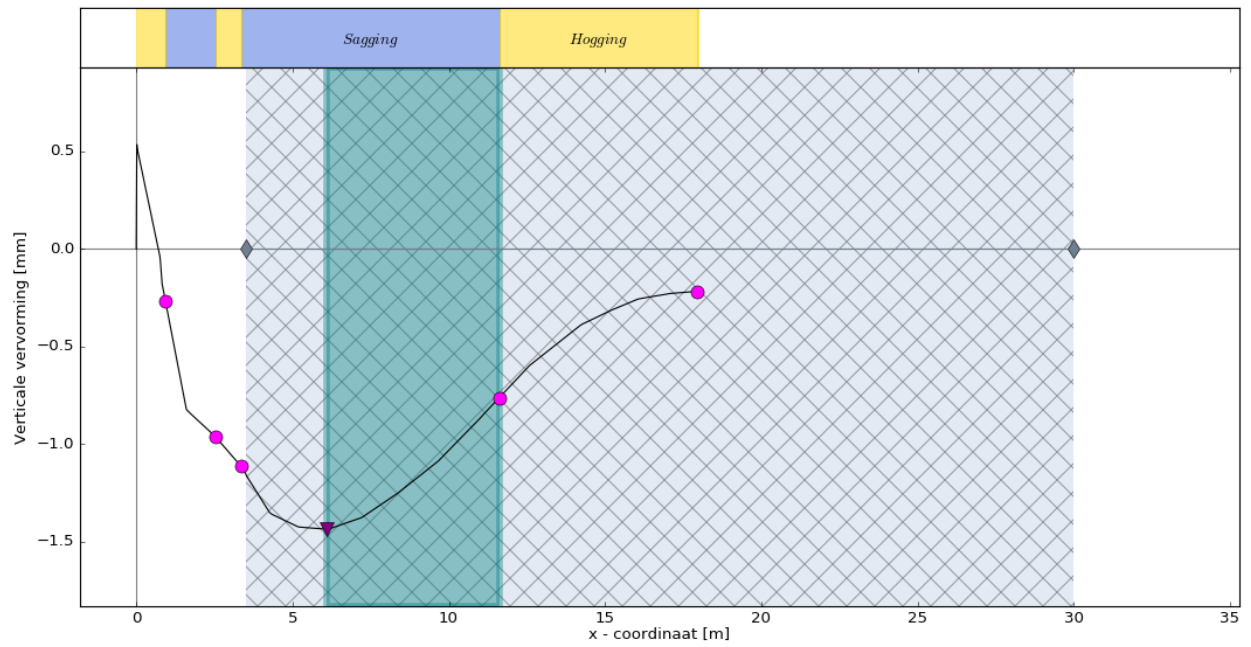


3.2.2. Secties

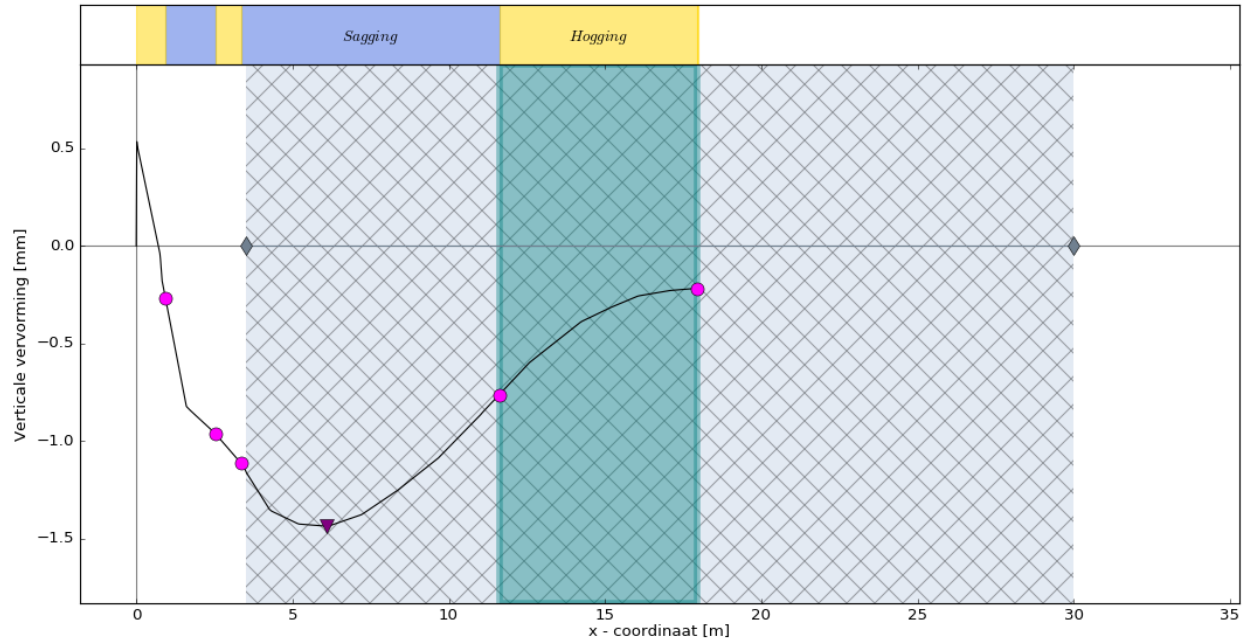
Sectie 1



Sectie 3



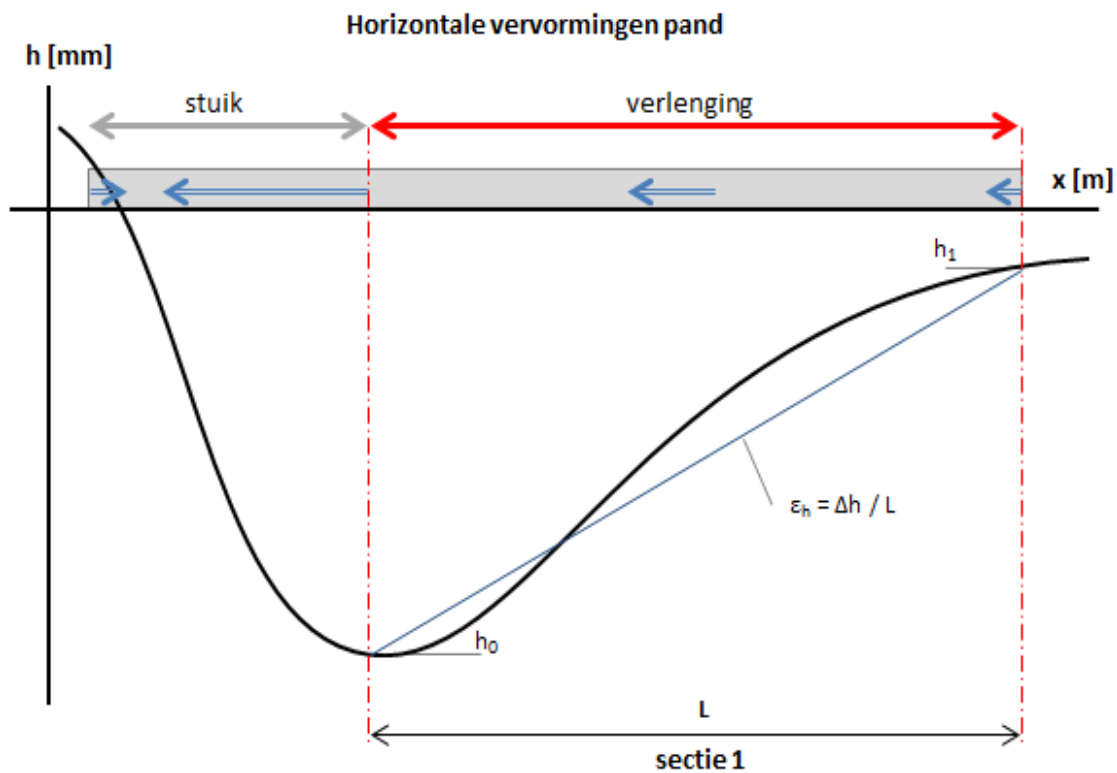
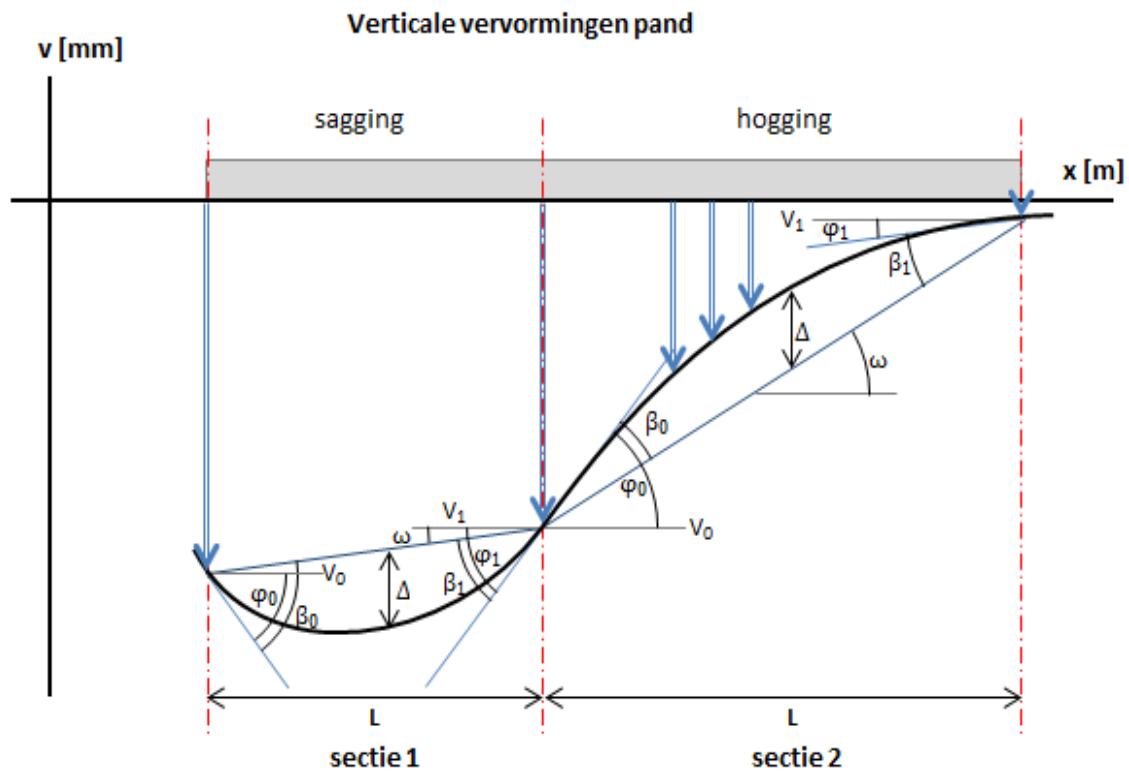
Sectie 4



3.3. Sectieresultaten

Parameter	Sectie 1	Sectie 3	Sectie 4
Type	Sagging	Sagging	Hogging
X_0	3.34 m	6.10 m	11.61 m
X_1	6.10 m	11.61 m	17.96 m
Lengte	2.76 m	5.51 m	6.35 m
L/H	0.6	1.1	1.3
v_0	-1.1 mm	-1.4 mm	-0.8 mm
v_1	-1.4 mm	-0.8 mm	-0.2 mm
Δv	0 mm	1 mm	1 mm
ϕ_0	1:-5415	1:-79099	1:5876
ϕ_1	1:-79099	1:5876	1:76204
ω	1:8495	1:8189	1:11640
β_0	1:14932	1:7421	1:11865
β_1	1:9517	1:20801	1:13738
β^{gem}	1:11625	1:10939	1:12733
Δ	0.1 mm	0.1 mm	0.1 mm
Δ/L	0.000047	0.000017	0.000023
$\varepsilon_b(\Delta/L)$	0.0046 %	0.0026 %	0.0025 %
$\varepsilon_d(\beta^{\text{gem}})$	0.0047 %	0.0036 %	0.0041 %
$\varepsilon_d(\beta^{\text{max}})$	0.0057 %	0.0053 %	0.0044 %
ε^{hor} (mits ≥ 0)	0.0945 %	0.0945 %	0.0945 %
$\varepsilon_b^{\text{tot}}(\Delta/L)$	0.0991 %	0.0961 %	0.0970 %
$\varepsilon_d^{\text{tot}}(\beta)$	0.0947 % (gem)	0.0951 % (max)	0.0947 % (max)
ε^{tot}	0.0991 %	0.0961 %	0.0970 %
Schade klasse	Licht	Licht	Licht

Appendix A: Definitie vervormingen en hoeken



Appendix B: Grenswaarden schade

Schadeklasse	Grenswaarden
Verwaarloosbaar	0.000 - 0.050 %
Zeer licht	0.050 - 0.075 %
Licht	0.075 - 0.150 %
Matig	0.150 - 0.300 %
Ernstig tot zeer ernstig	>0.300 %