

Ontwerprapport KW010

Geotechniek faseringsdamwand



Klant	Rijkswaterstaat
Contractnummer	31109331
Naam	A9BH-E-0102-S-GT-DR-Design Report KW010 DO faseringsdamwanden
Revision	1.0
Datum	23-04-2021
Status	Final
SBS	OBJ-01.02.10
WBS	WP-03.01.05.06.06

	Functie	Naam	Handtekening	Datum
Opgesteld	Geotechnical Consultant	Stefan Kamp (Fugro)		23/4/2021
Beoordeeld	Design Manager Geotechnics	Diederick Bouwmeester		23/4/2021
Goedgekeurd	Design Manager	Jaap van der Kamp		23/4/2021
Vrijgegeven	EPC Director	Raúl Hortal		23/4/2021

Revisie	Datum	Opmerkingen
0.1	12-04-2021	Concept
1.0	23-04-2021	Final – intern gereviewed

De auteur van dit document heeft het document voor review gedistribueerd aan:

Name	Functie	Team/afdeling
Flip Hoefsloot	Principal consultant	Fugro
Diederick Bouwmeester	Design lead geotechnics A9 BAHO	Fugro

Inhoudsopgave

1	SAMENVATTING	5
1.1	ALGEMEEN	5
1.2	FASERINGSDAMWAND	5
2	INTRODUCTIE.....	7
2.1	ALGEMEEN	7
2.2	ONTWERPCYCLUS.....	7
2.3	SCOPE EN DOEL VAN DIT DOCUMENT	8
2.4	GERELATEERDE DOCUMENTEN	8
2.5	VERSIEBEHEER	9
2.6	LEESGIDS.....	9
3	KUNSTWERK DETAILS – KW010.....	10
3.1	ALGEMEEN	10
3.2	VO ONTWERP	11
4	EISEN, RISICO'S EN RAAKVLAKKEN.....	13
4.1	ALGEMEEN	13
4.2	NORMEN EN SOFTWARE.....	13
4.3	EISEN	13
4.4	RISICO MANAGEMENT	13
4.5	RAAKVLAKKEN	14
5	ONTWERPBASIS EN UITGANGSPUNTEN.....	17
5.1	ALGEMEEN	17
5.2	GRONDONDERZOEK EN PARAMETERS.....	17
5.3	GEOHYDROLOGIE	18
5.4	BOUWFASERING	18
5.5	ONTWERPLEVENSDUUR	18
5.6	BELASTINGEN	18
5.7	BEREKENINGMETHODIEK	19
5.8	ZETTINGEN EN STABILITEIT	19
5.9	EPS EN GEWAPENDE GROND	19
6	ONTWERP FASERINGSDAMWANDEN.....	21
6.1	ALGEMEEN	21
6.2	SAMENVATTING	21
6.3	UITGANGSPUNTEN	21
6.4	RESULTATEN EN VERIFICATIE.....	26
7	UITVOERINGSASPECTEN	31
7.1	ALGEMEEN	31
7.2	UITVOERINGSASPECTEN	31
8	MONITORING	34
8.1	ALGEMEEN	34
8.2	RESTRISICO'S EN BEHEERSMAATREGELEN	34
9	CONCLUSIE	37
9.1	ALGEMEEN	37
APPENDIX A	GRONDONDERZOEK	38
APPENDIX B	GRONDPARAMETERS.....	39
APPENDIX C	TEKENING KW010.....	40

APPENDIX D	OVERZICHT FASERINGSTAPPEN MET MAAIVELDNIVEAUS.....	41
APPENDIX E	VERIFICATIE DAMWAND.....	43
APPENDIX F	EXPORT DSHEETPILING BEREKENING – ZUID.....	44
APPENDIX G	EXPORT DSHEETPILING BEREKENING – MIDDEN.....	45

1 Samenvatting

1.1 Algemeen

Dit rapport bevat het DO-ontwerp van de faseringsdamwanden bij KW010. De faseringsdamwanden zijn benodigd om de verbreding van de landhoofden aan de zuidzijde van de bestaande kunstwerk te bouwen. Bovendien zijn de faseringsdamwanden nodig om de gewapende grond achter de bestaande landhoofden te bouwen, om zodoende de horizontale gronddruk op de landhoofden te reduceren.

Het ontwerp (uitgangspunten) van de faseringsdamwanden is gebaseerd op het VO ontwerp. Het constructieve VO ontwerp van KW010 is gerapporteerd in [9].

1.2 Faseringsdamwand

De faseringsdamwanden zijn gelegen aan de zuidkant van de bestaande landhoofden. Daarnaast staan de faseringsdamwanden ook in het midden (berm) bij het landhoofd. Aangezien de damwanden aanwezig zijn voor een periode langer dan 2 jaar (ongeveer 5 jaar), wordt corrosiereductie in rekening gebracht voor 5 jaar.

Het ontwerp voldoet met een damwandprofiel AZ18-700 (S240). De situatie aan de oostkant is beschouwd en maatgevend. De resultaten zijn vertaald voor de situatie aan de westkant (Appendix D). Er zijn geen ankers benodigd. De ontgraving in Phase 2 kan onder natuurlijk talud gedaan worden en is daarom niet beschouwd in de berekening. Een schematisatie van de situatie is weergegeven in Figure 1-1 en een samenvatting van de resultaten en dimensies is gegeven in Table 1-1. Verder is het geconcludeerd dat de faseringsdamwanden de stabiliteit van de waterkering aan de westkant niet negatief beïnvloeden.

Table 1-1: Samenvatting resultaten faseringsdamwanden

Aspect	SW/SE Phase 1	SW/SE Phase 3	MW/ME Phase 3
Damwandprofiel	AZ18-700 of gelijk	AZ18-700 of gelijk	AZ18-700 of gelijk
Staalkwaliteit (f_y)	240 GP N/mm ²	240 GP N/mm ²	240 GP N/mm ²
Corrosie (5 jaar dubbelzijdig)	0,22 mm	0,22 mm	0,22 mm
Lengte ¹⁾	9,5 m	9,5 m	9,5 m
Bovenkant damwand	NAP +2,7 m	NAP +2,7 m	NAP +3,0 m
Onderkant damwand	NAP -6,85 m	NAP -6,85 m	NAP -6,5 m
Ontgravingsniveau	NAP +0,2 m	NAP -0,25 m	NAP -0,25 m
Kerende hoogte	2,5 m	2,95 m	3,25 m
Gemobiliseerde weerstand	37%	29%	29%
Buigend moment $M_{s,d}$ (ULS)	99 kNm/m	115 kNm/m	152 kNm/m
Dwarskracht $V_{s,d}$ (ULS)	42 kN/m	49 kN/m	66 kN/m
Maximale uitbuiging u_{max} (SLS)	10 mm	24 mm ²⁾	22 mm

¹⁾ Om enige marge te hebben in het damwandontwerp wordt een 0,5 m toegevoegd aan de bovenkant van de damwand. Derhalve geldt voor de damwandlengte de in de tabel genoemd waarde plus 0,5 m. Indien nodig en mogelijk (voor veiligheid), kan een deel van de damwand boven maaiveld afgebrand worden. Hierbij dient wel rekening gehouden worden met het toekomstige maaiveld.

²⁾ Dit is de totale vervorming van Phase 1 naar Phase 3: 10 + 14 mm = 24 mm.

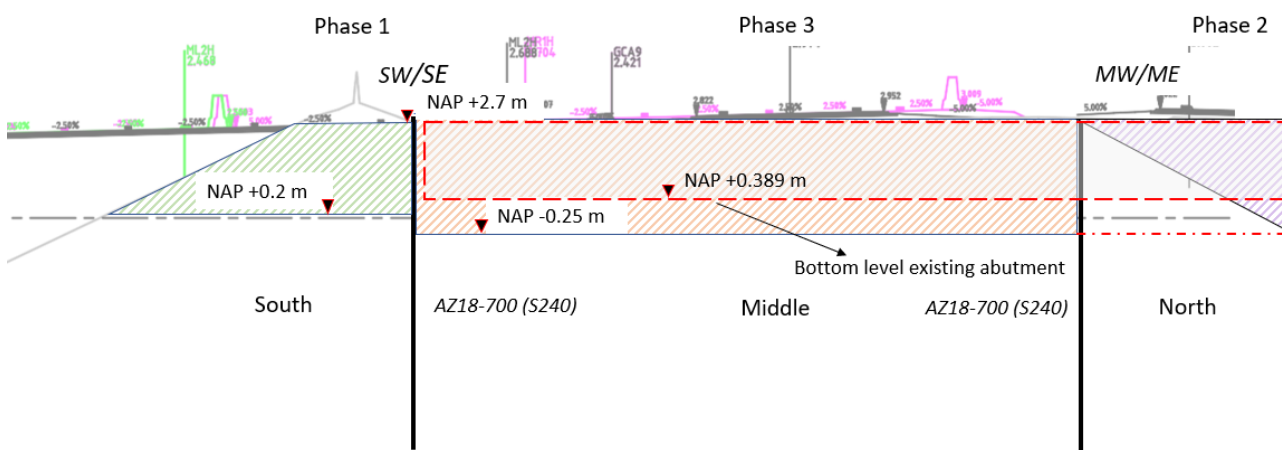


Figure 1-1: Situatie en fasering oostelijk landhoofd KW010

Een belangrijk ontwerpuitgangspunt is dat de nieuwe paalfundering van de landhoofden geïnstalleerd wordt vanaf een werkplatform achter het landhoofd, oftewel ter plaatste van de aardebaan verbreding. Het maximale ontgravingsniveau aan de zuidkant is NAP +0,2 m (verbreding landhoofd) en NAP -0,25 m (ontgraving om gewapende grond achter bestaand landhoofd te maken) in het middengedeelte. Een ander belangrijk uitgangspunt is dat het talud (berm) van de aardebaan voor de damwand niet verder afgegraven wordt dan aangenomen in het ontwerp. Mochten er uitgangspunten veranderen, dan dient het ontwerp herzien te worden.

De tekening met locatie en eigenschappen van de faseringsdamwanden (bovenaanzicht) is bijgevoegd in Appendix C. Indien nodig moeten de damwanden worden afgebrand boven maaiveld.

De monitoring van de faseringsdamwanden is beschreven in hoofdstuk 8 en wordt verder uitgewerkt voor dat deze geïnstalleerd worden.

2 Introductie

2.1 Algemeen

De verbreding van de A9 tussen Badhoevedorp en Holendrecht is onderdeel van de wegbuitbreiding Schiphol-Amsterdam-Almere (SAA). Om de bereikbaarheid van de noordelijke Randstad te verbeteren, breidt Rijkswaterstaat het wegennet tussen Schiphol, Amsterdam en Almere uit. Een betere bereikbaarheid van deze regio is belangrijk voor de economische ontwikkeling en de werkgelegenheid in het gebied. De A9 wordt tussen de knooppunten Badhoevedorp en Holendrecht uitgebreid van 3 naar 4 rijstroken per rijrichting en er komt een wisselbaan. Op deze manier wordt de doorstroming op de A9 verbeterd.

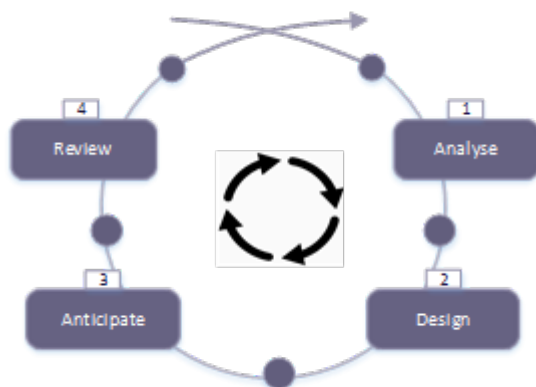
Bij Amstelveen wordt de A9 over 1,6 kilometer verdiept aangelegd en komen er drie overkappingen: Overkapping Oude Dorp (Amsterdamseweg), Overkapping Stadshart (Keizer Karelweg), Overkapping Meander (Bovenlandpad). De leefbaarheid op het traject wordt onder andere verbeterd ten opzichte van de huidige situatie door het aanleggen van 14 kilometer aan geluidschermen. Sommige van de bestaande kunstwerken worden gerenoveerd, andere worden vervangen. Niet alleen de uitvoering maakt deel uit van het A9 BaHo project, ook het onderhoud voor 14 jaar na oplevering is inbegrepen.

VEENIX, de uitvoerder van dit project, werkt nauw samen met zowel de opdrachtgever, Rijkswaterstaat, als andere stakeholders zoals de gemeenten Haarlemmermeer, Amstelveen, Ouder-Amstel en Amsterdam (Amsterdamse Bos), de waterschappen en de Provincie Noord-Holland gedurende het ontwerp en realisatie van het project.

De ontwerpteams werken aan het ontwerp in de weg omhoog. De weg omhoog maakt deel uit van het bergmodel, dat een variatie is op het bekende V-model (ISO15288). In deze variatie leggen we de nadruk op de voorbereidings- en ontwerpfasen in de weg omhoog en niet op de uitvoering. Het is onze overtuiging dat een gedegen voorbereiding, inclusief betrokkenheid van belanghebbenden, leidt tot een succesvolle uitvoering en implementatie van de A9. Voorbereiding is de sleutel tot het verkrijgen van een complete oplossing met minimale verrassingen.

2.2 Ontwerpcyclus

Alle ontwerpfasen (VO, DO en UO) binnen VEENIX EPCM bestaan uit vier stappen: Analyse, Design, Anticipate en Review. Deze vier stappen maken het ontwerp proces beheersbaar. De onderstaande tabel vat per stap het doel, de hoofdactiviteiten en de output samen.



1. In de Analyse stap is het doel om het ontwerpvragestuk te begrijpen en om te bepalen wanneer de design fase (VO in dit geval) gereed is. De output van deze stap is een start notitie en een toetsingsplan.
2. In de Design fase is het doel om een oplossing te vinden binnen de oplosruimte van de ontwerp scope. De output van deze stap is een ontwerpnotitie, uitvoeringsplan, onderhoudsplan en een toetsingsrapport.
3. In de Anticipate stap is het doel om te bepalen wat relevant is voor de volgende ontwerp stap en om bepaalde start criteria te bepalen voor deze volgende ontwerp fase. De output is een concept start notitie voor de volgende ontwerp fase.
4. In de Review stap is het doel om een integrale review uit te voeren met de ontwerp teams, klant en stakeholders, gebaseerd op de vooraf gedefinieerde succes criteria. De output is een GO/NO GO voor de volgende ontwerp fase en een review rapport.

	Goal	Main Activities	Mandatory Output
Analyze	Understand the question Understand when the phase is successful	Define the context of the scope Define the requirements to start Define the edges of the solution space Define the review framework Validate the "question" for this phase	Starting note Verification plan
Design	Find a solution within the solution space of the start note	Composition of the Trade-Off-Matrices (TOMs) Division of systems/functions Identification of interfaces and risks Work out the solution	Design note [ME_03002], execution plan, maintenance plan Verification report
Anticipate	Determine what is relevant for the next phase (and discard the rest) Determine start requirements, objects and tasks for the next phase.	Bundle the work for the next phase Generate a concept Start note with requirements, objects and tasks for the next phase	Concept start note (for the next design phase)
Review	Integral assessment with the design teams, Client and stakeholders based on defined criteria from the start note (with a controlled start of the next phase in mind).	Integral assessment of worked out tasks Internal review with all disciplines External review with all disciplines and stakeholders (as defined in the Start note) Validation (revisit the question of the Client)	GO / NO GO for the next design phase Review note

2.3 Scope en doel van dit document

Deze rapportage bevat het geotechnisch DO ontwerp van de faseringsdamwanden bij kunstwerk OBJ-01.02.10 KW010 (East) (Hierna ("KW010"). KW010 is een viaduct over de Amstelzijkweg, gelegen in het oostelijke gedeelte van de A9 Badhoevedorp-Holendrecht (Figure 1-1). Het bestaande viaduct zal gedeeltelijk in fasen gesloopt worden en aan de zuidkant verbreed worden.

De scope van dit document is beperkt tot het geotechnische ontwerp van de faseringsdamwanden. Het doel van dit rapport is de uitgangspunten en de resultaten van de ontwerpberekeningen voor kunstwerk KW010 samen te vatten, alsmede onderwerpen als (kritische) raakvlakken, uitvoering en monitoring.

Het ontwerp (en uitgangspunten) van de faseringsdamwanden is gebaseerd op het VO ontwerp. Het constructieve ontwerp van KW010 is gerapporteerd in [9].

2.4 Gerelateerde documenten

De gerelateerde documenten zijn samengevat in Table 2-1.

Table 2-1: Gerelateerde documenten

Abbreviation	Version	Document title	Document number
[1]	1.0	KW010 Amstelzijkweg Bovenaanzicht en 3D	VEEN-O-0033-CON-TEK-001
[2]	1.0	KW010 Amstelzijkweg Bestaande en nieuwe situatie Doorsneden en 3D	VEEN-O-0033-CON-TEK-002
[3]		Archive drawing – KW39	AP/H72-031
[4]		Archive drawing – pile plan KW39	AP/H73-010
[5]		Archive drawing – soil investigation	AP/H73-004
[6]	1.1	Geotechnical Baseline Report DO	A9BH-PW-000-G-GT-RP-Geotechnical Baseline Report DO
[7]	1.0	(Geotechnical) Interpretive report	A9BH-PW-0000-G-GT-RP-Interpretive Report
[8]	1.0	Start note Civil Structures DO	A9BH-PW-0102-S-GT-SN-Start Note Civil Structures DO (geo)
[9]	2.0	Design Report KW010	A9BH-E-0102-DI-CV-DR-KW010-VO- 003-VO Calculation Report KW010
[10]	2.0	Drawing KW010 VO	A9BH-E-0102-DI-CV-DW-KW010-VO- 101-Drawing
[11]	1.0	Memo phasing sheet pile walls	A9BH-PW-0102-S-GT-MEM-Assessment Phasing Sheet Pile Walls KW_Part2
[12]	1.0	Geotechnical Report Earthworks East DO	A9BH-E-0000-G-GT-DR Geotechnical Report Earthworks East
[13]	2.0	Phasing Blueprint KW010	A9BH-E-0101-DE-CV-PLN-2.0
[14]	1.0	Drawing phasing sheet pile walls KW010	A9BH-E-0102-S-CV-DW-KW010-UO-101

Abbreviation	Version	Document title	Document number
[15]	1.0	Doorsnede wegprofielen	A9BH-PW-0000-DI-ML-DW-150-CS-CH-0002802

2.5 Versiebeheer

Dit rapport omvat het DO ontwerp (versie 1.0) van de faseringsdamwanden bij KW010. Relevante aanpassingen in toekomstige revisies worden hier beschreven.

2.6 Leesgids

Diverse ontwerpaspecten van kunstwerk KW010 worden in de ontwerpnotitie besproken. Dit rapport beschrijft achtereenvolgens:

- Hoofdstuk 1: Samenvatting;
- Hoofdstuk 2: Introductie;
- Hoofdstuk 3: Huidige situatie en VO ontwerp;
- Hoofdstuk 4: Eisen, risico's en raakvlakken;
- Hoofdstuk 5: Ontwerpprincipes en uitgangspunten;
- Hoofdstuk 6: Ontwerp faseringsdamwand (inclusief verificatie waterkering);
- Hoofdstuk 7: Uitvoeringsaspecten;
- Hoofdstuk 8: Monitoring;
- Hoofdstuk 9: Conclusie.

3 Kunstwerk details – KW010

3.1 Algemeen

Kunstwerk KW010 is gelegen bij de Amstelsijweg (tussen meterring 22.900-23.000). Een bovenaanzicht is weergegeven in Figure 4-1. Het kunstwerk is gebouwd in de jaren 70 en bestaat uit twee landhoofden en twee tussensteunpunten. Het kunstwerk heeft een totale lengte van ca. 60,0 m en een breedte van 63,7 m. De bestaande paalfunderingen bestaan uit prefab betonnen palen met een diameter van 400 mm en een paalpuntniveau tussen ca. NAP -10,5 en -14,0 m. Aangezien het puntniveau van de damwand (ca. NAP -6,5 m) minder diep is dan het paalpuntniveau van de bestaande paalfundering (en de draagkrachtige zandlaag), wordt de draagkracht van de paalfundering niet beïnvloed (zie paragraaf 7.2).

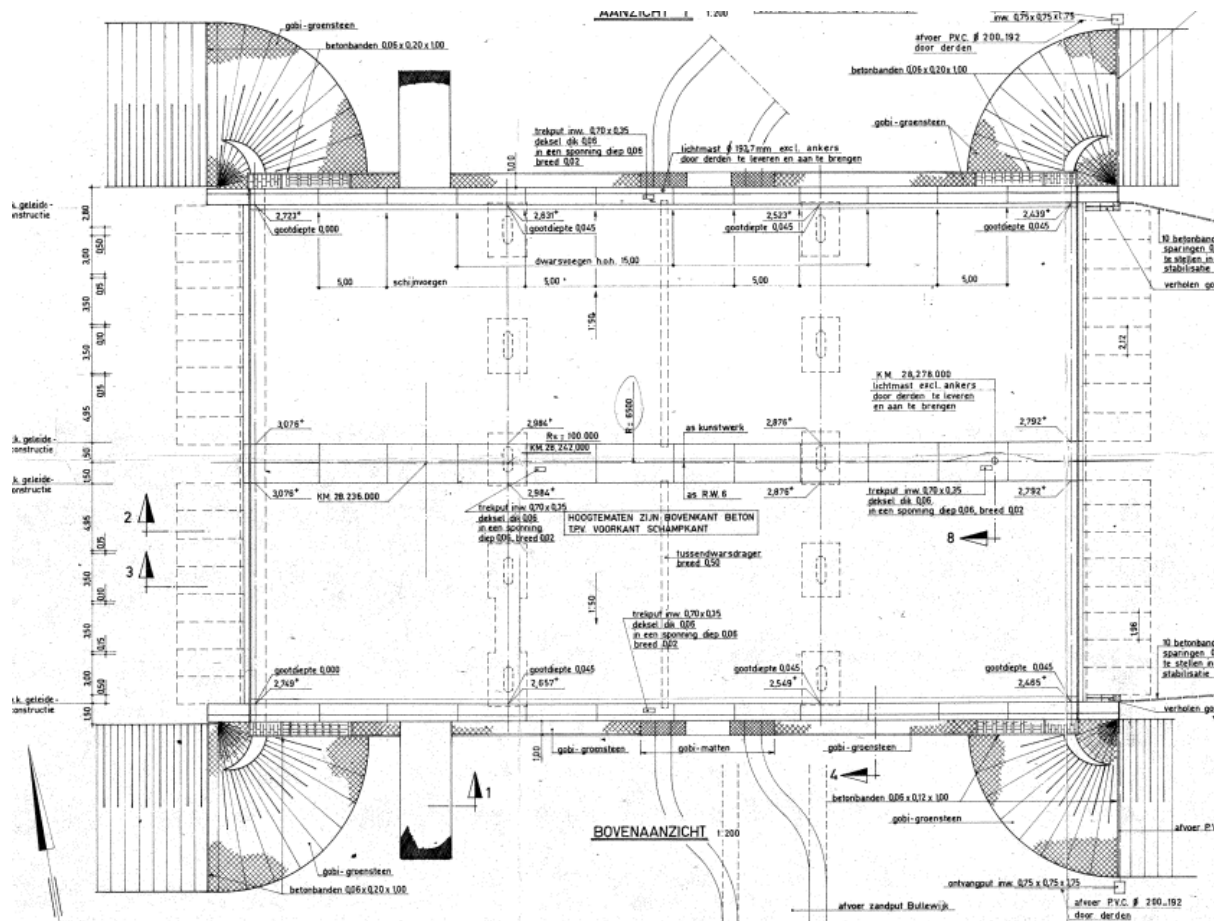


Figure 3-1: Boven-aanzicht bestaande kunstwerk KW010 [3]

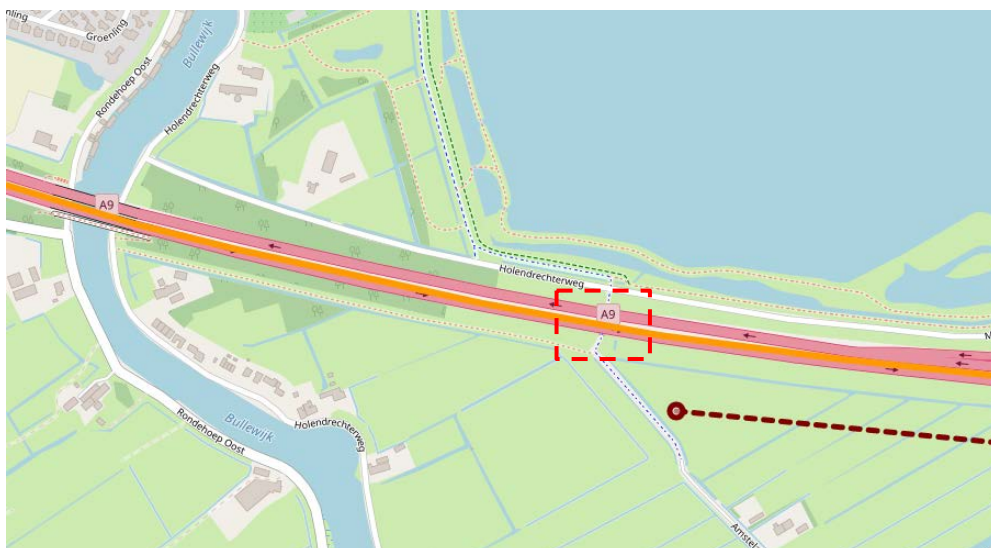


Figure 3-2: Locatie KW010 (Bron: <https://bezoekerscentrum.rijkswaterstaat.nl/>)

3.2 VO ontwerp

Gebaseerd op het VO ontwerp wordt het bestaande KW010 grotendeels behouden, daarbij wordt het aangepast en verbreed. Het constructieve ontwerp is gerapporteerd in [9]. Voorliggend rapport richt zich hoofdzakelijk op het ontwerp van de faseringsdamwanden.

In het VO ontwerp van de faseringsdamwanden aan de zuidzijde is uitgegaan van een AZ18-700 (S240) met een puntniveau van NAP -11,0 m, inclusief groutankers. De faseringsdamwanden in de middenberm waren destijds nog niet voorzien.

Om de verticale en horizontale grondvervormingen te beperken wordt aan de zuidzijde gebruikt gemaakt van EPS in de verbreding (ca. 4,0 m dikte). Daarnaast wordt gewapende grond toegepast achter de bestaande landhoofden, tot een diepte van 0,5 m onder de onderkant van het landhoofd. De bestaande onderdelen van het kunstwerk moeten voldoen aan een levensduur van 30 jaar [FN_04785] en de verbreding dient ontworpen te worden op een levensduur van 100 jaar [BS_05886].

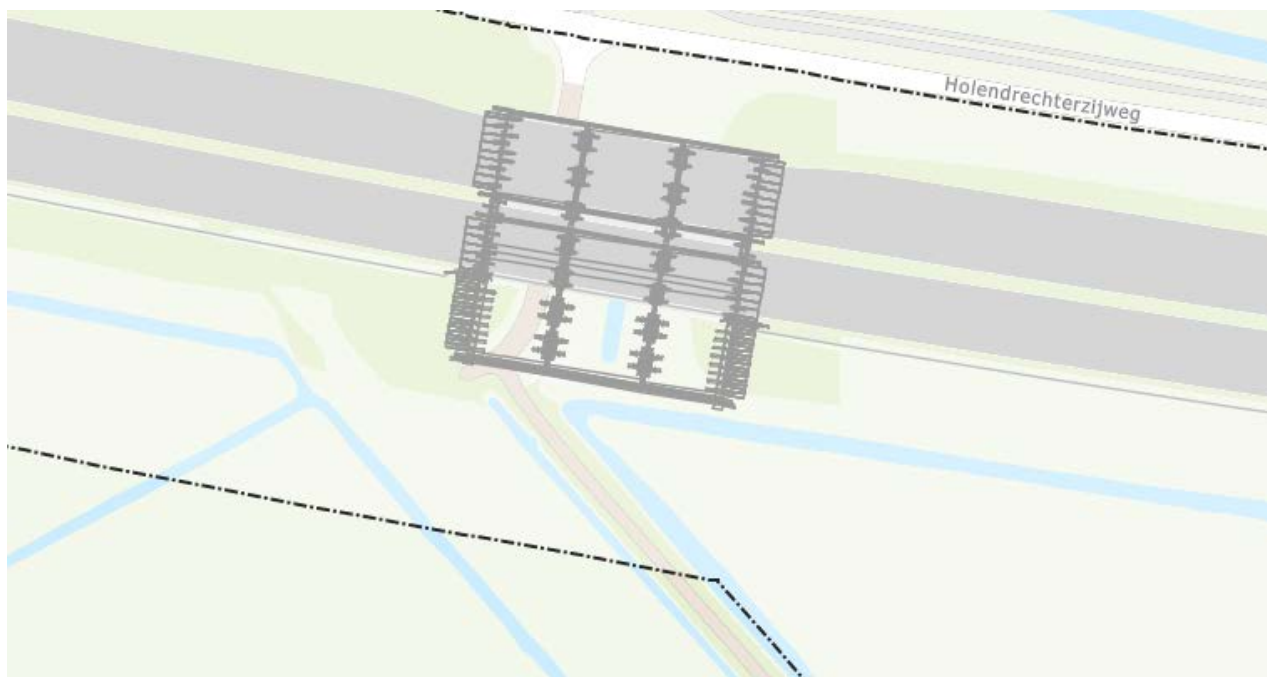
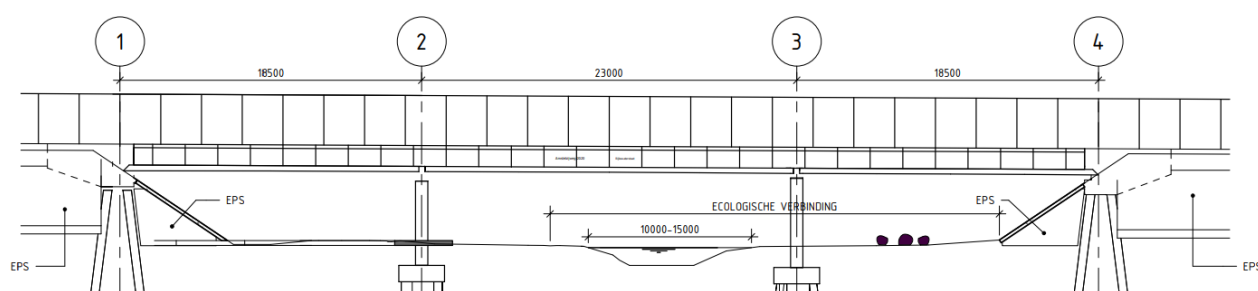


Figure 3-3: Bovenaaanzicht contouren fundering nieuw KW010 [Veenix ArcGIS]



VIEW B-B

schaal: 1 : 200

Figure 3-4: Langsdoorsnede KW010 [8]

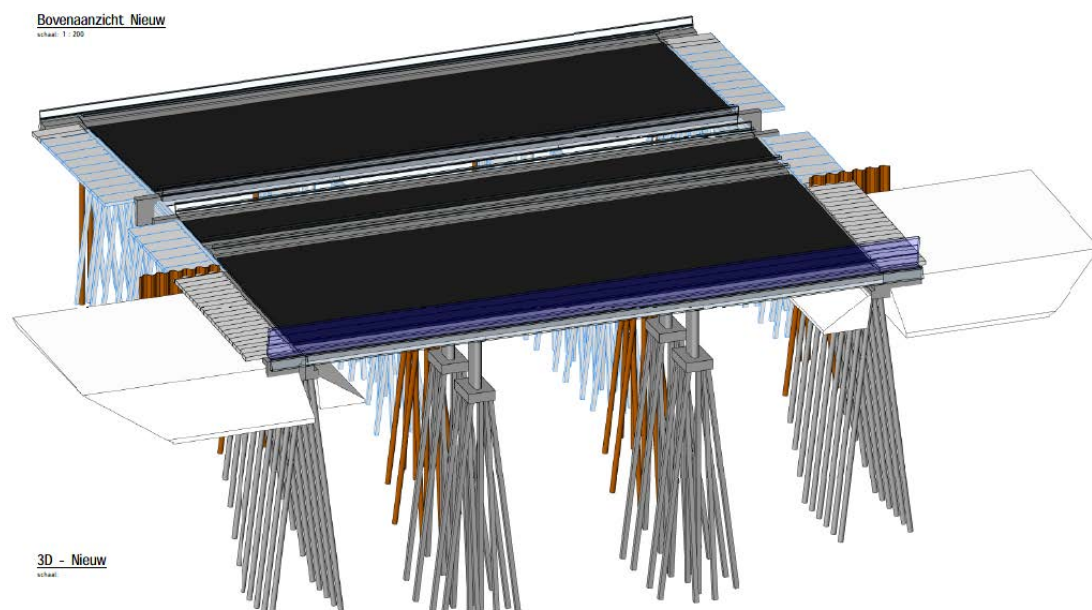


Figure 3-5: 3D situatie KW010 [1]

4 Eisen, risico's en raakvlakken

4.1 Algemeen

In dit hoofdstuk worden de eisen, risico's en raakvlakken van kunstwerk KW010 aangegeven. De relevante eisen voor dit kunstwerk alsmede de toetsingsfase zijn opgesomd. De risico's zijn ook in het risicoregister in Relatics vastgelegd, inclusief de voorgeschreven effecten en beheersmaatregelen. Tenslotte worden de raakvlakken met andere ontwerpaspecten in dit hoofdstuk besproken.

4.2 Normen en software

Voor een complete lijst met alle standaarden, literatuur en software wordt verwezen naar het Geotechnical Baseline Report DO [6].

4.3 Eisen

Een compleet overzicht van alle (contractuele) eisen voor het A9 BaHo-project is opgenomen in [Relatics](#). Deze paragraaf behandelt de eisen die voor kunstwerk KW011 relevant zijn Table 4-1 met betrekking tot de faseringsdamwanden.

Table 4-1: Requirements KW010

Requirement	Title	Description	Verification phase
AFG-5993	Deformations retaining structures - A&B requirements	Deformations of highway A9 due to sheet pile installation and construction activities. In order to prevent excessive settlements of A9, deformations requirements are set for adjacent retaining structures based on A&B requirements	DO

4.4 Risico management

In de VO fase zijn diverse risico's geïdentificeerd en vastgelegd in het deel Risicomanagement van Relatics. De betreffende risico's voor kunstwerk KW010 (met betrekking tot de faseringsdamwanden) zijn in Table 4-2 opgesomd. Voor elk risico zijn de oorzaak (O), gevolgen (G) en beheersmaatregelen (BEH) opgesomd. De laatste versie van de risicoanalyse is te vinden in [Relatics](#).

Table 4-2: Risico's KW010

ID.	Oorzaak	Risico	Effect	Beheersmaatregel	Verificatie
RIS-0013	O-026 O-027 O-025	Onacceptabele zettingsverschillen (langsscheuren, oneffenheden, gaten enz.)	G-028 G-027 G-029	BEH-031 BEH-033 BEH-034 BEH-035	
RIS-0024	O-061 O-060 O-659 O-658	Invloed op zettingen van bestaande kunstwerken.	G-620 G-056 G-055 G-057 G-0621	BEH-061 BEH-666 BEH-668 BEH-062 BEH-669 BEH-667 BEH-060	
RIS-0044	O-110 O-111	Verzakking van bestaande snelweg of fasing.	G-106	BEH-337 BEH-336 BEH-339 BEH-108 BEH-109 BEH-338	
RIS-0052	O-130	Funderingen van de kunstwerken zijn beschadigd door zettingen van naastgelegen constructie	G-123	BEH-129 BEH-130	
RIS-0056	O-137 O-601 O-138	De constructie van het bestaande kunstwerk wordt instabiel.	G-133 G-134 G-135 G-136		
RIS-0080	O-182	Geotechnische aannames	G-189	BEH-180	

ID.	Oorzaak	Risico	Effect	Beheers- maatre- gel	Verificatie
	O-647 O-183 O-181	blijken plaatselijk slechter te zijn dan in aangenomen	G-609 G-610 G-611 G-186 G-187 G-188 G-184 G-185	BEH-182 BEH-179 BEH-183 BEH-642	
RIS-0158	O-327	Onzekerheid met betrekking tot trillingen en impactfactor.	G-331	BEH-288	
RIS-0345	O-610 O-609 O-614	Het ontwerp is niet uitvoerbaar.	G-579 G-578		

4.5 Raakvlakken

Een overzicht van de raakvlakken (objecten en ontwerpaspecten met betrekking tot de faseringsdamwanden), zoals in de startnotitie is aangegeven, is weergegeven in Table 4-3 en Figure 4-1. De laatste versie van het overzicht is te vinden in [Relatics](#). Een samenvatting van de raakvlakken is hieronder vermeld:

- Kabels en leidingen;
- Grondkerende constructie;
- Waterkering.

Table 4-3: Interfaces KW010

Object	Object interface	Description
OBJ-01.02.10 KW010 (East)	OBJ-02.01.02.02.08 OBJ-02.01.04.17 OBJ-01.05.06.05 OBJ-02.04.01.01.16 OBJ-01.05.02.26 OBJ-01.11.07.01	Amstelzijweg Cycling lane Ecopassage East W129 W129 GS301 Flood defense

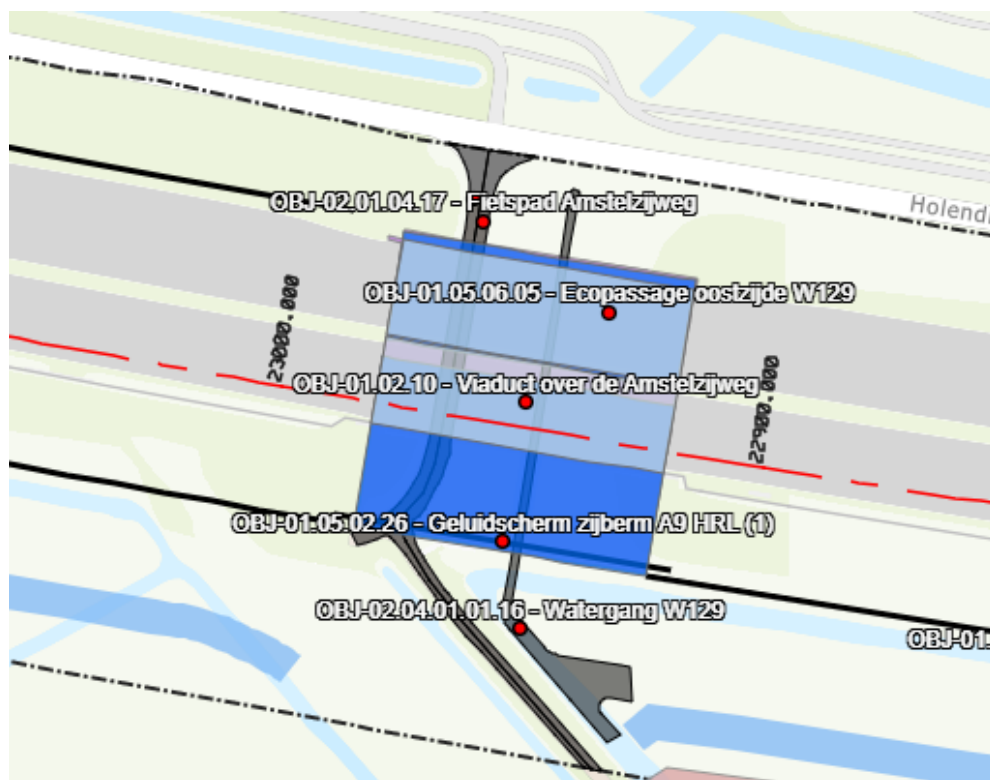


Figure 4-1: Raakvlakken bij KW010 (Source: Veenix ArcGIS)

4.5.1 Kabels en leidingen

Er zijn diverse typen kabels en leidingen rond het kunstwerk KW010 aanwezig (Figure 3-2). Dit zijn onder andere CAT1 en CAT3 -kabels. De momenteel aanwezige kabels en leidingen (CAT3) makkelijk verwijderd of omgeleid kunnen worden om schade te voorkomen.

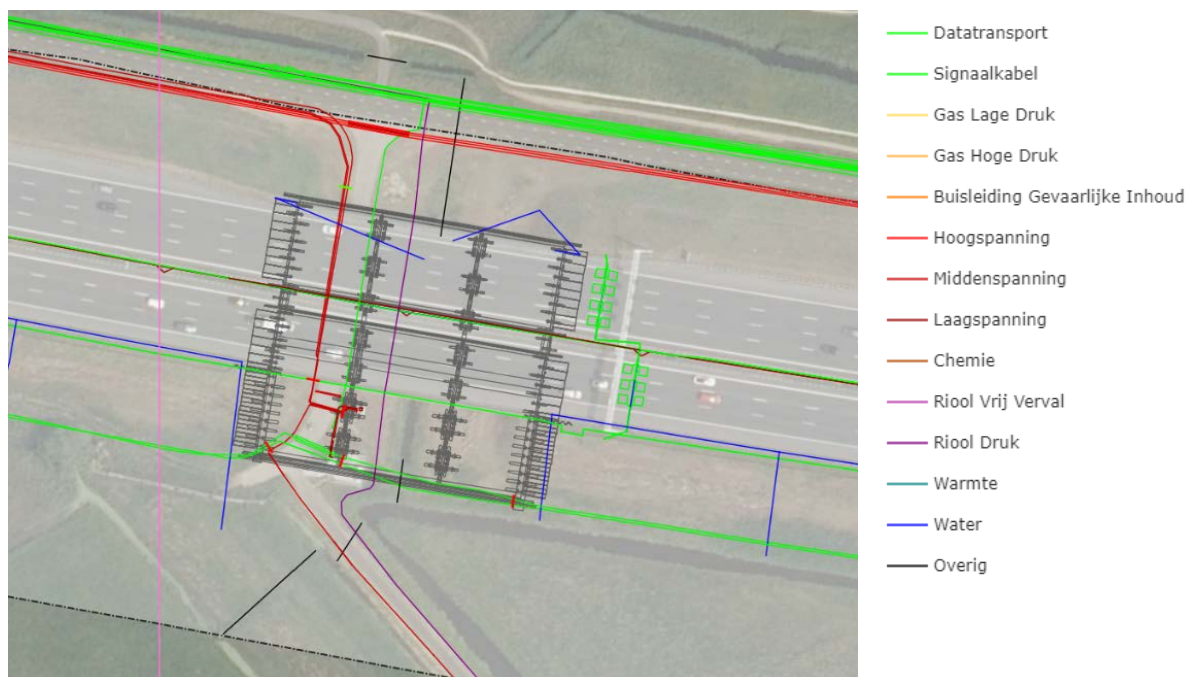


Figure 4-2: Kabels en leidingen nabij KW010 (Source: Veenix ArcGIS)

4.5.2 Waterkering

KW010 faciliteert de kruising van de A9 met een fietspad. Hoewel het gedeeltelijk in een waterkering ligt, is er geen watergang aanwezig. Aan de westzijde van de brug bevindt KW010 zich echter enigszins in de (buiten)bescherming van een secundaire dijk en is daarom geanalyseerd met betrekking tot dijkeisen. KW010 kruist twee dijkdelen van de secundaire dijk Hogendijk. KW010 ligt aan de binnenzijde van de dijk, wat betekent dat het aan de kant met lager waterniveau ligt. Het meest relevante kruispunt is met de zuidelijke dijk hogendijk-West (A2014-004). KW010 doorkruist ook de buitenste beschermingszone van de noordelijke dijk Hogendijk-Nood (A2012-001), maar in mindere mate.

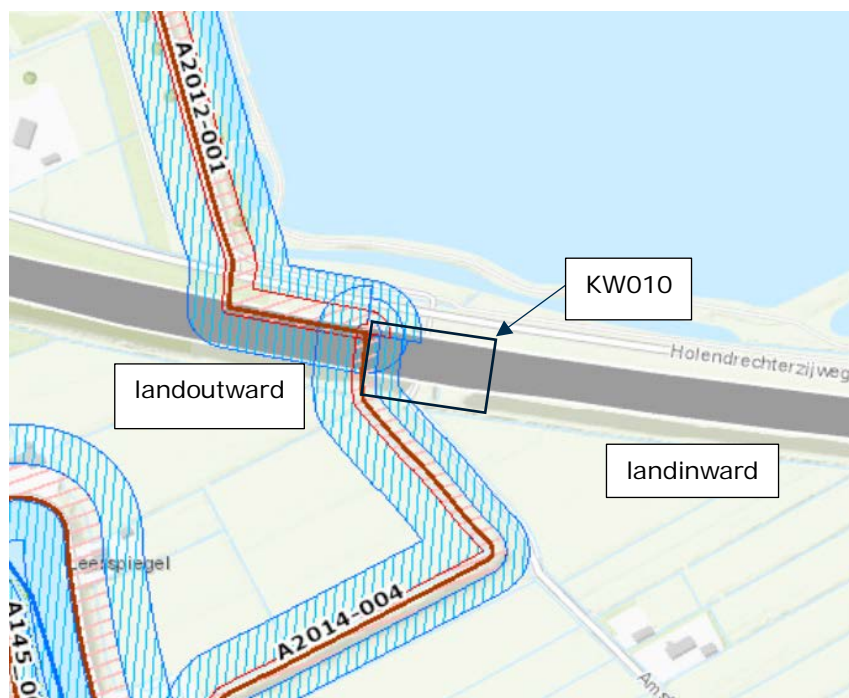


Figure 4-3: Interface KW010 and intersecting levees

De twee keringen hebben dezelfde veiligheidsklasse, namelijk IPO klasse III. Ze hebben ruwweg dezelfde geometrie met nagenoeg dezelfde kruinhoogte (NAP -2,13 m en NAP -2,25 m) en een iets verschillende kruinbreedte (4,41 m en 3,5 m). De keringen worden door het waterschap Amstel, Gooi en Vecht (AVG)/Waternet onderhouden. Gebaseerd op de "legger"¹ van AVG/Waternet is KW010 in de buitenste beschermingszone van beide secundaire keringen gesitueerd (schematisering in Figure 3-5). Daarom is er een "watervergunning" vereist.

In principe kruist de constructie de kering niet, maar valt slechts samen met de buitenste beschermingszone. Figure 3-4 markeert de nieuwe delen van de constructie in rood. KW010 wordt aan de zuidzijde uitgebreid, met kleinere aanpassingen aan de noord- en zuidzijde en tussen de huidige rijrichtingen.



Figure 4-4: Nieuwe delen van de constructie KW010 met betrekking tot de keringen

Voor toetsing van de stabiliteit moeten de volgende uitgangspunten voor secundaire keringen worden beschouwd:

- Verplichte sterkteparameters voor ondergrond, opgelegd door het waterschap
- Veiligheidsfactoren van materialen zijn gebaseerd op LTV2015, STOWA;
- Veiligheidsfactor is gebaseerd op de aangewezen IPO klasse 1, modelfactor (volgens het model voor grondgedrag) en schematisering van de factor moeten worden bepaald;
- Hydraulische condities zijn gebaseerd op de vaste waterpeilgebieden van AGV/Waternet;
- Bodemgesteldheid op de plaats van de kering;
- De geometrie van de kering zoals aangegeven in de legger, zie bijv. see Figure 3-5.

In dit rapport wordt alleen de invloed van de faseringsdamwanden aan de zuidzijde en in het middelste deel bij het westelijke abutment beoordeeld. Een beoordeling van de stabiliteit van de secundaire dijk wordt gerapporteerd in 6.4.4.

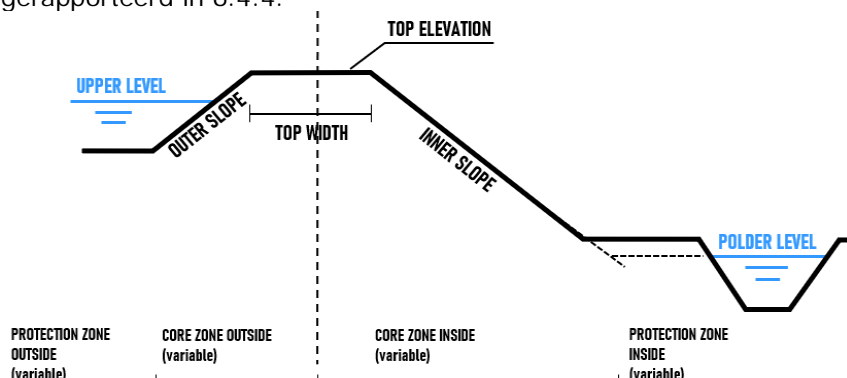


Figure 4-5: Schematisering secundaire kering [Waterschap AVG]

¹ Een "legger" is een verzameling van kaarten waarin elke watergang, kering en dijk is vastgelegd inclusief de verantwoordelijke voor onderhoud. Verder zijn er in de "legger" de afmetingen en onderhoudsverplichtingen voor elk object binnen het waterkeringssysteem vastgelegd. Onderhoud van de "legger" valt onder de verantwoordelijkheid van de waterschappen.

5 Ontwerpbasis en uitgangspunten

5.1 Algemeen

Dit hoofdstuk beschrijft de ontwerpbasis en uitgangspunten voor het DO ontwerp van de faseringsdamwanden van KW010. Het VO ontwerp dient als ontwerpbasis voor het DO. Daarbij dient het Geotechnisch Ontwerpbasisrapport [6] als ontwerpbasis voor de berekeningen. De volgende aspecten worden in dit hoofdstuk beschreven:

- Grondonderzoek;
- Geohydrologische aspecten;
- Grondparameters;
- Bouwfasen;
- Belastingen;
- Zettingen;
- EPS en gewapende grond.

De van toepassing zijnde eisen en normen zijn beschreven in Hoofdstuk 4.

5.2 Grondonderzoek en parameters

5.2.1 Grondonderzoek

Een complete overzicht van het beschikbare grondonderzoek is weergegeven in [Veenix ArcGIS](#). Figure 5-1 toont het beschikbare grondonderzoek bij KW010. De visualisaties van een deel van het grondonderzoek zijn toegevoegd in Appendix A.

Het grondonderzoek bij KW010 is conform NEN9997-1 eisen.



Figure 5-1: Beschikbaar grondonderzoek KW010 (Source: Veenix ArcGIS)

5.2.2 Bodemopbouw en parameters

De representatieve (maatgevende) bodemopbouw is gebaseerd op CPT1063 aan de oostkant van KW010 en is weergegeven in Table 5-1. Deze sondering is maatgevend voor de west- en oostzijde. Derhalve is het ontwerp ook van toepassing voor de westzijde. De grondparameters zijn conform het geotechnisch ontwerpbasisrapport [6]. De grondparameters zijn toegevoegd in Appendix B.

Table 5-1: Representatieve bodemopbouw KW010 – CPT S1063

Top layer	Soil type
[NAP m]	[-]
+3.15	01 Sand layer, loosely packed
-3.0	01 Sand layer, medium packed
-6.0	01 Sand, loosely packed
-7.5	11 Hydrobia clay (east)
-8.5	12 Base peat layer
-9.5	13 Pleistocene sand

5.3 Geohydrologie

De geohydrologische uitgangspunten zijn samengevat in Table 5-2. Deze data is gebaseerd op het geotechnisch Interpretive Report [7]. De waarden zijn van toepassing voor KW010 (metrering 22.900-23.000) en zijn gerapporteerd in paragraaf 6.1 (freatisch) en paragraaf 6.2 (stijghoogte) van het Interpretive Report [7].

Table 5-2: Geohydrologische parameters KW010

	Gemeten hoog [NAP m]	Gemiddeld [NAP m]	Gemeten laag [NAP m]
Freatisch	-2,8	-3,5	-4,4
Stijghoogte	-4,0	-4,05	-4,10

5.4 Bouwfasering

De verbreding van het kunstwerk bestaat uit meerdere bouwfasen. De fasering is gebaseerd op de Blueprint Phasing [13]. De fasering is geschematiseerd weergegeven in Figure 5-2. De faseringsdamwanden zijn gelegen aan de zuidkant en in het middengedeelte.

De fasering in de berekeningen is verder beschreven in paragraaf 6.3.5. Dit rapport bevat hoofdzakelijk de relevante faseringen voor de faseringsdamwanden. Constructieve faseringsstappen zijn niet meegenomen. Derhalve zijn de meeste faseringsstappen niet meegenomen, enkel de maatgevende.

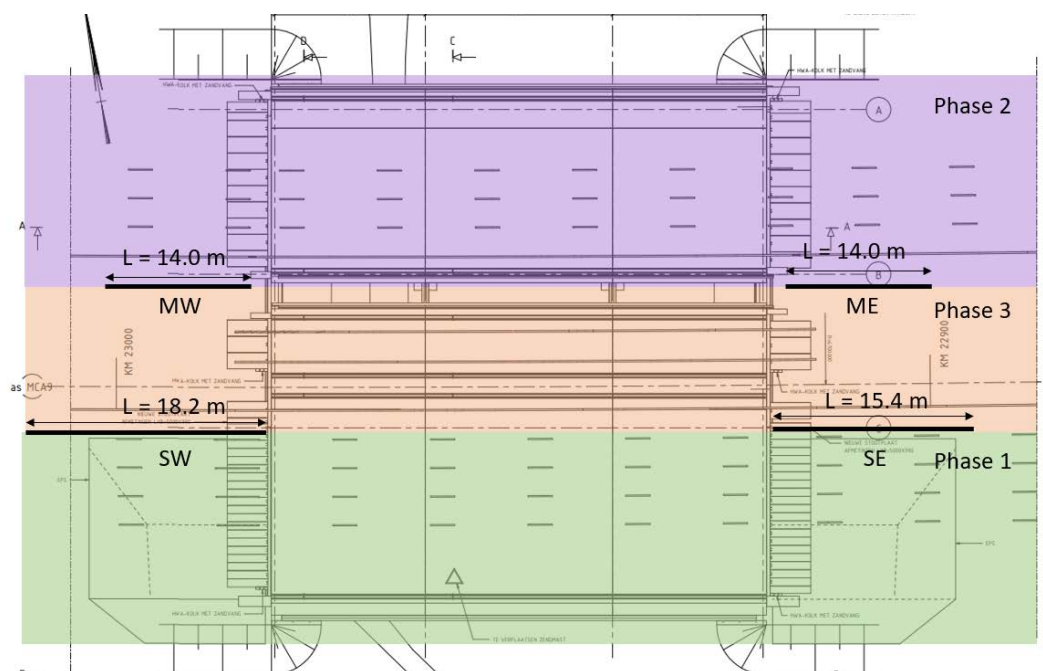


Figure 5-2: Schematisatie bouwfasen KW010 – bovenaanzicht (gebaseerd op [13] en [14])

5.5 Ontwerplevensduur

Constructies worden als tijdelijk beschouwd met een levensduur minder dan 2 jaar. De faseringsdamwanden zullen aanwezig zijn voor een periode van ongeveer 5 jaar. Derhalve worden de damwanden gezien als permanente constructies wat betreft het in rekening brengen van corrosie. De constructie is ingedeeld in RC2 (zie Geotechnisch Ontwerpbasisrapport 8.2).

Ondanks dat de constructie als permanent wordt beschouwd met betrekking tot corrosie, zullen de damwanden geen functie meer vervallen na het voltooien van de constructie van het kunstwerk. Als gevolg worden de damwanden uiteindelijk als tijdelijk beschouwd. Tijdelijke damwanden dienen minimaal 2,0 m onder het maaiveld afgebrand te worden {UV_01057}. Om additionele trillingen en zettingen te voorkomen, wordt aanbevolen de damwanden niet volledig te verwijderen.

5.6 Belastingen

In de berekeningen wordt een karakteristieke bovenbelasting van 20 kPa toegepast conform CUR166. Deze belasting omvat het (bouw)verkeer gedurende de ontwerplevensduur van de damwanden. De belasting wordt aangebracht op een afstand van 1,0 m van de damwand. Extra aannames met betrekking tot de belastingen staat beschreven in paragraaf 5.6.

5.7 Berekeningmethodiek

De berekeningen worden uitgevoerd conform CUR166, als beschreven in het Geotechnisch Ontwerpbasisrapport. In de berekeningen wordt Methode A van CUR166 toegepast.

5.8 Zettingen en stabiliteit

De huidige aardebaan en landhoofden worden uitgebreid aan de zuidzijde. Er wordt geen voorbelasting toegepast aan de zuidzijde. Er is vastgesteld dat zettingen geen invloed hebben op het damwandontwerp. De zettingsberekeningen zijn gerapporteerd in [12].

5.9 EPS en gewapende grond

Aan de zuidkant van KW010 wordt EPS toegepast in de verbreding van de aardebaan om verticale en horizontale grondvervormingen te voorkomen. De maximale dikte van het EPS is ca. 4,0 m. Het EPS wordt trapsgewijs aangebracht in het bestaande talud van de aardebaan. Op het EPS wordt ca. 1,0 m zand aangebracht ten behoeve van de wegconstructie. De EPS constructie is indicatief weergegeven in 2D in Figure 5-3 en in 3D in Figure 6-1 (rechts). De afmetingen zijn weergave van de werkelijke situatie en afmetingen.

Achter het bestaande landhoofd wordt een gewapende grondconstructie toegepast om de horizontale gronddruk te reduceren. De gewapende grond wordt tot een diepte van 0,5 m onder de onderzijde van het bestaande landhoofd (NAP +aangebracht). Op de gewapende grondconstructie wordt ca. 1,0 m zand aangebracht ten behoeve van de wegconstructie. De geometrie van de gewapende grondconstructie is weergegeven in Figure 5-4 en Figure 5-5.

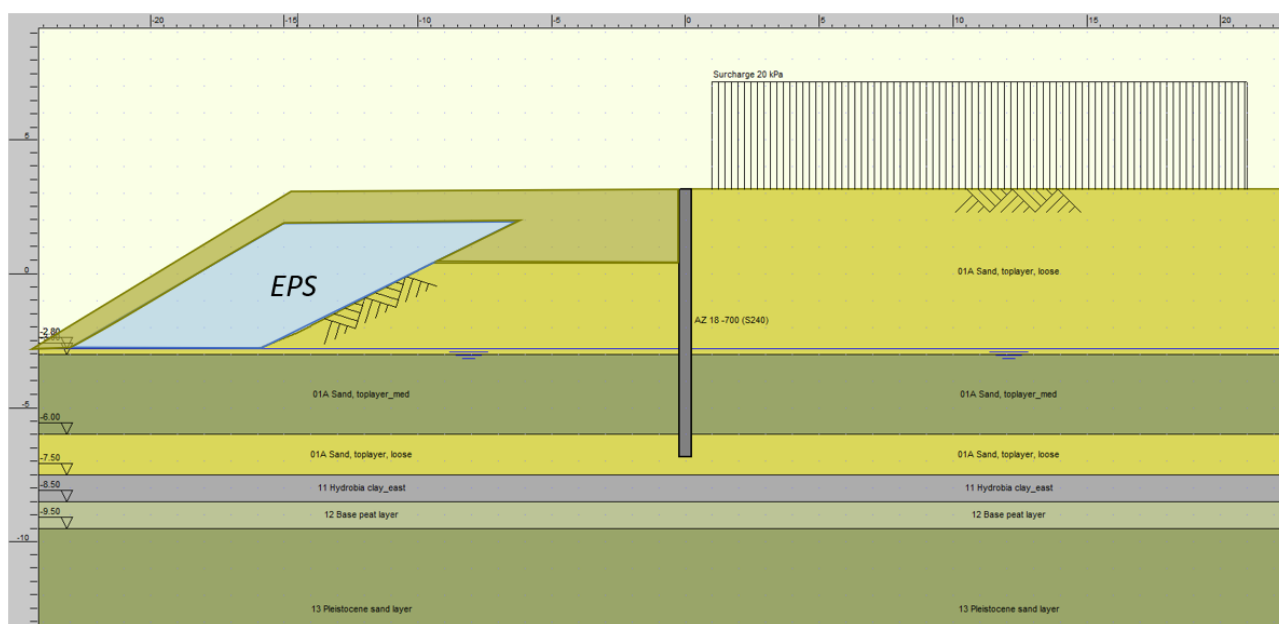


Figure 5-3: Indicatieve EPS constructie KW010 (niet op schaal – niet voor gebruik ontwerp/afmetingen)

Onderstaande afbeeldingen zijn indicatief en dienen als uitgangspunt voor voorliggend ontwerp.

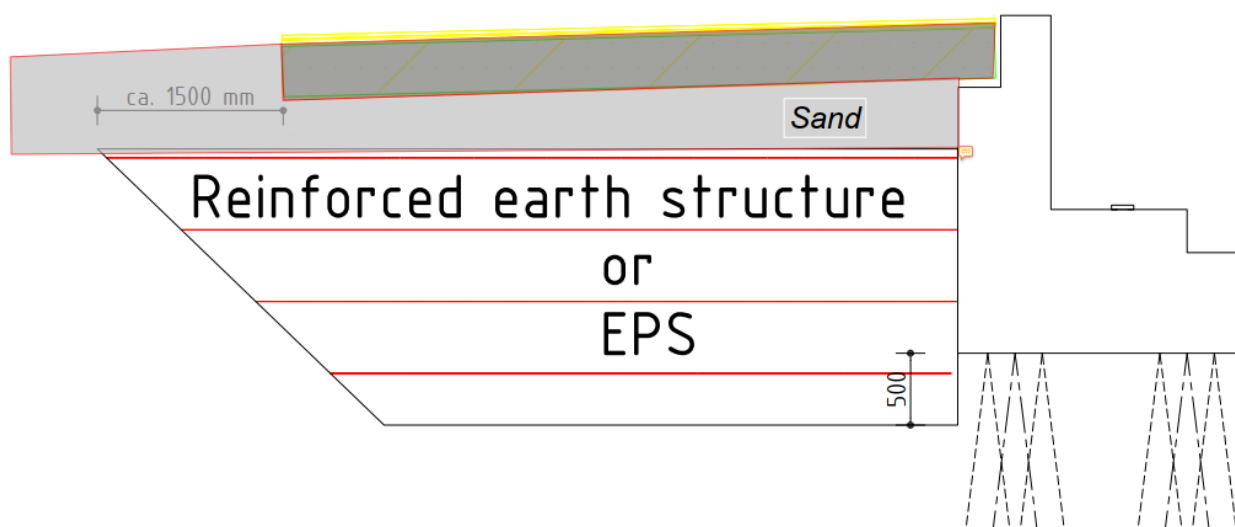


Figure 5-4: Schematisatie gewapende grondconstructie KW010

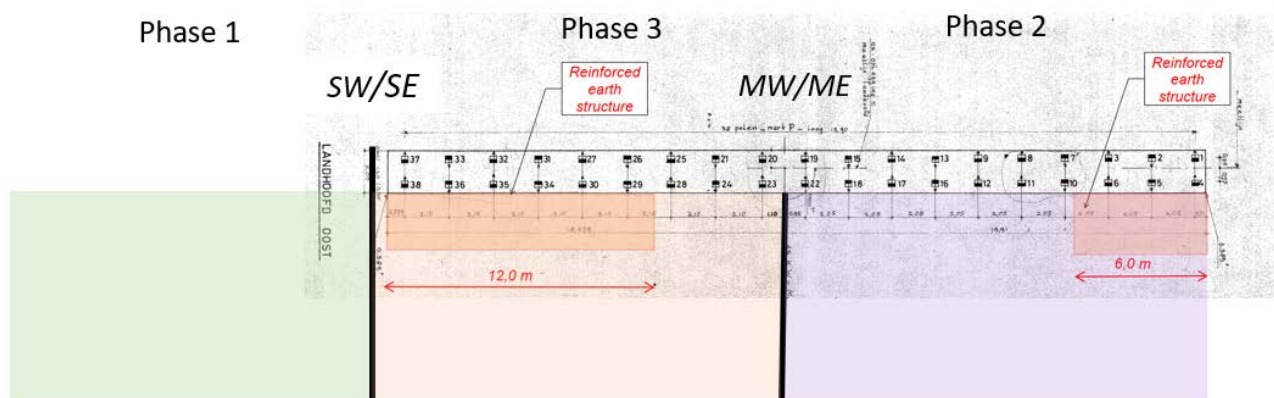


Figure 5-5: Indicatieve locaties gewapende grondconstructie (in donker oranje) KW010

6 Ontwerp faseringsdamwanden

6.1 Algemeen

Bij KW010 worden faseringsdamwanden geïnstalleerd om het bestaande kunstwerk te verbreden en gewapende grond aan te brengen, zie Figure 6-1. De berekening is uitgevoerd voor de representatieve en maatgevende sondering CPT A9-22.909-S1063 en een damwandprofiel AZ18-700 (S240). De berekening is uitgevoerd in DSheetPiling.

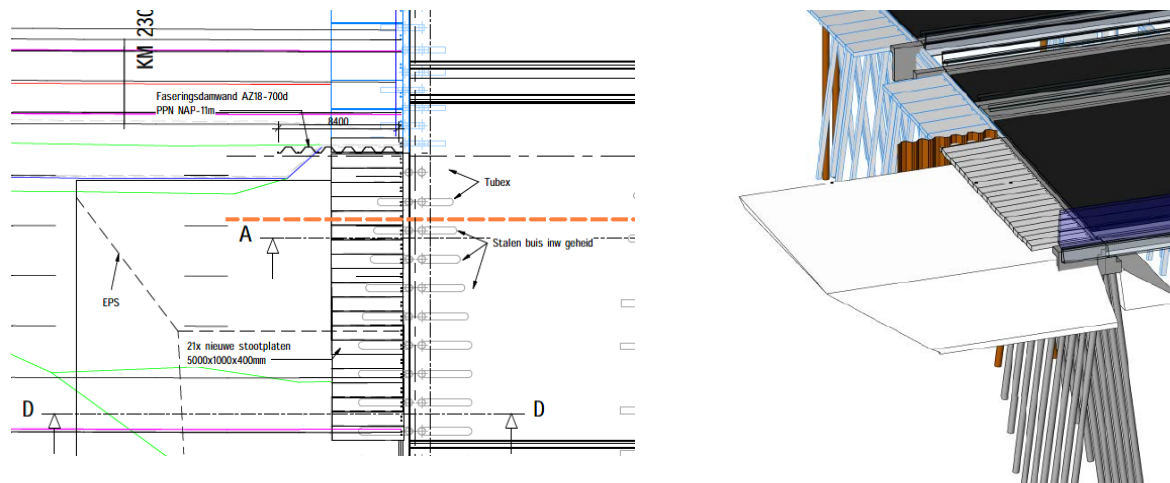


Figure 6-1: Situatie faseringsdamwanden KW010

6.2 Samenvatting

Een samenvatting van de resultaten is gegeven in Table 6-1. Om enige marge te hebben in het damwandontwerp wordt een 0,5 m toegevoegd aan de bovenkant van de damwand. Derhalve geldt voor de damwandlengte de in de tabel genoemde waarde plus 0,5 m. Indien nodig en mogelijk (voor veiligheid), kan een deel van de damwand boven maaiveld afgebrand worden. Hierbij dient wel rekening gehouden worden met het toekomstige maaiveld.

Table 6-1: Samenvatting resultaten faseringsdamwand KW010

Aspect	SW/SE Phase 1	SW/SE Phase 3	MW/ME Phase 3
Damwandprofiel	AZ18-700 or equal	AZ18-700 or equal	AZ18-700 or equal
Staalkwaliteit (f_y)	240 GP N/mm ²	240 GP N/mm ²	240 GP N/mm ²
Corrosie (5 jaar dubbelzijdig)	0,22 mm	0,22 mm	0,22 mm
Lengte ¹⁾	9,5 m	9,5 m	9,5 m
Bovenkant damwand	NAP +2,7 m	NAP +2,7 m	NAP +3,0 m
Onderkant damwand	NAP -6,85 m	NAP -6,85 m	NAP -6,5 m
Ontgravingsniveau	NAP +0,2 m	NAP -0,25 m	NAP -0,25 m
Kerende hoogte	2,5 m	2,95 m	3,25 m
Gemobiliseerde weerstand	37%	29%	29%
Buigend moment $M_{s,d}$ (ULS)	99 kNm/m	115 kNm/m	152 kNm/m
Dwarskracht $V_{s,d}$ (ULS)	42 kN/m	49 kN/m	66 kN/m
Maximale uitbuiging u_{max} (SLS)	10 mm	24 mm ²⁾	22 mm
¹⁾ Om enige marge te hebben in het damwandontwerp wordt een 0,5 m toegevoegd aan de bovenkant van de damwand. Derhalve geldt voor de damwandlengte de in de tabel genoemde waarde plus 0,5 m. Indien nodig en mogelijk (voor veiligheid), kan een deel van de damwand boven maaiveld afgebrand worden. Hierbij dient wel rekening gehouden worden met het toekomstige maaiveld. ²⁾ Dit is de totale vervorming van Phase 1 naar Phase 3: 10 + 14 mm = 24 mm.			

6.3 Uitgangspunten

In deze paragraaf worden de uitgangspunten voor het damwandontwerp beschreven. In het algemeen gelden de beschreven uitgangspunten in Hoofdstuk 5. Echter, variaties of meer specifieke en additionele uitgangspunten worden hier beschreven.

6.3.1 Geometrie

De geometrie van de huidige situatie is weergegeven in Figure 6-4. De faseringsstappen met ontgraving zijn weergegeven in Figure 6-5 (SW/SE – Phase 1), Figure 6-6 (SW/SE – Phase 3) en Figure 6-7 (MW/ME – Phase 3). De export van de DSheetPiling berekeningen is toegevoegd in Appendix E en Appendix G. De

volgende uitgangspunten gelden voor de geometrie:

- Maaiveldniveau (initieel aan zuidkant landhoofd): NAP +2,7 m;
- Freatische grondwaterstand: NAP -2,8 m;
- Stijghoogte in 13 Pleistocene sand: NAP -4,05 m (gemiddeld). Aangezien de damwand tot het Pleistocene zand komt, is dit niet relevant voor de berekening;
- Ontgravingsniveau (oostelijk) landhoofd: NAP +0,2 m (0,15 m onder het landhoofd);
- Ontgravingsniveau (oostelijk) gewapende grond: NAP -0,25 m (0,15 m onder niveau gewapende grond)
- Maximum ontgravingsniveau: NAP -2,80 m. Dit niveau is om het EPS onder het bestaande maaiveld (bij de teen van talud) aan te brengen. Dit is op ongeveer een afstand van 10,0 van de damwand, en heeft derhalve geen invloed op het damwand niveau.



Figure 6-2: Geometrie bestaand landhoofd [3]

Het maximale ontgravingsniveau is gebaseerd op het ontwerpuitgangspunt dat het niveau van het niveau landhoofd (onderkant) gelijk is aan het bestaande landhoofd. De onderkant van het oostelijke landhoofd is NAP +0,39 m en het maaiveld (asfalt) is ca. NAP +2,7 m. De onderkant van het westelijke landhoofd is NAP +0,67 m en het maaiveld (asfalt) is ca. NAP +3,15 m.

De situatie bij het oostelijke landhoofd is hiermee maatgevend voor de berekeningen (mede door de maatgevende sondering) en is daarmee ook van toepassing voor het westelijke landhoofd qua damwandprofiel. In de nieuwe situatie is het maaiveldniveau (voor oostelijk landhoofd) in de toekomstige situatie ca. NAP +2,7 m en ca. NAP +3,0 m in het midden.

De faseringsdamwanden zijn gelegen aan de zuidzijde van het westelijke (SW) en oostelijke (SE) landhoofd. De faseringsdamwanden in het midden (in de middenberm tussen HRL en HRR) zijn eveneens gelegen bij het westelijke (MW) en oostelijke (ME) landhoofd. De faseringswanden in het midden van de aardebaan starten achter het bestaande landhoofd, aangezien dit landhoofd nog aanwezig is en niet zal worden gesloopt.

Om het nieuwe landhoofd te bouwen wordt een diepte van 0,15 m onder het niveau onderkant landhoofd aangehouden, waarmee het ontgravingsniveau NAP +0,2 m is. Om de gewapende grondconstructie aan te brengen wordt uitgegaan van een aanlegniveau van 0,5 m onder het landhoofd (Figure 5-5). Voor het ontgravingsniveau is een extra marge van ca. 0,15 m in rekening gebracht, waarmee het ontgravingsniveau op NAP -0,25 m ligt. Voor het westelijk landhoofd gelden dezelfde maten/marges ten opzichte van het westelijk landhoofd. Voor het oostelijk landhoofd is de hier beschreven geometrie weergegeven in Figure 6-3.

De geometrie en (toekomstige) maaiveldniveaus is gebaseerd op [15].

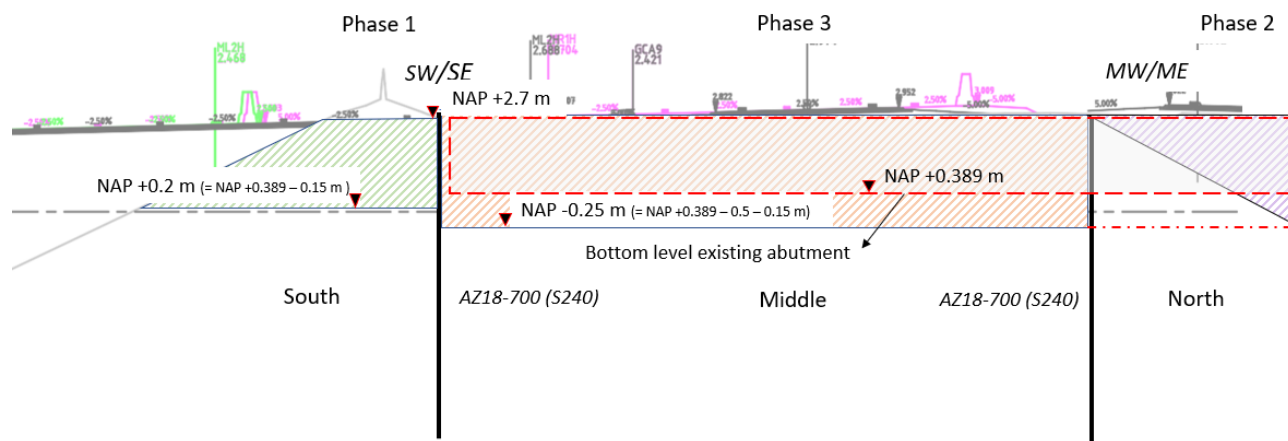


Figure 6-3: Indicatieve locaties faseringsdamwand – zuid (SW/SE) en midden (MW/ME)

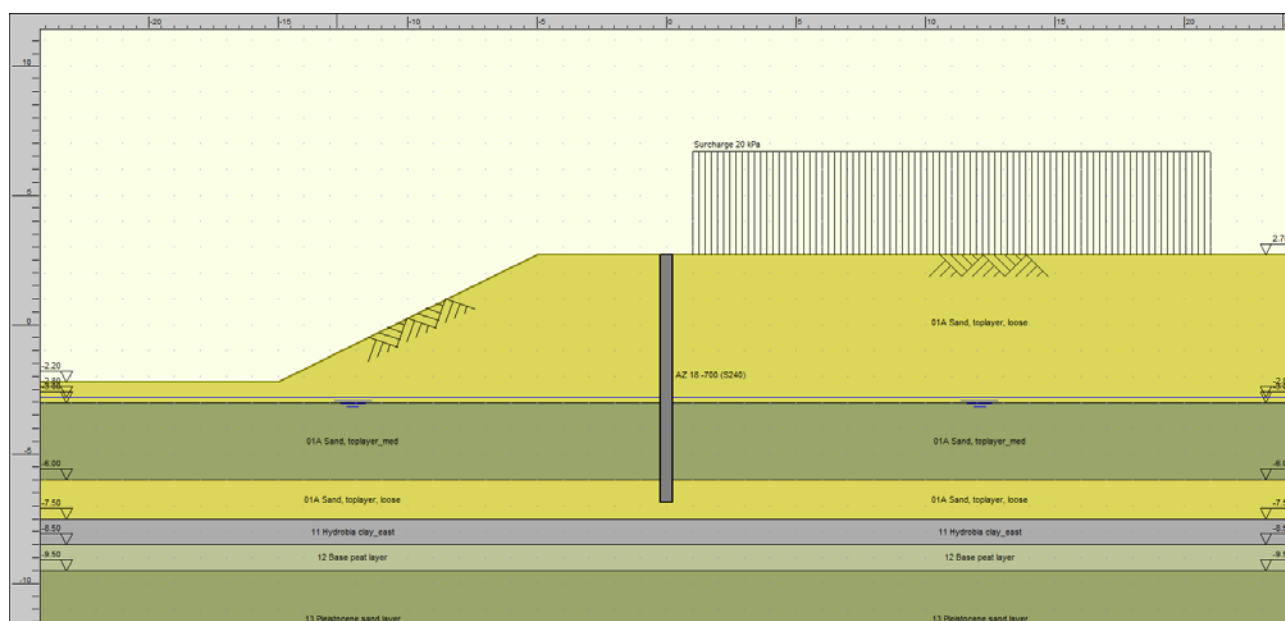


Figure 6-4: Huidige situatie – zuidkant oostelijk landhoofd

6.3.2 Damwandtype en corrosie

Het gekozen damwandprofiel is AZ18-700 (staalkwaliteit S240). De damwanden zullen aanwezig zijn voor een periode van ongeveer 5 jaar. Aangezien de damwanden langer in de grond aanwezig zijn dan 2 jaar dient een corrosiereductie in rekening gebracht te worden. Gezien de tijdelijke functie van de damwanden wordt geen corrosiebescherming toegepast. Voor een periode van 5 jaar wordt een totale corrosiereductie (dubbelzijdig) van 0,22 mm in rekening gebracht.

De relevante parameters van de damwandprofielen zijn weergegeven in Table 6-2.

Table 6-2: Initiële en gereduceerde parameters AZ18-700

	Initiële	Gereduceerd
E [MPa]	210	210
I [cm ⁴ /m]	37800	37070
W _{el} [cm ³ /m]	1800	1765
M _{r,d} [kNm/m]	432	424
V _{pl,Rd} [kN]	513	500

6.3.3 Ankers en stempels

Er worden geen ankers of stempels toegepast.

6.3.4 Belasting

In de berekeningen wordt een karakteristieke bovenbelasting van 20 kPa toegepast conform CUR166. Deze belasting omvat het (bouw)verkeer gedurende de ontwerplevensduur van de damwanden. De belasting wordt aangebracht op een afstand van 1,0 m van de damwand. Belastingen aan de passieve zijde worden niet in rekening gebracht, aangezien deze een gunstig effect hebben op de damwandstabiliteit.

Er zijn geen aanrijdbelastingen meegenomen in de berekening. Het uitgangspunt is dat de damwand niet als barri r zal dienen. Verder is het uitgangspunt dat de damwand niet aangereiden kan worden omdat er een barri r/vanrail met voldoende uitbuigingsruimte voor de damwand aanwezig is.

6.3.5 Bouwfasen

De relevante bouwfasen zijn samengevat in Table 6-3. De maatgevende faseringen zijn gevisualiseerd in Figure 6-5 (Phase 1) en Figure 6-6 en Figure 6-7 (Phase 3).

Een belangrijk uitgangspunt is dat de palen vanaf achter het landhoofd geïnstalleerd worden (op locatie nieuwe aardebaan. Dit werkplatform van zand zal een niveau hebben van ca. NAP +0,2 m (oost), vergelijkbaar met het ontgravingsniveau in de damwandberekeningen. Mocht blijken dat er een dieper ontgravingsniveau benodigd is, dan dient het damwandontwerp herzien te worden.

Bouwfase Phase 2 is niet beschouwd in de berekeningen, aangezien er voldoende ruimte is om onder talud te ontgraven en de gewapende grondconstructie aan te brengen.

Table 6-3: Bouwfasen faseringsdamwanden SW/SE en MW/SW (maatgeving oostzijde)

Phase	Beschrijving	Bovenbelasting (zijde)
1	Initiële fase	20 kPa (rechts)
2	Ontgraving zuidkant – Phase 1 – NAP +0,2 m	20 kPa (rechts - midden)
3	Verbreding aardebaan plus EPS aanbrengen	20 kPa (links - zuid)
4	Ontgraving noordkant – Phase 2 – NAP -0.25 m onder talud – <i>niet in berekening</i>	-
5	Constructie gewapende grond en aanvulling tot nieuwe niveau weg noordkant – Phase 2 - NAP +3.0 m	-
6	Ontgraving midden – Phase 3 – NAP -0,25 m	20 kPa (zuid en noord)
7	Constructie gewapende grond en aanvulling tot nieuwe niveau weg – Phase 3 - NAP +3.0 m – <i>niet in berekening (niet maatgevend)</i>	-

Het maaiveldniveau in de verschillende fasen is samengevat in Table 6-4. De faseringsnummering is gebaseerd op Table 6-3. Voor de naamgeving van de faseringsdamwanden (SW/SE en MW/ME) en visualisatie van ontgravingsniveaus wordt verwezen naar Figure 6-3. Indien van deze maaiveldniveaus wordt afgeweken, dient het ontwerp te worden herzien.

Table 6-4: Maaiveldniveaus tijdens verschillende fasen

	SW/SE ²⁾		SW/SE ²⁾		MW/ME ²⁾	
	Phase 1		Phase 3		Phase 3	
	Links	Rechts	Links	Rechts	Links	Rechts
1	NAP +2.7 m	NAP +2.7	NAP +2.7 m	NAP +2.7	NAP +2.75 m	NAP +2.75
2	NAP +0.2 m	NAP +2.7	NAP +2.7 m	NAP +2.7	NAP +2.75	NAP +2.75
3	NAP +2.7 m	NAP +2.7	NAP +2.7 m	NAP +2.7	NAP +2.75	NAP +2.75
4	NAP +2.7 m	NAP +2.7	NAP +2.7 m	NAP +2.7	NAP +2.75	NAP -0.25 ¹⁾
5	NAP +2.7 m	NAP +2.7	NAP +2.7 m	NAP +2.7	NAP +2.75	NAP +3.0
6	NAP +2.7 m	NAP +2.7 m	NAP +2.7 m	NAP -0.25 m	NAP -0.25 m	NAP +3.0
7	NAP +2.7 m	NAP +2.7 m	NAP +2.7 m	NAP +2.7 m	NAP +3.0	NAP +3.0

¹⁾ Deze ontgraving is in Phase 2 aan de noordzijde. Hierbij wordt over de eerste meters (horizontaal) 1,0 m ontgraven tot NAP +1,75 m (voor werk aan stootplaten etc.), verder wordt onder talud ontgraven tot NAP -0,25 m en is dus niet beschouwd in de damwandberekening.

²⁾ Het weergegeven niveau is het niveau direct naast de damwanden. Het wegniveau ligt verder van de damwand mogelijk enkele centimeters hoger of lager, dit is echter niet van invloed op de berekening

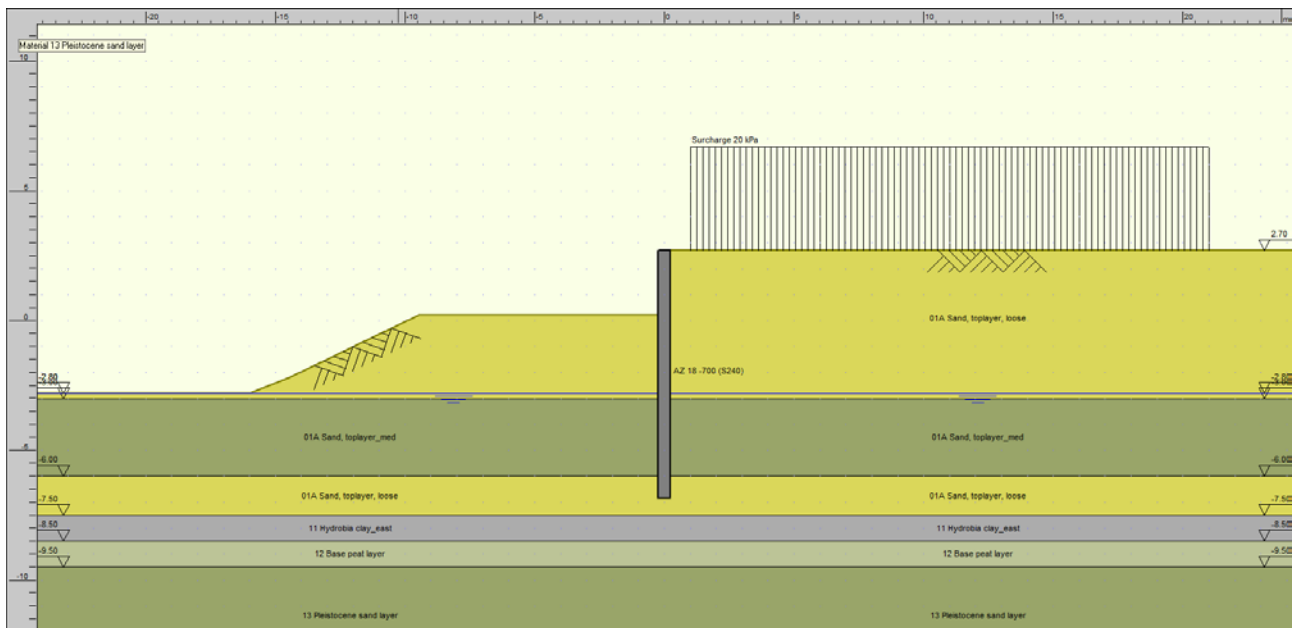


Figure 6-5: Geometrie damwand SW/SE – Phase 1 (ontgraving NAP +0,2 m - zuid)

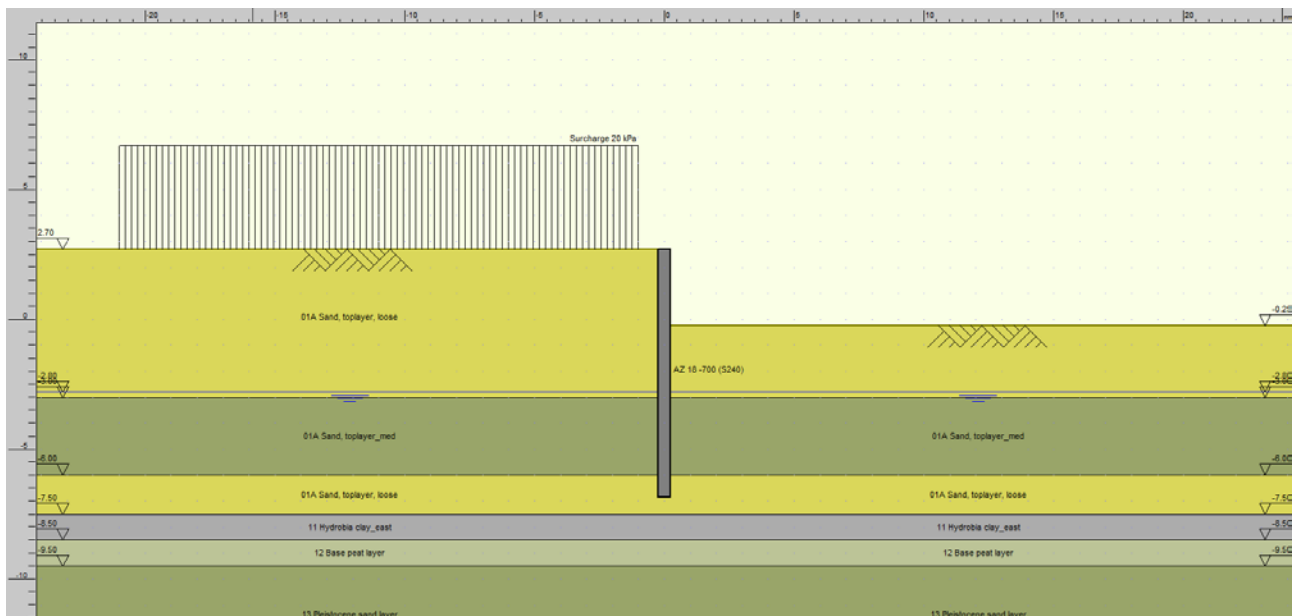


Figure 6-6: Geometrie damwand SW/SE – Phase 3 (ontgraving NAP -0,25 m - midden)

In Phase 3 is het EPS niet meegenomen aan de actieve zijde van de damwand. Het EPS wordt aangebracht ter plaatse van de verbreding, als beschreven in section 5.9. Derhalve is het EPS niet direct aanwezig naast de damwand. De exacte afmetingen van het EPS moeten nog verder uitgewerkt worden. Aangezien het volumiek gewicht van zand hoger is dan van EPS, is dit een veilige aanname.

De eindsituatie in het midden is vergelijkbaar met Phase 3 van SW/SE. Echter, het maaiveldniveau (bovenkant asfalt) is 0,30 m (NAP +3,0 m) hoger bij MW/ME. De geometrie is weergegeven in Figure 6-7.

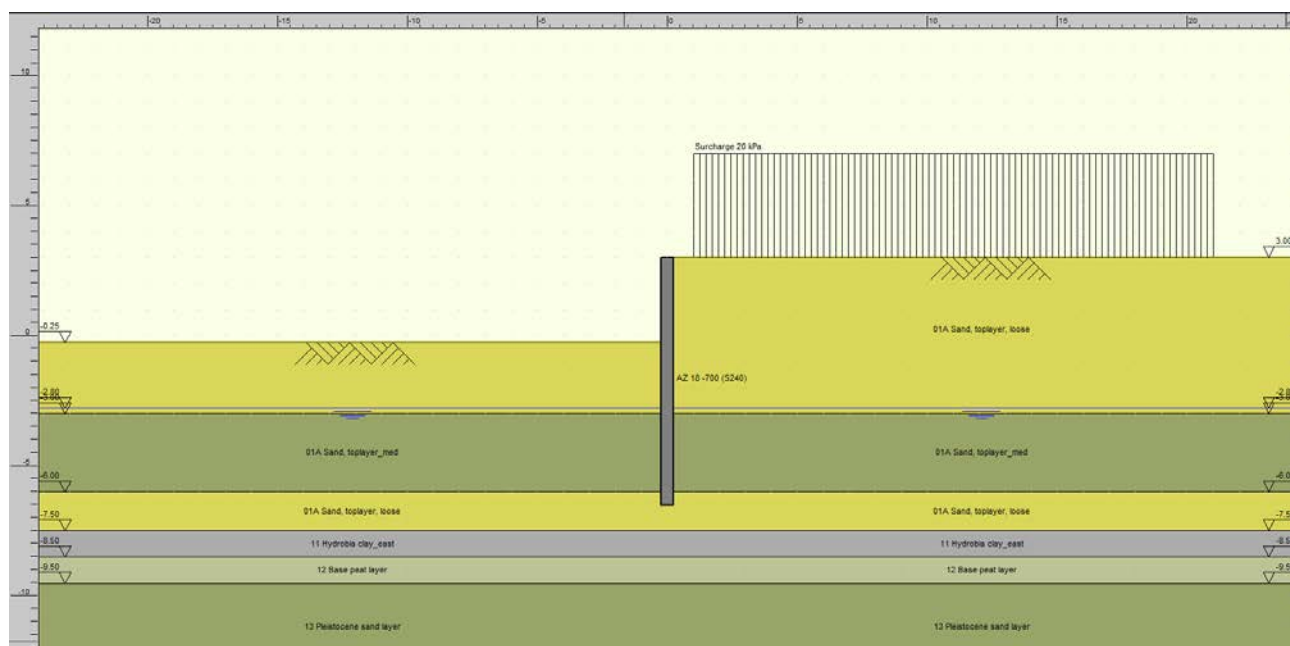


Figure 6-7: Geometrie damwanden MW/MW – Phase 3 (ontgraving NAP -0,25 m – midden)

6.4 Resultaten en verificatie

6.4.1 Algemeen

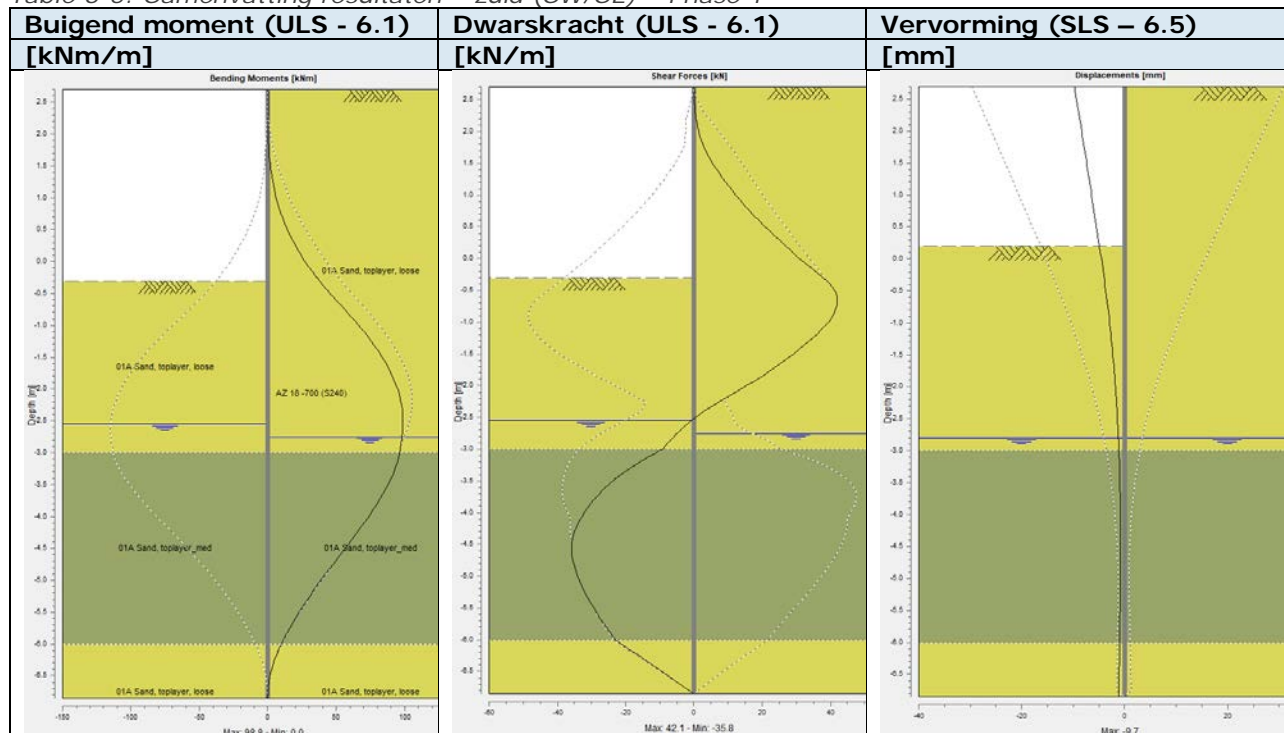
In deze paragraaf worden de resultaten (paragraaf 6.4.2) en verificaties (paragraaf 6.4.3 en Appendix E) van het ontwerp beschreven.

Aangezien er geen directe verticale belasting op de damwanden aanwezig is, is de verticale draagkracht niet beschouwd. Er zijn voor ankers of stempels voorzien in het ontwerp.

6.4.2 Resultaten

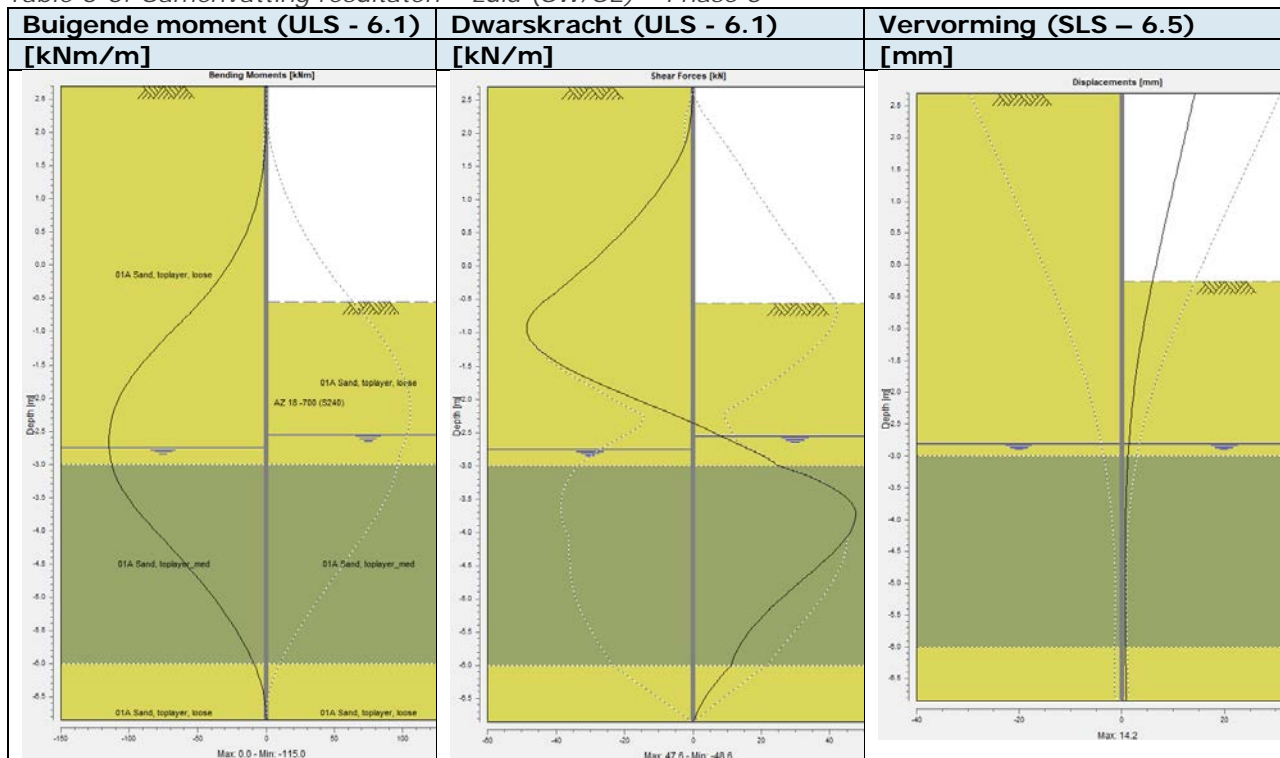
De resultaten voor de zuidelijke faseringsdamwanden in Phase 1 zijn samengevat in Table 6-5. De maatgevend berekeningsstap (CUR166) is eveneens gerapporteerd. De resultaten van de verificatie zijn weergegeven in de volgende paragraaf.

Table 6-5: Samenvatting resultaten – zuid (SW/SE) – Phase 1



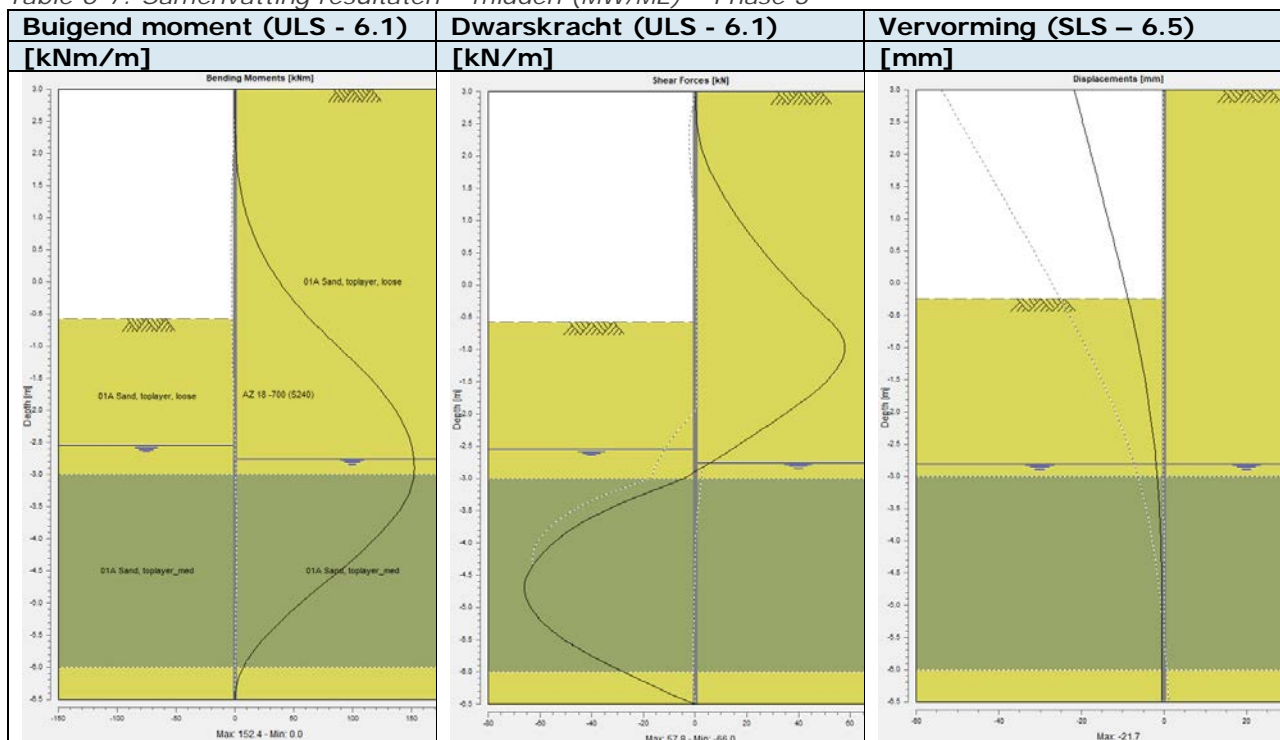
De resultaten voor de zuidelijke faseringsdamwanden in Phase 3 zijn samengevat in Table 6-6. De maatgevende berekeningsstap (CUR166) is eveneens gerapporteerd. De resultaten van de verificatie zijn weergegeven in de volgende paragraaf. De vervormingen van Phase 1 (10 mm) en Phase 3 (14 mm) moeten bij elkaar opgeteld worden om de volgende vervorming in Phase 3 te verkrijgen. Aan het begin van Phase 3 heeft de damwand al een uitbuiging naar de zuidkant ondergaan, als gevolg van de ontgraving voor de verbreding. De totale uitbuiging is daarom ca. 24 mm.

Table 6-6: Samenvatting resultaten – zuid (SW/SE) – Phase 3



De resultaten voor de middelste damwanden in Phase 3 zijn samengevat in Table 6-7. De maatgevende berekeningsstappen zijn eveneens gerapporteerd.

Table 6-7: Samenvatting resultaten – midden (MW/ME) – Phase 3



6.4.3 Verificatie buigend momenten, dwarskrachten en vervormingen

De verificatie is uitgebreider beschreven in Appendix E. De verificatie van de buigend moment, dwarskrachten en vervormingen is samengevat in Table 6-8 en Table 6-9.

Table 6-8: Samenvatting verificatie buigend moment en dwarskrachten

	SW/SE		MW/SE
	Phase 1	Phase 3	Phase 3
$M_{s,d}$ [kNm]	99	115	152
$M_{r,d}$ [kNm]	424	424	424
UC $M_{s,d}$ [-]	0,23	0,27	0,36
V_{Ed} [kN]	42	49	66
$V_{pl,Rd}$ [kN]	500	500	500
UC V_{Ed} [-]	0,1	0,12	0,13

Table 6-9: Samenvatting verificatie vervormingen

	SW/SE		MW/ME
	Phase 1	Phase 3	Phase 3
$u_{max,calculated}$ [mm]	10	24 ²⁾	22
u_{max} [mm] ¹⁾	25,0	29,5	32,5
Check	OK	OK	OK

¹⁾ 1/100 totale kerende hoogte.

²⁾ 14 mm in DSHEETPiling (10 + 14 = 24 mm).

Zoals beschreven in eis {AFG-5993}, is de toelaatbare uitbuiging van de faseringsdamwanden 1/100 van de kerende hoogte, met een maximum van 50 mm. In elke situatie wordt aan deze eis voldaan. De berekening bevat een 2D situatie, waar het in werkelijkheid een 3D situatie betreft. De verwachting is dat de vervormingen in werkelijkheid minder zijn. De eis beschrijft ook dat als niet aan de eis wordt voldaan, monitoring en/of beheersmaatregelen getroffen moeten worden om het risico te beheersen. Ondanks dat aan de eis wordt voldaan, zal er monitoring worden toegepast. Mogelijke monitoring en beheersmaatregelen zijn beschreven in Hoofdstuk 8.

6.4.4 Verificatie waterkering westzijde

KW010, en daarmee de faseringsdamwanden, zijn gedeeltelijk gelegen in de berschermingszone. De interactie met de waterkering dient daarom beschouwd te worden. De faseringsdamwanden zijn gelegen in de binnenbeschermingszone (laag freatische grondwaterstand). De volgende activiteiten beïnvloeden de waterkring mogelijk (met betrekking tot de faseringsdamwanden):

- Installatie damwand;
- Aanwezigheid faseringsdamwand in aardebaan;
- Ontgraving en ophoging;
- De damwanden zullen niet getrokken worden. Mogelijke effecten zijn daarom niet beschouwd.

In voorliggend rapport wordt voornamelijk de invloed van de faseringsdamwanden beschouwd. De effecten zijn beschreven, maar nog niet kwantitatief beschouwd. De effecten van ontgraving en ophoging zijn dus niet berekend, maar wel beschouwd.

Een bovenaanzicht van de faseringsdamwanden in relatie tot de waterkering is weergegeven in Figure 6-8.

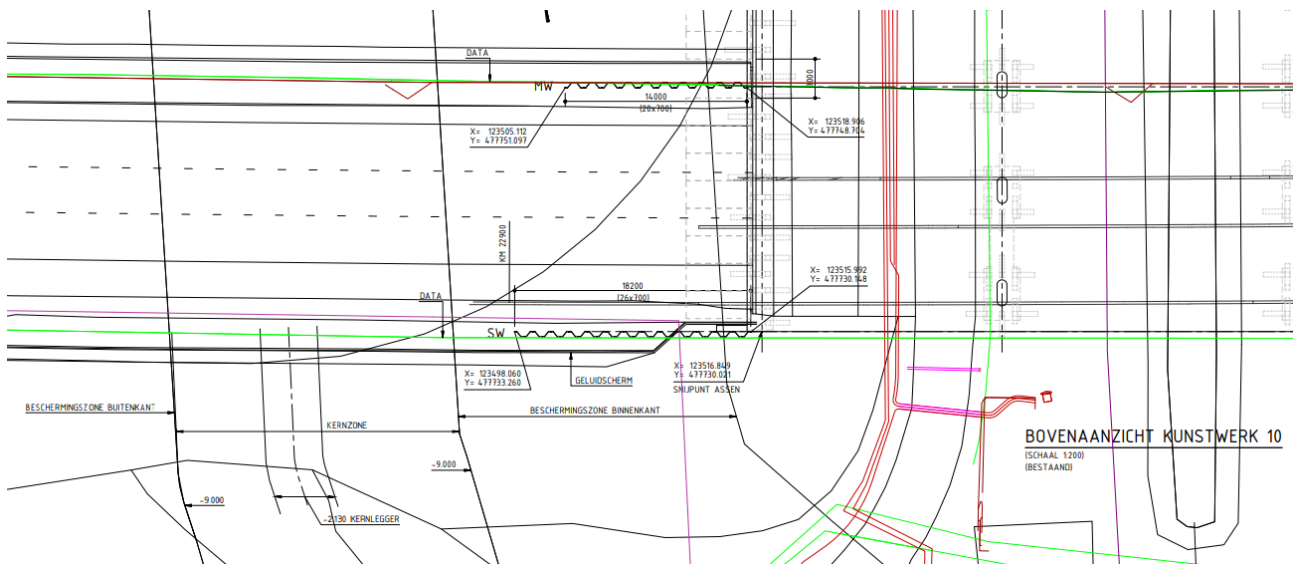


Figure 6-8: Bovenaanzicht KW010 (Appendix C) [14]

Ad Installatie faseringsdamwanden

De faseringsdamwanden zullen door trillen of drukken geïnstalleerd worden. De damwand is een grondverdringend element, i.e. er wordt geen grond verwijderd. De faseringsdamwand wordt in de huidige aardebaan geïnstalleerd tot NAP -6,85 m. De damwanden worden loodrecht op de waterkering geïnstalleerd. De waterkering ligt verholten (NAP -2,13 m) in de ondergrond bij KW010 in de bestaande aardebaan (ca. NAP +3,15 m). Het installeren van de damwand zou een negatief effect kunnen hebben op de stabiliteit van het talud door trillingen. Echter, er wordt opgemerkt dat het gehele talud ruim boven het niveau van de verholten waterkering ligt en daarom de waterkering niet beïnvloedt. Daarbij wordt er geen macro instabiliteit van het talud verwacht, aangezien de gehele aardebaan bestaat uit zand boven de grondwaterstand. Dit wordt kort beschreven in paragraaf 7.2. Mogelijk treedt er lokaal micro instabiliteit op, wat eveneens geen invloed heeft op de waterkering.

Aangezien macro instabiliteit van het zuidelijke talud geen invloed heeft op de waterkering, geldt voor het noordelijke talud van de waterkering hetzelfde.

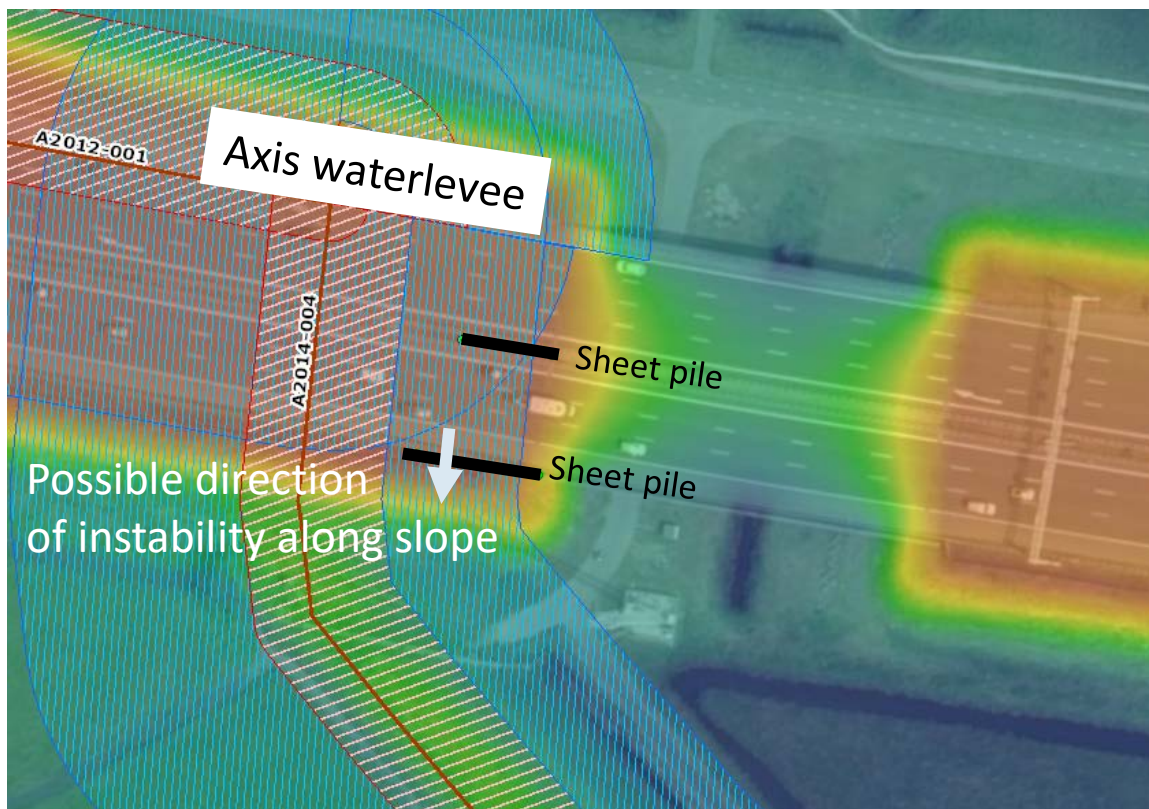


Figure 6-9: Schematisatie locatie faseringsdamwanden en waterkering

Ad Faseringsdamwand in talud

De faseringsdamwanden zijn ontworpen op alle navolgende ontgravingsfasen, zoals in bovenstaande hoofdstuk beschreven. Daarbij is de macro stabiliteit van de damwandconstructie gegarandeerd. Aangezien de damwand een grondverdringend element is, en niet kruist met de kern-as van de waterkering, heeft de damwand geen invloed op de mechanismen piping en kortsluiting.

Ad Ontgravingen en ophoging

Na enige tijd na installatie van de damwand, worden het talud van de huidige aardebaan het lager gelegen maaiveld (onder aan teen talud) ontgraven ten behoeve van de verbreding van de aardebaan en landhoofden. Vervolgens wordt dit aangevuld met EPS en zand. In de eindsituatie is het maaiveld praktisch gelijk aan het huidige maaiveld. Derhalve is de invloed op de veiligheid van de waterkering verwaarloosbaar.

In de huidige aardebaan is het ontgravingsniveau aan de westkant ca. NAP -0,0 m. Dit niveau ligt ruim boven het kruinniveau van de waterkering op NAP -2,13 m. Dit heeft eveneens geen invloed op de veiligheid van de waterkering.

Bij de teen van de aardebaan wordt ca. 0,70 m onder het huidige maaiveldniveau ontgraven om EPS aan te brengen op een niveau van NAP -3,0 m. Dit is onder het kruinniveau van de waterkering, maar boven het niveau van de waterkering aan de binnenzijde. In het geval van een helling van 1:6 voor het binnentalud, is de ontgraving gelegen bij het (fictieve) profiel van de waterkering. Op een afstand van 10,0 m is dit niveau NAP -3,06 m. Het EPS is gelegen op ca. NAP -3,0 m en is daarmee boven dit niveau gelegen. Voor het kruinniveau wordt rekening gehouden met een mogelijke toekomstige verhoging van 0,5 m. Voor het achter gelegen land is deze waarde niet gegeven. Dit wordt op een later moment beschouwd. Daarbij wordt ook de taludstabiliteit beschouwd. Op basis van het ontwerp, is de verwachting dat deze aspecten de veiligheid van de waterkring niet beïnvloeden.

7 Uitvoeringsaspecten

7.1 Algemeen

In dit hoofdstuk worden enkele uitvoeringsaspecten met betrekking tot het geotechnische ontwerp van de faseringsdamwanden toegelicht.

Enkele aspecten dienen later verder uitgewerkt te worden, zoals de constructie van het landhoofd, EPS, gewapende grond en paalinstallatie. Mogelijke (gedeeltelijke) sloop is hier niet beschouwd.

7.2 Uitvoeringsaspecten

Er zijn verschillende uitvoeringsaspecten gerelateerd aan de faseringsdamwanden waar rekening gehouden mee moet worden. Een aantal van deze aspecten zijn hieronder toegelicht

Installatie-effecten faseringsdamwand

De damwanden kunnen geïnstalleerd worden vanaf de A9 (waarschijnlijk) of een zandplatform. Om schade aan het wegdek te voorkomen kan dit op schotten, dit is echter nog nader uit te werken. Er wordt aanbevolen om een hoog-frequent trilblok (resonator) toe te passen. Trillingen dienen geminimaliseerd te worden om schade aan stootplaten en de wegconstructie (e.g. zettingen ten gevolge van verdichting losgepakte zandlagen) te voorkomen. Aangezien de damwanden in de aardebaan boven de grondwaterstand worden geïnstalleerd, wordt het risico op macro instabiliteit van het talud laag ingeschat.

Installeerbaarheid van de damwandprofielen dient beschouwd te worden. Hoe de damwand geïnstalleerd kan worden met beperkte trillingen hangt af van de grondeigenschappen, i.e. relatieve dichtheid en dikte van het zandcunet. Zoals hierboven wordt beschreven wordt het risico op macro instabiliteit laag geacht. Om de stabiliteit te vergroten kan een (tijdelijke) steunberm worden aangebracht bij de teen van het talud. Lokaal zou micro-instabiliteit kunnen optreden, wat gemonitord kan worden met visuele inspectie.

Er is een trillingsanalyse uitgevoerd om de mogelijke zettingen ten gevolge van de damwandinstallatie te beschouwen. Deze analyse is uitgevoerd voor twee sonderingen aan de zuidkant (SW – CPTS1055, SE – CPT S1063) voor drie typen trilblok, namelijk 750 kN, 1350 kN en 2000 kN. Aangezien het risico op schade bij 2000 kN ongeveer 25% is, wordt afgeraden om dit type blok te gebruiken. Derhalve is het maximale type 1350 kN.

Het beschouwde damwandtype is AZ18-700 met een puntniveau van NAP -11,0 m. Aangezien het ontwerp een aanzienlijk ondieper puntniveau van ca. NAP -7,0 m voorschrijft, is deze analyse een bovengrens. De verwachte zettingen en invloedsgebied zijn weergegeven in Figure 7-1. Vergelijkbare zettingen gelden voor de faseringsdamwanden in het midden. Indien mogelijk wordt geadviseerd de damwanden drukkend te installeren.

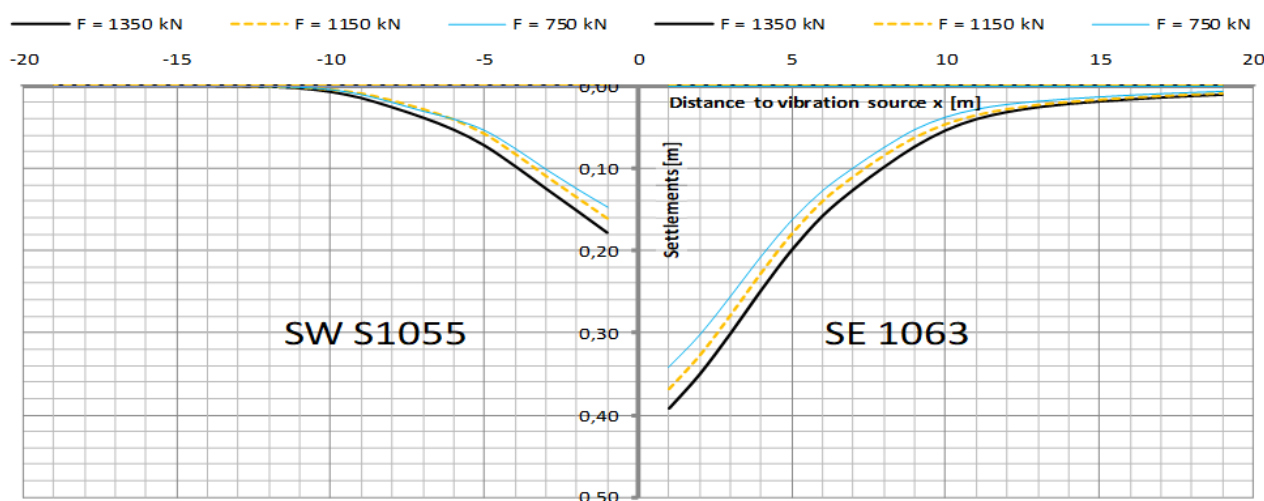


Figure 7-1: Resultaten zettingsanalyse KW010 – zettingen

Locatie (lateraal) faseringsdamwand

De faseringsdamwanden staan direct naast de bestaande landhoofden. Conform het Geotechnisch Ontwerpbasisrapport [6] dient een minimale hart-op-hart afstand van $2,5D_{eq}$ (gemiddelde diameter) aangehouden te worden tot de bestaande prefab betonpalen. Met een paaldiameter (bestaand) van 400 mm, is de minimale afstand ongeveer 1,0 m. Gebaseerd op het palenplan van het bestaande KW010 (Figure

7-2), is de afstand tot bestaande palen voldoende. Derhalve kunnen de damwanden zo dicht als fysiek mogelijk bij de landhoofden geïnstalleerd worden. Dit is mogelijk aangezien het puntniveau van de damwand (ca. NAP -6,5 m) aanzienlijk hoger gelegen is dan de draagkrachtige zandlaag en het paalpuntniveau van de bestaande palen (NAP -10,5 m). Als de damwand dieper geïnstalleerd moet worden, dient het ontwerp van de damwand herzien te worden.

De exacte coördinaten zijn weergegeven op de tekening in Appendix C.

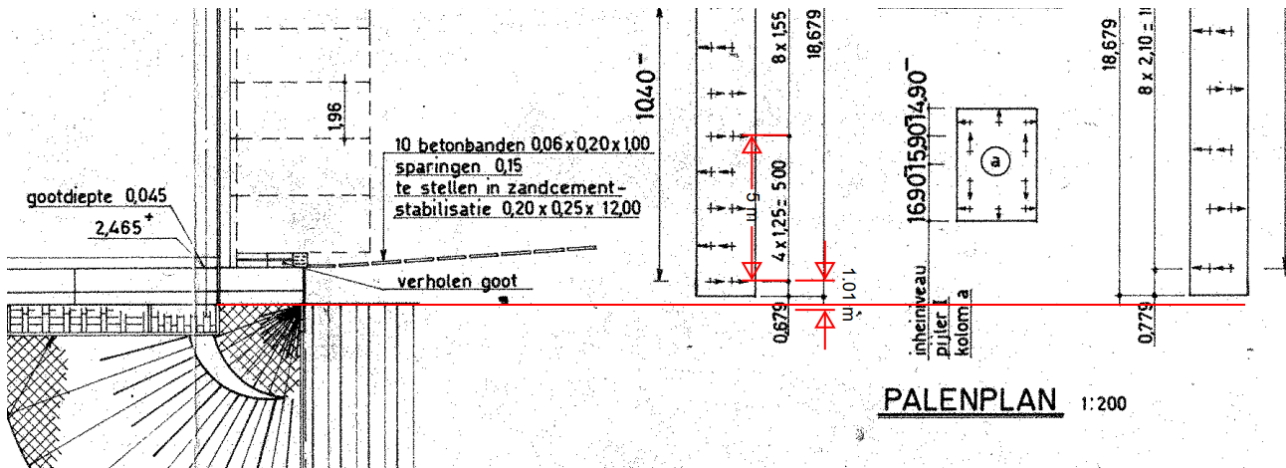


Figure 7-2: Afstand bestaande prefab betonpalen tot rand landhoofd KW010

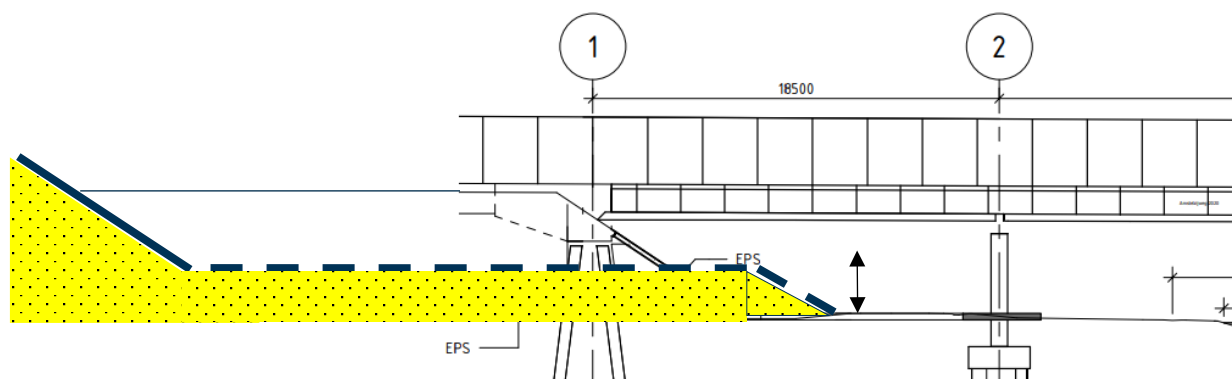
Ontgraving en constructie landhoofd

Om verticale en horizontale grondvervormingen te beperken wordt EPS toegepast bij de verbreding. Het lagere gewicht van EPS beperkt de zettingen. Het doel en voordelen van (minimaal) 1,5 m werkplatform (zand) in combinatie met verticale drainage en EPS zijn:

- Het platform zal gaan zetten en daarmee een stabiele toplaag en werkplatform van zand vormen. Dit heeft een gunstig effect op de begaanbaarheid van het platform voor bouw materieel;
- Op de locatie waar het EPS komt te liggen, wordt met het werkplatform de ondergrond voorbelast zodat verschilzettingen worden gereduceerd.
- De bouw tijd van het EPS is relatief kort en wordt gewichtsneutraal aangebracht (theoretisch zettingsvrij);
- Als in de praktijk de consolidatietijd van de aardebaan korter blijkt en de horizontale vervormingen beperkt zijn, kan de paalfundering eventueel eerder geïnstalleerd worden en kan het EPS aangebracht worden.

Zoals aangegeven in onderstaande afbeelding, wordt er op een afstand van 15,0 m vanaf het landhoofd voorbelasting aangebracht. Daarmee wordt er in langsrichting een gelijkmatige overgang gerealiseerd tussen de traditionele aardebaan en het EPS om aan de langsvlakheid eisen te voldoen. De exacte lengte van de transitiezone dient nog bepaald te worden. Er wordt een werkplatform van minimaal 1,0 – 1,5 m geadviseerd. Echter, een hoger werkplatform is ook mogelijk wanneer dit benodigd is om de palen aan te brengen en het landhoofd te bouwen. Naast de bestaande aardebaan moet dit werkplatform tijdelijk zijn en van beperkte hoogte (onder niveau onderkant landhoofd). Het aanbrengen van het werkplatform dient laagsgewijs te gebeuren om instabiliteit te voorkomen.

Het maximale ontgravingsniveau aan de zuidkant van de aardebaan (talud) bij de verbreding is ca. 0,15 m onder de onderkant van het landhoofd, i.e. ca. NAP +0,2 m (oostkant) en ca. NAP +0,5 m (westkant) en in dit geval.



*Figure 7-3: Principe langsdoorsnede werkplatform***Zettingen ten gevolge van damwanduitbuiging**

Ten gevolge van damwandinstallatie en bouwactiviteiten zullen er gronddeformaties ontstaan achter de damwand. Door de ontgravingen, ten behoeve van het bouwen van landhoofden en de gewapende grondconstructie aan te brengen, zal de damwand uitbuigen. Dit resulteert in een zetting aan maaiveld.

Tijdens de constructie zal er veelal verkeer rijden aan de actieve zijde (hoog) van de damwand. Om deze te beperken zijn er deformatie-eisen opgesteld. Conform eis {AFG-5593} en Geotechnisch Ontwerpbasisrapport (paragraaf 8.3) en CUR166 (Part 1 – 3.3.10), gelden de volgende door RWS gestelde eisen voor tijdelijke damwanden (BGT – Veiligheidsklasse II):

- 1/100 van de maximale kerende hoogte;
- Met een maximale uitbuiging van 50 mm.

In het geval dat er niet aan deze eis voldaan kan worden, moeten er monitoring en beheersmaatregelen geïmplementeerd te worden. Verdere details met betrekking tot monitoring zijn beschreven in hoofdstuk 8.

8 Monitoring

8.1 Algemeen

Met elk Delivery Package wordt een sub monitoringsplan ingediend, waarin de betreffende activiteiten en bijhorende monitoring wordt geadresseerd. In de volgende paragrafen worden de (geotechnische) effecten en monitoring ten aanzien van de faseringswanden behandeld. Deze worden opgenomen in het toekomstige (sub) monitoringsplan. Nieuwe risico's kunnen worden geïdentificeerd in de volgende designfase(s).

De activiteiten van de faseringswanden maken onderdeel uit van Delivery Package E16.

8.2 Restrisico's en beheersmaatregelen

8.2.1 Vervorming kunstwerk

Beschrijving monitoring

De vervorming van het betonwerk van KW010 wordt gemonitord met een Robotic Total Station. Vaste meetpunten (prisma's) worden aangebracht in het betonwerk en periodiek gemeten in xyz-richting. De meetpuntlocaties worden uitgewerkt in het submonitoringsplan.

De werkzaamheden staan gepland in week 24 van 2021.

Meetnauwkeurigheid

Verwacht wordt dat een meetnauwkeurigheid van 1-2 mm kan worden gehaald. Dit dient te worden bevestigd in het submonitoringsplan.

Meetfrequentie

Verwacht wordt dat de meetpunten 2-4 keer per uur kunnen worden ingemeten. Vervormingen worden gemeten gedurende 1 week voor start uitvoering (nulmeting), gedurende de trilwerkzaamheden en 1 week na afronding werkzaamheden. Daarna kan de meetfrequentie worden verlaagd naar 1 keer per 2 weken. De monitoring kan worden beëindigd in overleg met de geotechnisch adviseur.

Drempelwaarden

De volgende (voorlopige) drempelwaarden zijn van toepassing voor vervorming van het kunstwerk:

- Grenswaarde (100%) = 10 mm;
- Signaalwaarde (80%) = 8 mm.

De grenswaarden dienen te worden gereduceerd met de meetnauwkeurigheid.

Maatregelen

De maatregelen worden opgenomen in het submonitoringsplan. Mogelijke maatregelen zijn:

- Werk tijdelijk onderbreken;
- De structurele integriteit opnieuw beoordelen met berekeningen;
- Een visuele inspectie uitvoeren van het landhoofd en wegdek.

8.2.2 Vervorming damwanden (uitbuiging)

De monitoring van de damwandvervorming (bij ontgraven) wordt op een later moment uitgewerkt.

8.2.3 Vervorming wegconstructie

Beschrijving monitoring

De monitoring van de wegconstructie omvat visuele inspectie en x,y,z-monitoring met behulp van meetbouts- of stickers. Deze meetpunten worden geïnstalleerd aan de randen van de weg in beide richtingen. Aangezien deze monitoring beperkte informatie geeft over de vervormingen in het midden van de weg, wordt dit gecombineerd met visuele inspectie. Visuele inspectie kan ook worden toegepast gedurende constructiewerkzaamheden. Voor enkele criteria, grenswaarden, observaties kunnen bijbehorende beheersmaatregelen opgesteld worden. Mogelijke criteria zijn:

- Mate van scheuren (scheurwijde);
- Zettingen (grootte van zettingen);
- Beheersmaatregelen (complexiteit van de beheersmaatregel);
- Duur van de oplossing (bv. duur herstellen wegdek);
- Wegafsluiting (aan af te sluiten rijbanen).

Aan zowel de noord- en zuidzijde van de weg (en aan west- en oostzijde landhoofden), worden 3 meetpunten geïnstalleerd aan beide kanten de weg. De indicatieve locatie zijn in onderstaande afbeelding weergegeven.

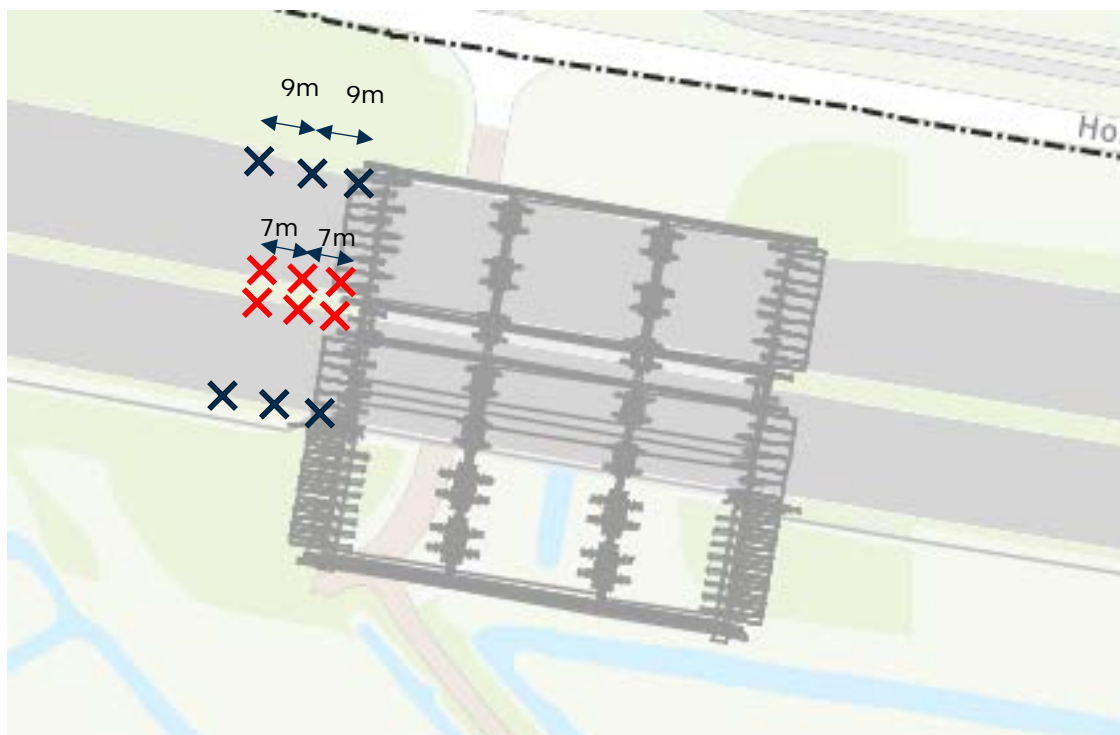


Figure 8-1: Indicatieve meetpunten op de weg

Nauwkeurigheid monitoring

Er wordt verwacht dat een meetnauwkeurigheid van 1 à 2 mm bereikt kan worden. Dit dient bevestigd te worden in het monitoringsplan.

Monitoring frequentie

Er dient een nulmeting te worden uitgevoerd zodra de faseringsdamwanden en meetpunten geïnstalleerd zijn.

Met handmatige monitoring wordt een meetfrequentie van eens per twee weken gedurende de werkzaamheden geadviseerd. Tijdens ontgravingswerkzaamheden wordt een frequentie van minstens twee keer per week geadviseerd. Na voltooiing van de werkzaamheden kan de frequentie verlaagd worden tot één keer per twee weken. De monitoring kan beëindigd worden op basis van advies van een geotechnisch adviseur.

Drempelwaarden

De volgende (voorlopige) drempelwaarden worden aangehouden voor de zetting van de weg:

- Grenswaarde (100%) = 35 mm;
- Signaalwaarde (80%) = 28 mm.

Maatregelen

De maatregelen worden opgenomen in het submonitoringsplan. Mogelijke maatregelen zijn:

- Werk tijdelijk onderbreken;
- De structurele integriteit opnieuw beoordelen met berekeningen;
- Een visuele inspectie uitvoeren van het landhoofd en wegdek.

8.2.4 Trillingsschade kunstwerk

Beschrijving monitoring

Gebaseerd op een indicatieve trillingsrisicoanalyse (gebaseerd op indicatieve monitoring met gebruik van één sensor), is een grenswaarde van 7.5 mm/s bepaald. Binnen een gebied van 15 m is de overschrijdingskans groter dan 1%.

De trillingssensor wordt geplaatst op de (betonnen) constructie die het dichtstbij gelegen is van de trillingsbron en wordt indien nodig verplaatst.

Monitoring nauwkeurigheid

Er wordt een nauwkeurigheid van 0.22 mm/s behaald.

Monitoring frequentie

Trillingen worden continue gemonitord (1000 Hz) gedurende installatiewerkzaamheden.

Drempelwaarden

De volgende (voorlopige) drempelwaarden worden aangehouden voor de trillingen:

- Grenswaarde (100%) = 7.5 mm/s;
- Signaalwaarde (80%) = 6.0 mm/s.

Maatregelen

De maatregelen worden opgenomen in het submonitoringsplan. Mogelijke maatregelen zijn:

- Werk tijdelijk onderbreken;
- Een visuele inspectie uitvoeren van het landhoofd en wegdek;
- Monitoring (frequentie) intensiveren (uitgebreide trillingsmeting met 3-6 sensoren).

9 Conclusie

9.1 Algemeen

Deze rapportage bevat het DO ontwerp van de faseringsdamwanden bij KW010. De faseringsdamwanden zijn benodigd voor het maken van de verbreding aan de zuidkant en de gewapende grondconstructie achter de bestaande landhoofden om de horizontale gronddruk op de landhoofden te reduceren.

Het ontwerp voor de zuidelijke (SW/SE) en midden (MW/ME) faseringsdamwanden is geverifieerd voor een damwandprofiel AZ18-700 (S240), inclusief corrosiereductie voor 5 jaar. De resultaten en dimensies zijn beschreven in Hoofdstuk 6. Verder is aangetoond dat de faseringsdamwanden en fasering de waterkering aan de westzijde van het kunstwerk niet negatief beïnvloeden.

De monitoring van de faseringsdamwanden is kort beschreven in Hoofdstuk 8 en zal verder worden uitgewerkt voor de installatie van de damwanden.

Appendix A Grondonderzoek

Sondeering A9-22.505-S1063-S1105331

Opdracht : 2000568

Conus nummer : S15-CFII.1758

Plaats : A9

Soort conus : Elektrisch

Datum : 08-05-2020

Opp. conuspunt : 1500 mm²

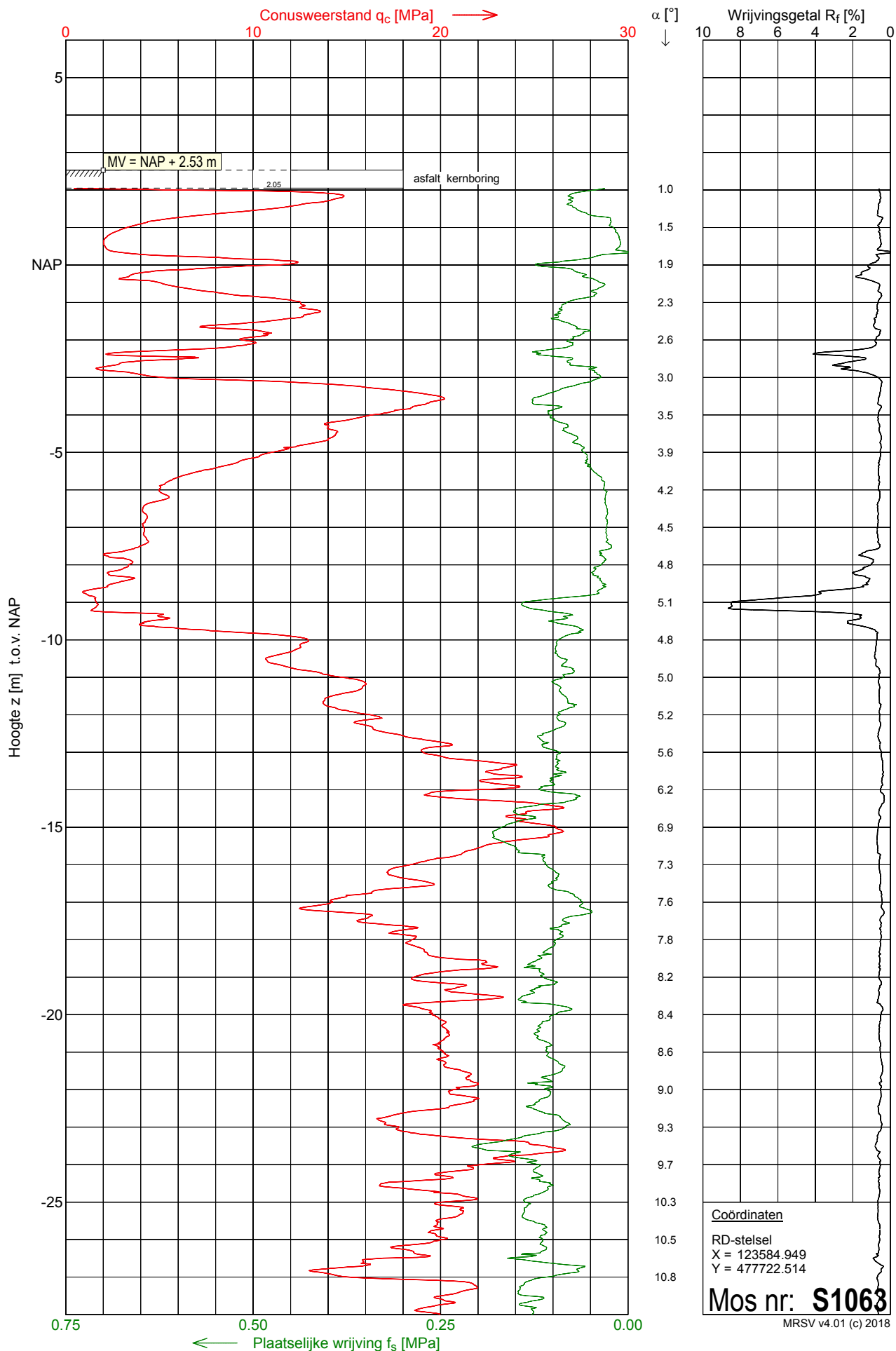
Project : Verbreding A9BaHo

NEN-EN-ISO-22476-1

Klasse 2, type TE1

Sondeerunit : SW10

Blad : 1 van 2



Sondeering A9-22.507-S1063-S1105331

Opdracht : 2000568

Conus nummer : S15-CFII.1758

Plaats : A9

Soort conus : Elektrisch

Datum : 08-05-2020

Opp. conuspunt : 1500 mm²

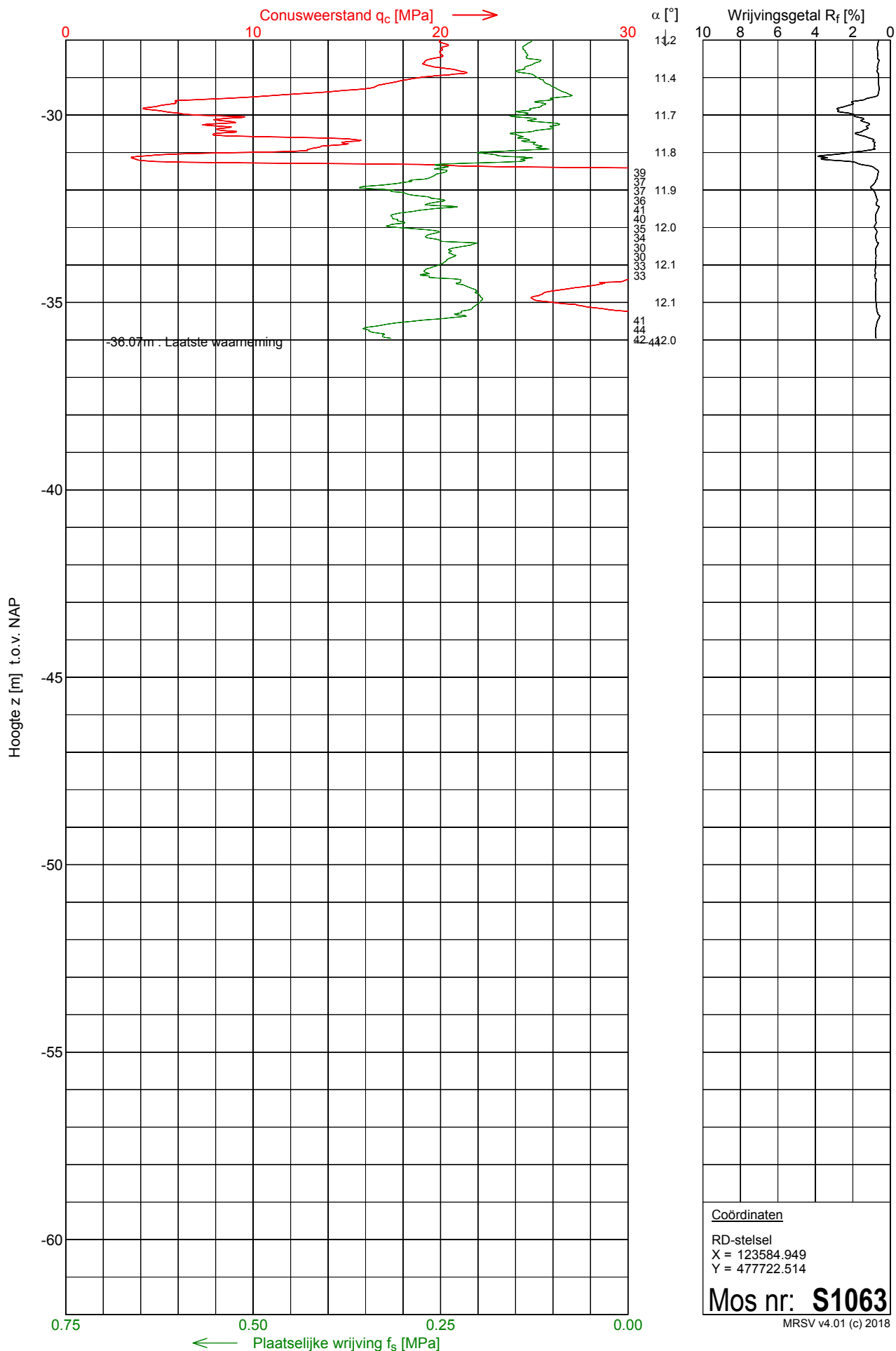
Project : Verbreding A9BaHo

NEN-EN-ISO-22476-1

Klasse 2, type TE1

Sondeerunit : SW10

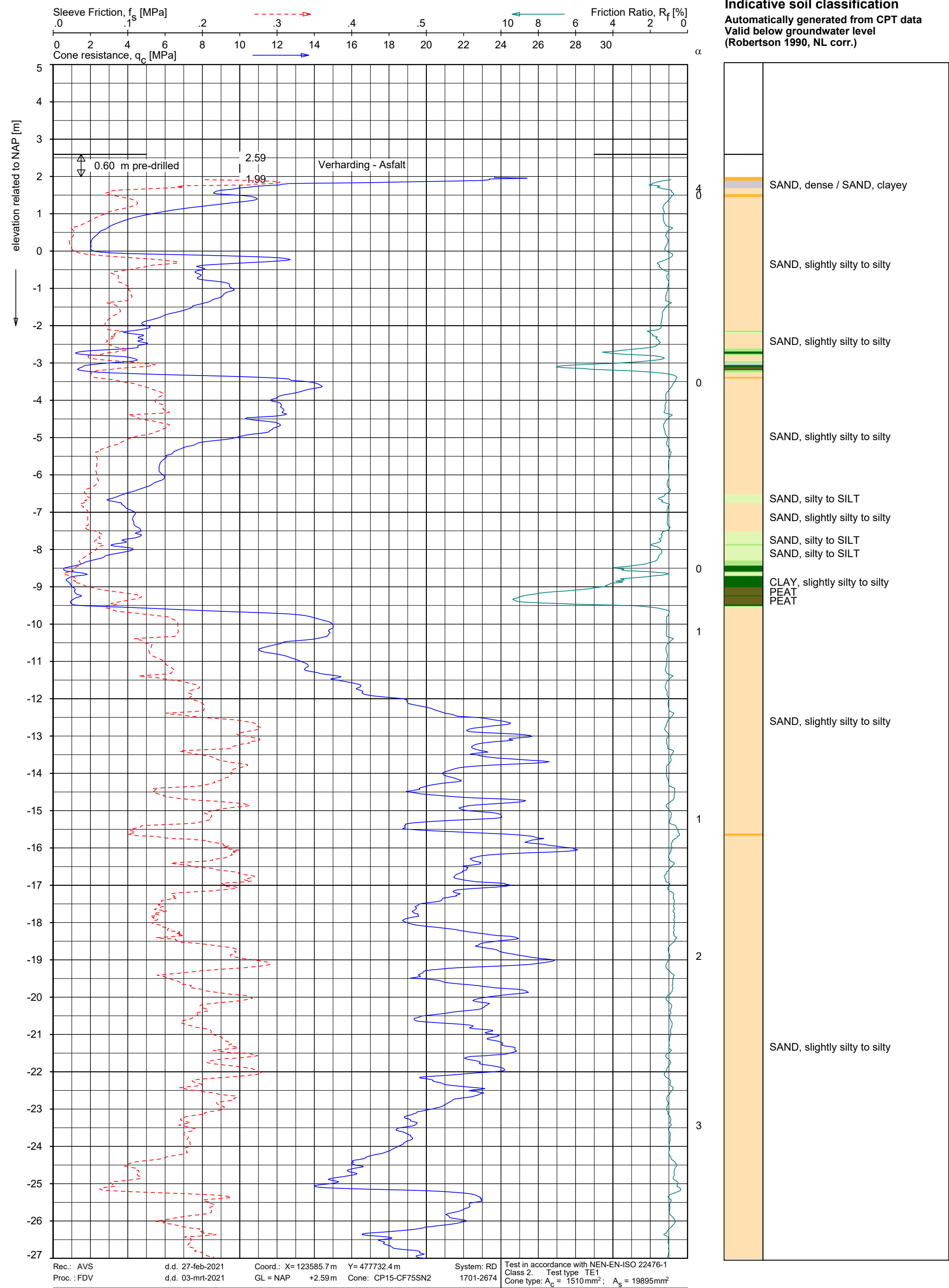
Blad : 2 van 2



GEOVISUAL 3.3.2 / QdFsClass-R3.ucf / 2021-03-03 15:04:14

1320-181675

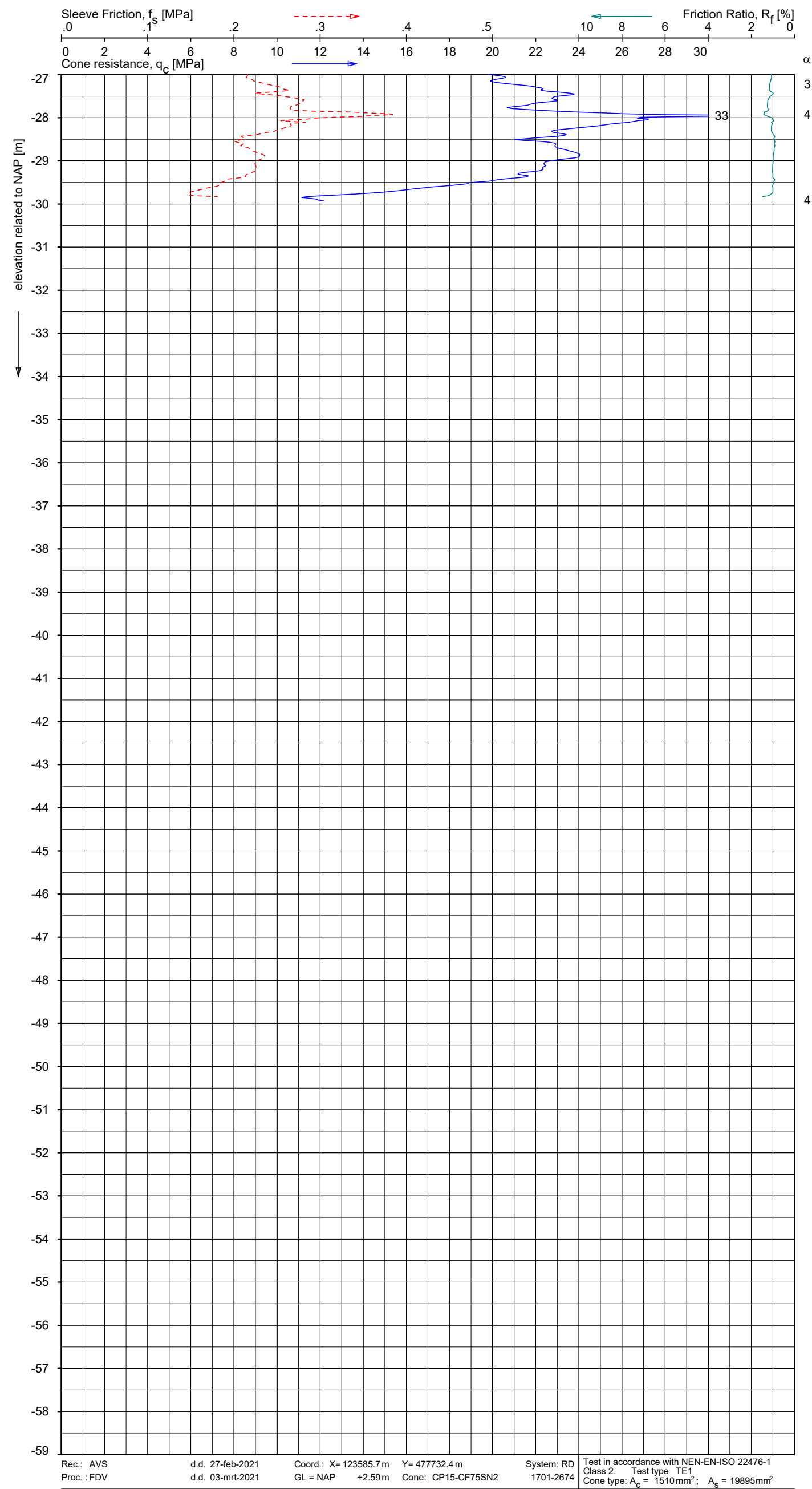
A9-22.910-S1941-31109331 -1



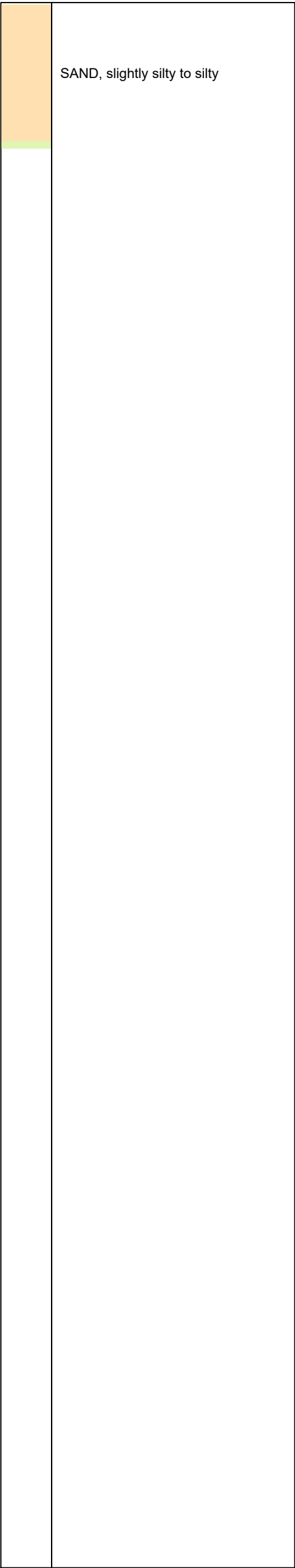
GEOVISUAL 3.3.2 / QdFsClass-R3.ucf / 2021-03-03 15:04:14

1320-181675

A9-22.910-S1941-31109331 -2



Indicative soil classification
Automatically generated from CPT data
Valid below groundwater level
(Robertson 1990, NL corr.)



CONE PENETRATION TEST WITH LOCAL FRICTION

A9 BADHOEVEDORP-HOLENDRECHT

Proj. 1320-181675
Cpt A9-22.910-S1941-31109331



Sondeering A9-22.985-S1055-S1105331

Opdracht : 2000568

Conus nummer : S15-CFII.1758

Plaats : A9

Soort conus : Elektrisch

Datum : 08-05-2020

Opp. conuspunt : 1500 mm²

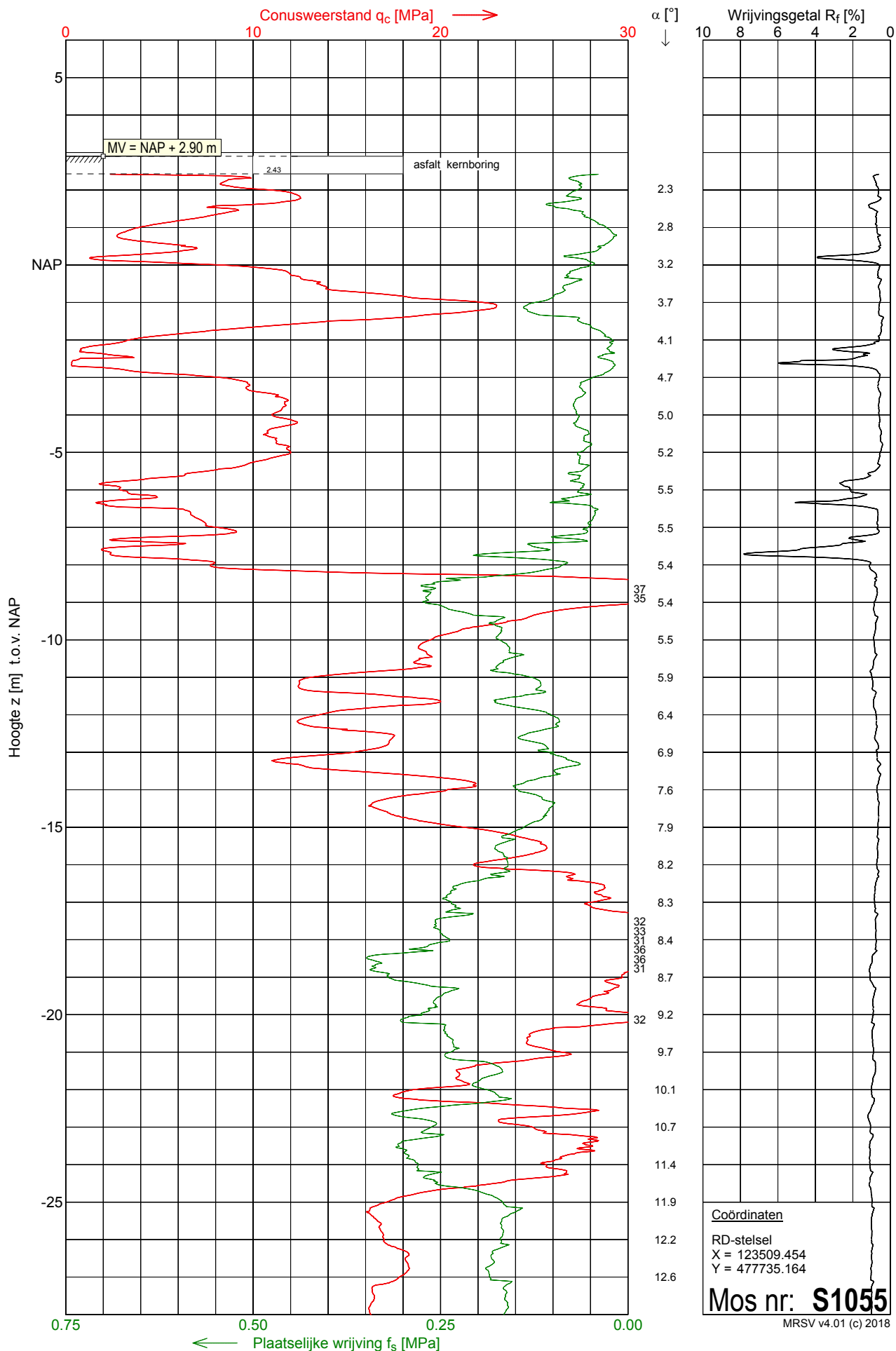
Project : Verbreding A9BaHo

NEN-EN-ISO-22476-1

Klasse 2, type TE1

Sondeerunit : SW10

Blad : 1 van 2

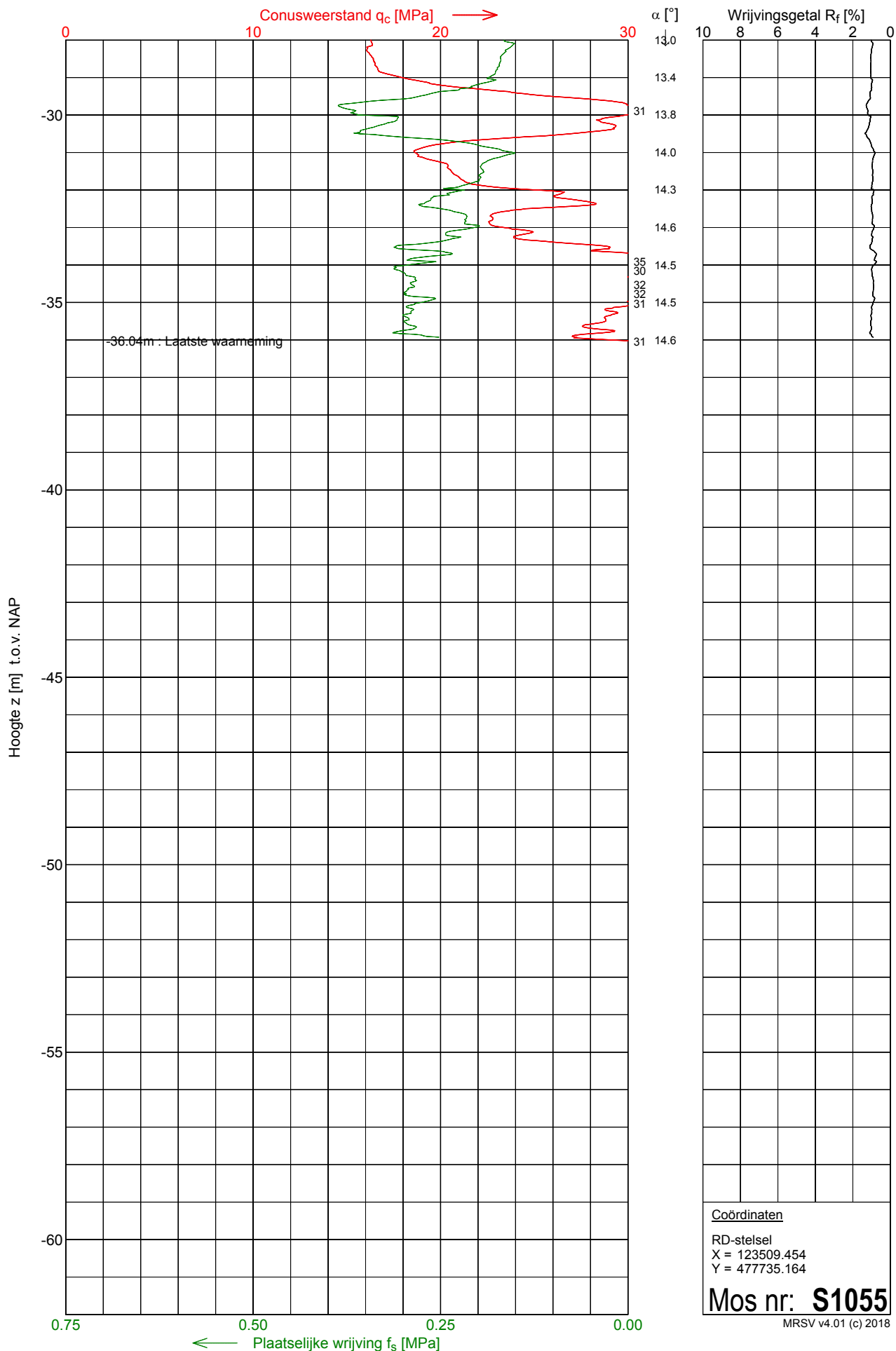


Sondeering A9-22.983-S1055-S1105331

Opdracht : 2000568
 Plaats : A9
 Datum : 08-05-2020
 Project : Verbreding A9BaHo

Conus nummer : S15-CFII.1758
 Soort conus : Elektrisch
 Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
 Klasse 2, type TE1
 Sondeerunit : SW10
 Blad : 2 van 2



Appendix B Grondparameters

4.3 Strength and stiffness parameters

The determined soil parameters for the DO phase are provided in Table 4-2. The derivation of the parameters is described in the Geotechnical Interpretive Report [5]. For each parameter, three values have been given in the table:

- Average value X_{ave}
- Low characteristic value $X_{k,low}$
- High characteristic value $X_{k,high}$

The average values X_{ave} of the NEN Bjerrum parameters may be used for settlement calculations, where a best estimate of the occurring settlements is required.

In case serviceability (SLS) or ultimate limit state (ULS) analyses have to be performed (such as pile foundations, sheet piling calculations, shallow foundations or calculations regarding slope stability), the low characteristic values $X_{k,low}$ shall be used, unless otherwise specified.

(see table on next page)

Table 4-2: Average and characteristic strength and stiffness parameters for settlement, stability and retaining structures.

Soil layer	Parameter	Unit weight		Compressibility - NEN Bjerrum (stiffness) ***)						Strength parameters				
		γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	CR [-]	RR [-]	C _a [-]	OCR [-]	C _v [m ² /s]	C _h /C _v [-]	ϕ'_k * [°]	c' _k * [kPa]	ϕ'_k ** [°]	c' _k ** [kPa]	c _u [kPa]
01/01A Sand, top layer	X _{k; low}	16.8	18.8	0.0115	0.0038	0	-	-	-	30.0	0.0	30.0	0.0	n.a.
(anthropogenic) - qc 1-5 Mpa	X _{ave}	17.0	19.0	0.0077	0.0026	0	n.a.	n.a.	n.a.	31.3	0.0	31.3	0.0	n.a.
	X _{k; high}	17.2	19.2	0.0038	0.0013	0	-	-	-	32.5	0.0	32.5	0.0	n.a.
01/01A Sand, top layer	X _{k; low}	17.8	19.8	0.0038	0.0013	0	-	-	-	32.5	0.0	32.5	0.0	n.a.
(anthropogenic) - qc 5-15 Mpa	X _{ave}	18.0	20.0	0.0031	0.0011	0	n.a.	n.a.	n.a.	33.8	0.0	33.8	0.0	n.a.
	X _{k; high}	18.2	20.2	0.0023	0.0008	0	-	-	-	35.0	0.0	35.0	0.0	n.a.
04 Clay, silty	X _{k; low}	16.2	16.2	0.186	0.022	0.007	-	-	-	19.7	7.6	24.0	5.7	23
	X _{ave}	16.4	16.4	0.164	0.019	0.007	1.4	1 x 10 ⁻⁶	1	20.6	8.4	25.0	6.3	28
	X _{k; high}	16.6	16.6	0.141	0.016	0.006	-	-	-	21.5	9.2	26.0	6.9	34
08 Holland peat	X _{k; low}	10.0	10.0	0.511	0.098	0.026	-	-	-	13.7	2.1	18.6	2.7	9
	X _{ave}	10.1	10.1	0.479	0.092	0.025	1.7	5 x 10 ⁻⁷	1	14.0	2.2	18.9	2.8	10
	X _{k; high}	10.2	10.2	0.446	0.085	0.023	-	-	-	14.3	2.3	19.3	2.9	10
09-west Old sea clay (west) ¹⁾	X _{k; low}	16.0	16.0	0.213	0.026	0.008	-	-	-	22.9	4.3	26.1	4.2	24
	X _{ave}	16.1	16.1	0.191	0.023	0.007	1.4	1 x 10 ⁻⁶	1	23.5	4.6	26.7	4.5	27
	X _{k; high}	16.3	16.3	0.169	0.021	0.006	-	-	-	24.1	4.8	27.4	4.7	30
09-east Old sea clay (east) ¹⁾	X _{k; low}	14.4	14.4	0.259	0.042	0.015	-	-	-	15.8	1.3	18.4	2.5	18
	X _{ave}	14.5	14.5	0.243	0.038	0.013	1.6	1 x 10 ⁻⁷	1	17.2	1.6	19.9	2.9	20
	X _{k; high}	14.7	14.7	0.227	0.034	0.011	-	-	-	18.5	1.9	21.4	3.4	22

X_{k; low} = low characteristic value of parameterX_{ave} = average value of parameterX_{k; high} = high characteristic value of parameter

*** = for the settlement parameters the high characteristic value has been given and vice versa. This has been done for easier use of the table.

¹⁾ For 09 Old sea clay and 11 Hydrobia clay, distinction has been made in a western and eastern part, west and east of chainage km 26.000.

Tables continues on next page, see remarks below table.

Soil layer	Parameter	Unit weight		Compressibility - NEN Bjerrum (stiffness) ***						Strength parameters				
		γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	CR [-]	RR [-]	C_α [-]	OCR [-]	C_v [m ² /s]	C_h/C_v [-]	ϕ'_k * [°]	c'_k * [kPa]	ϕ'_k ** [°]	c'_k ** [kPa]	c_u [kPa]
10A Wad deposition (clay dominant) ²⁾	$X_{k, low}$	17.0	17.0	0.0920	0.0307	0.0037	-	-	-	22.5	0.0	25.0	0.0	35
	X_{ave}	17.1	17.1	0.0542	0.0181	0.0022	1.5	1×10^{-6}	2	22.5	2.5	25.0	2.5	40
	$X_{k, high}$	17.2	17.2	0.0164	0.0055	0.0007	-	-	-	22.5	5.0	25.0	5.0	45
10B Wad deposition (sand dominant 1) ³⁾	$X_{k, low}$	17.9	17.9	0.0115	0.0038	0	-	-	-	25.0	0.0	27.5	0.0	n.a.
	X_{ave}	18.0	18.0	0.0087	0.0029	0	n.a.	n.a.	n.a.	27.5	0.0	30.0	0.0	n.a.
	$X_{k, high}$	18.2	18.2	0.0058	0.0019	0	-	-	-	30.0	0.0	32.5	0.0	n.a.
10C Wad deposition ⁴⁾ (sand dominant 2)	$X_{k, low}$	18.2	18.2	0.0115	0.0038	0	-	-	-	27.5	0.0	30.0	0.0	n.a.
	X_{ave}	18.7	18.7	0.0077	0.0026	0	n.a.	n.a.	n.a.	28.8	0.0	31.3	0.0	n.a.
	$X_{k, high}$	19.2	19.2	0.0038	0.0013	0	-	-	-	30.0	0.0	32.5	0.0	n.a.
11-west Hydrobia clay (west) ¹⁾	$X_{k, low}$	15.8	15.8	0.231	0.032	0.009	-	-	-	23.6	4.4	26.5	3.4	25
	X_{ave}	16.0	16.0	0.207	0.029	0.008	1.6	6×10^{-7}	1	24.2	4.7	27.5	3.7	28
	$X_{k, high}$	16.1	16.1	0.183	0.026	0.007	-	-	-	24.9	4.9	28.5	3.9	31
11-east Hydrobia clay (east) ¹⁾	$X_{k, low}$	13.5	13.5	0.353	0.063	0.016	-	-	-	14.2	5.2	18.4	6.6	18
	X_{ave}	13.7	13.7	0.326	0.056	0.014	1.6	3×10^{-8}	1	14.7	5.6	19.2	7.2	21
	$X_{k, high}$	13.8	13.8	0.298	0.049	0.012	-	-	-	15.3	6.1	19.9	7.8	24
12 Base peat layer	$X_{k, low}$	10.3	10.3	0.464	0.093	0.017	-	-	-	15.0	1.0	17.5	2.0	14
	X_{ave}	10.4	10.4	0.416	0.083	0.015	1.9	2×10^{-7}	1	15.0	1.8	17.5	3.0	16
	$X_{k, high}$	10.5	10.5	0.368	0.073	0.013	-	-	-	15.0	2.5	17.5	4.0	18
12B Base clay	$X_{k, low}$	14.7	14.7	0.2300	0.0767	0.0092	-	-	-	20.0	2.5	22.5	3.5	40
	X_{ave}	14.9	14.9	0.1725	0.0575	0.0069	1.9	1×10^{-7}	1	20.0	3.0	22.5	4.0	45
	$X_{k, high}$	15.0	15.0	0.1150	0.0383	0.0046	-	-	-	20.0	3.5	22.5	4.5	50
13 Pleistocene sand layer	$X_{k, low}$	17.8	19.8	0.0038	0.0013	0	-	-	-	32.5	0.0	32.5	0.0	n.a.
	X_{ave}	18.0	20.0	0.0031	0.0011	0	n.a.	n.a.	n.a.	33.8	0.0	33.8	0.0	n.a.
	$X_{k, high}$	18.2	20.2	0.0023	0.0008	0	-	-	-	35.0	0.0	35.0	0.0	n.a.
14 Pleistocene clay	$X_{k, low}$	20.0	20.0	0.0767	0.0256	0.0031	-	-	-	22.5	13.0	25.0	15.0	120
	X_{ave}	20.5	20.5	0.0614	0.0205	0.0025	2.0	3×10^{-8}	1	25.0	14.0	27.5	16.0	145
	$X_{k, high}$	21.0	21.0	0.0460	0.0153	0.0018	-	-	-	27.5	15.0	30.0	17.0	170

 $X_{k, low}$ = low characteristic value of parameter X_{ave} = average value of parameter $X_{k, high}$ = high characteristic value of parameter

*** = for the settlement parameters the high characteristic value has been given and vice versa. This has been done for easier use of the table.

¹⁾ For 09 Old sea clay and 11 Hydrobia clay, distinction has been made in a western and eastern part, west and east of chainage km 26.000.²⁾ 10A: Wad deposition, clay dominant (cone resistance $q_c < 2$ MPa and friction ratio $R_f > 1,5$ %)³⁾ 10B: Wad deposition, sand dominant (cone resistance $q_c 1 - 2$ MPa and friction ratio $R_f \approx 1.0$ %)⁴⁾ 10C: Wad deposition, sand dominant (cone resistance $q_c 2 - 5$ MPa and friction ratio $R_f \approx 1.0$ %)

Remarks to Table 4-2:

*** = for the settlement parameters the high characteristic value has been given and vice versa. This has been done for easier use of the table.

1) For 09 Old sea clay and 11 Hydrobia clay, distinction has been made in a western and eastern part, west and east of chainage km 26.000.

2) 10A: Wad deposition, clay dominant (cone resistance $q_c < 2$ MPa and friction ratio $R_f > 1,5$ %)

3) 10B: Wad deposition, sand dominant (cone resistance $q_c 1 - 2$ MPa and friction ratio $R_f \approx 1.0$ %)

4) 10C: Wad deposition, sand dominant (cone resistance $q_c 2 - 5$ MPa and friction ratio $R_f \approx 1.0$ %)

γ/γ_{sat} = volumetric weight / saturated volumetric weight

CR = Primary compression coefficient above the preconsolidation stress ($> \sigma'_p$) determined with the Isotachen model

RR = Primary compression coefficient below the preconsolidation stress ($< \sigma'_p$) determined with the Isotachen model

C_α = Secondary compression coefficient, determined with the Isotachen model

OCR = Overconsolidation ratio = preconsolidation stress σ'_p / in-situ effective stress σ'_o , to be used with settlement calculations with the Isotachen model

C_v = Vertical consolidation coefficient

C_h = Horizontal consolidation coefficient

c'_k = Effective cohesion

φ'_k = Effective angle of internal friction

* = 2% axial strain value from the triaxial tests and 5% shear strain value from the DSS tests (for soil retaining structures)

*** = 5% axial strain value from the triaxial tests and 10% shear strain value from the DSS tests (for slope stability)

c_u = Undrained shear strength

In Table 4-3, the modulus of subgrade reaction per soil layer has been given. These values will be used with sheet piling calculations. The values are based on CUR-publication 166 'Damwandconstructies' (Sheet piling constructions), the available laboratory test results and experience with surrounding projects.

Table 4-3: Modulus of subgrade reaction for sheet piling calculations.

Soil layer	Modulus of subgrade reaction		
	$k_{h;1;low} / k_{h;1;high}$ [MN/m ³]	$k_{h;2;low} / k_{h;2;high}$ [MN/m ³]	$k_{h;3;low} / k_{h;3;high}$ [MN/m ³]
01 Sand, top layer loose	12 / 27	6 / 13.5	3 / 6.75
01A Sand, top layer medium to stiff	20 / 45	10 / 22.5	5 / 11.25
04 Clay, silty	2 / 4.5	0.8 / 1.8	0.5 / 1.125
08 Holland peat	1 / 2.25	0.5 / 1.125	0.25 / 0.56
09-west Old sea clay (west)	2 / 4.5	0.8 / 1.8	0.5 / 1.125
09-east Old sea clay (east)	1.5 / 3.4	0.6 / 1.35	0.4 / 0.9
10A Wad depositions (clay dominant) ¹⁾	2 / 4.5	0.8 / 1.8	0.5 / 1.125
10B Wad depositions (sand dominant 1) ²⁾	4 / 9	2 / 4.5	1 / 2.25
10C Wad depositions (sand dominant 2) ³⁾	6 / 13.5	3 / 6.75	1.5 / 3.4
11-west Hydrobia clay (west)	2 / 4.5	0.8 / 1.8	0.5 / 1.125
11-west Hydrobia clay (east)	1.5 / 3.4	0.6 / 1.35	0.4 / 0.9
12 Base peat layer	1 / 2.25	0.5 / 1.125	0.25 / 0.56
13 Pleistocene sand layer	20 / 45	10 / 22.5	5 / 11.25
14 Pleistocene clay	5 / 11.25	3 / 6.75	1.4 / 3.2
Remarks: <ul style="list-style-type: none"> ¹⁾ 10A: Wad deposition, clay dominant (cone resistance $q_c < 2$ MPa and friction ratio $R_f > 1,5$ %) ²⁾ 10B: Wad deposition, sand dominant 1 (cone resistance $q_c 1 - 2$ MPa and friction ratio $R_f \approx 1.0$ %) ³⁾ 10C: Wad deposition, sand dominant 2 (cone resistance $q_c 2 - 5$ MPa and friction ratio $R_f \approx 1.0$ %) 			

Appendix C Tekening KW010

REMARKS:

- All dimensions are given in [mm] unless otherwise stated
- All levels are given in [m]
- Angles are given in 90 degree system
- All diameters are given in [mm] unless otherwise stated
- Beveled edges 20x20mm unless it has been indicated different

- All dimensions are given in [mm] unless otherwise stated
- All levels are given in [m]
- Angles are given in 90 degree system
- All diameters are given in [mm] unless otherwise stated
- Beveled edges 20x20mm unless it has been indicated differ



VEENIX
IPCM


Rijkswaterstaat
Ministerie van Infrastructuur en Milieu

Documentcode	08J 01.02.10
A.s. tittel	
WAJOUT OVER DE ARBEIDSLIJN FASENGSDAMPANDEN FASENG SHEET PILES	
A9 Badhoevedorp – Houtendrecht	
Projectnummer	INF200172
Document type	TEKENING
Schakel	ZIE TEKENING
Formaat	189 x 294
Blad	1 of 1
	FINAL
Stafage	
Versie	10

Appendix D Overzicht faseringstappen met maaiveldniveaus**East side KW010**

		Southside / Zuidzijde		Sheetpile / Damwand	Middle / Midden	
Phase / fase		Excavation depth / groundlevel Ontgravingsdiepte / maaiveld	Information / informatie		Excavation depth / groundlevel Ontgravingsdiepte / maaiveld	Information / informatie
Moment of installation		+ 2.760 N.A.P.	Top side shelf / bk. vleugelwand	SE / ZO	+2.750 N.A.P.	Existing ground level existing, traffic / Bestaand maaiveld
Bilding phase 1	Traffic phase 3	+ 0.200 N.A.P.	Bottom abutment / ok. landhoofd +0.389 - 0.150 (margin) = +0.2 N.A.P.	SE / ZO	+2.750 N.A.P.	Existing ground level existing / Bestaand maaiveld
Bilding phase 1	Traffic phase 4	+ 2.700 N.A.P.	Ground level new / maaiveld nieuw	SE / ZO	+2.750 N.A.P.	Existing ground level existing / Bestaand maaiveld
Bilding phase 1	Traffic phase 5	+ 2.700 N.A.P.	Ground level new / maaiveld nieuw	SE / ZO	-0.250 N.A.P.	Bottom abutment / ok. landhoofd +0.389 - 0.500 (bottom reinforced soil) - 0,15 (margin) = -0.250 N.A.P.

Sheetpile / Damwand	Northside / Noordzijde	
	Excavation depth / groundlevel Ontgravingsdiepte / maaiveld	Information / informatie
ME / MO	+2.750 N.A.P.	Existing ground level existing / Bestaand maaiveld
ME / MO	+2.750 N.A.P.	Existing ground level existing / Bestaand maaiveld
ME / MO	+1.750 N.A.P.	1m below ground level in connection with run on slabs, excavated under slope, reinforced soil on the north side under slope. 1m onder maaiveld ivm stootplaten, onder talud ontgraven, gewapende grond noordzijde onder talud aan te brengen.
ME / MO	+3.000 N.A.P.	Ground level new / maaiveld nieuw

West side KW010

		Southside / Zuidzijde		Sheetpile / Damwand	Middle / Midden	
Phase / fase		Excavation depth / groundlevel Ontgravingsdiepte / maaiveld	Information / informatie		Ontgravingsdiepte / maaiveld Excavation depth / groundlevel	Information / informatie
Moment of installation		+3.150 N.A.P.	Top side shelf / bk. vleugelwand	SW / ZW	+3.250 N.A.P.	Existing ground level existing / Bestaand maaiveld
Bilding phase 1	Traffic phase 3	+0.050 N.A.P.	Bottom abutment / ok. landhoofd +0.673- 0.150 (margin) = +0.050 N.A.P.	SW / ZW	+3.250 N.A.P.	Existing ground level existing / Bestaand maaiveld
Bilding phase 1	Traffic phase 4	+3.150 N.A.P.	Ground level new / maaiveld nieuw	SW / ZW	+3.250 N.A.P.	Existing ground level existing / Bestaand maaiveld
Bilding phase 1	Traffic phase 5	+3.150 N.A.P.	Ground level new / maaiveld nieuw	SW / ZW	0.000 N.A.P.	Bottom abutment / ok. landhoofd +0.673 - 0.500 (bottom reinforced soil) - 0,15 (margin) = -0,000 N.A.P.

Sheetpile / Damwand	Northside / Noordzijde	
	Ontgravingsdiepte / maaiveld Excavation depth / groundlevel	Information / informatie
MW / MW	+3.250 N.A.P.	Existing ground level existing / Bestaand maaiveld
MW / MW	+3.250 N.A.P.	Existing ground level existing / Bestaand maaiveld
MW / MW	+2.250 N.A.P.	1m below ground level in connection with run on slabs, excavated under slope, reinforced soil on the north side under slope. 1m onder maaiveld ijm stootplaten, onder talud ontgraven, gewapende grond noordzijde onder talud aan te brengen.
MW / MW	+3.500 N.A.P.	Ground level new / maaiveld nieuw

Appendix E Verificatie damwand

As stated in 9.7.1 (l, m and n) of NEN9997-1, the calculated moments and shear forces as presented in have to be verified in accordance with 5.2.2 of NEN9993-5. The bending moment and shear force capacity are described below. The sheet pile wall profile is AZ18-700 (S240), with a total corrosion reduction of 0.22 mm.

Bending moments

The following condition is applicable with regard to the bending moments:

$$M_{s;d} < M_{r;d}$$

Where:

$$\begin{aligned} M_{r;d} &= \text{design value of the yield moment} &= M_{r;rep}/\gamma_m \\ M_{r;rep} &= \text{representative value of the yield moment} \\ \gamma_m &= \text{partial material factor for steel} &= 1.0 \end{aligned}$$

The design value of the moment resistance is 424 kNm/m¹ (AZ18, steel grade S240, reduced).

Shear forces

For the design value of the shear force V_{Ed} , the following condition must be met:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

Where:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

And:

$$A_v = t_w (h - t_f)$$

For sheet piles AZ18 (no corrosion) the following values are applicable:

$$\begin{aligned} f_y &= 240 \text{ N/mm}^2 \text{ (steel grade S240)} \\ \gamma_{M0} &= 1.0 - \\ t_w &= 8.78 \text{ mm} \\ h &= 420 \text{ mm} \\ t_f &= 8.78 \text{ mm} \end{aligned}$$

Following from this, $V_{pl,Rd}$ is calculated at 500 kN/m¹.

Deformations

The deformations are verified in the serviceability limit state (SLS). The calculated maximum deformation u_{max} in Step 6.5 is verified. Since it concerns temporary sheet piles next to the existing road (requirement AFG-5993), the allowable deformation is set to 1/100 of the retaining height with a maximum of 50 mm.

Appendix F Export DSheetPiling berekening – zuid

Report for D-Sheet Piling 20.2

Design of Diaphragm and Sheet Pile Walls
Developed by Deltares

Date of report: 4/19/2021
Time of report: 1:29:22 PM
Report with version: 20.2.1.30962

Date of calculation: 4/19/2021
Time of calculation: 10:12:36 AM
Calculated with version: 20.2.1.30962

File name: KW010-PhasingSheetpile_DO_red_v3_oost

Verification according to National Annex of Eurocode 7 in the Netherlands (NEN 9997-1:2016)

1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Summary	3
2.1 Overview per Stage and Test	3
2.2 Warnings	4
2.3 CUR Verification Steps	5
3 Input Data for all Stages	6
3.1 General Input Data	6
3.2 Sheet Piling Properties	6
3.2.1 General Properties	6
3.2.2 Stiffness EI (elastic behaviour)	6
3.2.3 Maximum Allowable Moments	6
3.2.4 Properties for Vertical Balance	6
3.3 Calculation Options	6
4 Outline Stage 1: Initial phase	8
5 Outline Stage 2: Excavation Phase 1 (south side)	9
6 Outline Stage 3: Traffic at south side	10
7 Outline Stage 4: Excavation Phase 3 (middle)	11

2 Summary

2.1 Overview per Stage and Test

Stage nr.	Verification type	Displacement [mm]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Mob. perc. moment [%]	Mob. perc. resistance [%]	Status
1	EC7(NL)-Step 6.1		7.42	9.34	0.0	25.7	
1	EC7(NL)-Step 6.2		4.92	7.19	0.0	25.7	
1	EC7(NL)-Step 6.3		7.35	8.81	0.0	24.9	
1	EC7(NL)-Step 6.4		4.93	6.78	0.0	24.9	
1	EC7(NL)-Step 6.5	-1.0	5.80	7.97	0.0	16.5	
1	EC7(NL)-Step 6.5 x 1.200		6.96	9.57			
2	EC7(NL)-Step 6.1		98.78	42.05	0.0	33.3	
2	EC7(NL)-Step 6.2		90.72	42.05	0.0	33.6	
2	EC7(NL)-Step 6.3		98.51	42.05	0.0	32.8	
2	EC7(NL)-Step 6.4		90.64	42.05	0.0	33.0	
2	EC7(NL)-Step 6.5	-9.7	39.59	22.95	0.0	20.2	
2	EC7(NL)-Step 6.5 x 1.200		47.51	27.54			
3	EC7(NL)-Step 6.1		105.57	40.93	0.0	14.1	
3	EC7(NL)-Step 6.2		95.60	40.25	0.0	14.2	
3	EC7(NL)-Step 6.3		104.78	40.61	0.0	14.2	
3	EC7(NL)-Step 6.4		95.06	40.03	0.0	14.3	
3	EC7(NL)-Step 6.5	-9.1	49.49	24.45	0.0	9.6	
3	EC7(NL)-Step 6.5 x 1.200		59.38	29.34			
4	EC7(NL)-Step 6.1		-114.95	-48.55	0.0	25.5	
4	EC7(NL)-Step 6.2		-108.09	-48.56	0.0	25.7	
4	EC7(NL)-Step 6.3		-114.74	-48.55	0.0	25.1	
4	EC7(NL)-Step 6.4		-108.05	-48.56	0.0	25.2	
4	EC7(NL)-Step 6.5	14.2	-59.30	-31.48	0.0	15.8	
4	EC7(NL)-Step 6.5 x 1.200		-71.16	-37.78			

Max		14.2	-114.95	-48.56	0.0	33.6	
-----	--	------	---------	--------	-----	------	--

Stage nr.	Verification type	Vertical balance
1	EC7(NL)-Step 6.1	Sufficient
1	EC7(NL)-Step 6.2	Sufficient
1	EC7(NL)-Step 6.3	Upwards
1	EC7(NL)-Step 6.4	Upwards
1	EC7(NL)-Step 6.5	Upwards
1	EC7(NL)-Step 6.5 x 1.200	
2	EC7(NL)-Step 6.1	Sufficient
2	EC7(NL)-Step 6.2	Sufficient
2	EC7(NL)-Step 6.3	Upwards
2	EC7(NL)-Step 6.4	Upwards
2	EC7(NL)-Step 6.5	Upwards
2	EC7(NL)-Step 6.5 x 1.200	
3	EC7(NL)-Step 6.1	Sufficient
3	EC7(NL)-Step 6.2	Sufficient
3	EC7(NL)-Step 6.3	Upwards
3	EC7(NL)-Step 6.4	Upwards
3	EC7(NL)-Step 6.5	Upwards
3	EC7(NL)-Step 6.5 x 1.200	
4	EC7(NL)-Step 6.1	Sufficient
4	EC7(NL)-Step 6.2	Sufficient
4	EC7(NL)-Step 6.3	Upwards
4	EC7(NL)-Step 6.4	Upwards
4	EC7(NL)-Step 6.5	Sufficient
4	EC7(NL)-Step 6.5 x 1.200	

Max		Sufficient
-----	--	------------

2.2 Warnings

Phi values:

In the profile(s) below, the difference between the highest and lowest phi in the materials is more than 15 degrees. According to Cur-166 article 4.5.8 a Culmann calculation with straight slip surfaces is not allowed. Either reduce your phi's or try a K_a , K_o , K_p calculation.

Profile(s):

S1063 left

S1063 right

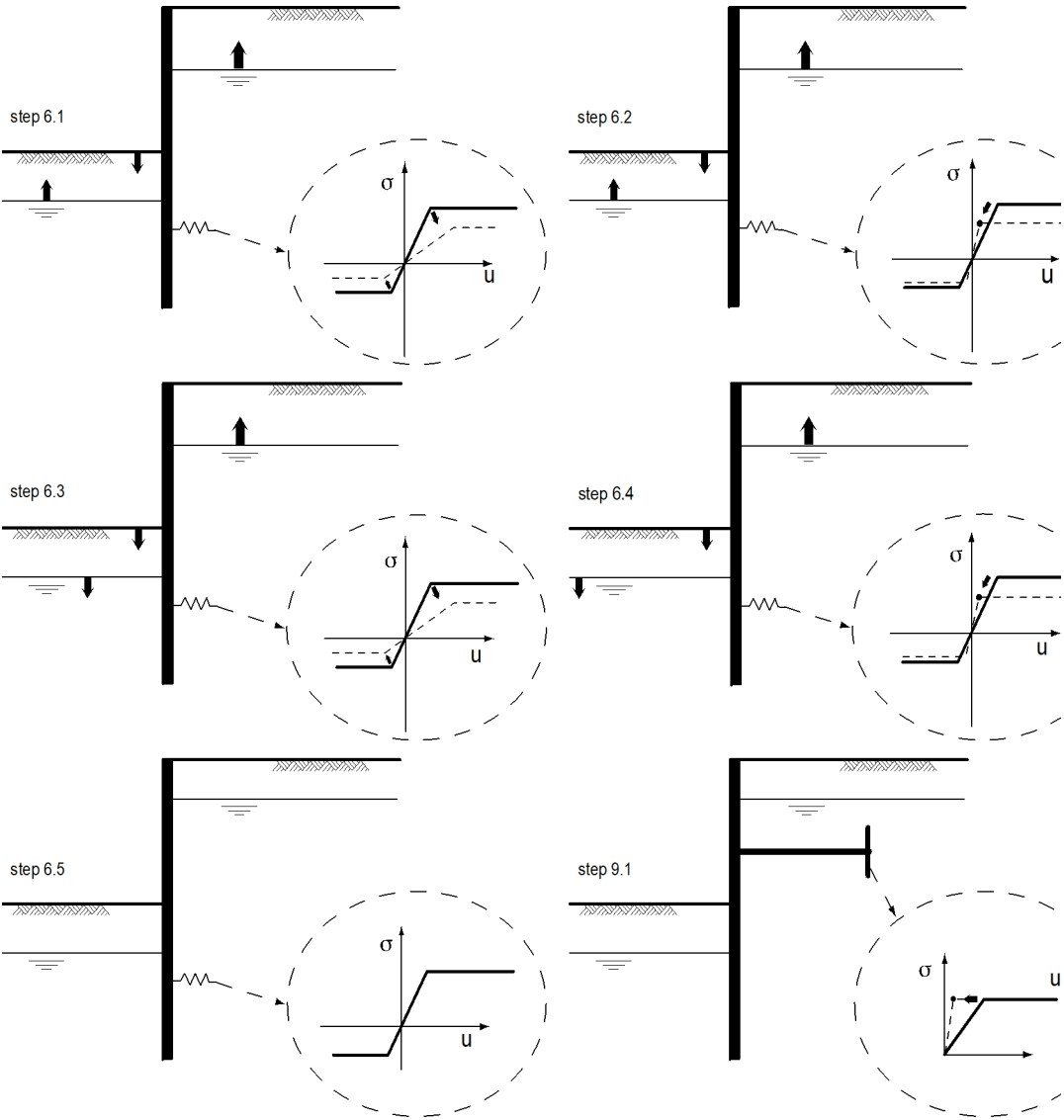
S1063 final exc

S1063 left (1)

Vertical balance:

The resultant vertical friction force is directed upward in stage 1 ,2 ,3 ,4 because the friction force on the passive side exceeds that on the active side. This might be prevented by reducing the friction angle Delta on the passive side.

2.3 CUR Verification Steps



3 Input Data for all Stages

3.1 General Input Data

Verification according to National Annex of Eurocode 7 in the Netherlands (NEN 9997-1:2016)

Model	Sheet piling
Check vertical balance	Yes
Number of construction stages	4
Unit weight of water	9.81 kN/m ³
Number of curves for spring characteristics	3
Unloading curve on spring characteristic	No
Elastic calculation	Yes

3.2 Sheet Piling Properties

Length	9.55 m
Level top side	2.70 m
Number of sections	1
q _b ;max	15.00 MPa
Xi factor	1.39

3.2.1 General Properties

Section name	From [m]	To [m]	Material type	Acting width [m]
AZ 18 -700 (S2...	-6.85	2.70	Steel	1.00

3.2.2 Stiffness EI (elastic behaviour)

Section name	Elastic stiffness EI [kNm ² /m']	Red. factor on EI [-]	Corrected elas. stiffness EI [kNm ²]	Note to reduction factor
AZ 18 -700 (S2...	7.7847E+04	1.00	7.7847E+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]
AZ 18 -700 (S2...	432.00	1.00	1.00	1.00	432.00

3.2.4 Properties for Vertical Balance

Section name	From [m]	To [m]	Height [mm]	Coating area [m ² /m ² wall]	Section area [cm ² /m']
AZ 18 -700 (S2...	-6.85	2.70	420.00	1.33	139.00

3.3 Calculation Options

First stage represents initial situation	No
Calculation refinement	Coarse
Reduce delta(s) according to CUR	Yes
Verification	EC7 NA NL - method A: Partial factors (design values) in all stages. Eurocode 7 using the factors as described in the National Annex of the Netherlands. It is basically design approach III.
Used partial factor set	RC 2

D-Sheet Piling 20.2

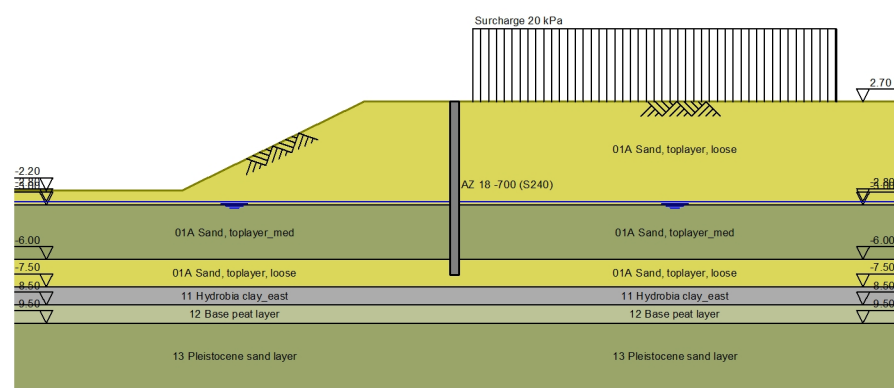
Factors on loads - Geotechnical loads	
- Permanent load, unfavourable	1.000
- Permanent load, favourable	1.000
- Variable load, unfavourable	1.100
- Variable load, favourable	0.000
Factors on loads - Constructive loads	
- Permanent load, unfavourable	1.350
- Permanent load, favourable	0.900
- Variable load, unfavourable	1.500
- Variable load, favourable	0.000
Material factors	
- Cohesion	1.250
- Tangent phi	1.175
- Delta (wall friction angle)*	1.175
- Modulus of low representative subgrade reaction	1.300
Geometry modification	
- Increase retaining height	10.00 %
- Maximum increase retaining height	0.50 m
- Reduction in phreatic line on passive side **	0.25 m
- Raise in phreatic line on passive side **	0.25 m
- Raise in phreatic line on active side	0.05 m
Factors on representative values	
- Partial factor on M, D and Pmax	1.200
Vertical balance factors	
- Partial factor base resistance (gamma_b)	1.200

* For delta (wall friction angle), the input value of tangent phi is used

** This modification of the phreatic level does not apply when the sheet piling is completely submerged.

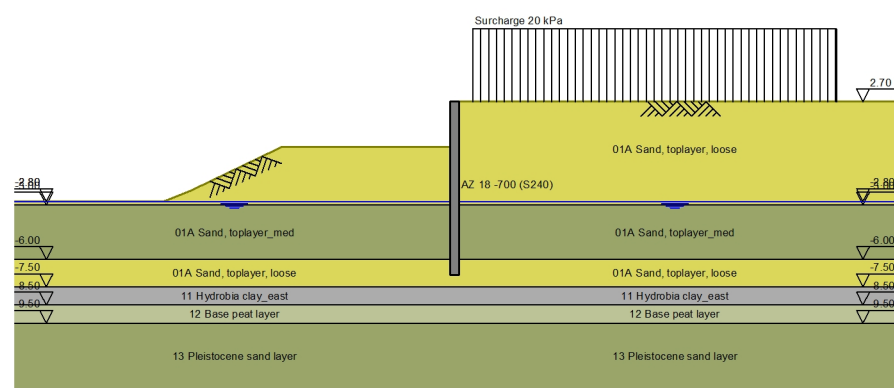
4 Outline Stage 1: Initial phase

Outline - Stage 1: Initial phase



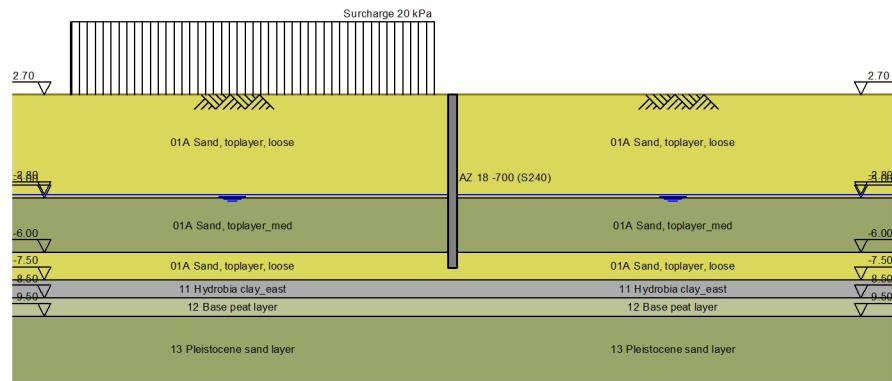
5 Outline Stage 2: Excavation Phase 1 (south side)

Outline - Stage 2: Excavation Phase 1 (south side)



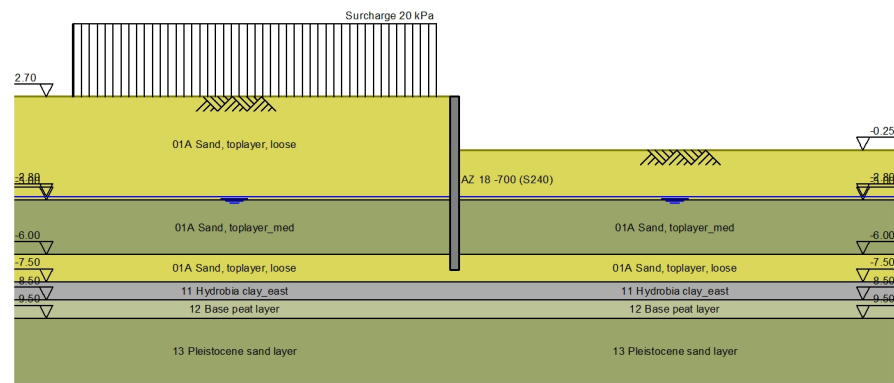
6 Outline Stage 3: Traffic at south side

Outline - Stage 3: Traffic at south side



7 Outline Stage 4: Excavation Phase 3 (middle)

Outline - Stage 4: Excavation Phase 3 (middle)



End of Report

Appendix G Export DSheetPiling berekening – midden

Report for D-Sheet Piling 20.2

Design of Diaphragm and Sheet Pile Walls
Developed by Deltares

Date of report: 4/19/2021
Time of report: 1:37:08 PM
Report with version: 20.2.1.30962

Date of calculation: 4/19/2021
Time of calculation: 1:32:37 PM
Calculated with version: 20.2.1.30962

File name: KW010-PhasingSheetpile_DO_red_Middle_v3_oost_report

Verification according to National Annex of Eurocode 7 in the Netherlands (NEN 9997-1:2016)

1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Summary	3
2.1 Overview per Stage and Test	3
2.2 Warnings	3
2.3 CUR Verification Steps	4
3 Input Data for all Stages	5
3.1 General Input Data	5
3.2 Sheet Piling Properties	5
3.2.1 General Properties	5
3.2.2 Stiffness EI (elastic behaviour)	5
3.2.3 Maximum Allowable Moments	5
3.2.4 Properties for Vertical Balance	5
3.3 Calculation Options	5
4 Outline Stage 1: Initial phase	7
5 Outline Stage 2: Excavation Phase 3	8

2 Summary

2.1 Overview per Stage and Test

Stage nr.	Verification type	Displacement [mm]	Moment [kNm]	Shear force [kN]	Mob. perc. moment [%]	Mob. perc. resistance [%]	Status
1	EC7(NL)-Step 6.1		-3.05	2.59	0.0	13.0	
1	EC7(NL)-Step 6.2		-1.92	1.85	0.0	13.0	
1	EC7(NL)-Step 6.3		-2.80	-2.32	0.0	13.1	
1	EC7(NL)-Step 6.4		-1.86	-1.83	0.0	13.1	
1	EC7(NL)-Step 6.5	-0.5	-2.52	2.11	0.0	9.3	
1	EC7(NL)-Step 6.5 x 1.200		-3.03	2.53			
2	EC7(NL)-Step 6.1		152.38	-66.02	0.0	28.4	
2	EC7(NL)-Step 6.2		143.57	-62.89	0.0	28.5	
2	EC7(NL)-Step 6.3		152.29	-65.32	0.0	27.8	
2	EC7(NL)-Step 6.4		143.61	-62.45	0.0	27.9	
2	EC7(NL)-Step 6.5	-21.7	79.93	37.83	0.0	17.1	
2	EC7(NL)-Step 6.5 x 1.200		95.92	45.40			

Max		-21.7	152.38	-66.02	0.0	28.5	
-----	--	-------	--------	--------	-----	------	--

Stage nr.	Verification type	Vertical balance
1	EC7(NL)-Step 6.1	Sufficient
1	EC7(NL)-Step 6.2	Sufficient
1	EC7(NL)-Step 6.3	Upwards
1	EC7(NL)-Step 6.4	Upwards
1	EC7(NL)-Step 6.5	Upwards
1	EC7(NL)-Step 6.5 x 1.200	
2	EC7(NL)-Step 6.1	Sufficient
2	EC7(NL)-Step 6.2	Sufficient
2	EC7(NL)-Step 6.3	Upwards
2	EC7(NL)-Step 6.4	Upwards
2	EC7(NL)-Step 6.5	Sufficient
2	EC7(NL)-Step 6.5 x 1.200	

Max		Sufficient
-----	--	------------

2.2 Warnings

Phi values:

In the profile(s) below, the difference between the highest and lowest phi in the materials is more than 15 degrees. According to Cur-166 article 4.5.8 a Culmann calculation with straight slip surfaces is not allowed. Either reduce your phi's or try a K_a , K_o , K_p calculation.

Profile(s):

S1063 left

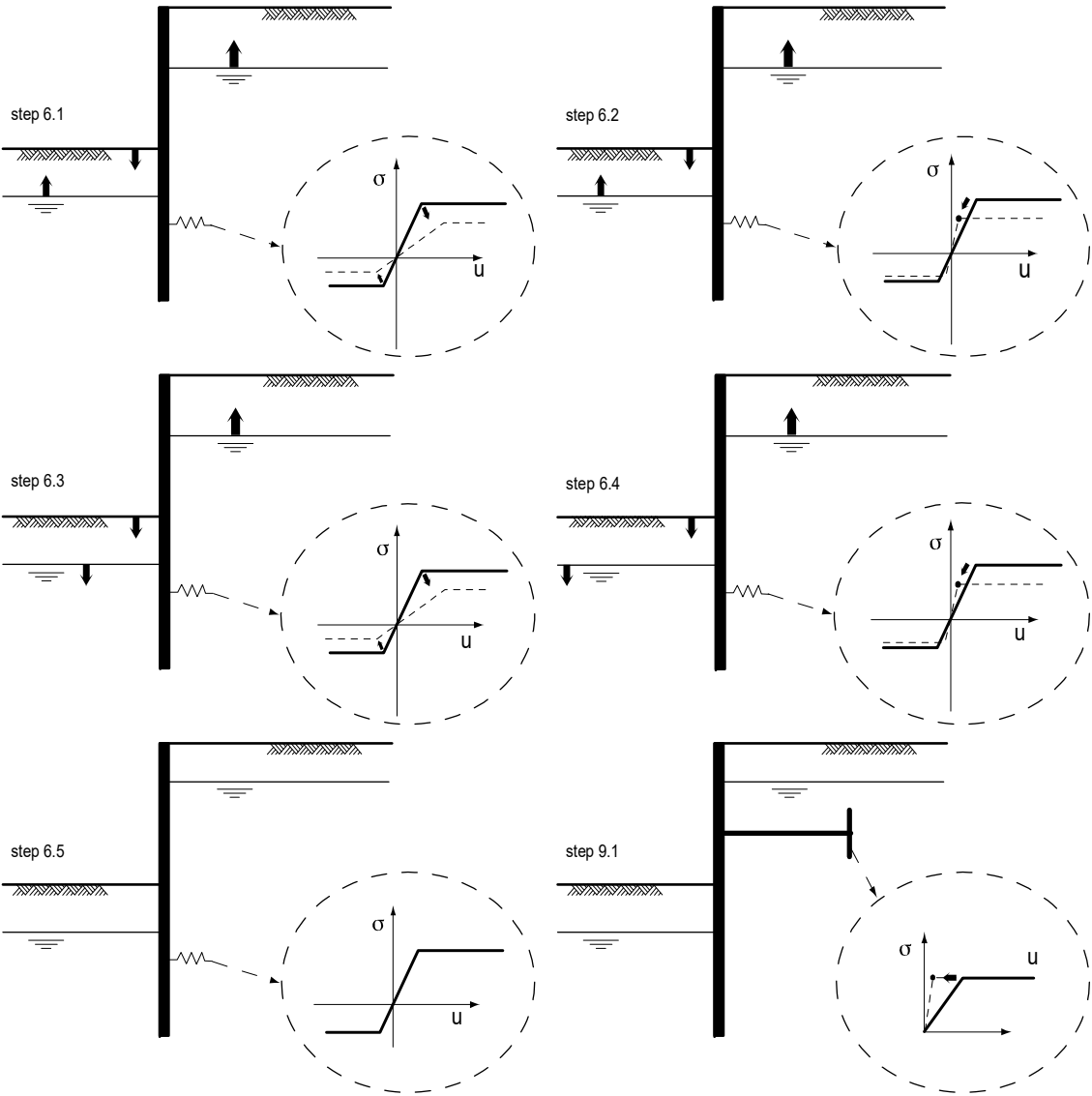
S1063 right

S1063 final exc

Vertical balance:

The resultant vertical friction force is directed upward in stage 1, 2 because the friction force on the passive side exceeds that on the active side. This might be prevented by reducing the friction angle Delta on the passive side.

2.3 CUR Verification Steps



3 Input Data for all Stages

3.1 General Input Data

Verification according to National Annex of Eurocode 7 in the Netherlands (NEN 9997-1:2016)

Model	Sheet piling
Check vertical balance	Yes
Number of construction stages	2
Unit weight of water	9.81 kN/m ³
Number of curves for spring characteristics	3
Unloading curve on spring characteristic	No
Elastic calculation	Yes

3.2 Sheet Piling Properties

Length	9.50 m
Level top side	3.00 m
Number of sections	1
q _{b,max}	15.00 MPa
Xi factor	1.39

3.2.1 General Properties

Section name	From [m]	To [m]	Material type	Acting width [m]
AZ 18 -700 (S2...	-6.50	3.00	Steel	1.00

3.2.2 Stiffness EI (elastic behaviour)

Section name	Elastic stiffness EI [kNm ² /m']	Red. factor on EI [-]	Corrected elas. stiffness EI [kNm ²]	Note to reduction factor
AZ 18 -700 (S2...	7.7847E+04	1.00	7.7847E+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]
AZ 18 -700 (S2...	432.00	1.00	1.00	1.00	432.00

3.2.4 Properties for Vertical Balance

Section name	From [m]	To [m]	Height [mm]	Coating area [m ² /m ² wall]	Section area [cm ² /m']
AZ 18 -700 (S2...	-6.50	3.00	420.00	1.33	139.00

3.3 Calculation Options

First stage represents initial situation	No
Calculation refinement	Coarse
Reduce delta(s) according to CUR	Yes
Verification	EC7 NA NL - method A: Partial factors (design values) in all stages. Eurocode 7 using the factors as described in the National Annex of the Netherlands. It is basically design approach III.
Used partial factor set	RC 2
Factors on loads - Geotechnical loads	

D-Sheet Piling 20.2

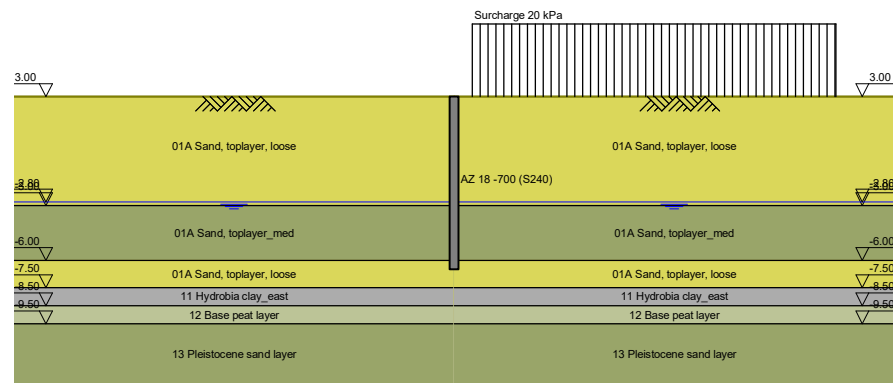
- Permanent load, unfavourable	1.000
- Permanent load, favourable	1.000
- Variable load, unfavourable	1.100
- Variable load, favourable	0.000
Factors on loads - Constructive loads	
- Permanent load, unfavourable	1.350
- Permanent load, favourable	0.900
- Variable load, unfavourable	1.500
- Variable load, favourable	0.000
Material factors	
- Cohesion	1.250
- Tangent phi	1.175
- Delta (wall friction angle)*	1.175
- Modulus of low representative subgrade reaction	1.300
Geometry modification	
- Increase retaining height	10.00 %
- Maximum increase retaining height	0.50 m
- Reduction in phreatic line on passive side **	0.25 m
- Raise in phreatic line on passive side **	0.25 m
- Raise in phreatic line on active side	0.05 m
Factors on representative values	
- Partial factor on M, D and Pmax	1.200
Vertical balance factors	
- Partial factor base resistance (gamma_b)	1.200

* For delta (wall friction angle), the input value of tangent phi is used

** This modification of the phreatic level does not apply when the sheet piling is completely submerged.

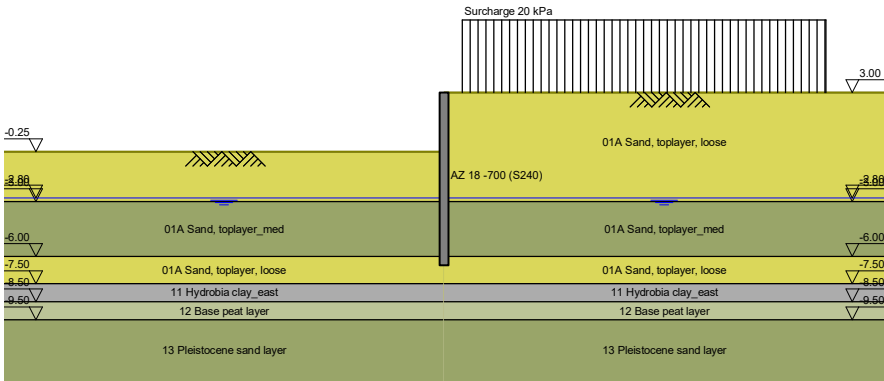
4 Outline Stage 1: Initial phase

Outline - Stage 1: Initial phase



5 Outline Stage 2: Excavation Phase 3

Outline - Stage 2: Excavation Phase 3



End of Report