

FUGRO NL LAND B.V.

Rapportage
Damwand EMK terrein te Krimpen a/d IJssel

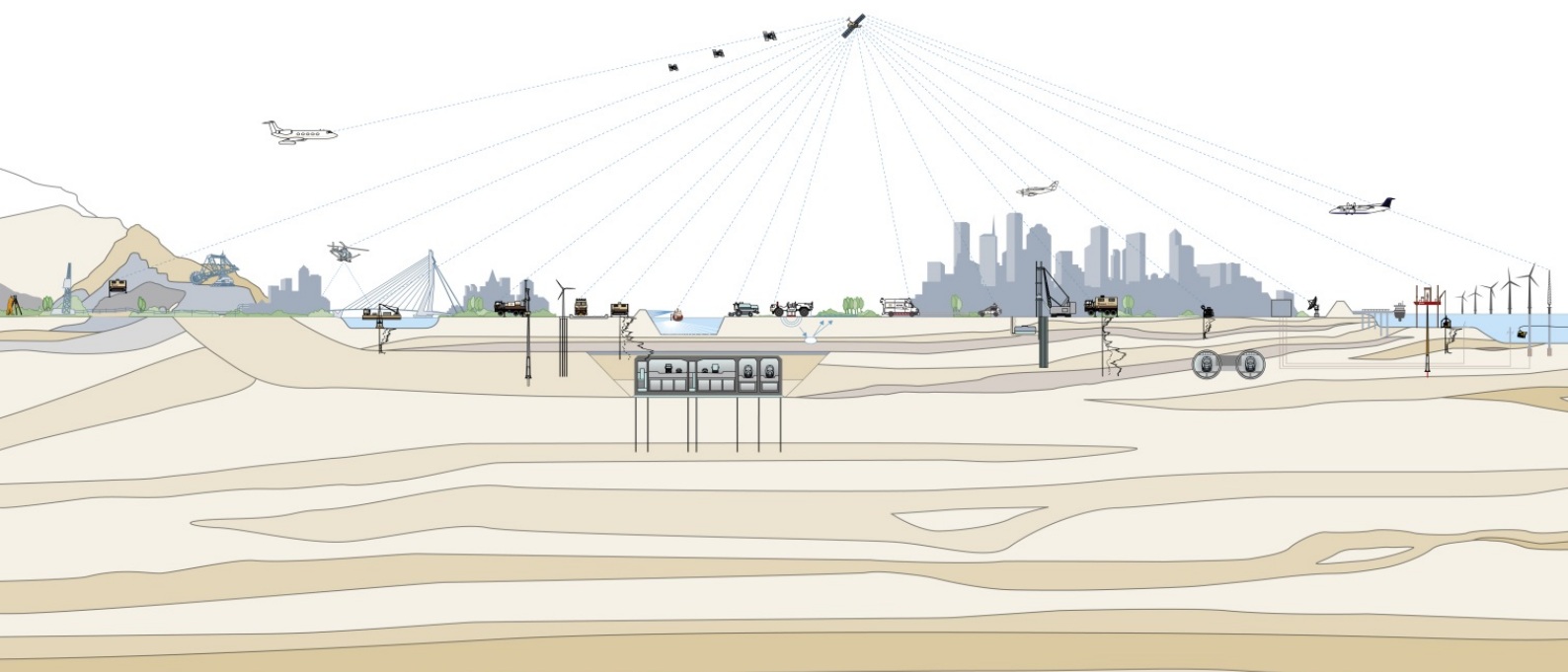
19 Oktober 2017

Fugro Project Nr.: 1016-0627-001

Technisch Bureau Krimpenerwaard
Raadhuisplein 6
2922 AD Krimpen a/d IJssel



Versie 2 Technische versie



Opdrachtgever Technisch Bureau Krimpenerwaard
Raadhuisplein 6
2922 AD Krimpen a/d IJssel

Opdrachtnemer Fugro NL Land B.V.
Veurse Achterweg 10
2264 SG Leidschendam
T 070 31 11414

Projectleider ir. E. Alink
Project manager GeoConsulting
T 070 31 11452

Versiebeheer

2.0	Aanvullende berekening en toelichtingen	MH	EDB	EDB	19-10-2017
1.0	Definitief	MH	DB	DB	07-09-2017
Rev	Omschrijving	Opgesteld	Gecontroleerd	Goedgekeurd	Datum

INHOUDSOPGAVE

1.	ALGEMENE TOELICHTING	5
2.	PROJECTOMSCHRIJVING	6
2.1.	Doel rapport	8
2.2.	Beschikbare gegevens.....	10
3.	BODEMGESTELDHEID	11
3.1.	Algemeen	11
3.2.	Bodemgesteldheid	11
3.3.	Grondwaterstanden en stijghoogten	11
3.4.	Grondparameters	12
4.	DAMWANDBEREKENING.....	14
4.1.	Berekeningsmethode	14
4.2.	Uitgangspunten berekeningen	14
4.2.1.	Veiligheidsklasse.....	14
4.2.2.	Bouwfasen	14
4.2.3.	Belastingen	14
4.2.4.	Damwandprofiel	14
4.2.5.	Anker	15
4.3.	Berekeningsresultaten	16
4.4.	Case H: Profile 5-5, 1 anker op NAP +2 m en zonder belasting	18
4.4.1.	Details	18
4.4.2.	Resultaten	18
4.5.	Case I: Profile 5-5, 1 anker op NAP +2 m en zonder belasting	18
4.5.1.	Details	18
4.5.2.	Resultaten	18
4.6.	Case J: Profile 5-5, 2 anker op NAP +1 m en -2.5 m, 5 kPa belasting.....	18
4.6.1.	Details	18
4.6.2.	Resultaten	18
4.7.	Case K: Profile 5-5, licht ophoogmateriaal, 1 ankers op NAP 0.0, 5 kPa belasting	18
4.7.1.	Details	18
4.7.2.	Resultaten	18
4.8.	Case L: Profile 4-4, 1 anker op NAP +2 m en zonder belasting	19
4.8.1.	Details	19
4.8.2.	Resultaten	19
4.9.	Case M: Profile 5-5, nieuw damwand ontwerp, 1 anker op NAP +1.75 m en 5 kPa belasting.....	19
4.9.1.	Details	19
4.9.2.	Resultaten	19
4.10.	Case M-1: Profile 5-5, nieuw damwand ontwerp, 1 anker op NAP +1.50 m en 20 kPa belasting	19
4.10.1.	Details	19

4.10.2. Resultaten	19
4.11. Case N: Profile 4-4, 1 anker op NAP -0.5 m en 5 kPa belasting	20
4.11.1. Details	20
4.11.2. Resultaten	20
5. ANKER.....	21
5.1.1.1. Zakkende grond	22
5.1.1.2. Berekening ankerwandsterkte	22
5.1.1.3. Berekening ankerstang sterkte	23
5.1.1.4. Samenvatting ankerdimensies	24
6. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	25
BIJLAGE A: DWARSPROFIEL 5-5: UITGANGSPUNTEN VOOR DE BEREKENINGEN.....	27
BIJLAGE B: BEREKENINGSMETHODE.....	29
BIJLAGE C: RESULTATEN DAMWANDBEREKING D-SHEETPILING	31
BIJLAGE D: RESULTATEN ANKERBEREKING D-SHEETPILING	47
BIJLAGE E: INFOSHEET GEWI®+(TR) ANKERS.....	51
BIJLAGE F: ARCHIEFSONDERINGEN.....	52

1. ALGEMENE TOELICHTING

Op 24 Juli 2017 ontving Fugro NL Land B.V. te Leidschendam van TBK de opdracht voor het uitvoeren van damwandberekeningen voor de herberekening van de bestaande damwand, waarbij een nieuw ontwerp van de ankerconstructie wordt gemaakt.

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

De resultaten van dit onderzoek zijn gebaseerd op de opdracht en de in het rapport beschreven uitgangspunten. Fugro neemt geen verantwoordelijkheid voor de juistheid van andere dan door ons gerapporteerde conclusies en interpretaties.

Dit rapport is een update van eerder gepresenteerde rapporten 1016-0627-000.R01.V3 en 1016-0627-000.R02. Details van de bijgewerkte analyses en wijzigingen van de uitgangspunten worden beschreven in hoofdstukken 3 en 4.

Dit rapport bevat:

- een korte projectomschrijving (hoofdstuk 2);
- een beschrijving van de bodemgesteldheid en grondparameters (hoofdstuk 3);
- damwandberekeningen (hoofdstuk 4);
- anker berekeningen (hoofdstuk 5);
- conclusies en aanbevelingen (hoofdstuk 6).

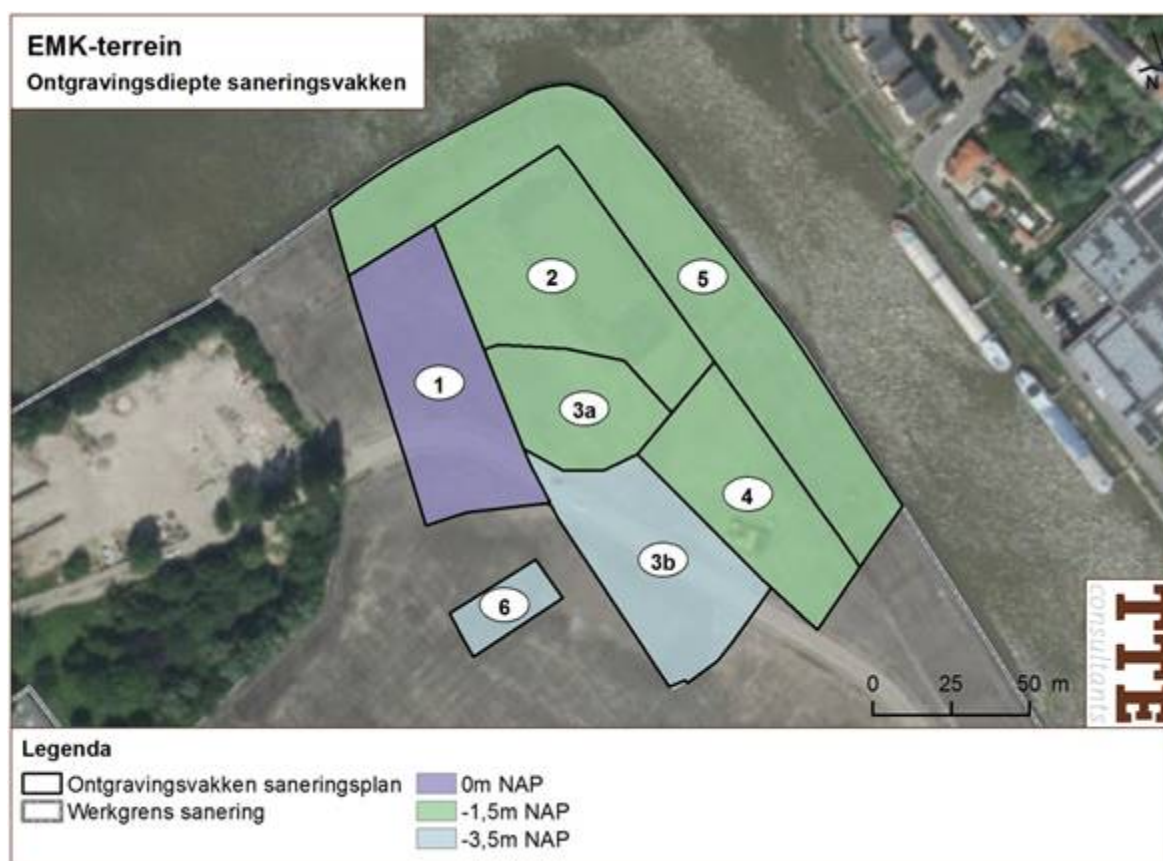
2. PROJECTOMSCHRIJVING

Het EMK terrein te Krimpen aan den IJssel is gelegen in de Stormpolder langs de Hollandsche IJssel en de Sliksloothaven. De locatie is in onderstaande figuur weergegeven.



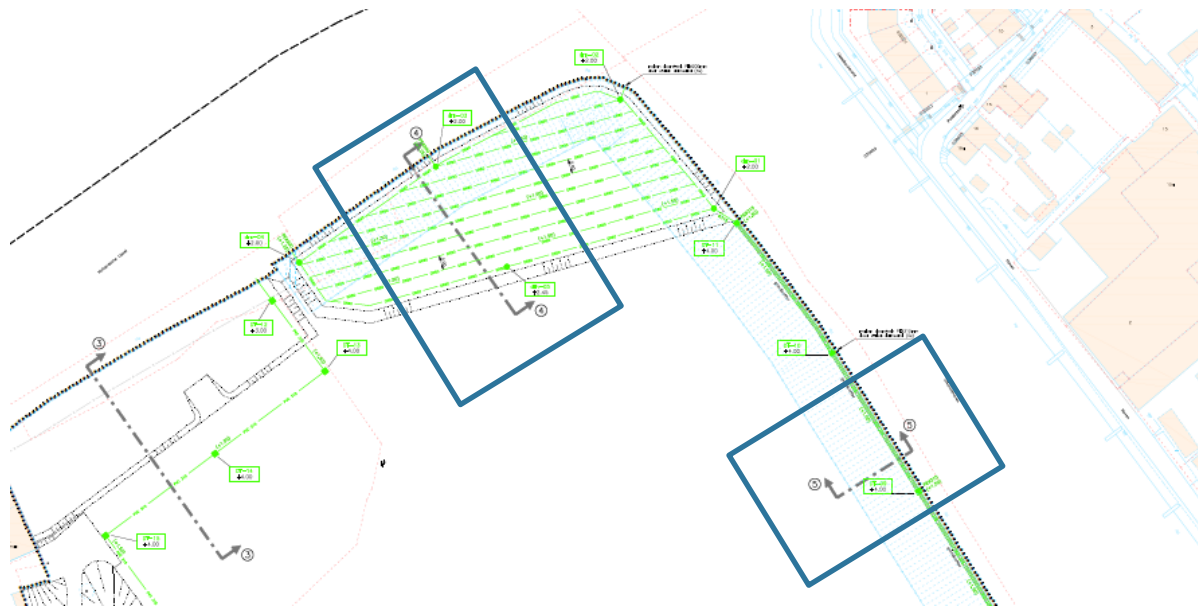
Figuur 2-1: Locatie EMK terrein te Krimpen a/d IJssel (bron: Google Maps)

Momenteel doet de damwand dienst als afscheiding van verontreinigde grond. De verontreinigde grond wordt langs de damwand 5,5 meter diep afgegraven en daarna weer aangevuld met zand. Momenteel is er geen belasting op maaiveld mogelijk, vanwege vervormingen die in het verleden zijn opgetreden en een rekenwaarde van de grondwaterstand tot maaiveld (NAP+ 4 m) in de huidige situatie waarbij de oude drainage zijn functie wellicht heeft verloren. Door de ontgraving komt de huidige ankerconstructie vrij, waardoor er de mogelijkheid is om een nieuwe ankerconstructie en drainage aan te brengen. Mogelijk dat hierdoor na uitvoering wel weer een bovenbelasting mogelijk is.



Figuur 2-2: Ontgravingsdiepte saneringsvakken (bron: tekening TBK [17])

Er zal alleen op een deel van het terrein langs de damwand worden afgegraven. In Figuur 2-3 is weergegeven voor welke doorsneden de berekeningen worden uitgevoerd. Voor dit traject zijn doorsnede 4-4 en 5-5 van toepassing. Deze zijn in bijlage A opgenomen. De hierin genoemde uitgangspunten zijn voor het advies gehanteerd.



Figuur 2-3: Omlijnd de locatie die in de damwandberekeningen wordt beschouwd (bron: tekening TBK [7])

2.1. Doel rapport

Er zijn aanvullende berekeningen uitgevoerd t.o.v. van de eerder uitgebrachte rapporten om de huidige situatie van de damwandconstructie in meer detail te controleren, en om de mogelijke oplossingsrichtingen in combinatie met diverse belastingcombinaties in meer detail door te rekenen.

Op basis van aanvullende informatie van de klant zijn verschillende belangrijke uitgangspunten bijgewerkt en is er een aanvullende gedetailleerde beoordeling van de beschikbare geotechnische onderzoeksgegevens uitgevoerd. Hierbij gaat het o.a. om de diepte van ontgraving van de vervuilde grond en de vervanging van het vervuilde zand (bijgewerkt tot -1,5 m NAP), en de geotechnische grondparameters en het gekozen bodemprofiel.

Advieswerkzaamheden

Er worden een aantal stappen onderscheiden in het project.

- Stap 1: Verifiëren uitgangspunten, controleren welke berekeningen beschikbaar zijn uit eerdere berekeningsrapporten, controle van h.o.h. afstand van de ankers in het damwandprofiel.
- Stap 2: Berekeningen uitvoeren/presenteren van de huidige situatie voor doorsnede 5-5. Hierbij worden 2 bodemprofielen onderscheiden:
 - o Profiel 1: met huidige aanwezige bodemopbouw
 - o Profiel 2: met bodemopbouw waarbij na saneren zand aanwezig is vanaf NAP -1.5 m
- Stap 3: Variant berekenen voor doorsnede 5-5, waarbij een bovenbelasting van 5 kPa wordt aangebracht. Aanvullend zal er worden berekend tot welke afstand een grotere belasting

van 20 kPa kan worden aangebracht zonder van invloed te zijn op de damwand.

- Stap 4: Berekening van doorsnede 4-4 met een huidige bodemopbouw (zonder sanering). Hierbij is een permanente bovenbelasting van 5 kPa aangehouden.
- Stap 5: Aanvullend worden nog 2 varianten doorgerekend waarbij de gehele damwandconstructie wordt vervangen door een nieuwe constructie. Hier is een indicatieve berekening uitgevoerd om een indicatie te krijgen van het benodigde damwandprofiel en installatiediepte waarbij de situaties met een bovenbelasting van 5 kPa en 20 kPa zijn beschouwd
- Stap 6: Combineren van de rapporten en de nieuwe resultaten, toevoegen aandachtspunten bij het ontwerp (o.a. overgang tussen verschillende ankerschermen).

Er wordt in de berekeningen alleen naar de eindsituatie gekeken. De aannemers dienen zelf een voorstel te doen voor de bouwfase.

2.2. Beschikbare gegevens

- [1] Rapport: Damwandonderzoek aan de Schaardijk te Krimpen aan den IJssel door Inpijn Blokpoel van 16 september 2013
- [2] Figuur: EMK-terrein ontgravingsvlakken -7 tot -9-mv
- [3] Rapport: Grondmechanisch onderzoek EMK terrein door Omegam van 24 februari 1997, incl. 2 bijlagen
- [4] Rapport: Aanvullend ankersysteem EMK terrein van 29 mei 1997
- [5] EMK-terrein plaatsen damwand dossier bouw- en woningtoezicht
- [6] EMK-terrein dwarsprofiel 5-5
- [7] EMK-terrein situatie aanvullingen
- [8] Rapport: EMK-terrein rapport berekening damwanden door Haskoning (22-01-1987)
- [9] Rapport: EMK-terrein rapport bodemgegevens door Haskoning (03-09-1987)
- [10] Tekening: EMK-terrein 1661.10-06 trac, damwand door Haskoning (20-08-1987)
- [11] Tekening: EMK-terrein 1661.10-07 details damwanden door Haskoning (20-08-1987).pdf
- [12] Gegevens bolderkracht: S25C-416091513480
- [13] Voorstel mogelijke constructies, schetsen TBK
- [14] Rapport: 1016-0627-000.R01.V3 Damwand EMK terrein te Krimpen a/d IJssel door Fugro GeoServices BV (17-10-2016)
- [15] Rapport: 1016-0627-000.R02.V1 Damwand EMK terrein te Krimpen a/d IJssel door Fugro GeoServices BV (22-11-2016)
- [16] Tekening: EMK-terrein KIJ1709-D0a-T03 door TBK (22-03-27)
- [17] Figuur: EMK-terrein, Ontgravingsdiepte saneringsvakken door TBK (22-08-2017)

3. BODEMGESTELDHEID

3.1. Algemeen

Er is geen aanvullend grondonderzoek uitgevoerd voor dit project. Als uitgangspunt voor de bodemopbouw en de grondparameters zijn de archiefgegevens van Haskoning [8], [9] en Omegam [3] gehanteerd.

3.2. Bodemgesteldheid

Na een gedetailleerde beoordeling van de beschikbare geotechnische informatie, zijn de bodemprofielen en ontwerpparameters geactualiseerd t.o.v. de eerdere rapporten. Hierin werd een meer gemiddeld bodemprofiel gebruikt, terwijl er nu een gedetailleerd bodemprofiel is doorgerkend, gebaseerd op CPT 402 en 403 (zie bijlage F). Hierbij is onderscheid gemaakt in humeuze klei en veen en zijn parameters als soortelijk gewicht, cohesie en hoek van inwendige wrijving op basis van de laboratoriumtestgegevens van Haskoning [8] per laag bepaald.

De bovenkant van de damwand bevindt zich op ca. NAP +3,95 à 3,99 m. Voor de berekeningen wordt uitgegaan van NAP +4 m voor zowel bovenzijde damwand als maaiveld.

Op basis van het geotechnisch onderzoek kan de bodemgesteldheid globaal worden geschematiseerd zoals in tabel 3-1 is weergegeven.

Tabel 3-1: Globale bodemgesteldheid op basis van sonderingen en boringen 402 en 403 van Omegam

Diepte in m t.o.v. NAP			Bodembeschrijving
+4,0	tot	+0,3	ZAND, matig, zwak siltig
+0,3	tot	-0,5	KLEI, zandig
-0,5	tot	-1,8	ZAND, met kleilagen
-1,8	tot	-3,7	KLEI
-3,7	tot	-5,0	KLEI, zandig
-5,0	tot	-6,6	KLEI, sterk humeus, lokaal zandlaag
-6,6	tot	-7,2	VEEN
-7,2	tot	-9,2	KLEI, sterk humeus, lokaal zandlaag
-9,2	tot	-9,8	VEEN
-9,8	tot	-11,8	KLEI, sterk humeus, lokaal zandlaag
-11,8	tot	-14,4	KLEI, met zand
-14,4	tot	-14,7	VEEN
-14,7	tot	-15,5	KLEI, met zand
-15,5	tot	-22,5	ZAND
-22,5	tot	-26,5 +	LEEM
+4,0	tot	+0,3	ZAND, matig, zwak siltig
		-26,5	Maximaal verkende diepte

3.3. Grondwaterstanden en stijghoogten

Op basis van profiel 5-5 wordt een buitenwaterstand van HW NAP +2,56 m en LW NAP -0,85 m aangehouden.

Voor de laagste waterstand is door de opdrachtgever een niveau van NAP -1,30 m opgegeven.

In de nieuwe situatie, na de sanering is er voor de freatische grondwaterstand is uitgegaan van de hoogte van de drainage+0,3 m: NAP +1,8 m

Op verzoek van de opdrachtgever is in de berekening van de huidige situatie, een grondwaterstand van NAP+1,8 m (maaiveld) beschouwd achter de damwand. Hierbij is het uitgangspunt dat in de huidige situatie de drainage achter de damwand werkt waardoor de grondwaterstand niet kan stijgen tot meer dan 0,3 m boven de drainage.

3.4. Grondparameters

Voor de damwandberekeningen zijn representatieve waarden voor de relevante grondparameters bepaald aan de hand van interpretatie van het beschikbare grond- en laboratoriumonderzoek, tabel 2.b van NEN 9997-1, CUR-publicatie 166 en de in onze archieven beschikbare informatie. In tabel 3-2 en tabel 3-3 zijn de in de berekeningen gehanteerde geotechnische parameters gegeven.

Tabel 3-2: Grondparameters

Diepte in m t.o.v. NAP			Bodembeschrijving	γ_{dr}/γ_{nat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	δ [°]
+4,0	tot	+0,3	ZAND, matig, zwak siltig	18/20	32,5	0	21,7
+0,3	tot	-0,5	KLEI, zandig	17/17	22,5	0	15
-0,5	tot	-1,8	ZAND, met kleilagen	18/20	27,5	0	18,3
-1,8	tot	-3,7	KLEI	17/17	20,0	2	13,3
-3,7	tot	-5,0	KLEI, zandig	17/17	22,5	0	15
-5,0	tot	-6,6	KLEI, sterk humeus, lokaal zandlaag	14/14	17,5	10	11,7
-6,6	tot	-7,2	VEEN	12/12	15,0	15	0
-7,2	tot	-9,2	KLEI, sterk humeus, lokaal zandlaag / zandig	14/14	17,5	10	11,7
-9,2	tot	-9,8	VEEN	12/12	15,0	15	0
-9,8	tot	-11,8	KLEI, sterk humeus, lokaal zandlaag	14/14	17,5	10	11,7
-11,8	tot	-14,4	KLEI, met zand	17/17	27,5	5	18,3
-14,4	tot	-14,7	VEEN	12/12	15,0	15	0
-14,7	tot	-15,5	KLEI, met zand	17/17	27,5	5	18,3
-15,5	tot	-22,5	ZAND	18/20	32,5	0	21,7
-22,5	tot	-26,5 +	LEEM	19/19	32,5	10	21,7
Yalibims (lichtgewicht ophoogmateriaal)				10,5/13,5	30	0	20

Opmerkingen bij de tabel:

- γ_{dr} en γ_{nat} = volumiek gewicht;
- ϕ' = effectieve hoek van inwendige wrijving
- c' = effectieve cohesie
- δ = wandwrijvingshoek

Er is vooralsnog gerekend met een wandwrijvingshoek δ van $2/3 \cdot \varphi'$.

Tabel 3-3: karakteristieke waarden beddingsconstanten

Diepte in m t.o.v. NAP			Bodembeschrijving	Lage waarden			Hoge waarden		
				$k_{h,1}$	$k_{h,2}$	$k_{h,3}$	$k_{h,1}$	$k_{h,2}$	$k_{h,3}$
+4,0	tot	+0,3	ZAND, matig, zwak siltig	20000	10000	5000	45000	22500	11250
+0,3	tot	-0,5	KLEI, zandig	4000	2000	800	9000	4500	1800
-0,5	tot	-1,8	ZAND, met kleilagen	12000	6000	3000	27000	13500	6750
-1,8	tot	-3,7	KLEI	2000	800	500	4500	1800	1125
-3,7	tot	-5,0	KLEI, zandig	4000	2000	800	9000	4500	1800
-5,0	tot	-6,6	KLEI, sterk humeus, lokaal zandlaag	4000	2000	800	9000	4500	1800
-6,6	tot	-7,2	VEENZandig	2000	800	500	4500	1800	1125
-7,2	tot	-9,2	KLEI, sterk humeus, lokaal zandlaag	4000	2000	800	9000	4500	1800
-9,2	tot	-9,8	VEENZandig	2000	800	500	4500	1800	1125
-9,8	tot	-11,8	KLEI, sterk humeus, lokaal zandlaag	4000	2000	800	9000	4500	1800
-11,8	tot	-14,4	KLEI, met zandzandig	6000	4000	2000	13500	9000	4500
-14,4	tot	-14,7	VEEN	2000	800	500	4500	1800	1125
-14,7	tot	-15,5	KLEI, met zandzandig	6000	4000	2000	13500	9000	4500
-15,5	tot	-22,5	ZAND	20000	10000	5000	45000	22500	11250
-22,5	tot	-26,5 +	LEEM	6000	4000	2000	13500	9000	4500
			Yalibims	12000	6000	3000	27000	13500	6750

Voor een berekening conform CUR Publicatie 166 kan een multi-lineaire veer karakteristiek worden gehanteerd, bestaande uit 3 tussentakken aangeduid met $k_{h,1}$ t/m $k_{h,3}$, waarin:

$k_{h,1}$ = lage- of hoge waarde voor de horizontale beddingconstante van tak 1

$k_{h,2}$ = lage- of hoge waarde voor de horizontale beddingconstante van tak 2

$k_{h,3}$ = lage- of hoge waarde voor de horizontale beddingconstante van tak 3

4. DAMWANDBEREKENING

In dit hoofdstuk worden de uitgangspunten en resultaten van de berekeningen gepresenteerd.

4.1. Berekeningsmethode

De damwandberekeningen zijn uitgevoerd conform de norm geotechniek NEN 9997-1, waarbij onderscheid is gemaakt in de uiterste grenstoestanden (UGT en UGT type B) en de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). Daarnaast is gebruik gemaakt van CUR-publicatie 166. In bijlage B is een toelichting gegeven op de berekeningsmethode.

4.2. Uitgangspunten berekeningen

4.2.1. Veiligheidsklasse

De constructie is ingedeeld in RC2.

4.2.2. Bouwfasen

De volgende uitgangspunten zijn gehanteerd in de berekeningen:

- De huidige situatie wordt in beschouwing genomen.
- Er is geen bouwfasering meegenomen in de berekening.
- De eindfase voor case H t/m N is berekend waarbij de maaiveldhoogtes en (grond)waterstanden volgens tabel 4-1 zijn aangehouden.

Tabel 4-1: Hoogtes maaiveld en (grond)water in m NAP

Fase	Maaiveld links (EMK terrein)	Maaiveld rechts (Sliksloot)	Grondwaterstand links (huidige situatie zonder drainage)	Grondwaterstand links (met drainage)	Waterstand rechts
eind	+4	-3,75	n.v.t.	+1,8	-1,30

4.2.3. Belastingen

Er wordt gevarieerd met een bovenbelasting (ULS waarden) van 5 kPa en met de minimum afstand achter de damwand waar 20 kPa bovenbelasting kan worden toegepast. Daarnaast wordt één situatie beschouwd waarbij alleen een bovenbelasting van 20 kPa wordt toegepast.

De bolderkracht is in totaal 100 kN (ULS) en er is door de opdrachtgever aangegeven dat we als uitgangspunt moeten aanhouden dat de bolderkracht zich over 2 ankerstangen verdeelt (dus 50 kN (ULS) per ankerstang tgv bolderkracht).

4.2.4. Damwandprofiel

Volgens de gegevens zou er een damwand van het type L64 / 2500 zijn aangebracht. Volgens de aangeleverde informatie van de opdrachtgever gelden voor deze damwand de volgende uitgangspunten:

- Weerstandsmoment $W_x = 2500 \text{ cm}^3/\text{m}$
- traagheidsmoment $I_x = 52500 \text{ cm}^4/\text{m}$
- staaldikte $t = 16 \text{ mm}$, web = 10.0 mm

- Staalkwaliteit Fe44, vloeispanning = 265 MPa
- Hoh afstand van de bestaande ankers h.o.h = 2.4 m
- Huidige anker lengte $l = 20$ m
- Huidige ankerplaat $h = 3$ m
- Huidige anker diameter $d = 52$ to 58 mm

Uit metingen van Inpijn-Blokpoel volgt een gemiddelde dikte van de damwand van 15,0 mm en een minimum dikte van 14,6 mm.

Er wordt rekening gehouden met scheve buiging. Voor een Larssen profiel geldt een factor 0,85 op het weerstandsmoment en 0,75 op het traagheidsmoment. (p.40 van [3]).

De damwand is aangebracht in 1987. Er is coating toegepast, waardoor de corrosie beperkt zou moeten zijn. Deze analyse beschouwt alleen de situatie waarbij rekening is gehouden met de bestaande gemeten corrosie en de verwachte toekomstige corrosie gedurende de toekomstige 25-jarige levensduur.

Gezien de permanente functie van de damwand is rekening gehouden met dikteverlies door corrosie. Het traagheids- en weerstandsmoment zijn gereduceerd, waarbij volgens 9.2.2 van CUR-publicatie 166 Deel 1 voor staal in de grond een corrosie ter grootte van 0,036 mm per jaar per damwand zijde is aangehouden, resulterend in 1,8 mm in 25 jaar bij corrosie aan beide zijden (Uitgaande van zoutwater in gematigd klimaat (tabel 9.3 CUR 166)). Hierbij optellende de maximaal reeds opgetreden corrosie van 1,4 mm resulteert dit in een totale corrosie over 25 jaar van 3,2 mm. In de berekeningen zijn voor de eigenschappen van de damwand de in tabel 4-2 gepresenteerde waarden gehanteerd.

Tabel 4-2: Eigenschappen damwand met scheve buiging en met en zonder corrosie.

	EI [kNm ² /m]	M [kNm]
Met scheve buiging en met corrosie	64140	415

Overige uitgangspunten:

Bij de berekeningen voor profiel 4-4 is er steeds aangenomen dat de oude (2^e) damwand wordt verwijderd.

4.2.5. Anker

Het anker is geschematiseerd als een 30 m lange ankerstang, een 4 m hoog ankerscherm en een maximaal opneembare ankerkracht van 1000 kN. In het eerder uitgebrachte rapport 1016-0627-000.R02 is een dubbel anker (boven elkaar) optie verder uitgewerkt. Deze opties is in H5 van dit rapport verder uitgewerkt en opnieuw berekend op basis van de nieuwe hoh afstand van de ankers.

In het geval van toepassing van licht ophoogmateriaal (yalibims) is niet nagegaan of de ankerwand in dit lichtgewicht materiaal kan worden geplaatst. Wellicht dat het noodzakelijk is om ter plaatse van het ankerscherm zand aan te brengen. Dit dient nader te worden onderzocht wanneer er wordt

gekozen om de oplossing met het lichte ophoogmateriaal verder uit te werken.

Het wordt aanbevolen om achter de damwand tot maximaal NAP-1,5m te ontgraven en aan te vullen met schoon zand. In twee gevallen is een lager niveau van ontgraving en aanvulling nodig:

- In geval J (zie 4.3), waar het laagst benodigde ankerniveau NAP-2,5 m is. Deze diepere ontgraving is nodig om het onderste niveau van ankers mogelijk te maken.
- In geval K (zie 4.3) dient de aanvulling bestaande uit licht ophoogmateriaal vanaf NAP-2,5 m opgebouwd te worden om genoeg actieve druk op de damwand te verminderen, zodat in dit geval slechts één anker benodigd is.

4.3. Berekeningsresultaten

In paragraaf 4.3.1 t/m 4.3.5 zijn de verschillende cases beschreven en de resultaten van de damwandberekening gepresenteerd. In bijlage C zijn de grafieken van de momenten, dwarskrachten en de verplaatsing t.o.v. de diepte weergegeven (output DSheetPiling).

Per case zijn eerst de details van de berekening omschreven en daarna in tabelvorm de resultaten. Een samenvatting van de diverse analyses is gepresenteerd in tabel 4-3. De waarden die worden overschreden zijn in rood gepresenteerd.

Opgemerkt wordt dat de modellen voor de gevallen H en L dezelfde ontwerpsuitgangspunten hebben en dus dezelfde resultaten hebben.

Tabel 4-3: Overzicht van de geanalyseerde situaties.

Case		H	I	J	K	L	M	M-1	N
Stap		2a	2b	3	3	4	5	5	5
Doorsnede		5-5	5-5	5-5	5-5	4-4	5-5	5-5	4-4
Bodem profiel		origineel profiel	profiel met zand na sanering	profiel met zand na sanering	profiel met licht ophoog-materiaal na sanering	origineel profiel	profiel met zand na sanering	profiel met zand na sanering	profiel met zand na sanering
Grondwaterstand (actieve zijde)	m NAP	+1.8	+1.8	+1.8	+1.8	+1.8	+1.8	+1.8	+1.5
Grondwaterstand (passieve zijde)	m NAP	-1.3	-1.3	-1.3	-1.3	-1.3	-1.3	-1.3	-1.3
Damwand		Larssen 64/2500	Larssen 64/2500	Larssen 64/2500	Larssen 64/2500	Larssen 64/2500	AZ 36-700N (S430)	AZ 40-700N (S430)	Larssen 64/2500
Bovenkant damwand	m NAP	+4	+4	+4	+4	+4	+4	+4	+1.5
Onderkant damwand	m NAP	-24	-24	-24	-24	-24	-22	-22	-24
Anker niveau	m NAP	+2.0	+2.0	+1.0 and -2.5	0.0	+2.0	+1.75	+1.50	-0.50
Anker lengte	m	20	20	30	35	20	35	35	35
Ankerschot afmeting	m	3	3	4	4	3	4	4	4
Anker hoh afstand	m	2.4	2.4	1.8 (of 1.2m)	1.8 (of 1.2m)	2.4	1.4	1.4	1.8 (of 1.2m)
Anker diameter	mm	52	52	43 (of 35mm @ 1.2m hoh)	43 (of 35mm @ 1.2m hoh)	52	43	43	43 (of 35mm @ 1.2m hoh)
Oppervlakte ankerschot	m ² /m	8.85E-04	8.85E-04	8.00E-04	8.00E-04	8.85E-04	1.03E-3	1.03E-3	8.00E-04
Bovenbelasting	kPa	0	0	5 (met 20 kPa @ 12m)	5 (met 20 kPa @ 12m)	0	5 (met 20 kPa @ 12m)	20	5

4.4. Case H: Profile 5-5, 1 anker op NAP +2 m en zonder belasting

4.4.1. Details

- Bestaande bodemopbouw
- Huidig anker
- Ankerniveau NAP +2.0 m

4.4.2. Resultaten

Max. Moment ULS [kNm]	Max. ankerkracht ULS [kN/m ¹]	Max verplaatsing SLS [mm]
1160	420	210

Conclusie: Buigend moment overschrijdt de ontwerpcapaciteit (1160 kNm > 415 kNm (capaciteit))

4.5. Case I: Profile 5-5, 1 anker op NAP +2 m en zonder belasting

4.5.1. Details

- Ontgravingsdiepte tbv sanering tot NAP -1.5 m, daarna aangevuld met zand
- Huidig anker
- Ankerniveau NAP +2.0 m

4.5.2. Resultaten

Max. Moment ULS [kNm]	Max. ankerkracht ULS [kN/m ¹]	Max verplaatsing SLS [mm]
1180	420	210

Conclusie: Buigend moment overschrijdt de ontwerpcapaciteit (1180 kNm > 415 kNm (capaciteit)).

4.6. Case J: Profile 5-5, 2 anker op NAP +1 m en -2.5 m, 5 kPa belasting

4.6.1. Details

- Ontgravingsdiepte tbv sanering tot NAP -2.5 m, en aangevuld met zand
- Nieuw aan te brengen anker
- Ankerniveau +1.0 m en NAP -2.5 m
- Bovenbelasting 500 kg/m² (5 kPa), en 20 kPa vanaf 12 m uit de wand

4.6.2. Resultaten

Max. Moment ULS [kNm]	Max. ankerkracht ULS [kN/m ¹]	Max verplaatsing SLS [mm]
360	380	60

Conclusie: Buigend momenten en ankerbelastingen vallen binnen ontwerpcapaciteit (360 kNm < 415 kNm (capaciteit)).

4.7. Case K: Profile 5-5, licht ophoogmateriaal, 1 ankers op NAP 0.0, 5 kPa belasting

4.7.1. Details

- Vervanging gesaneerde grond door licht ophoogmateriaal tot NAP -2.5 m
- Nieuw aan te brengen anker met een ankerniveau NAP 0.0 m
- Bovenbelasting 500 kg/m² (5 kPa), en 20 kPa vanaf 12 m uit de wand

4.7.2. Resultaten

Max. Moment ULS [kNm]	Max. ankerkracht ULS [kN/m ¹]	Max verplaatsing SLS [mm]

410	290	65
-----	-----	----

Conclusie: Buigende momenten en ankerbelastingen binnen ontwerpcapaciteit. (410 kNm < 415 kNm (capaciteit)).

4.8. Case L: Profile 4-4, 1 anker op NAP +2 m en zonder belasting

4.8.1. Details

- Bestaande bodemopbouw
- Huidig anker
- Ankerniveau +2.0 m NAP

4.8.2. Resultaten

Max. Moment ULS [kNm]	Max. ankerkracht ULS [kN/m ¹]	Max verplaatsing SLS [mm]
1160	420	210

Conclusie: Buigende momenten overschrijden ontwerpcapaciteit. (1160 kNm > 415 kNm (capaciteit)).

4.9. Case M: Profile 5-5, nieuw damwand ontwerp, 1 anker op NAP +1.75 m en 5 kPa belasting

4.9.1. Details

- Nieuwe damwand: AZ36-700N, staal kwaliteit S430
- Ontgraving tot NAP -1.5 m en aangevuld met zand
- Nieuw anker
- Ankerniveau +1.75 m NAP
- Bovenbelasting 500 kg/m² (5 kPa) en 20 kPa vanaf 12 m achter de damwand

4.9.2. Resultaten

Max. Moment ULS [kNm]	Max. ankerkracht ULS [kN/m ¹]	Max verplaatsing SLS [mm]
1300	400	115

Conclusie: case M voldoet (1300 kNm < 1312 kNm (ontwerpcapaciteit))

4.10. Case M-1: Profile 5-5, nieuw damwand ontwerp, 1 anker op NAP +1.50 m en 20 kPa belasting

4.10.1. Details

- Nieuwe damwand: AZ40-700N, staal kwaliteit S430
- Ontgraving tot NAP -1.5 m en aangevuld met zand
- Nieuw anker
- Ankerniveau +1.50 m NAP
- Bovenbelasting 2000 kg/m² (20 kPa)

4.10.2. Resultaten

Max. Moment ULS [kNm]	Max. ankerkracht ULS [kN/m ¹]	Max verplaatsing SLS [mm]
1400	520	120

Conclusie: case M voldoet (1400 kNm < 1460 kNm (ontwerpcapaciteit))

4.11. Case N: Profile 4-4, 1 anker op NAP -0.5 m en 5 kPa belasting

4.11.1. Details

- Bovenkant damwand gereduceerd tot NAP +1.5m
- Ontgraving tot NAP-1.5 m
- Nieuw anker
- Ankeriveau -0.5 m NAP
- Bovenbelasting 500 kg/m² (5 kPa)

4.11.2. Resultaten

Max. Moment ULS [kNm]	Max. ankerkracht ULS [kN/m ¹]	Max verplaatsing SLS [mm]
410	230	60

Conclusie: Buigende momenten en ankerbelastingen binnen de ontwerpcapaciteit (410 kNm < 415 kNm (capaciteit)).

5. ANKER

Het ankerontwerp dat in dit hoofdstuk wordt gepresenteerd, is van toepassing op gevallen waarin ankerbelastingen 300 kN of minder zijn. Bij ankerkrachten van ~ 380 tot 400 kN, zoals bv bij gevallen J en M, zal een grotere anker diameter nodig zijn. Een gedetailleerd ankerontwerp kan worden uitgevoerd zodra de definitieve damwandconstructie is gekozen.

Uitgaande van een ankerkracht van 300 kN per strekkende meter is het volgende van toepassing. Dit betekent dat voor een h.o.h. (hart op hart) afstand van de ankers van 1 m is de benodigde ankerkracht 300 kN.

Voor het bepalen van de dimensies van het anker zijn de richtlijnen volgens de CUR 166 toegepast. Hierbij wordt aangegeven dat voor de controle van de gording, het ankerschot, de grondmechanische draagkracht van het anker en de controle van het verticale evenwicht geldt:

$$P_d = 1,1P_{max}$$

Voor het ontwerp van de ankerstaaf geldt:

$$P_d = 1,25P_{max}$$

De maximale ankerkracht P_{max} volgt uit de damwand berekening, zie sectie 4.3.

Bij het dimensioneren van het anker dient rekening te worden gehouden met de volgende aspecten:

- Zakkende grond (zie 4.3.2.1)
- Corrosie (1,8 mm over 25 jaar, vergelijkbaar met damwand)
- Oneigenlijk gebruik van gording en stempels (buiten de scope van dit rapport)
- Golfbelasting (buiten de scope van dit rapport, belastingen zijn opgegeven door de opdrachtgever)
- Temperatuur invloeden (buiten de scope van dit rapport)

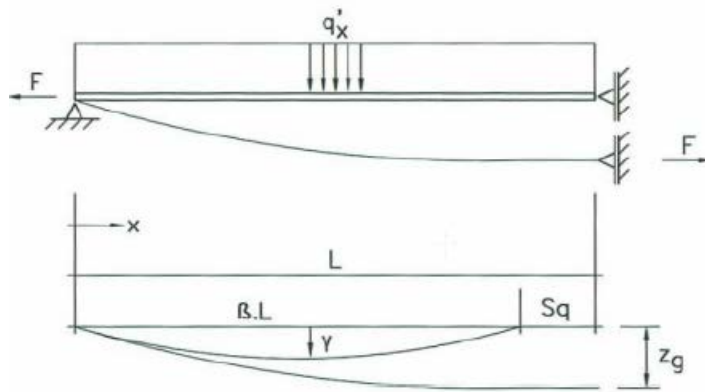
In de berekening is wel aangenomen dat er een gording zal worden aangebracht. Tevens is aangenomen dat er een doorlopend ankerscherm zal worden aangebracht.

Daarnaast dient ook rekening te worden gehouden met het uitvallen van ankers. Voor veiligheidsklasse RC2 dient geverifieerd te worden of bij het uitvallen van een enkel anker voldoende herverdelingscapaciteit aanwezig is zodat niet de gehele damwandconstructie bezwijkt. Hierover staat in de CUR 166 deel 1 het volgende omschreven:

“In 7.2.2(5)P van de EC3 deel 5 is aangegeven dat deze verificatie bijvoorbeeld kan geschieden door aan te tonen dat de naburige ankers/stempels de ondersteuning kunnen overnemen. Hierbij worden dan andere partiële factoren gebruikt, namelijk voor ‘buitengewone ontwerpsituaties’ volgens 6.4.3.3 van NEN-EN 1990. Dan zijn alle partiële belasting- en materiaalfactoren gelijk aan 1,0 en alle geometrische toeslagen gelijk aan 0,0. Anker- en stempeluitval wordt getoetst door de berekende anker-/stempelkracht volgens een BGT-berekening te toetsen aan de uiterste draagkracht van het anker/stempel en de gording. Daarnaast moet de deformatie worden getoetst.”

5.1.1.1. Zakkende grond

De bestaande kleilaag zal tot NAP -5,0 m worden ontgraven en vervolgens wordt er opgehoogd met zand. Doordat het zand zwaarder is dan de klei zullen er zettingen optreden. Deze zettingen zorgen ook voor het zetten van de ankerstang en ankerwand. Dit resulteert in een toename van de ankerbelasting. In deze situatie is geval 3 uit de CUR 166 van toepassing: Loodrecht belaste ankerstang met meezakkend ankerschot, zie ook figuur 5-1. In de berekening is uitgegaan van een zakking van 20 cm in 30 jaar.



Figuur 5-1: CUR geval 3 zakkende grond op ankerstang

Wanneer de extra belasting ten gevolge van de zakkende grond is meegenomen geldt voor P_d het volgende:

- $P_d = 400$ kN voor berekening ankerstaaf h.o.h. 1,0 m
- $P_d = 350$ kN voor berekening ankerschot h.o.h. 1,0 m

5.1.1.2. Berekening ankerwandsterkte

Toetsing ankerwand:

$$P_d \leq R_{a;d}$$

$R_{a;d}$ = de rekenwaarde van de passieve weerstand van de ankerwand of ankerschot

Voor het berekenen van de ankerwand is zowel de Kranz stabiliteit als de passieve weerstand van het ankerschot (op basis van glijvlakken) bepaald.

Voor de Kranz stabiliteit geldt:

$$1,5P_{max} \leq P_{Kr;rep}$$

$P_{Kr;rep}$ = de maximale leverbare ankerkracht volgens 'Kranz', bepaald met karakteristieke waarden voor de grondeigenschappen.

Voor de berekening van de ankerwandsterkte zijn de volgende uitgangspunten aangehouden:

- Ankniveau NAP -0,5 m
- h.o.h. 1,0 m
- Ankerscherm 3,0 m hoog

- Ankerlengte 27,5 m
- Onder een hoek van 4 graden

In dit geval is de Kranz stabiliteit maatgevend; $P_{Kr;rep}$ is 480 kN. In Bijlage D is een overzicht van de D-Sheetpiling resultaten weergegeven.

$$1,5P_{max} \leq P_{Kr;rep}$$

$$475 \leq 480$$

Voor de verificatie m.b.t. op anker uitval is de representatieve (zonder partiële factoren) ankerbelasting bepaald op 245 kN. De uiterste draagkracht van de ankerwand bedraagt 475 kN en is dus een factor 1,9 groter dan de representatieve ankerbelasting.

Er is onderzocht bij welke anker dimensies de opneembare ankerkracht maximaal is:

- Ankerniveau NAP -0,5 m
- Ankerscherm 4,0 m hoog
- Ankerlengte 35 m
- Onder een hoek van 4 graden

De rekenwaarde van de passieve weerstand van de ankerwand is 800 kN en de maximale Kranz stabiliteit $P_{Kr;rep}$ is 877 kN, zie ook bijlage D.

Voor de ankerbelasting per h.o.h. afstand en stabiliteitstoets (passieve stabiliteit en Kranz) is in tabel 5-1 een overzicht opgenomen.

Tabel 5-1: overzicht anker belasting en stabiliteitstoets.

h.o.h afstand anker [m]	Anker belasting P_d (ankerwand) [kN]	$1,5P_{max}$	Toets $P_d \leq R_{a;d}$	Toets $1,5P_{max} \leq P_{Kr;rep}$
1,0	350	475	Voldoet	Voldoet
1,2	420	560	Voldoet	Voldoet
1,5	525	700	Voldoet	Voldoet
1,8	630	865	Voldoet	Voldoet
2,0	700	920	Voldoet	Voldoet niet

Voor de verificatie m.b.t. op anker uitval is de representatieve (zonder partiële factoren) ankerbelasting bepaald op 440 kN, voor een anker h.o.h. 1,8 m. De uiterste draagkracht van het ankerwand (conform uitgangspunten; ankerniveau NAP -0,5 m, ankerscherm 4,0 m hoog, ankerlengte 35 m, onder een hoek van 4 graden) bedraagt 800 kN en is dus een factor 1,8 groter dan de representatieve anker belasting.

5.1.1.3. Berekening ankerstang sterkte

Toetsing ankerstang:

$$R_{a;d} < R_{t;d}$$

$R_{a;d}$ = de rekenwaarde van de uittrekweerstand, die ten minste gelijk is aan de rekenwaarde van de ankerbelasting P_d

$R_{t;d}$ = de rekenwaarde van de materiaalsterkte van de ankerstaaf, bepaald volgens NEN-EN 1993.

Voor de materiaalsterkte van de ankerstang is getoetst met GEWI®+(TR) ankers, zie bijlage E.
Voor een h.o.h afstand van 1,0 m geldt:

$$R_{a;d} = P_d = 400 \text{ kN}$$

Een GEWI®+(TR) Ø35mm met $R_{t;d} = 550 \text{ kN}$ voldoet. (zonder corrosie)

Voor de verificatie m.b.t. op anker uitval is de representatieve (zonder partiële factoren) ankerbelasting bepaald op 245 kN, voor h.o.h. afstand van 1,0 m. De uiterste draagkracht van de ankerstang bedraagt 550 kN en is dus een factor 2,2 groter dan de representatieve anker belasting.

Voor een h.o.h afstand van 1,8 m geldt:

$$R_{a;d} = P_d = 700 \text{ kN}$$

Een GEWI®+(TR) Ø43mm met $R_{t;d} = 830 \text{ kN}$ voldoet. (zonder corrosie)

Voor de verificatie m.b.t. op anker uitval is de representatieve (zonder partiële factoren) ankerbelasting bepaald op 440 kN, voor h.o.h. afstand van 1,8 m. De uiterste draagkracht van de ankerstang bedraagt 830 kN en is dus een factor 1,8 groter dan de representatieve anker belasting.

Er dient te bij de selectie van de ankerstaaf rekening te worden gehouden met corrosie (1,8 mm in 25 jaar). Hierbij zou ervoor kunnen worden gekozen om de staaf te coaten of dikker te maken.

5.1.1.4. Samenvatting ankerdimensies

Afmetingen anker, h.o.h 1,0 m:

- Ankerniveau NAP -0,5 m
- Ankerscherf 3,0 m hoog
- Ankerlengte 27,5 m
- Onder een hoek van 4 graden (omlaag)
- Anker type GEWI®+(TR) Ø35 mm (of vergelijkbaar), exclusief corrosie toeslag of bescherming

Afmetingen anker, h.o.h 1,8 m:

- Ankerniveau NAP -0,5 m
- Ankerscherf 4 m hoog
- Ankerlengte 35 m
- Onder een hoek van 4 graden (omlaag)
- Anker type GEWI®+(TR) Ø43 mm (of vergelijkbaar), exclusief corrosie toeslag of bescherming

In de berekeningen is ervan uitgegaan dat er een voldoende zware gording aanwezig is, waarbij in het geval dat er een anker uitvalt de ankerkracht dusdanig wordt verdeeld dat er geen extra vervormingen zullen optreden.

6. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

Op de locatie van EMK in Krimpen aan den IJssel wordt de vervuilde grond over een diepte van 5,5 meter langs de damwand uitgegraven en vervolgens met schoon zand aangevuld. De bestaande damwand wordt berekend voor de in figuur 2-3 weergegeven doorsneden, te weten doorsnede 4-4 en doorsnede 5-5 (bijlage A).

Dit rapport is een update van eerder gepresenteerde rapporten 1016-0627-000.R01.V3 en 1016-0627-000.R02. Details van de bijgewerkte analyses en wijzigingen van de uitgangspunten (onder andere de grondparameters) worden beschreven in hoofdstukken 3 en 4.

Tabel 6-1: Overzicht van de geanalyseerde situaties en conclusie

Case		H	I	J	K	L	M	M-1	N
Stap		2a	2b	3	3	4	5	5	5
Doorsnede		5-5	5-5	5-5	5-5	4-4	5-5	5-5	4-4
Bodem profiel		origineel profiel	profiel met zand na sanering	profiel met zand na sanering	profiel met licht ophoogmateriaal na sanering	origineel profiel	profiel met zand na sanering	profiel met zand na sanering	profiel met zand na sanering
Grondwaterstand (actieve zijde)	m NAP	+1.8	+1.8	+1.8	+1.8	+1.8	+1.8	+1.8	+1.5
Grondwaterstand (passieve zijde)	m NAP	-1.3	-1.3	-1.3	-1.3	-1.3	-1.3	-1.3	-1.3
Damwand		Larssen 64/2500	Larssen 64/2500	Larssen 64/2500	Larssen 64/2500	Larssen 64/2500	AZ 36-700N (S430)	AZ 40-700N (S430)	Larssen 64/2500
Bovenkant damwand	m NAP	+4	+4	+4	+4	+4	+4	+4	+1.5
Onderkant damwand	m NAP	-24	-24	-24	-24	-24	-22	-22	-24
Anker niveau	m NAP	+2.0	+2.0	+1.0 and -2.5	0.0	+2.0	+1.75	+1.50	-0.50
Anker lengte	m	20	20	30	35	20	35	35	35
Ankerschot afmeting	m	3	3	4	4	3	4	4	4
Anker hoh afstand	m	2.4	2.4	1.8 (of 1.2m)	1.8 (of 1.2m)	2.4	1.4	1.4	1.8 (of 1.2m)
Anker diameter	mm	52	52	43 (of 35mm @ 1.2m hoh)	43 (of 35mm @ 1.2m hoh)	52	43	43	43 (of 35mm @ 1.2m hoh)
Oppervlakte ankerschot	m ² /m	8.85E-04	8.85E-04	8.00E-04	8.00E-04	8.85E-04	1.03E-3	1.03E-3	8.00E-04
Bovenbelasting	kPa	0	0	5 (met 20 kPa @ 12m)	5 (met 20 kPa @ 12m)	0	5 (met 20 kPa @ 12m)	20	5
Conclusie*		Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet	Voldoet

*voor details zie 4.3.

Er wordt geconcludeerd dat de gevallen H, I en L niet voldoende capaciteit hebben.

De damwand bij case M (een AZ36-700N) en case M-1 (een AZ40-700N), kan eventueel nog worden geoptimaliseerd (in Plaxis).

De huidige berekeningen zijn uitgevoerd met behulp van het (analytische) programma DSheetPiling. Om het vervormingsgedrag exacter door te rekenen en de belasting op de damwand te optimaliseren, wordt aanbevolen om een eindige elementberekening (Plaxis) uit te voeren. Met een eindige elementberekening kan het faalmechanisme beter worden geanalyseerd. Daarnaast is de verwachting dat hiermee gunstiger ankerlengtes en vereiste ankerniveaus worden gevonden.

Bovendien kan Plaxis helpen bij het bepalen/ de optimalisatie van:

- het bepalen van de glijweerstand van de gehele constructie (nu nog niet gecontroleerd);
- uitwerken van de bouwfasering en de details rondom het aanbrengen van ankers onder de waterstand en het aanbrengen van de voorspanning op de ankers;
- Optimalisatie van de ankerwand met 2 ankers, waarbij de mogelijkheid van één aansluiting op de ankerwand waaraan met waaieren de ankers worden verbonden met de damwand.

Bij het dimensioneren van het anker (zie H5) is er uitgegaan van een hoh afstand van 1,0 m. Na het optimaliseren van de wand kan worden geconcludeerd dat een h.o.h afstand van 1,8 m mogelijk moet zijn. De anker berekening dient aangepast te worden nadat de gewenste oplossing is gekozen. Hierbij dient er ook weer opnieuw naar zettingen bovenop de ankerstang gekeken te worden.

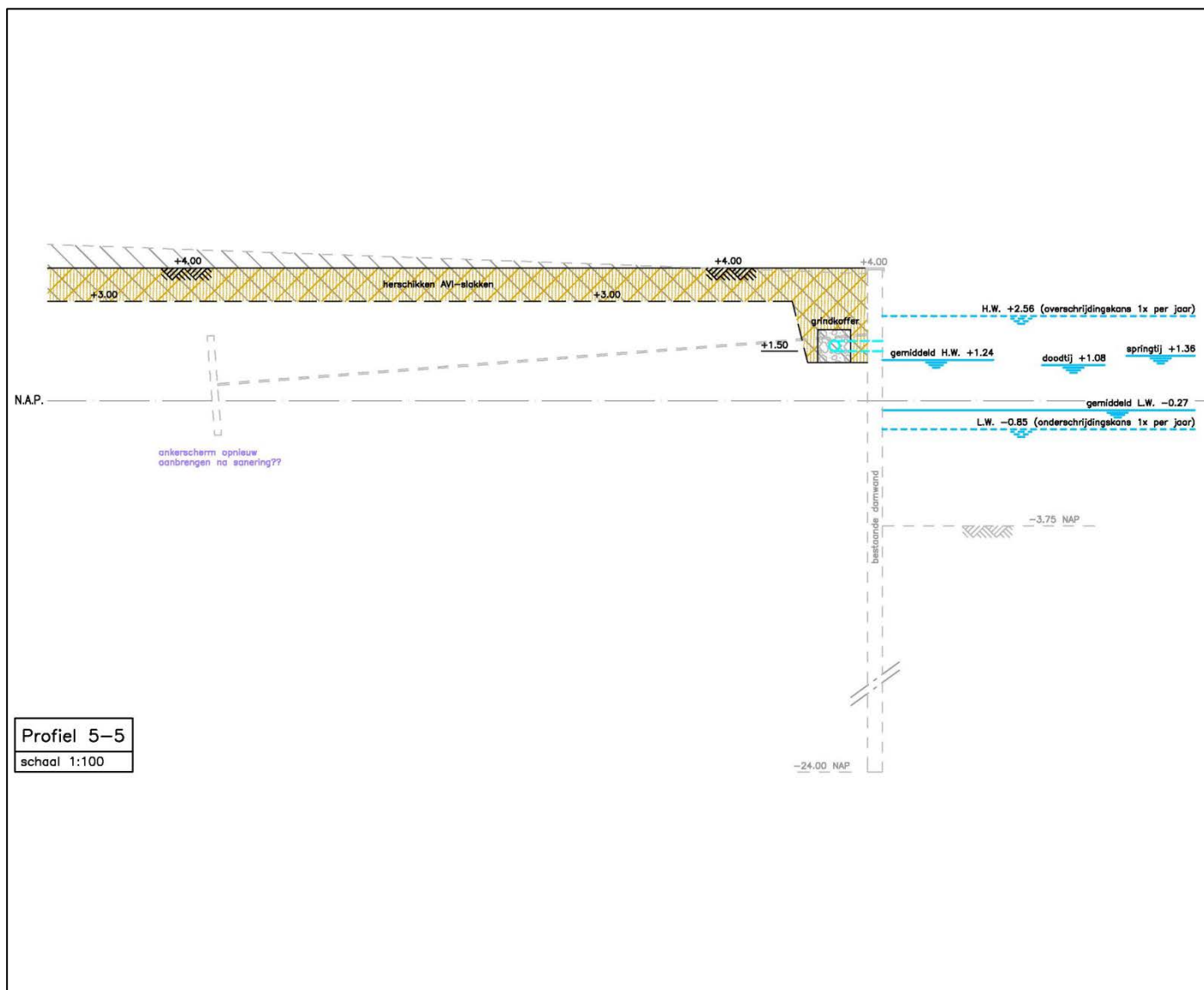
Het wordt aanbevolen om voor de detaillering van de ankerstoel, gording en in het algemeen de verbinding van het anker met de damwand en het ankerschot, een constructeur te betrekken. Hierbij dienen ook de diverse stappen van de bouwfasering opgenomen te worden.

Het eventueel optreden van zwel door de tijdelijke ontgraving en eventueel het terug brengen van licht ophoogmateriaal t.b.v. de sanering is niet bepaald. Het wordt aanbevolen wanneer de definitieve keuze is gemaakt om de zwel en de eventuele gevolgen van zwel nader te bepalen. Desgewenst kan Fugro effecten als bijvoorbeeld de zwelbelasting op de damwand en ankers analyseren.

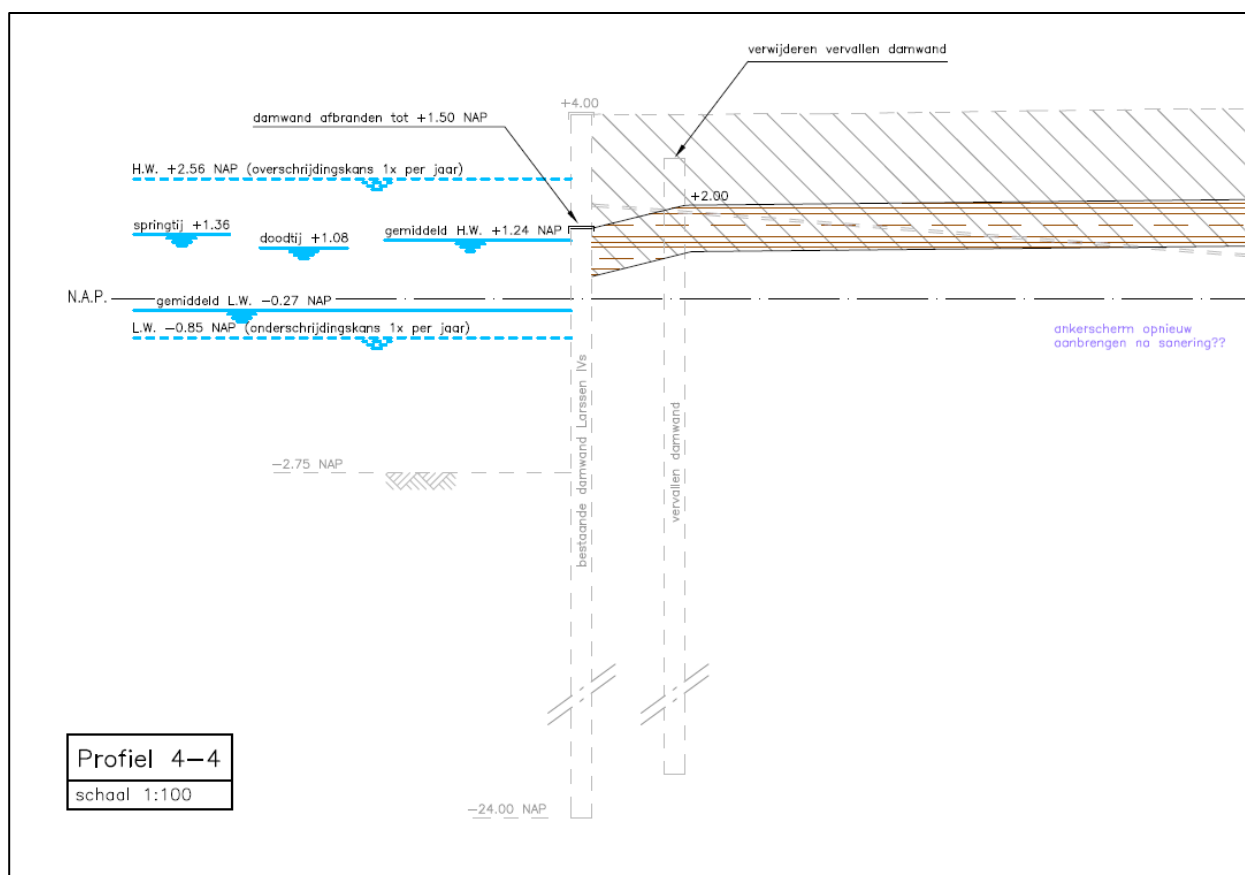
Wanneer er aanvullende grondonderzoek wordt uitgevoerd, kan het nu gehanteerde bodemprofiel eventueel worden geoptimaliseerd over de lengte. Dit betekent dat er wellicht op gedeeltes van de damwandconstructie lichtere/ kortere ankers toegepast kan worden.

Er wordt aanbevolen om voorafgaand aan de werkzaamheden een nulmeting uit te voeren om de positie en de vorm van de damwand goed in te meten. Daarnaast wordt er aanbevolen om de damwand te monitoren tijdens de verschillende bouwfasen.

BIJLAGE A: DWARSPROFIEL 5-5: UITGANGSPUNTEN VOOR DE BEREKENINGEN



DWARSPROFIEL 4-4: UITGANGSPUNTEN VOOR DE BEREKENINGEN



BIJLAGE B: BEREKENINGSMETHODE

De damwandberekeningen zijn uitgevoerd conform de norm geotechniek NEN 9997-1, waarbij onderscheid is gemaakt in de uiterste grenstoestanden (UGT en UGT type B) en de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). Daarnaast is gebruik gemaakt van CUR-publicatie 166.

Bij het bereiken van de UGT is de stabiliteit van de gehele damwandconstructie nog juist gewaarborgd. In een eerder stadium kunnen echter al dusdanige vervormingen van de damwandconstructie en het aangrenzende terrein optreden dat de stabiliteit van de daar aanwezige bouwwerken in gevaar komt. In die situatie is de UGT type B bereikt, die vervolgens een toetsing vereist van de optredende vervormingen aan de voor deze grenstoestand gestelde eisen.

De controle van de bruikbaarheidsgrenstoestand houdt eveneens verband met vervormingen, maar daarbij gaat het om de toetsing van de bruikbaarheid. Bij overschrijding van deze grenstoestand worden de vervormingen van de damwandconstructie en het aangrenzende terrein zodanig groot dat de bruikbaarheid in ernstige mate wordt geschaad. Hierbij moet onder andere worden gedacht aan invloed op belendende bebouwing en hinder voor verkeer en kranen door (ongelijkmatige) zakking van het achter de damwand gelegen terrein.

In het ontwerpstadium staat de controle van de UGT van de stabiliteit van de hoofdwand centraal, namelijk:

- het overschrijden van de passieve weerstand van de damwand (grondbreuk);
- het ontstaan van een vloeimoment/breukmoment in de damwandplanken;
- het overschrijden van de draagkracht van de stempels/ankers;
- en, indien de damwand ook verticale belastingen moet opnemen: het overschrijden van de verticale draagkracht.

Daarnaast worden de vervormingen in de BGT globaal gecontroleerd.

De damwandberekeningen zijn uitgevoerd met het eendimensionaal eindig elementenprogramma DSheetPiling, waarmee momenten, dwarskrachten en verplaatsingen van een al dan niet (meervoudig) gestempelde of verankerde damwand kunnen worden berekend.

De gronddruk op de damwand wordt in de berekening afhankelijk gesteld van de uitbuiging van de wand. De spanningsrekrelatie van de grond wordt beschreven door een multi-lineaire veer karakteristiek bestaande uit drie tussentakken, aangeduid met $k_{h,1}$, $k_{h,2}$ en $k_{h,3}$.

De volgende berekeningen zijn gemaakt:

- Berekeningen UGT

Met rekenwaarden voor de geotechnische- en geometrische parameters, alsmede rekenwaarden voor de buigstijfheid van de damwand en lage rekenwaarden voor de beddingsconstante van de grondlagen wordt een ontwerpberekening uitgevoerd, waarmee de minimale inbeddingsdiepte wordt bepaald.

De minimale inbeddingsdiepte kan echter ook beïnvloed worden door andere factoren, zoals de verticale draagkracht, geohydrologische omstandigheden en/of het beschikbare damwandprofiel.

Vervolgens worden gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd met lage en hoge rekenwaarden voor de beddingsconstanten en wordt de inbeddingsdiepte geoptimaliseerd. Met deze berekeningen worden tevens eventuele onzekerheden in de buigstijfheid van de wand verwerkt. Ook wordt de grondwaterstand aan de lage zijde gevarieerd. De hier genoemde berekeningen zijn de berekeningen 1 t/m 4 volgens tabel 9.d van NEN 9997-1.

- Berekening BGT

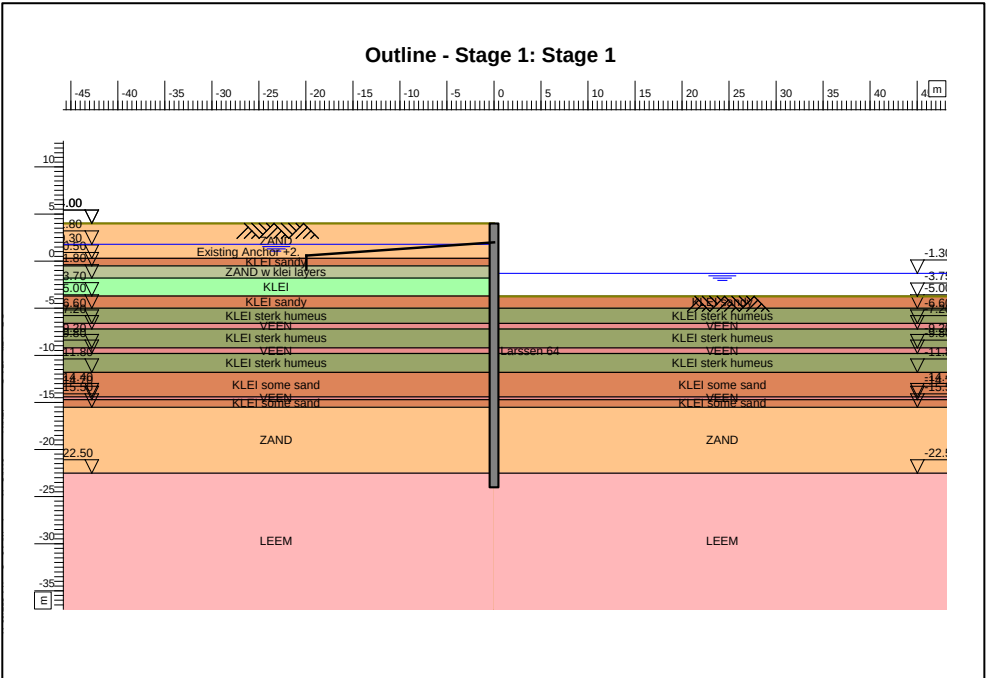
Tenslotte worden de berekeningen uitgevoerd met karakteristieke waarden van de geotechnische- en geometrische parameters. Hiermee kan een goede indruk worden verkregen van de te verwachten uitbuiging. Behalve voor de gebruikstoestand, wordt deze berekening ook gebruikt voor de toetsing van de uiterste grenstoestand, door een belastingsfactor van 1,2 op het moment, de snedekrachten en de anker/stempelkrachten te zetten (berekening 5 volgens tabel 9.d van NEN 9997-1).

- Maatgevende waarden

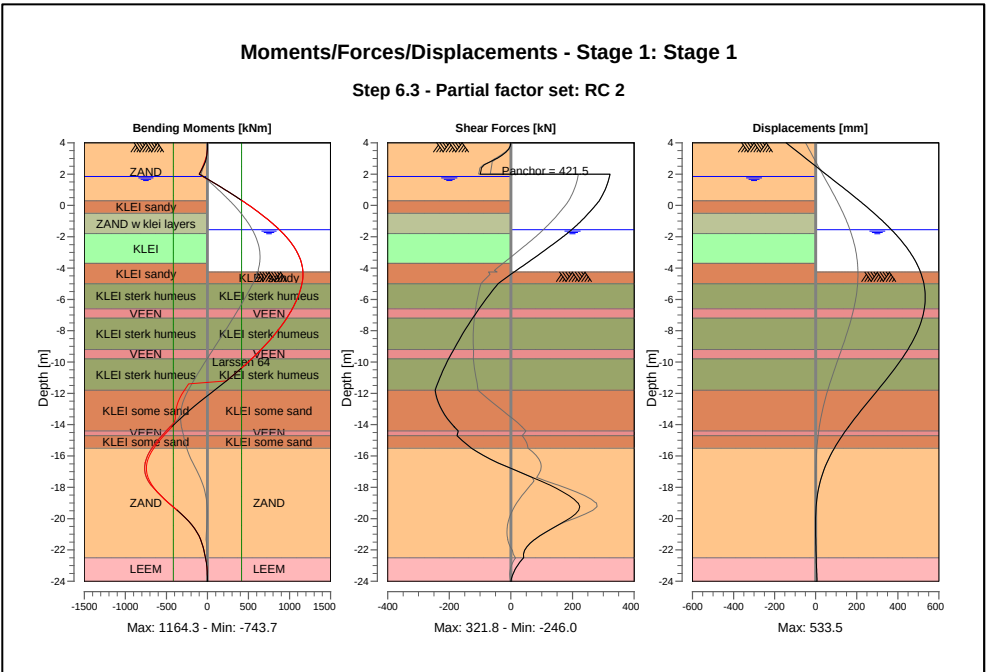
De maatgevende rekenwaarden van moment $M_{s;d}$ en dwarskracht $D_{s;d}$ van de bovengenoemde berekeningen 1 t/m 5 dienen getoetst te worden aan de rekenwaarde van de sterkte van de plank volgens materiaalgebonden normen. Voor de toetsing van de rekenwaarde van de stempel/ankerkracht P_d , indien van toepassing, worden additionele partiële factoren gebruikt, onder andere vanwege het feit dat bij vloeï of breuk het stempel of anker volledig uitvalt.

BIJLAGE C: RESULTATEN DAMWANDBEREKING D-SHEETPILING

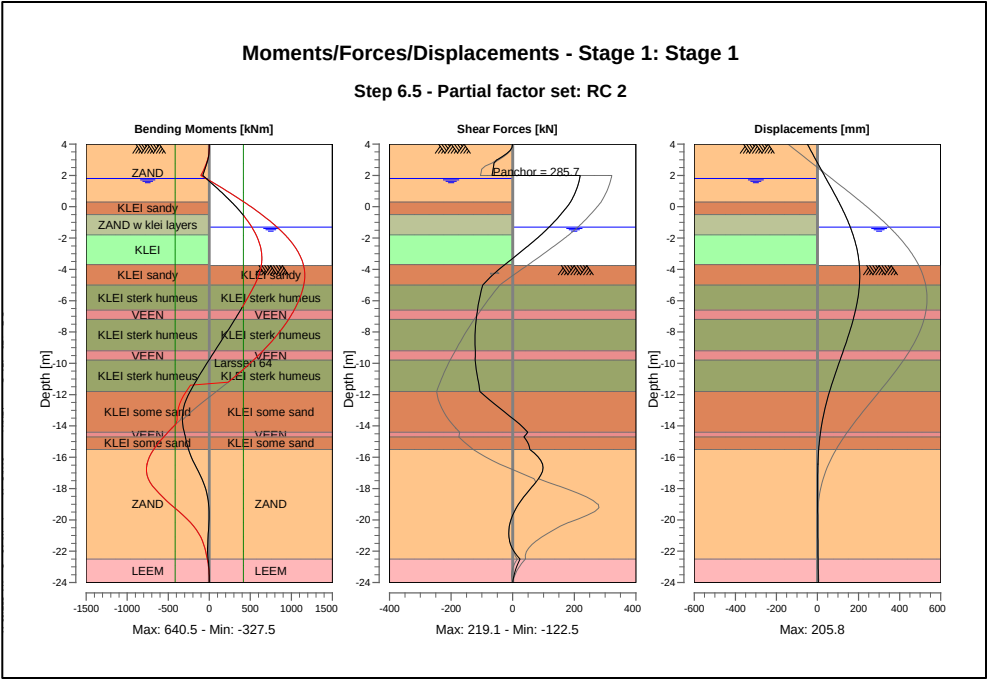
CASE H:



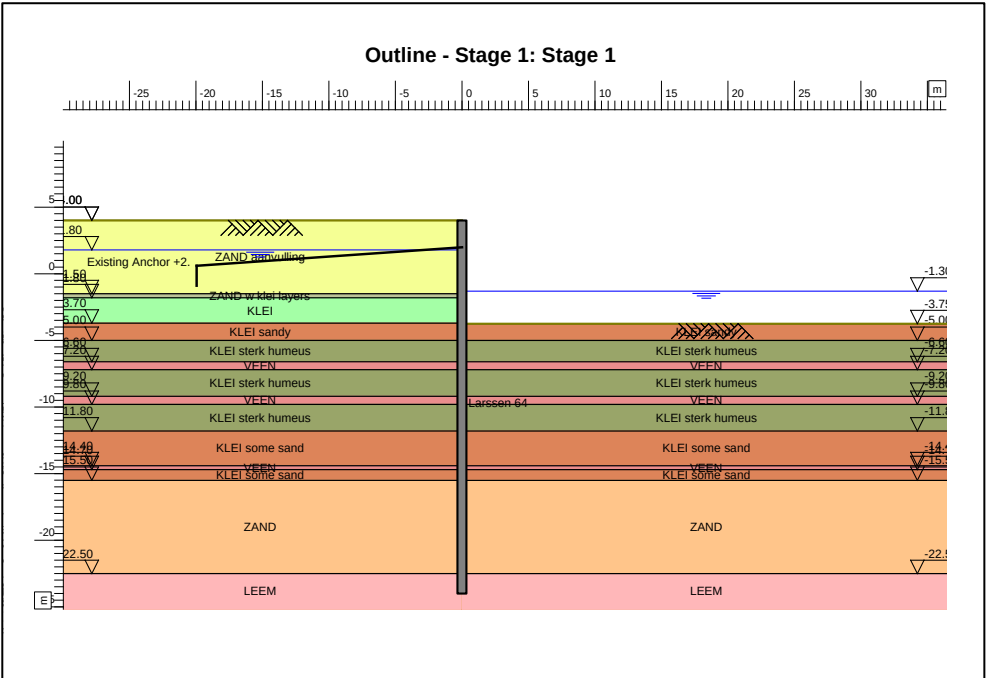
ULS



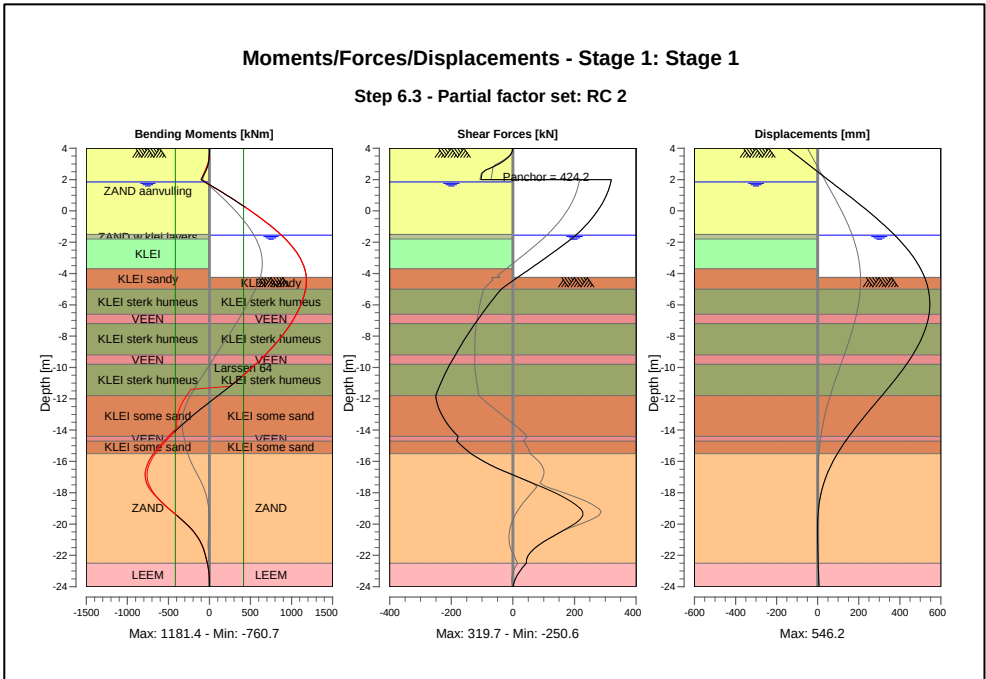
SLS



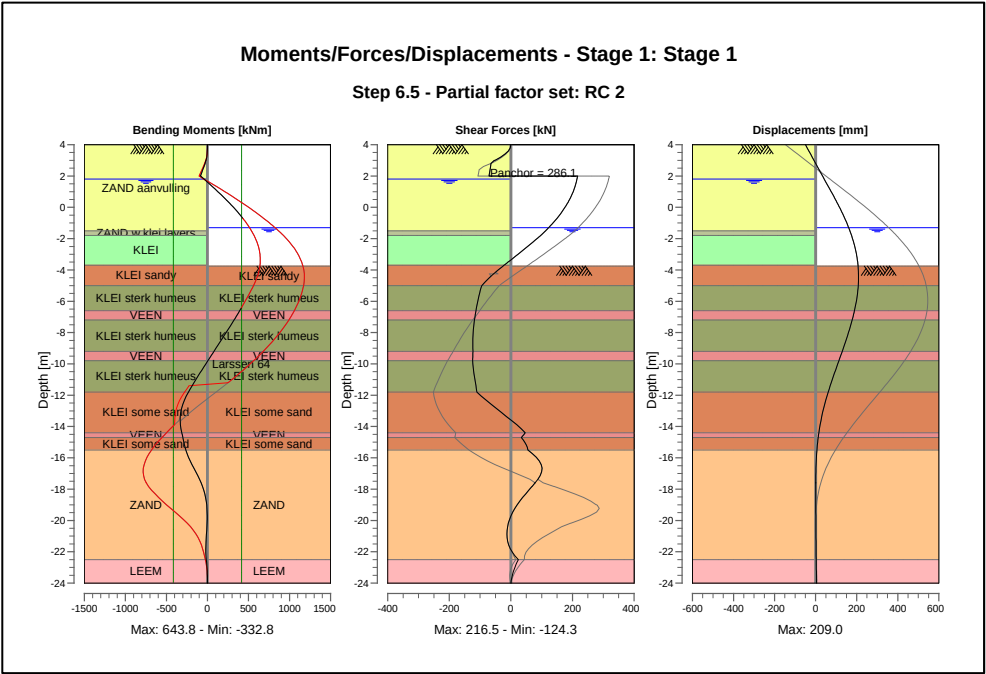
CASE I:



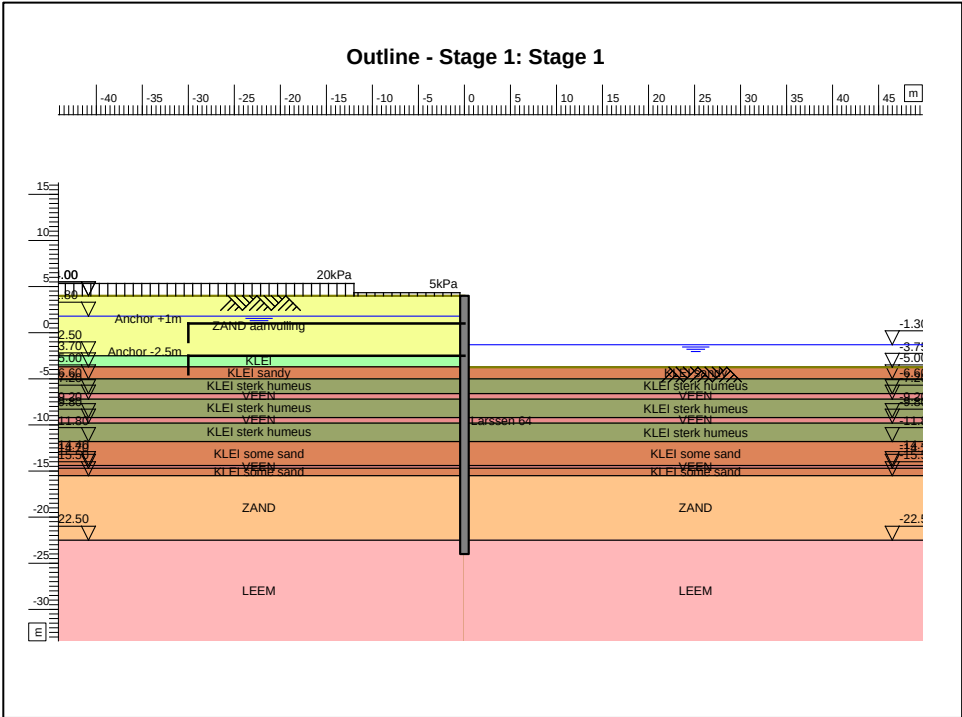
ULS



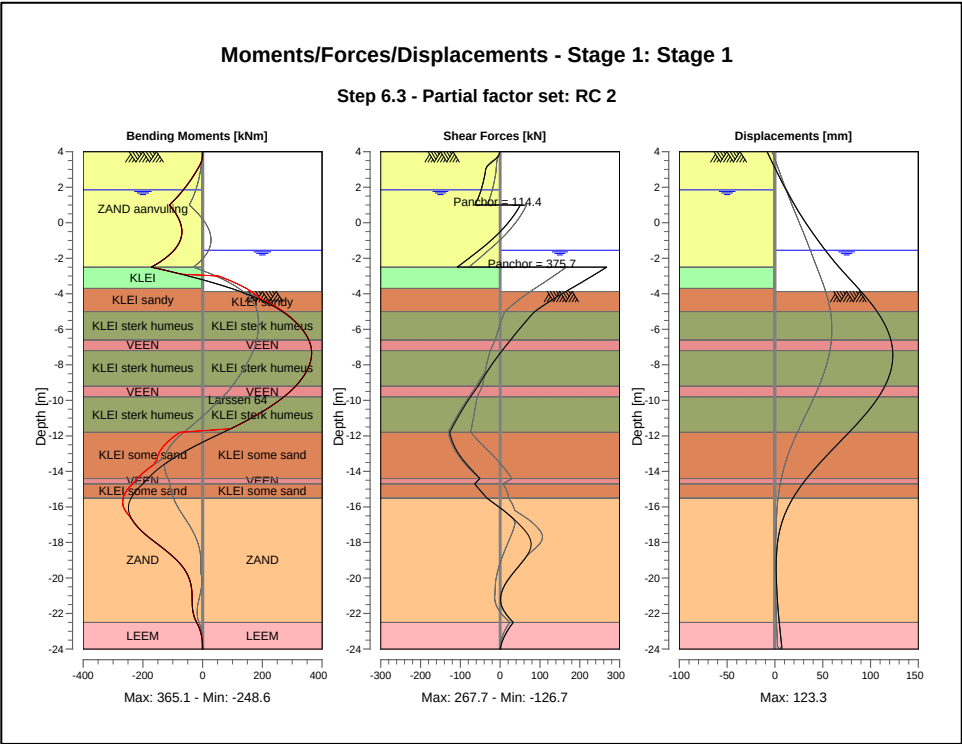
SLS



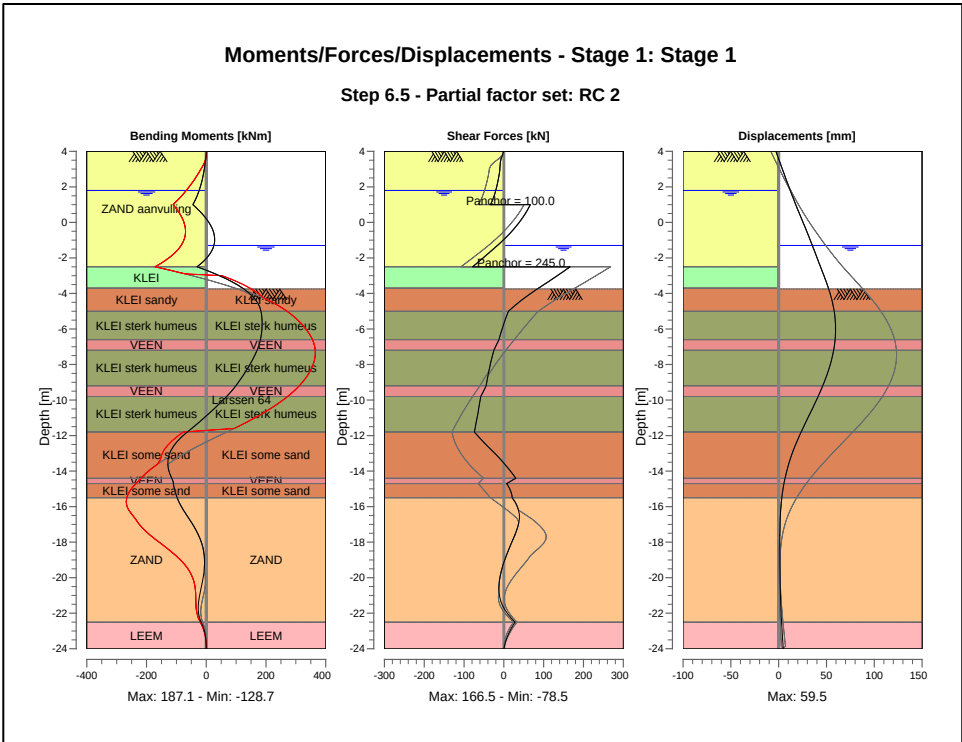
CASE J:



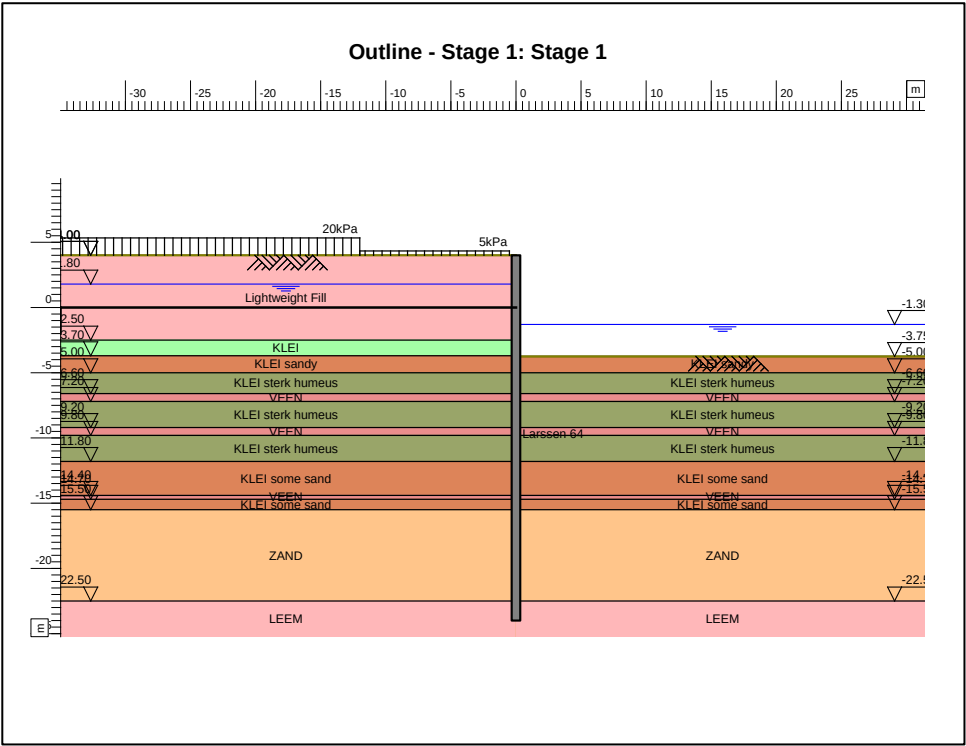
ULS



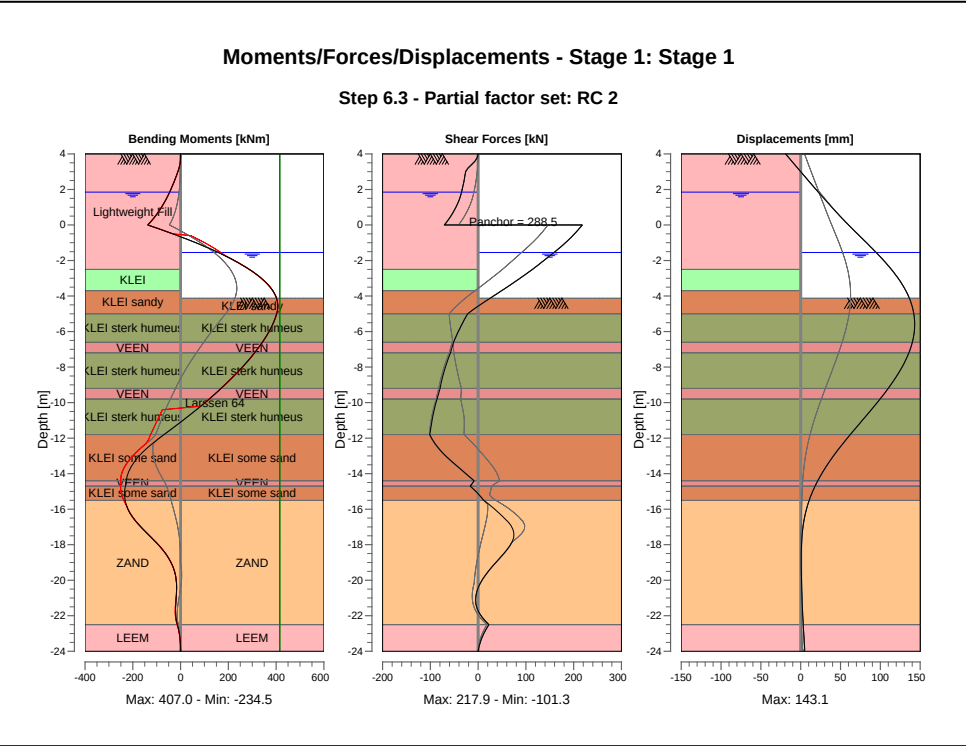
SLS



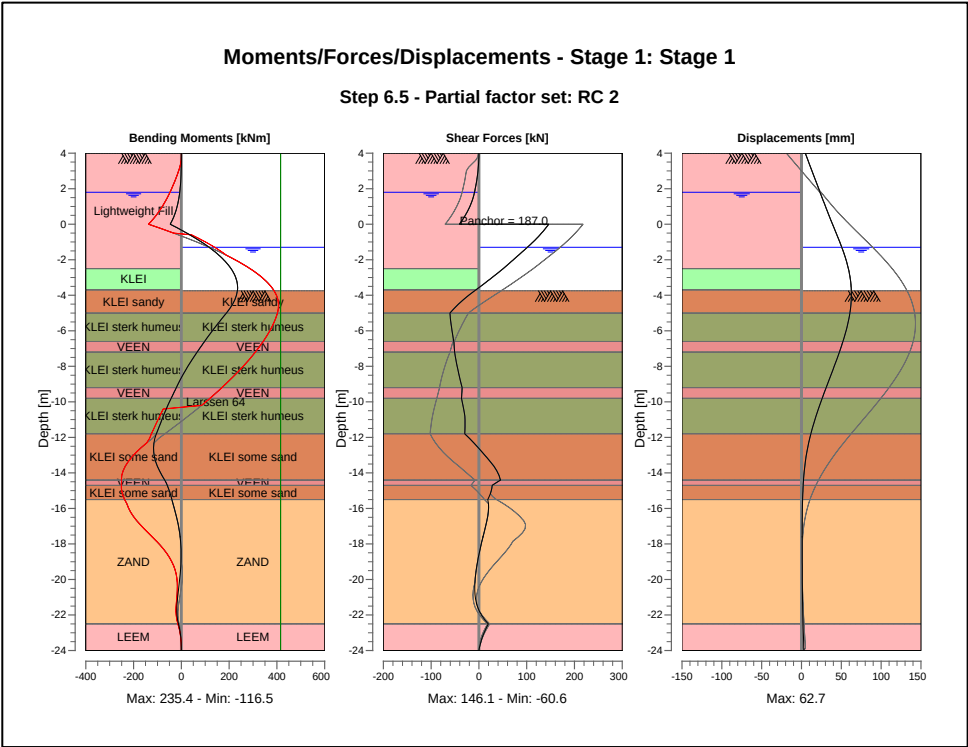
CASE K:



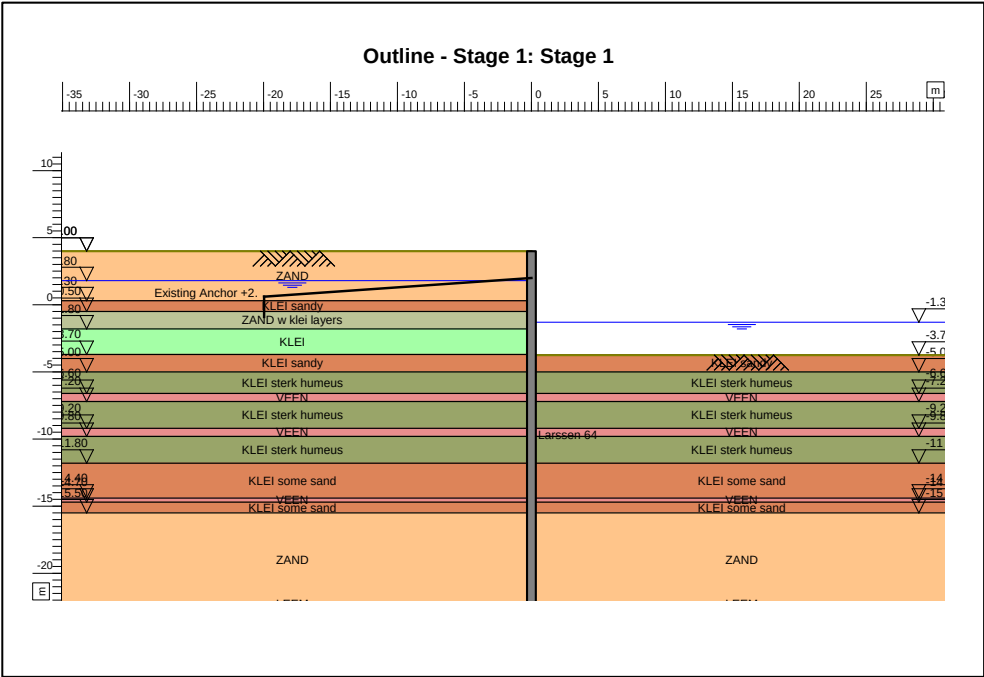
ULS



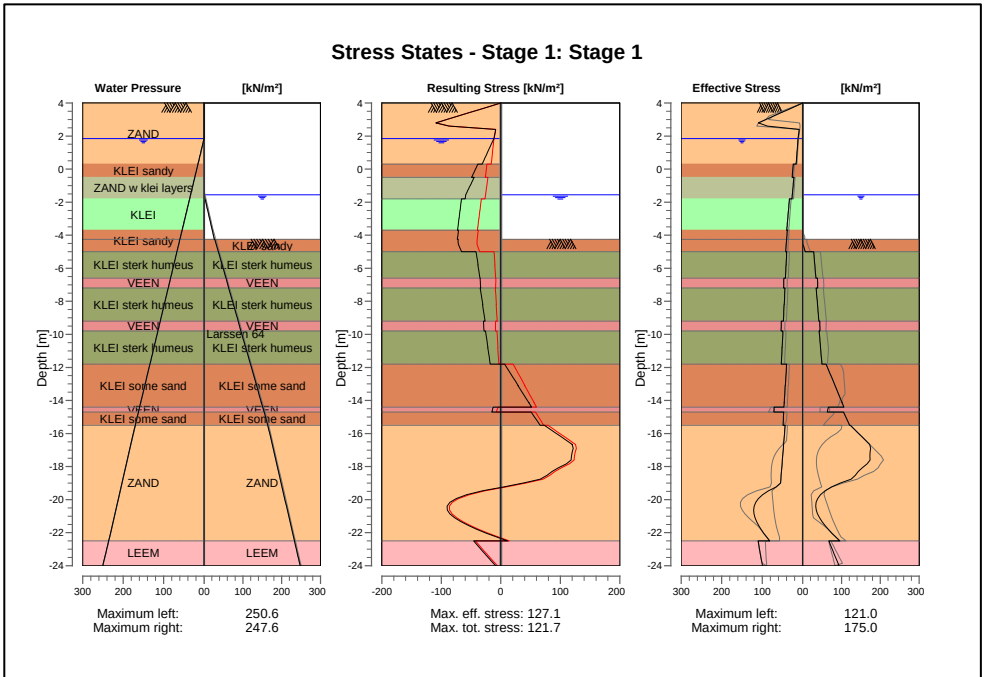
SLS



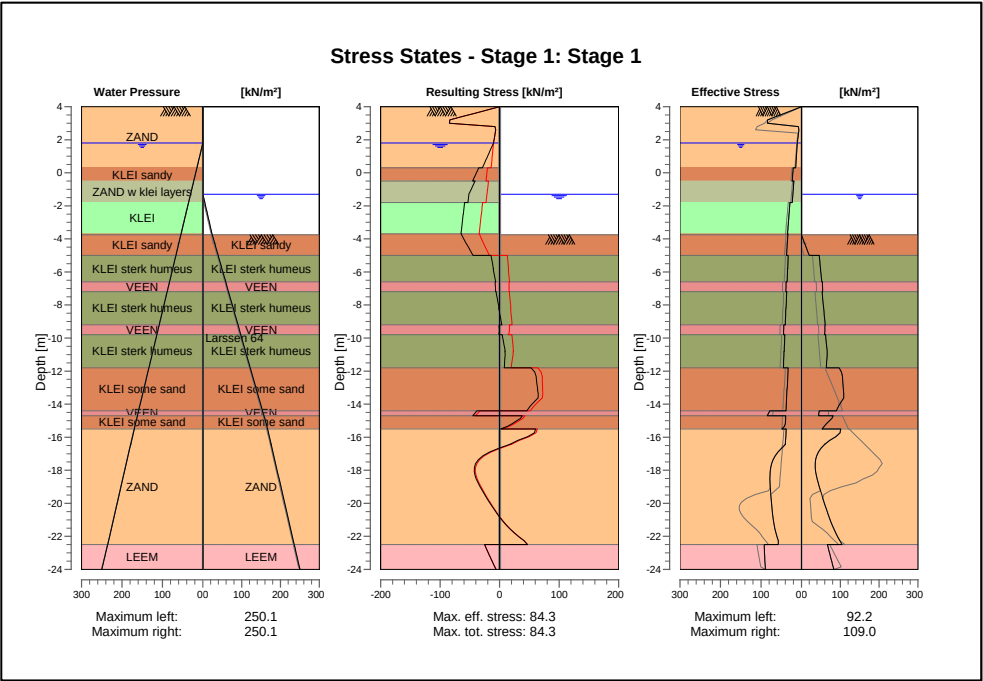
CASE L:



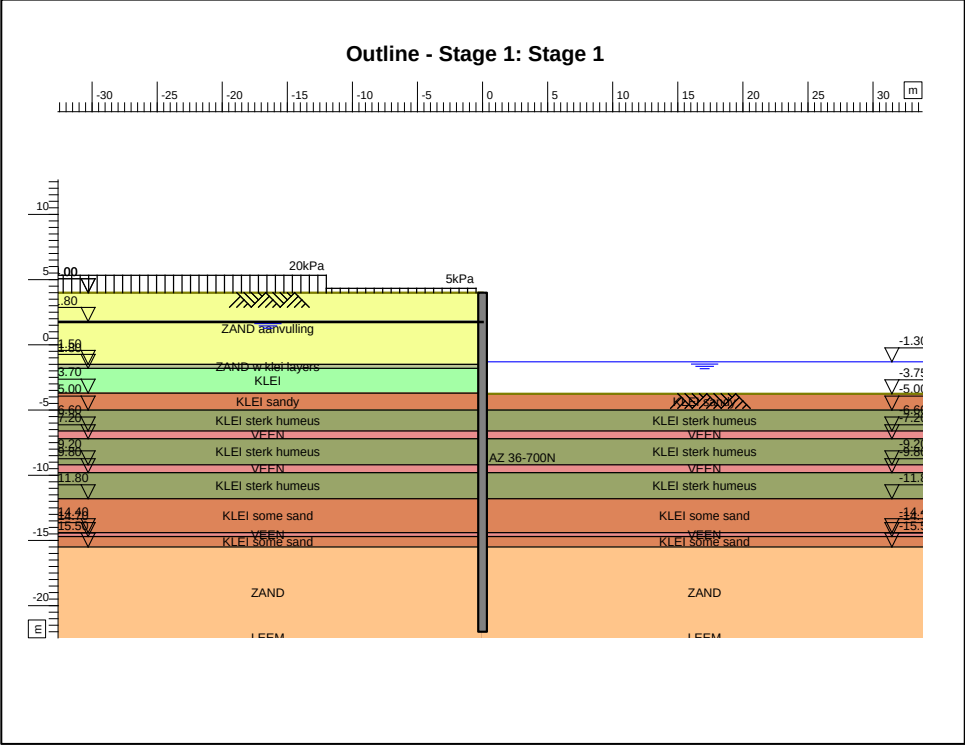
ULS



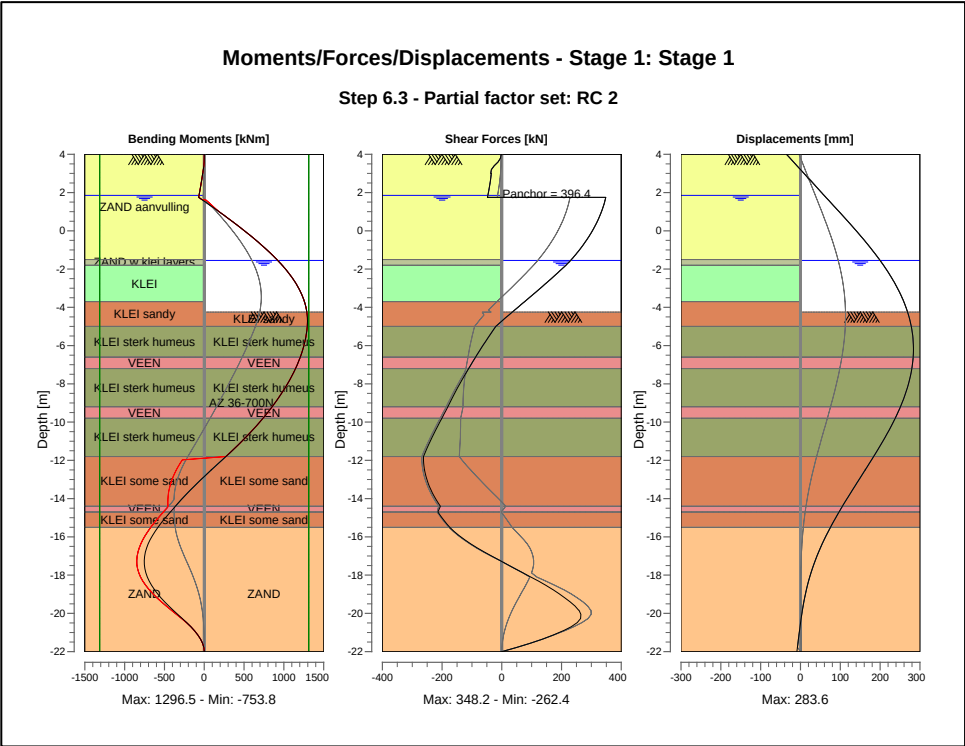
SLS



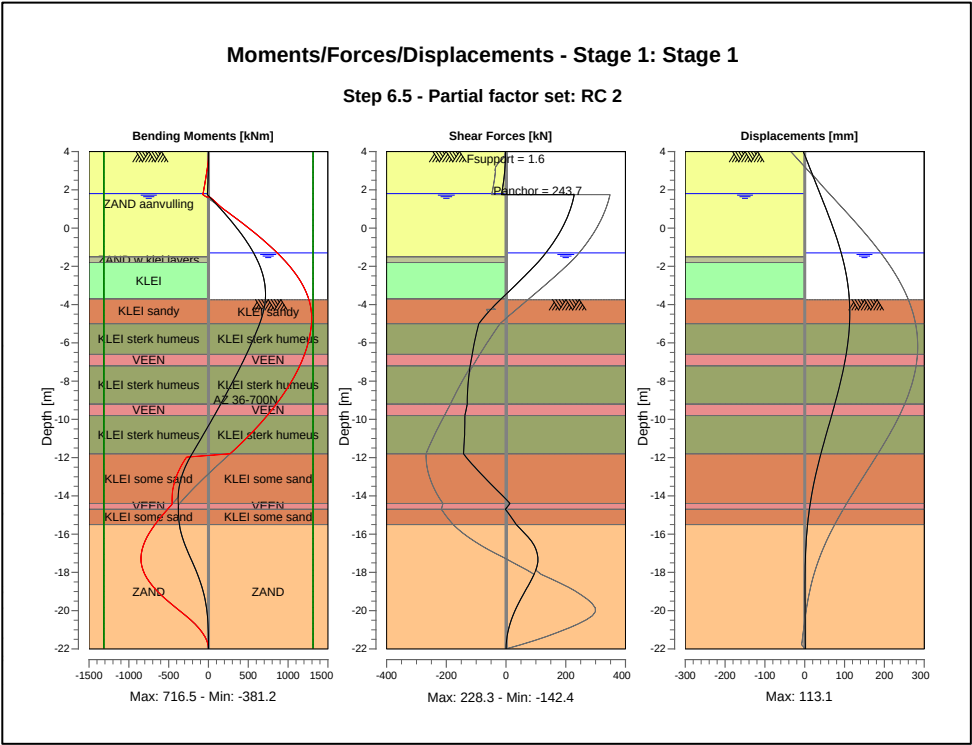
CASE M:



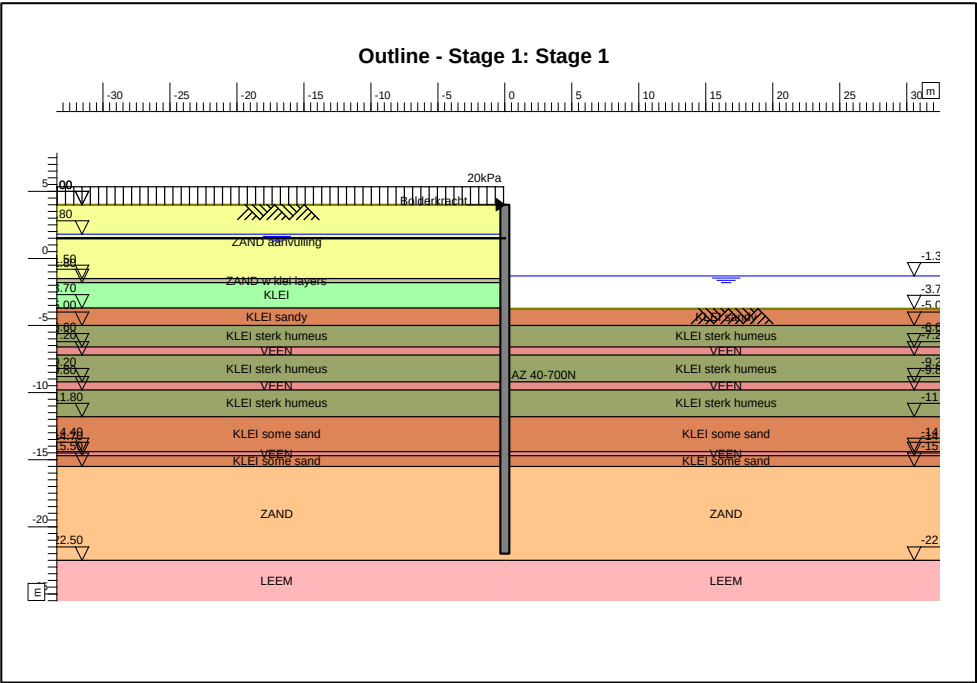
ULS



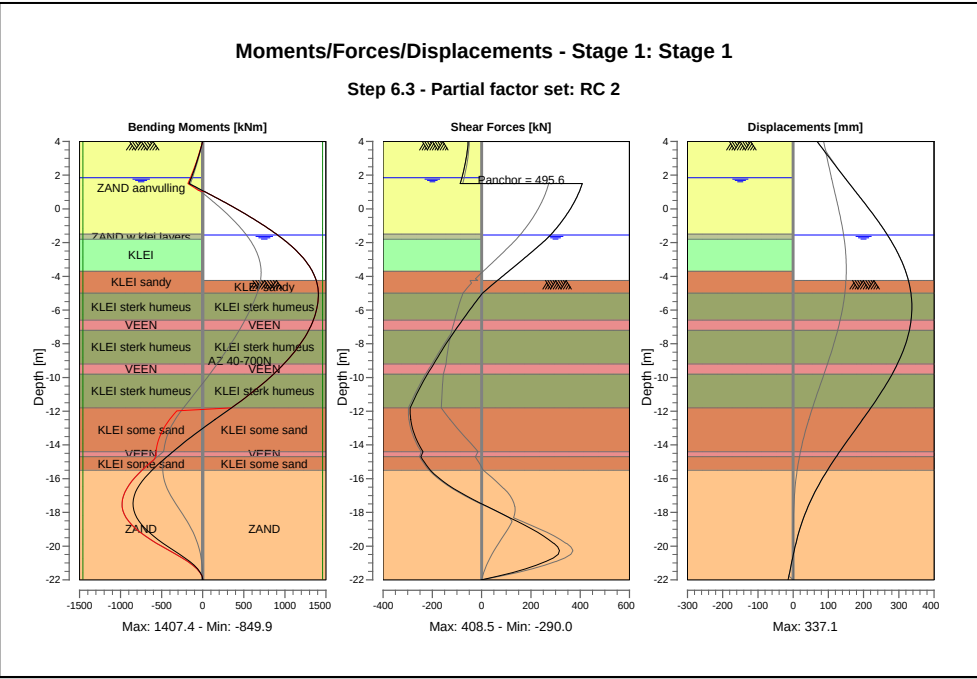
SLS



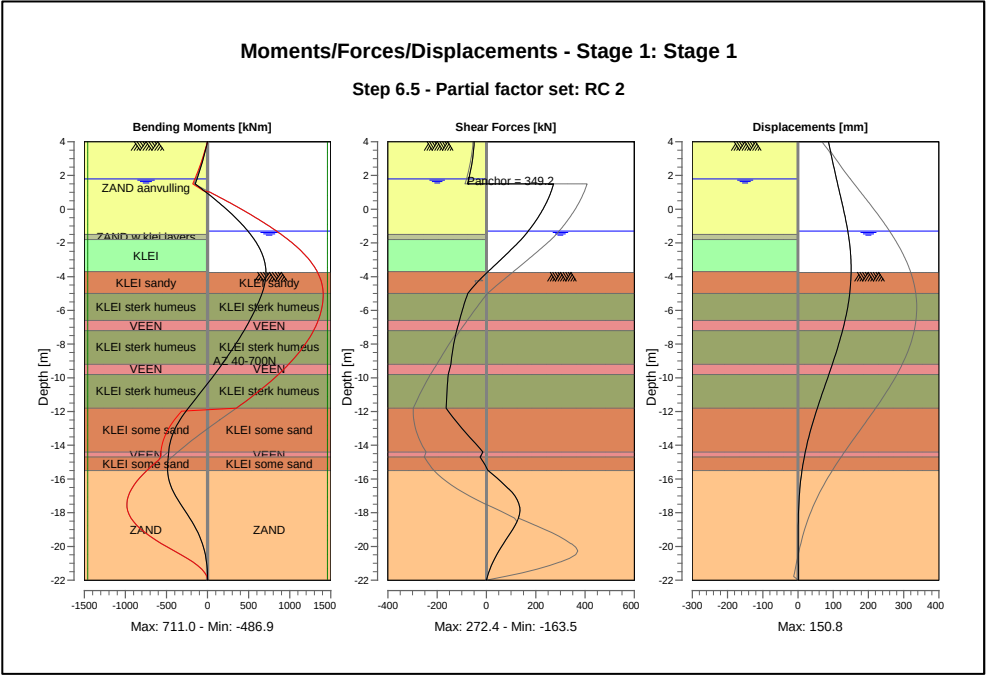
CASE M-1:



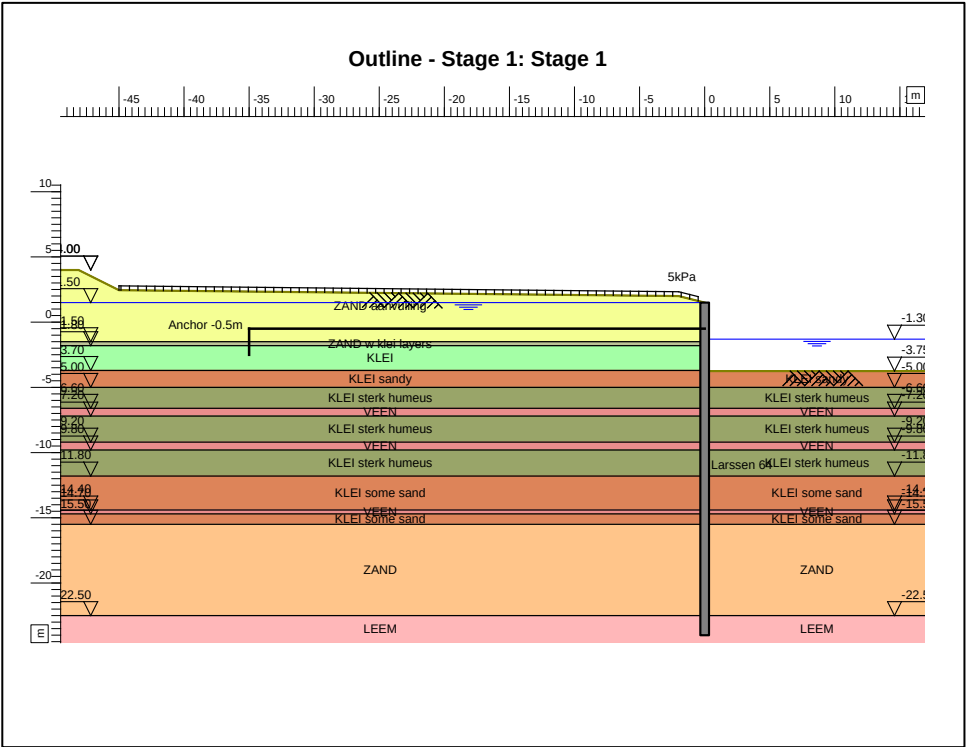
ULS



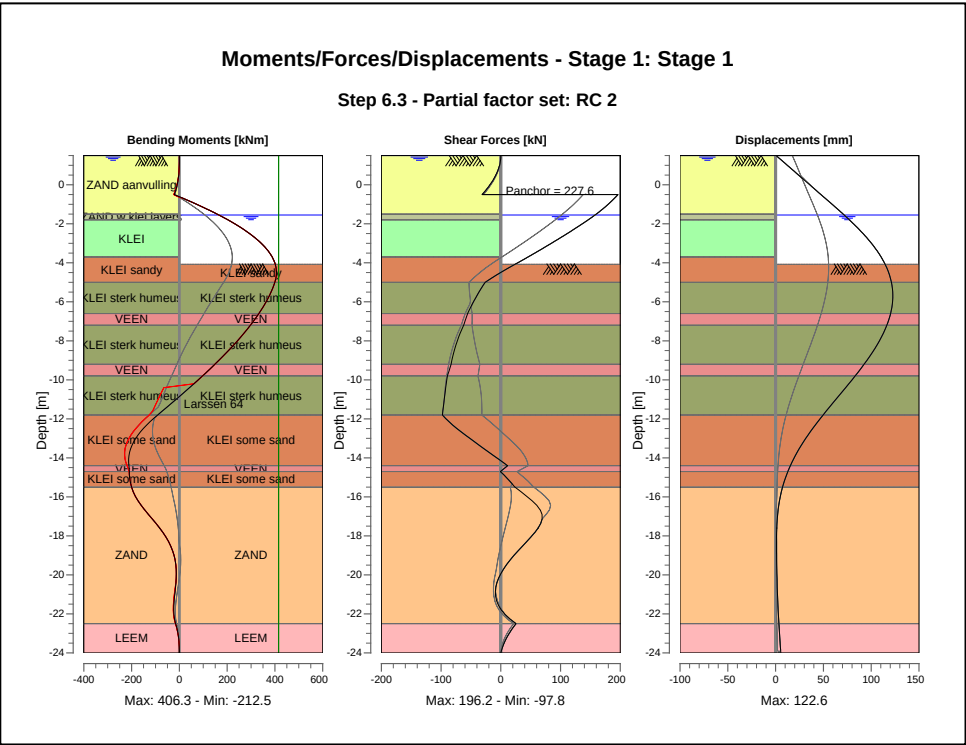
SLS



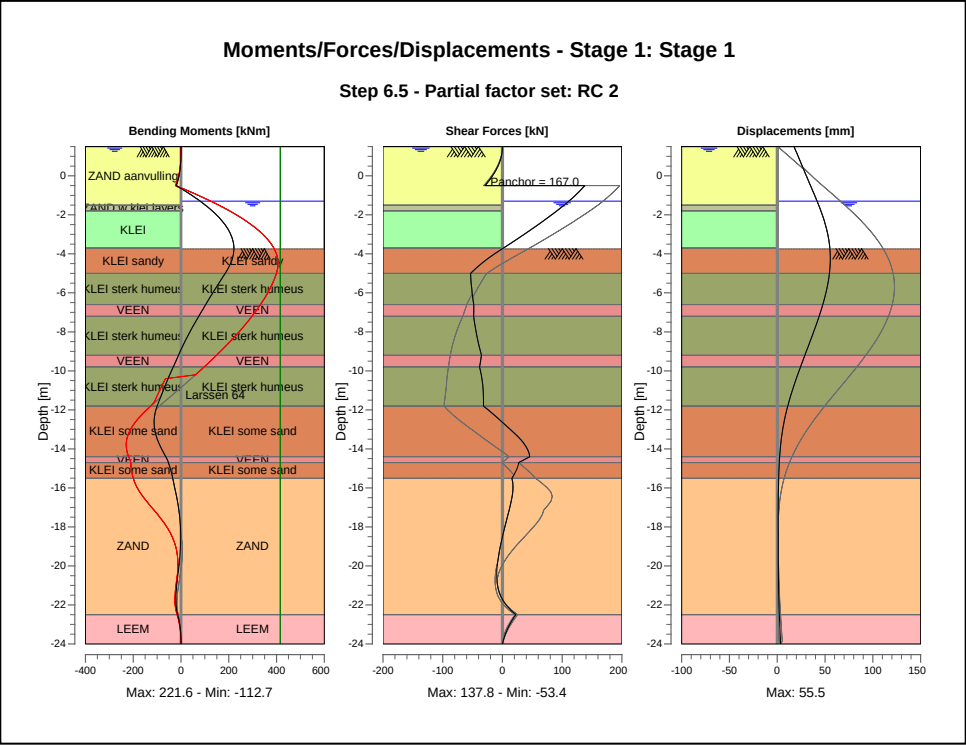
CASE N:



ULS



SLS



BIJLAGE D: RESULTATEN ANKERBEREKING D-SHEETPILING

Verification anchor force

D-Sheet Piling version 16.1 Date : 11/29/2016 Time: 11:53:34 AM

Problem identification

Stage 1: Stage 1

Height of anchor wall	:	3,00	[m]
Anchor wall bottom	:	-3,92	[m]
Anchor wall top	:	-0,92	[m]
Length of anchor	:	27,50	[m]
Cross section of anchor	:	855,30	[mm²]

Anchorage is: long anchorage

Note: For long anchorage, the allowable anchor force is also checked for a short anchor (Kranz) because the Kranz verification can be sometimes decisive.

Results Kranz calculation:

Sheet piling active	(Ea) :	539,786	[kN]
Horizontal force	(Er) :	92,232	[kN]
Anchor wall active	(Eo) :	87,101	[kN]
Cohesion x length	(Ec) :	116,857	[kN]
Factor due to angle	(Es) :	0,996	[-]

Allowable anchor force = (Ea - (Er + Eo) + Ec) / Es			
Allowable anchor force by Kranz	:	479,379	[kN]

WARNING: The allowable anchor force is calculated WITH loads.

Results long anchorage calculation:

WARNING: The length of the anchor wall in relation to the depth is too small.

Anchor wall passive	(Ep) :	758,143	[kN]
Anchor wall active	(Eo) :	87,101	[kN]

Allowable anchor force = Ep - Eo			
Allowable anchor force long anchorage	:	580,020	[kN]

Allowable anchor force	:	479,379	[kN]
Actual anchor force (Rep.)	:	227,230	[kN]
Actual anchor force CUR (1.5 * Pa;Max)	:	446,151	[kN]

Evaluation of anchor:

OK according to the check on representative values
OK according to CUR

End of anchor force verification

H = 3,00 [m]	Ea = - [kN/m]	Ec = - [kN/m]	Fmax = 5,8E02 [kN]
L = 27,50 [m]	Er = - [kN/m]	Es = - [-]	Fact = 2,3E02 [kN]
A = 855,30 [mm ²]	Eo = 87,1 [kN/m]	Ep = 667,1 [kN/m]	

Verification anchor force

D-Sheet Piling version 16.1 Date : 11/22/2016 Time: 1:15:53 PM

Problem identification

Stage 1: Stage 1

Height of anchor wall	:	4,00	[m]
Anchor wall bottom	:	-4,94	[m]
Anchor wall top	:	-0,94	[m]
Length of anchor	:	35,00	[m]
Cross section of anchor	:	1320,00	[mm²]

Anchorage is: long anchorage

Note: For long anchorage, the allowable anchor force is also checked for a short anchor (Kranz) because the Kranz verification can be sometimes decisive.

Results Kranz calculation:

Sheet piling active	(Ea) :	540,063	[kN]
Horizontal force	(Er) :	-294,045	[kN]
Anchor wall active	(Eo) :	117,685	[kN]
Cohesion x length	(Ec) :	162,827	[kN]
Factor due to angle	(Es) :	1,002	[-]

Allowable anchor force = (Ea - (Er + Eo) + Ec) / Es			
Allowable anchor force by Kranz	:	877,368	[kN]

WARNING: The allowable anchor force is calculated WITH loads.

Results long anchorage calculation:

Anchor wall passive	(Ep) :	1023,854	[kN]
Anchor wall active	(Eo) :	117,685	[kN]

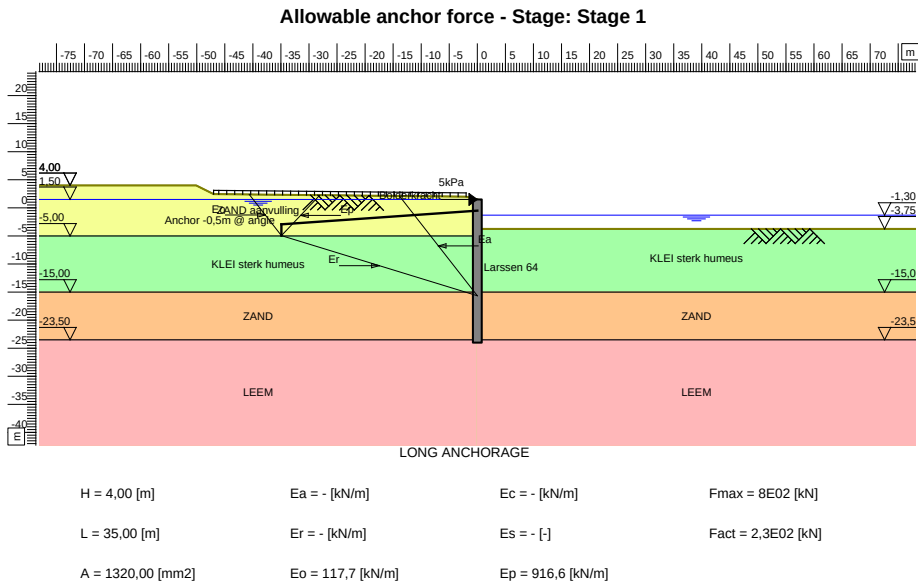
Allowable anchor force = Ep - Eo			
Allowable anchor force long anchorage	:	798,954	[kN]

Allowable anchor force	:	798,954	[kN]
Actual anchor force (Rep.)	:	228,464	[kN]
Actual anchor force CUR (1.5 * Pa;Max)	:	450,731	[kN]

Evaluation of anchor:

- OK according to the check on representative values
- OK according to CUR

End of anchor force verification



BIJLAGE E: INFOSHEET GEWI®+(TR) ANKERS



De Blokmat 15a, 8281 JH Genemuiden
Postbus 68, 8280 AB Genemuiden

+31 (0)38 385 9559
+31 (0)38 385 7956

www.infratrading.com
info@infratrading.com

GEWI® + (TR)

Infra Trading levert een breed scala GEWI® ankerstangen voor lichte tot zware toepassingen. GEWI (TR) bestaat uit een hoogwaardig geschroefd staal met een ruw **rechts draaiend schroefdraad**. Het staal voldoet aan de vereiste voorwaarden volgens DIN 488, ook in relatie met de lasbaarheid. De rekenwaarden op de GEWI® materialen zijn berekend **volgens CUR 166 en berekend volgens de nieuwe Eurocode 7**.



Specificaties:

soort	Type	diam.	kwali-	vloeï- f_y	breuk- f_u	S	gewicht	Rbr;st	Rbr;st /1.4	Rvl;st	Rt;d	Pmax
		(mm)	teit	N/mm ²	N/mm ²	(mm ²)	(kg)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
GEWI+	18TR	18	670/800	670	800	254	2,0	204	145	170	145	116
GEWI+	22TR	22	670/800	670	800	380	3,0	304	217	255	217	174
GEWI+	25TR	25	670/800	670	800	491	3,9	393	280	329	280	224
GEWI+	28TR	28	670/800	670	800	616	4,9	493	352	413	352	281
GEWI+	30TR	30	670/800	670	800	707	5,7	565	404	474	404	323
GEWI+	35TR	35	670/800	670	800	962	7,7	770	550	645	550	440
GEWI+	43TR	43	670/800	670	800	1.452	11,6	1.162	830	973	830	664
GEWI+	57,5TR	57,5	670/800	670	800	2.597	20,8	2.077	1.484	1.740	1.484	1.187
GEWI+	63,5TR	63,5	670/800	670	800	3.167	25,3	2.534	1.810	2.122	1.810	1.448
GEWI+	75TR	75	670/800	670	800	4.418	35,3	3.534	2.524	2.960	2.524	2.020

BIJLAGE F: ARCHIEFSONDERINGEN



OMEGAM
GRONDMECHANICA
AMSTERDAM

EMK TERREIN
KRIMPEN A/O IJSSEL
SONDERING

GET. 961007
GEC. 19-01-96
GEZ. 19-01-96

OPDRACHT.
402

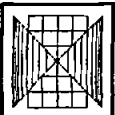
DIEPTE T.O.V. N.A.P.

0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 N/mm² > CONUS
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 $\times 10^{-2}$ N/mm² > WRIJVING

DATUM SONDERING : 961004
COORDINATEN T.O.V. AMERSFOORT :
X : Y :
TYPE SONDE :
GMCKHW 9938
CONUSWEERSTAND
PLAATSELIJKE WRIJVINGS-
WEERSTAND
MAAIVELD = NAP+4,25 m
EINDE SONDERING = NAP-26,27 m

< NADIRHOEK
x 1° 5 0

0 5 10 15 %
WRIJVINGSGETAL >



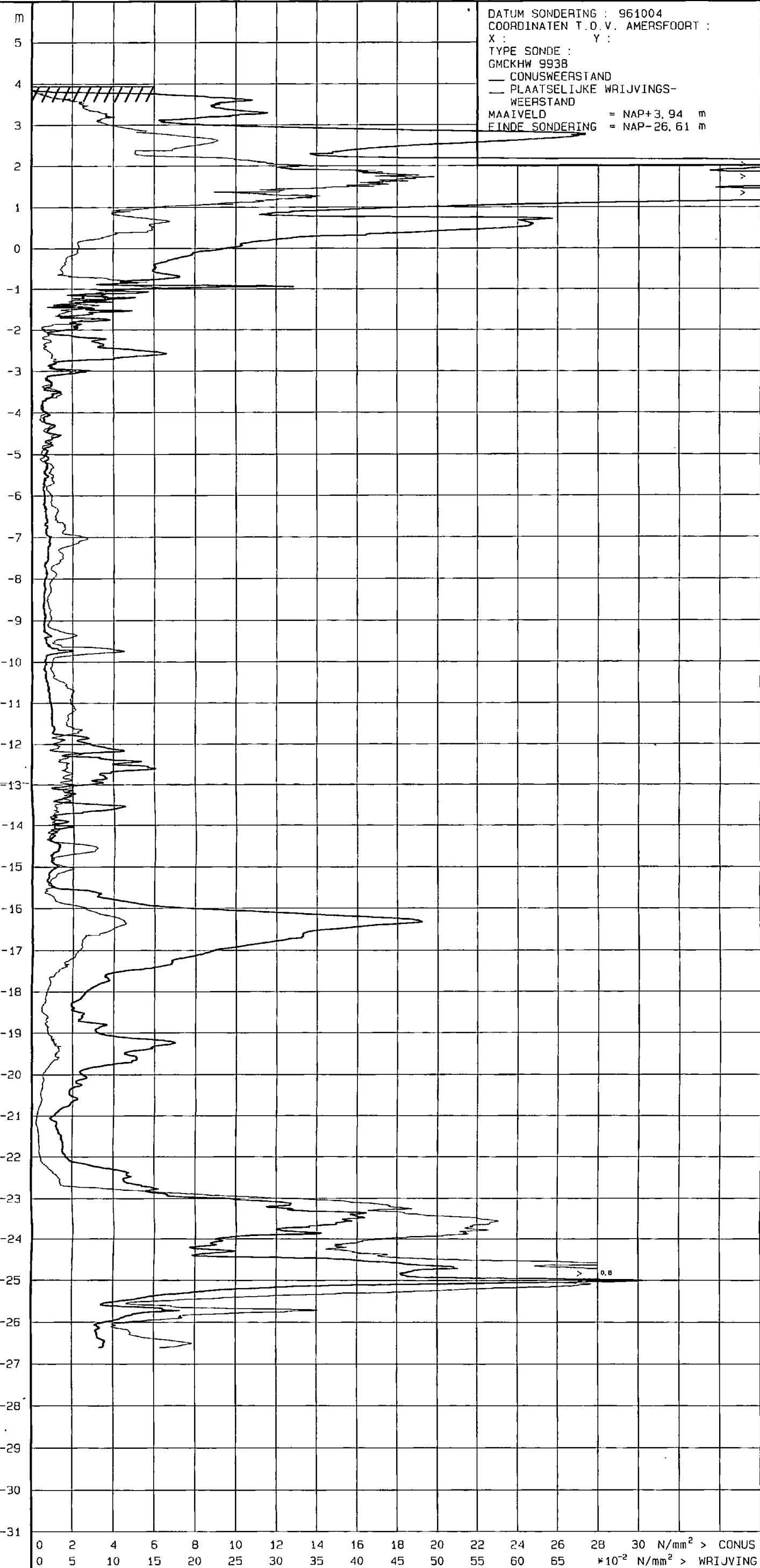
OMEGAM
GRONDBOUWKUNDE
AMSTERDAM

EKK TERREIN
KRIMPEN A/D IJSEL
SONDERING

GET. 961007
GEC. 961007
GEZ. 961007

OPDRACHT:
403

Diepte T.O.V. N.A.P.



DATUM SONDERING : 961004
COORDINATEN T.O.V. AMERSFOORT :
X : Y :
TYPE SONDE :
GMCKHW 9938
CONUSWEERSTAND
PLAATSELIJKE WRIJVINGS-
WEERSTAND
MAAIVELD = NAP+3.94 m
EINDE SONDERING = NAP-26.61 m

41.1
54.3
55.2

< NADIRHOEK
*1° 5 0

0 5 10 15 %
WRIJVINGSGETAL >