

Dijkkring 47: stabiliteitsonderzoek Rijnkade te Arnhem

Grondmechanisch onderzoek naar de stabiliteit van de
steenzetting van basaltzuilen op de hoge kade

Definitief

Opdrachtgever:
Waterschap Rijn en IJssel
Postbus 148
7000 AC DOETINCHEM

Grontmij Nederland bv
Arnhem, 21 december 2005

Verantwoording

Titel : Dijkkring 47: stabiliteitsonderzoek
Rijnkade te Arnhem
Projectnummer : 178584 / 196682
Documentnummer : 130-141-451-05
Versie : D01
Datum : 21 december 2005

Auteur(s) : ing. R. Koopmans / ir. L.B. Verbeek / ing. M. de Kant
e-mail adres : rimmer.koopmans@grontmij.nl
Gecontroleerd : ir. J.J. Kuipers
Paraaf gecontroleerd :
Goedgekeurd : ing. R. Koopmans
Paraaf goedgekeurd :
Contact : Velperweg 26
6824 BJ Arnhem
Postbus 485
6800 AL Arnhem
T +31 26 355 83 55
F +31 26 445 92 81
E oost@grontmij.nl

Inhoudsopgave

1	Inleiding.....	4
2	Kernboringen	5
3	Grondonderzoek.....	6
4	Stabiliteitsberekeningen.....	7
4.1	Uitgangspunten	7
4.1.1	Maatgevende dwarsprofielen	7
4.1.2	Grondopbouw en parameters	7
4.1.3	Hydraulische randvoorwaarden.....	7
4.1.4	Verkeersbelasting	8
4.1.5	Uitgangspunten constructie.....	8
4.2	Aanpak toetsing.....	8
4.2.1	Toetsing macrostabiliteit	8
4.2.2	Materiaalmodellen.....	9
4.2.3	Toetsing draagkracht	9
4.3	Macrostabiliteit Dp 19, Doorsnede B-B	10
4.3.1	Beschrijving profiel.....	10
4.3.2	Bezwijkmechanismen	10
4.3.3	Berekeningen	10
4.4	Macrostabiliteit Dp 24, Doorsnede II	11
4.4.1	Beschrijving profiel.....	11
4.4.2	Bezwijkmechanismen	11
4.5	Macrostabiliteit Dp 15, Doorsnede C - C	12
4.5.1	Beschrijving profiel.....	12
4.5.2	Bezwijkmechanismen	12
4.5.3	Resultaten	12
4.6	Draagkracht volledige steenzetting	13
4.6.1	Profiel Dp19, Doorsnede B-B	13
4.6.2	Profiel Dp24, Doorsnede II.....	13
4.6.3	Profiel Dp15, Doorsnede C - C	13
4.7	Conclusies en advies.....	13

Bijlagen:

1. Resultaten kernboringen
2. Sonderingen 2001 (lage kade)
3. Grondonderzoek 2005 (hoge kade)
4. Resultaten Plaxis berekeningen
5. Voorbeeld draagkracht berekening steenzetting

1 Inleiding

In opdracht van het Waterschap Rijn en IJssel is door Grontmij een grondmechanisch onderzoek uitgevoerd naar de stabiliteit van de steenzetting op de “hoge kade” van de Rijnkade in Arnhem. De ligging van de Rijnkade is globaal aangegeven in figuur 1.1.



Figuur 1.1: Globale ligging Rijnkade (vlaggetje)

Ten behoeve van de berekeningen is grondonderzoek uitgevoerd, bestaande uit kernboringen, machinale boringen, sonderingen en laboratoriumonderzoek. Daarnaast is gebruik gemaakt van het in het kader van de tweede toetsing uitgevoerde grondonderzoek (GeoDelft, 9 april 2003, CO-400470/28).

Het uitgevoerde onderzoek had in eerste instantie als doel het vaststellen van de schuifsterkte van het gestabiliseerde zand onder/achter de steenzetting van basaltzuilen. Toen bleek dat op de meeste plaatsen geen gestabiliseerd zand aanwezig was, is het onderzoeksdoel bijgesteld tot “Het berekenen van de stabiliteitsfactor van de steenzetting en bijbehorende betonnen teenconstructie en L wand.”

In het navolgende wordt achtereenvolgens verslag gedaan van de uitgevoerde kernboringen in hoofdstuk 2, het uitgevoerde grondonderzoek in hoofdstuk 3 en de verrichte stabiliteitsberekeningen in hoofdstuk 4.

2 Kernboringen

Op 16 augustus zijn vanaf de lage kade kernboringen in de muur gemaakt op ongeveer borsthoogte en hieruit is gebleken dat vrijwel geen zandstabilisatie is toegepast (80% van de gevallen niet), hetgeen betekent dat veel van de sterkte van de waterkering afhangt van de steenzetting van basaltzuilen.

Ter plaatse van de afrit ter hoogte van Dp 15.30 is wel gestabiliseerd zand aangetroffen en van het opgeboorde materiaal zijn enkele relevante grondmechanische parameters in het laboratorium bepaald, namelijk:

- volumegewicht:
 - o veldvochtig: $\gamma_{vv} = 17,5 \text{ kN/m}^3$;
 - o droog: $\gamma_d = 15,8 \text{ kN/m}^3$;
- f_{undr} : laagst gevonden waarde = 470 kPa;
- $E_{\text{undr};50}$: laagst gevonden waarde = 223 Mn/m².

De verdere resultaten van het onderzoek zijn als bijlage 1 toegevoegd aan deze rapportage.

Op basis van de resultaten van de kernboringen is besloten aanvullend grondonderzoek uit te voeren op de hoge kade en de stabiliteit van de waterkering met behulp van de eindige elementenmethode (Plaxis) nader te onderzoeken.

3 Grondonderzoek

Aanvullend op de op de lage kade uitgevoerde sonderingen (zie bijlage 2) is eind september op de hoge kade grondonderzoek uitgevoerd bestaande uit vier sonderingen met kleefmeting tot circa 10 m diepte, twee handboringen tot gemiddeld 6 m diepte en laboratoriumonderzoek. De resultaten van dit grondonderzoek zijn opgenomen in bijlage 3.

Doel van het grondonderzoek was het met “eenvoudige middelen” vast stellen van de in de berekeningen aan te houden bodemschematisatie en grondparameters.

Uit de sonderingen en boringen kan worden afgeleid dat tot een diepte van NAP +7 m (sonderingen 14.0C, 23.5C en B1) à NAP +10 m (sondering 16.5C) geroerd materiaal aanwezig is met een matige pakking, bestaande uit overwegend goed doorlatende zand- en puinlagen met lokaal dunne kleilenzen. Aangezien de lage kade zich op een niveau van circa NAP +11 m bevindt, mag ervan uit worden gegaan dat de puinhoudende zandlagen aanwezig zijn tot ruim onder de steenzetting en bijbehorende constructie onderdelen.

In het laboratorium is met behulp van zeefproeven de korrelverdeling bepaald en daarnaast is de korrelvorm bepaald conform de methode Powers. Er blijkt dat sprake is van sterk grindhoudend, grof zand, met maximaal 5% fijne delen ($< 63 \mu\text{m}$). De korrelvorm van het zand kan worden gekarakteriseerd als bolvormig en matig hoekig. Het puin bevat minder dan 15% fijne delen ($< 63 \mu\text{m}$) en tevens meer dan 25% grove delen ($> 8 \text{ cm}$). De dunne kleilenzen zijn niet beproefd aangezien deze niet als aaneengesloten lagen voorkomen.

Resumerend kan worden gesteld dat de bodemopbouw in de berekeningen kan worden geschematiseerd tot zand met een hoek van inwendige wrijving van $\phi = 32,5^\circ$ en een volumegewicht van $\gamma_{\text{vv/nat}} = 18/20 \text{ kN/m}^3$.

4 Stabiliteitsberekeningen

In dit hoofdstuk wordt de weerstand tegen het bezwijken (veiligheidsfactor) van een drietal doorsneden bepaald, waarbij onderscheid is gemaakt in macrostabiliteit en draagkracht.

Opgemerkt wordt nog dat qua macrostabiliteit de situatie maatgevend wordt geacht na vallend water, waarbij de buitenwaterstand gelijk is aan het niveau van de lage kade en aan de landzijde 0,5 m hoger is. Voor de draagkracht is de situatie direct na MHW ofwel tijdens vallend water maatgevend.

4.1 Uitgangspunten

4.1.1 Maatgevende dwarsprofielen

Op basis van de beschikbare bestekstekeningen zijn de volgende dwarsprofielen maatgevend verondersteld:

- profiel 19, Doorsnede B-B (zie figuur 4.1);
- profiel 24, Doorsnede II (zie figuur 4.2);
- profiel 15, Doorsnede C-C (zie figuur 4.3).

Het maaiveldniveau varieert aan de hoge zijde tussen NAP +13,8 m (niveau Rijnkade) en NAP +14,9 m (niveau op- en afritten) en aan de lage zijde tussen NAP +10,7 en NAP +11,3 m.

4.1.2 Grondopbouw en parameters

In 2001 zijn kleefsonderingen uitgevoerd in de lage kade en in september 2005 zijn aanvullende kleefsonderingen en een aantal boringen in de hoge kade uitgevoerd (zie bijlage 2 respectievelijk 3).

Getuige de sondeergrafieken blijkt de ondergrond overwegend uit matig vast grof zand te bestaan. Lokaal worden in/onder de hoge kade dunne lagen zandige klei, puin en stabilisatielagen aangetroffen. De in de berekeningen aangehouden grondparameters zijn opgenomen in bijlage 4.

4.1.3 Hydraulische randvoorwaarden

Maatgevend hoogwater (MHW) ligt voor de beschouwde profielen tussen NAP +13,75 m en NAP +13,90 m en de waterstand kan na hoogwater in 10 dagen 3,0 m zakken (val). Op basis hiervan worden twee situaties beschouwd:

- de hydraulische weerstand van de constructie is nul (de grondwaterstand achter de constructie is altijd gelijk aan de waterstand in de rivier);
- de hydraulische weerstand van de constructie is zodanig dat er na vallend water een potentiaal verschil van circa 0,5 m ontstaat (rivierzijde: waterstand gelijk niveau lage kade en landzijde: 0,5 m hoger). Getuige de overwegende zandige bodemopbouw is dit een reële aanname.

4.1.4 Verkeersbelasting

Conform de TAW normen is op de kade (ter plaatse van de verharding) een verkeersbelasting van 13 kPa over een breedte van 2,5 m in rekening gebracht.

4.1.5 Uitgangspunten constructie

De opbouw van de constructie is per hoofdstuk beschreven. Bij enkele doorsneden wordt op tekening aangegeven dat het zand achter de steenzetting is gestabiliseerd. Gelet op de resultaten van de kernboringen wordt er echter van uitgegaan dat deze stabilisatie niet is uitgevoerd.

De steenzetting bestaat uit basaltzuilen met een lengte van circa 0,40 m (aanneمة op basis van bestekstekeningen). Voor materiaaleigenschappen van de steenzetting is uitgegaan van metselwerk:

- elasticiteitsmodulus (E) = 5000 N/mm²;
- druksterkte (UCS) = 4 N/mm²;
- treksterkte (f) = 0,4 N/mm².

Gegevens van de ankerstang zijn niet bekend. Er is van uitgegaan dat het bezwijken van de ankerstang niet maatgevend is.

4.2 Aanpak toetsing

4.2.1 Toetsing macrostabiliteit

De macrostabiliteit van de kade is via de optie “• -c reductie” getoetst met het EEM programma PLAXIS (versie 8.2). Hierbij wordt de schuifsterkte stapsgewijs gereduceerd totdat de grond bezwijkt. Het programma zoekt daarbij zelf het maatgevende bezwijkmechanisme. ‘Bezwijken’ is in deze studie gedefinieerd als een toestand van evenwichtsverlies. Er is geen vervormingscriterium opgelegd.

Het resultaat van de analyse is de kleinste (maatgevende) veiligheidsfactor (SF) voor macrostabiliteit van de totale constructie. De SF van de overige faalmechanismen na vallend water is groter, maar niet in waarde bekend.

In een PLAXIS berekening uitgevoerd met “• -c reductie” wordt de SF gedefinieerd als (de grond bezwijkt bij •_{gereduceerd}, waarbij de belasting constant wordt gehouden):

$$SF_{\phi-c} = \frac{\tan(\phi_d)}{\tan(\phi_{gereduceerd})}$$

In een analytische evenwichtsberekeningen (zoals een glijvlakberekening volgens Bishop, evenwichtsdraagvermogen fundering of kantelen en schuiven muur) wordt de veiligheid gedefinieerd als:

$$SF_{r/s} = \frac{F_r}{F_s}$$

F_s = representatieve waarde aandrijvende kracht (belasting);

F_r = representatieve waarde tegenwerkende kracht (sterkte).

In het algemeen geldt dat er een aanzienlijk verschil kan zijn tussen SF_{•-c} en SF_{r/s}.

De kade maakt deel uit van een primaire waterkering en wordt daarom getoetst volgens de Leidraad rivierdijken, deel 1. Volgens deze leidraad zijn de volgende factoren van toepassing:

- schadefactor (γ_n): 1,0 (want buitentalud);
- gevoeligheidsfactor (γ_d): 1,0 (want buitentalud);
- sterkteparameters grond (γ_m):
 - o $\tan(\phi)$: 1,15 of 1,20 (zand respectievelijk klei);
 - o c : 1,3.

Omdat de grondslag overwegend uit zand bestaat kan dus met een overall reductie (γ_m) van 1,15 voor de sterkteparameters worden gerekend. De minimale SF volgens PLAXIS dient dus 1,15 te bedragen. Veiligheidshalve en overeenkomstig de in NEN 6740 en CUR 162 (veiligheidsklasse II) gegeven waarden voor γ_m wordt echter een minimale SF van 1,20 aangehouden.

Opgemerkt wordt dat bij waterkerende constructies zoals de onderhavige geen belastingfactor in rekening wordt gebracht, omdat de opgegeven (maai-veld)belasting reeds als een rekenwaarde wordt beschouwd en de belastingfactor voor waterdruk verdisconteerd wordt geacht in het gemodelleerde potentiaalverschil. Anders gezegd: hierin zit nog enige extra partiële veiligheid opgesloten.

4.2.2 Materiaalmodellen

Voor de grondlagen wordt in PLAXIS het zogenaamde hardening-soil materiaalmodel gehanteerd.

De basaltmuur is gemodelleerd als een lineair elastisch Mohr-Coulomb materiaal. Dit betekent dat Plaxis bepaalt wanneer en waar de maximale trekspanningen in de muur worden overschreden. Het materiaalgedrag na overschrijding wordt echter niet juist berekend omdat Plaxis niet kan omgaan met het ontstaan van scheuren en (de daardoor optredende) herverdeling van spanningen in de muur. Voor de sterkte-toets van de muur is dit geen probleem.

4.2.3 Toetsing draagkracht

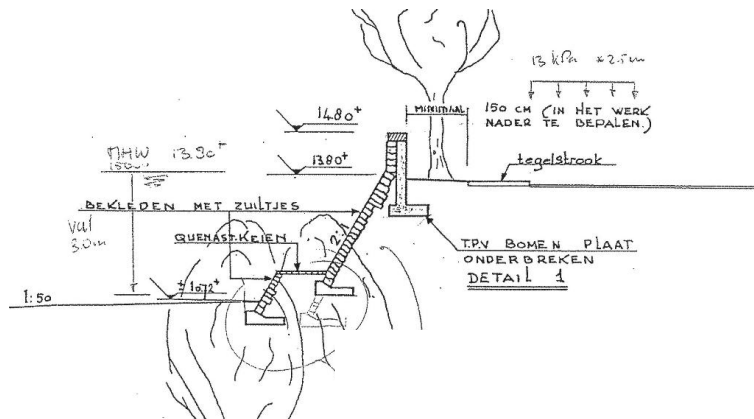
De draagkracht van de volledige steenzetting, inclusief teenconstructie en L wand, wordt getoetst conform NEN6744 ("Berekeningsmethode voor funderingen op staal"). Opgemerkt wordt dat de hierin aangegeven partiële materiaalfactoren gebaseerd zijn op een faalkans (beta waarde) die wat groter is dan die voor de onderhavige hoofdwaterkering van toepassing is. Omdat bezwijken in dit geval niet leidt tot falen van de gehele constructie wordt hier evenwel geen rekening mee gehouden.

De $SF_{r/s}$ waaraan wordt getoetst bedraagt 1,0 conform NEN6744 en is dus niet direct vergelijkbaar met de Plaxis berekening. Op basis van de gehanteerde partiële materiaalfactoren (meest belangrijke: $\gamma_{m;\phi} = 1,15$) bezit de constructie bij deze toetswaarde een vergelijkbare totale veiligheid.

4.3 Macrostabiliteit Dp 19, Doorsnede B-B

4.3.1 Beschrijving profiel

Zie figuur 4.1. De constructie bestaat uit een betonnen L wand die circa één meter boven de hoge kade uitsteekt. De taludhelling is 2:1 en het talud is bekleed met basaltzuilen met een dikte van circa 0,4 m. Aan de onderzijde wordt de steenzetting gesteund door een betonnen balk (teenconstructie). De onderzijde van de teenconstructie ligt op 0,70 m -mv.



Figuur 4.1: Doorsnede B-B

Vanaf de hoge kade loopt een afrit voor fiets-/voetverkeer naar de lage kade. De berekende doorsnede bevindt zich aan de onderzijde van deze afrit. De kerende hoogte bedraagt hier circa $13,8 - 10,7 = 3,1$ m.

4.3.2 Bezwijkmechanismen

Bij dit profiel zijn de volgende bezwijkmechanismen denkbaar:

- A. diep glijdvlak (macrostabiliteit);
- B. bezwijken teenconstructie (evenwichtsdraagvermogen en schuiven)
- C. bezwijken wand (trekspanningen)

4.3.3 Berekeningen

Er zijn berekeningen uitgevoerd voor verschillende situaties (zie tabel 4.1). Het maatgevende bezwijkvlak loopt vanaf maaiveld tot de onderzijde van de teenconstructie (mechanisme A), zie bijlage 4. Daarbij lijkt er tevens sprake te zijn van het overschrijden van de toelaatbare funderingsdruk (mechanisme B). Het is onduidelijk welk van deze mechanismen het bezwijken initieert, maar de vereiste veiligheid is voldoende ($SF = 1,55 > 1,15$).

Op het moment van bezwijken resulteert de berekening in een overschrijding van de treksterkte van de steenzetting over de volle doorsnede, op het niveau onder de L wand. Hieruit wordt afgeleid dat mechanisme C in de situatie met een potentiaalverschil maatgevend is.

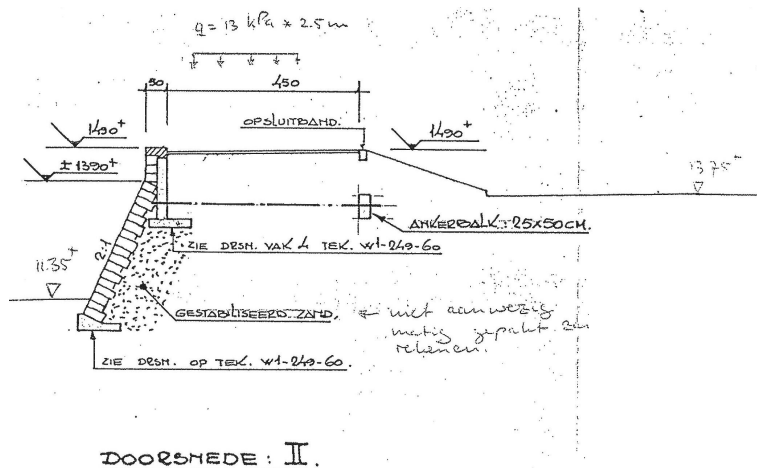
Tabel 4.1: Resultaten PLAXIS berekeningen Doorsnede B-B

situatie	mechanisme	SF -c
laag water	A, B	1,55
MHW	A, B	1,57
potentiaalverschil = 0,5m	C	1,60

4.4 Macrostabiliteit Dp 24, Doorsnede II

4.4.1 Beschrijving profiel

Zie figuur 4.2. De constructie lijkt sterk op die van doorsnede B-B. De L wand is hier echter horizontaal verankerd. Het talud ligt op 2:1 en is bekleed met basalt-zuilen met een dikte van circa 0,4 m. Aan de onderzijde wordt de steenzetting gesteund door een betonnen balk (teenconstructie). De onderzijde van de teenconstructie ligt op 0,70 m -mv (NAP +10,6 m). De kerende hoogte bedraagt hier circa $14,90 - 11,35 = 3,55$ m.



Figuur 4.2: Doorsnede II

4.4.2 Bezwijkmechanismen

Bij dit profiel zijn de volgende bezwijkmechanismen denkbaar:

- diep glijdvlak (macrostabiliteit);
- bezwijken teenconstructie (evenwichtsdraagvermogen);
- bezwijken wand (trekspanningen);
- bezwijken volledige steenzetting (evenwichtsdraagvermogen);
- bezwijken ankerschot.

Er zijn berekeningen uitgevoerd voor verschillende situaties (zie tabel 4.2). Het maatgevende bezwijkvlak loopt in alle gevallen vanaf maaiveld tot de onderzijde van de teenconstructie (mechanisme A, zie bijlage 4). Daarbij lijkt er tevens sprake te zijn van het overschrijden van de toelaatbare funderingsdruk (mechanisme B). Het is onduidelijk welk van deze mechanismen het bezwijken initieert. De vereiste veiligheid is echter voldoende ($SF = 1,45 > 1,15$).

De veiligheid van het ankerschot is berekend door de ankerkracht (gemodelleerd als voorspanning) op te voeren tot bezwijken. De berekende ankerkracht in de initiële situatie is berekend op $F_a = 9,5$ kN/m. De ankerwand bezwijkt bij $F_a = 80$ kN/m (zie bijlage 4). $SF_{r/s}$ is derhalve 8,4.

Tabel 4.2: Resultaten PLAXIS berekeningen Doorsnede II

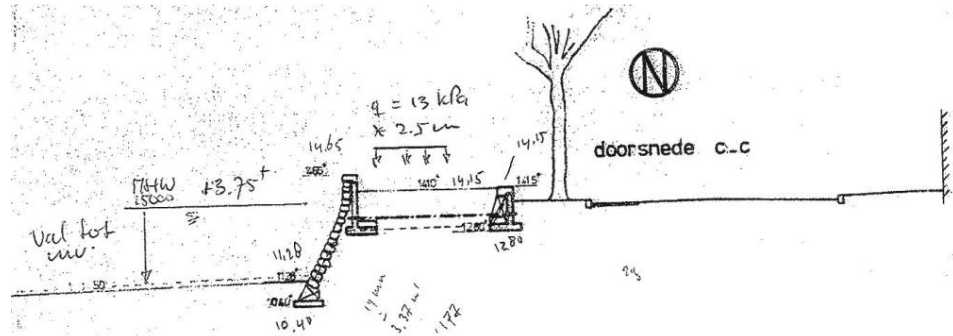
situatie	mechanisme	SF _{r/s}
laag water	A, B	1,69
MHW	A, B	1,65
potentiaalverschil = 0,5 m	A, B	1,45
laag water	E	8,4 ¹⁾

1) Betreft $SF_{r/s}$

4.5 Macrostabiliteit Dp 15, Doorsnede C - C

4.5.1 Beschrijving profiel

Zie figuur 4.3. De constructie lijkt sterk op die van doorsnede II. Het ankerschot bestaat hier uit een betonnen L wand. Het talud ligt op 2:1 en is bekleed met basaltzuilen met een dikte van circa 0,4 m. De onderzijde van de steenzetting ligt op 0,90 m -mv (NAP +10,5 m) De kerende hoogte bedraagt hier circa $14,15 - 11,38 = 2,80$ m.



Figuur 4.3: Doorsnede C-C

4.5.2 Bezwijkmechanismen

Bij dit profiel zijn de volgende bezwijkmechanismen denkbaar:

- A. diep glijdvlak (macrostabiliteit);
- B. bezwijken teenconstructie (evenwichtsdraagvermogen);
- C. bezwijken wand (trekspanningen);
- D. bezwijken volledige steenzetting (evenwichtsdraagvermogen);
- E. bezwijken ankerschot.

4.5.3 Resultaten

Er zijn berekeningen uitgevoerd voor verschillende situaties (zie tabel 4.3). Het maatgevende bezwijkvlak loopt vanaf maaiveld tot de onderzijde van de betonnen funderingsbalk (mechanisme A, zie bijlage 4). De vereiste veiligheid is voldoende ($SF = 1,23 > 1,15$).

De veiligheid van het ankerschot is berekend door de ankerkracht (voorspanning) op te voeren tot bezwijken. De berekende ankerkracht in de initiële situatie is berekend op $F_a = 7,6$ kN/m. De ankerwand bezwijkt bij $F_a = 98$ kN/m (zie bijlage 4). $SF_{r/s}$ is derhalve 12,9.

Tabel 4.3 Resultaten PLAXIS berekeningen Doorsnede C-C

situatie	mechanisme	SF. -c
laag water	A	1,80
MHW	A	1,81
potentiaalverschil 0,5 m	A	1,23
laag water	E	12,9 ¹⁾

1) Betreft $SF_{r/s}$

4.6 Draagkracht volledige steenzetting

De draagkracht van de steenzetting, inclusief teenconstructie en L wand is getoetst volgens NEN 6744. Maatgevend is hierbij de situatie tijdens vallend water, met een buitenwaterstand die iets lager ligt dan MHW. Bij die situatie is sprake van een maximale laterale wandbelasting en is de draagkracht van de keerwand in verhouding tot de belasting (horizontaal en verticaal) minimaal.

Bij alle berekeningen (voor een voorbeeld, zie bijlage 5) is rekening gehouden met het gewicht van de L wand en de grondaanvulling op de voet van de L wand. Tevens is in alle gevallen een verkeersbelasting op de hoge kade in rekening gebracht.

4.6.1 Profiel Dp19, Doorsnede B-B

De berekende draagkracht is alleen voldoende indien het verval over de steenzetting (bij ongeveer MHW) minder is dan ca 0,1 m. Dit is ook het geval indien geen verkeer op de hoge kade aanwezig zou zijn. Aangezien de kans groot is dat tijdens vallend water een groter waterstandsverschil zal ontstaan, wordt de stabiliteit van de steenzetting als geheel als onvoldoende beoordeeld.

4.6.2 Profiel Dp24, Doorsnede II

Dit profiel is vergelijkbaar met doorsnede C-C en is daarom niet afzonderlijk getoetst. De draagkracht van doorsnede C-C en II is voldoende (zie hierna).

4.6.3 Profiel Dp15, Doorsnede C - C

De berekende horizontale en verticale draagkracht van de steenzetting, teenconstructie en verankerde L wand is ruim voldoende ($SF_{r/s}$ horizontaal: = 2,8 > 1,0 en $SF_{r/s}$ verticaal: = 1,8 > 1,0).

4.7 Conclusies en advies

Op basis van de uitgevoerde Plaxis analyse blijkt de aanwezige macrostabiliteit van de volledige steenzetting voldoende.

De berekende draagkracht van de steenzetting met verankerde L wand (doorsnede II en C-C) is eveneens voldoende, maar de draagkracht van het onverankerde deel B-B is discutabel omdat een verval (tijdens vallend hoogwater) van enige decimeters rekentechnisch tot overschrijding van het draagvermogen leidt.

Geadviseerd wordt de onverankerde L wanden te voorzien van een verankeringsconstructie, waarbij gedacht kan worden aan bijvoorbeeld korte groutankers. Aangezien onder andere de aanwezige bomen en ondergrondse infrastructuur van grote invloed zijn op de uitvoerbaarheid van deze maatregel, dient nader onderzoek plaats te vinden naar de meest geschikte verankering.

Een drainageconstructie juist boven de teenconstructie wordt als minder goed beoordeeld, omdat de werking hiervan niet voor een zeer lange periode (>50 jaar) kan worden gegarandeerd.

Bijlage 1

Resultaten kernboringen

Bijlage 1

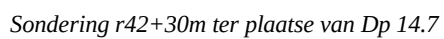
Resultaten kernboringen

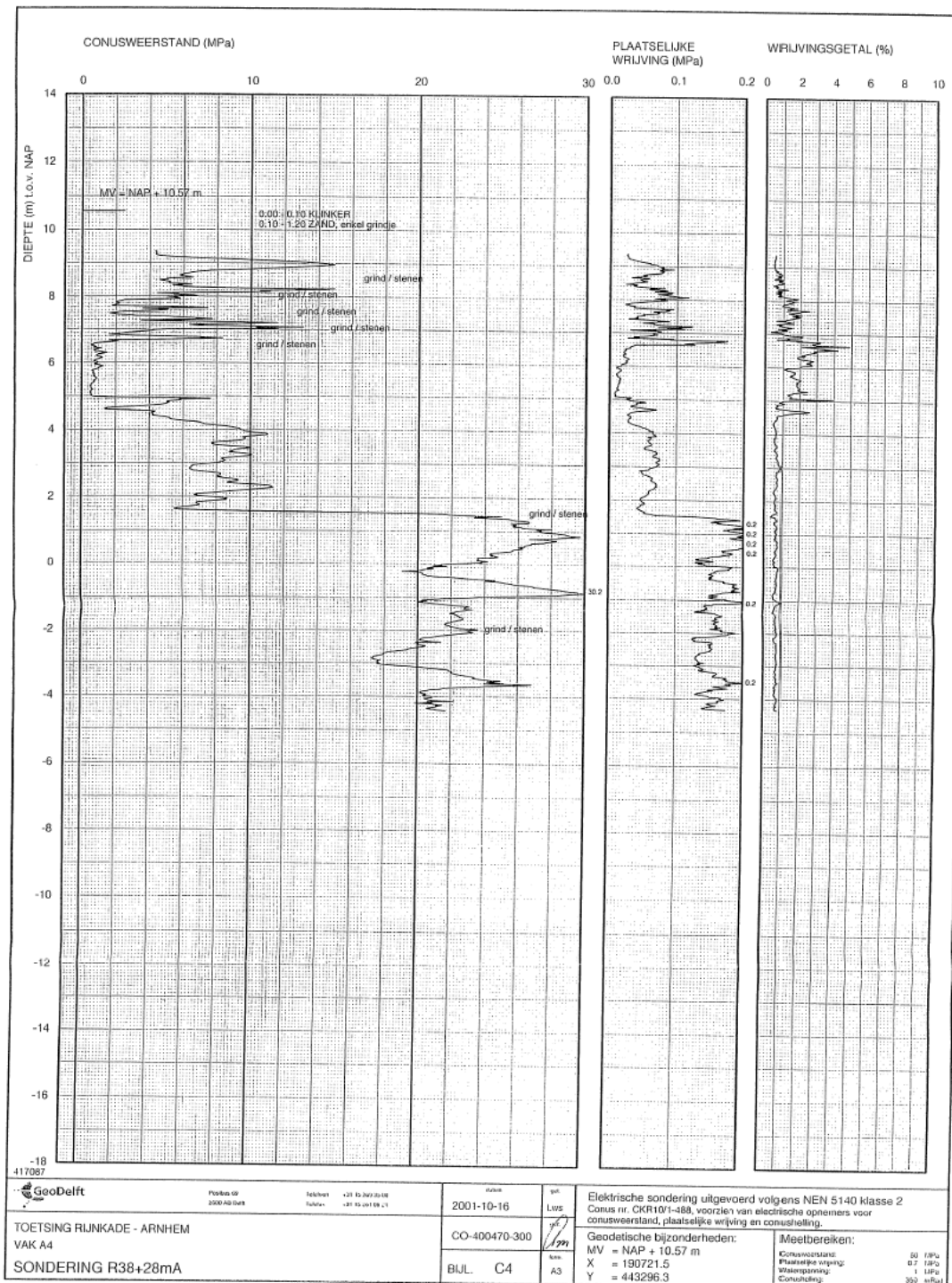
In deze bijlage zijn de tijdens de uitvoering van het veld genomen foto's opgenomen, alsmede het door Fugro uitgevoerde grondonderzoek, met opdrachtnummer: 1705-0495-000.

Bijlage 2

Sonderingen 2001 (lage kade)

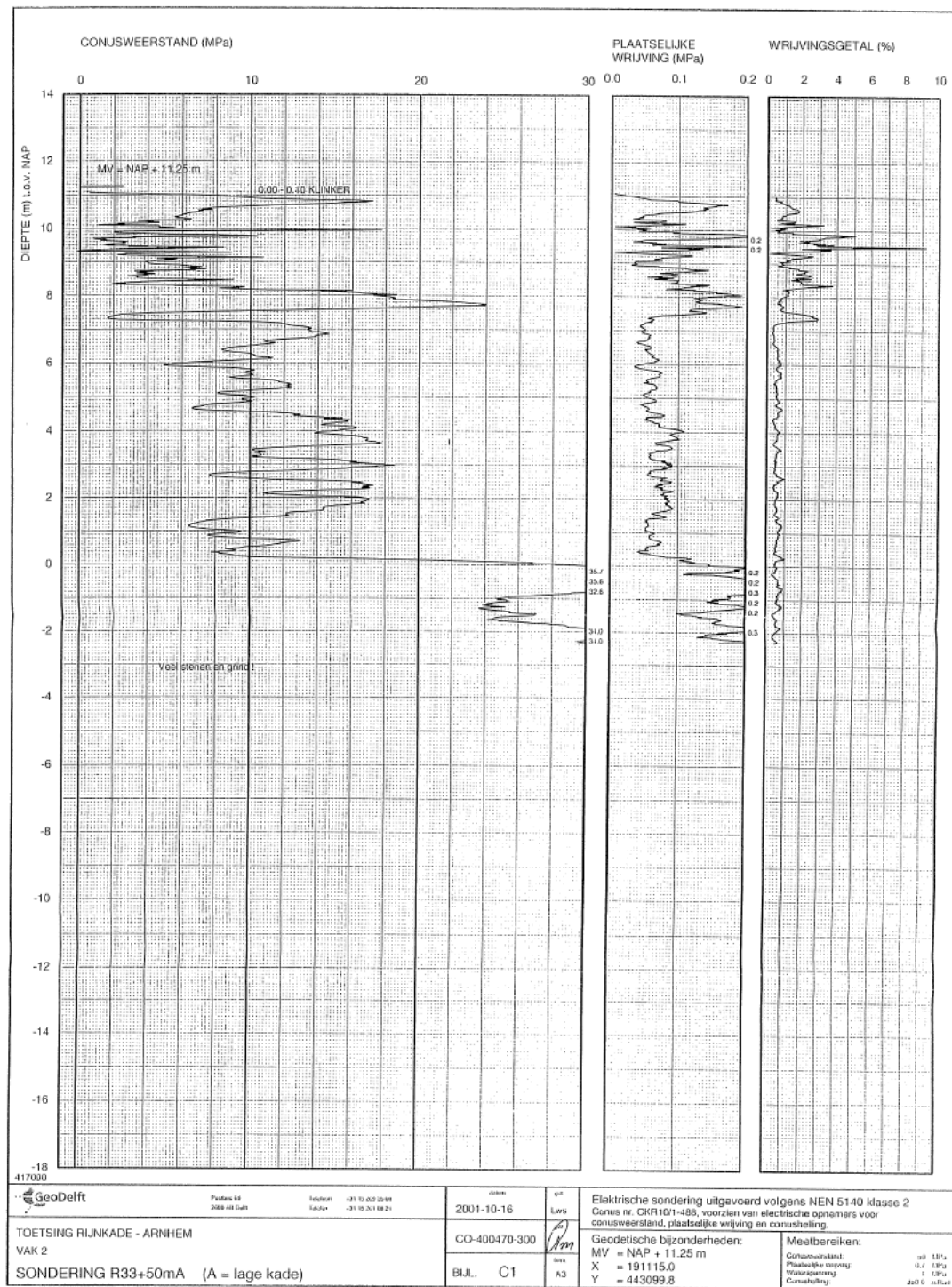
Sonderingen 2001 (lage kade)





Sondering r38+28m ter plaatse van Dp 18.70

Bijlage 2 (vervolg 2)



Sondering r33+50m ter plaatse van Dp 23.50

Bijlage 3

Grondonderzoek 2005 (hoge kade)

Bijlage 3

Grondonderzoek 2005 (hoge kade)

In deze bijlage is opgenomen het door Fugro uitgevoerde grondonderzoek, met opdrachtnummer: 6005-0515-000.

Bijlage 4

Berekeningsresultaten Plaxis

Bijlage 4

Berekeningsresultaten Plaxis

PLAXIS - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses											
Project description : Rijnkade dsnBB										PLAXIS 8.x	
User name : Grontmij Advies & Techniek bv										Date : 6-9-2005	
Project name : Rijnkade dsnCC HS fase										Step : 130	
Output : Soil and Interfaces Info - Hardening Soil										Page : 2	

ID	φ [°]	ψ [°]	γ_{ur} [-]	P_{ref} [kN/m ²]	Power [-]	K_0^{nc} [-]	c_{incr} [kN/m ³]	γ_{ref} [m]	R_f [-]	T-Strength [kN/m ²]	R_{inter} [-]	δ_{inter} [-]
1	32,5	2,5	0,20	100	0,500	0,483	0,0	0,0	0,9	0,5	0,70	0,000
4	27,0	0,0	0,20	100	0,500	0,546	0,0	0,0	0,9	0,0	1,00	0,000
5	30,0	2,0	0,20	100	0,500	0,500	0,0	0,0	0,9	0,0	1,00	0,000

PLAXIS - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses											
Project description : Rijnkade dsnBB										PLAXIS 8.x	
User name : Grontmij Advies & Techniek bv										Date : 6-9-2005	
Project name : Rijnkade dsnCC HS fase										Step : 130	
Output : Soil and Interfaces Info - Mohr-Coulomb										Page : 1	

ID	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	ν [-]	E_{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	φ [°]
2	Metselwerk	Non-porous	27,0	27,0	0,0000	0,0000	0,15	5E6	2E3	0,0
6	Injectie topiaag	Drained	17,0	21,0	1,0000	1,0000	0,33	2,4E5	500,0	0,0

PLAXIS - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses											
Project description : Rijnkade dsnBB										PLAXIS 8.x	
User name : Grontmij Advies & Techniek bv										Date : 6-9-2005	
Project name : Rijnkade dsnCC HS fase										Step : 130	
Output : Soil and Interfaces Info - Mohr-Coulomb										Page : 2	

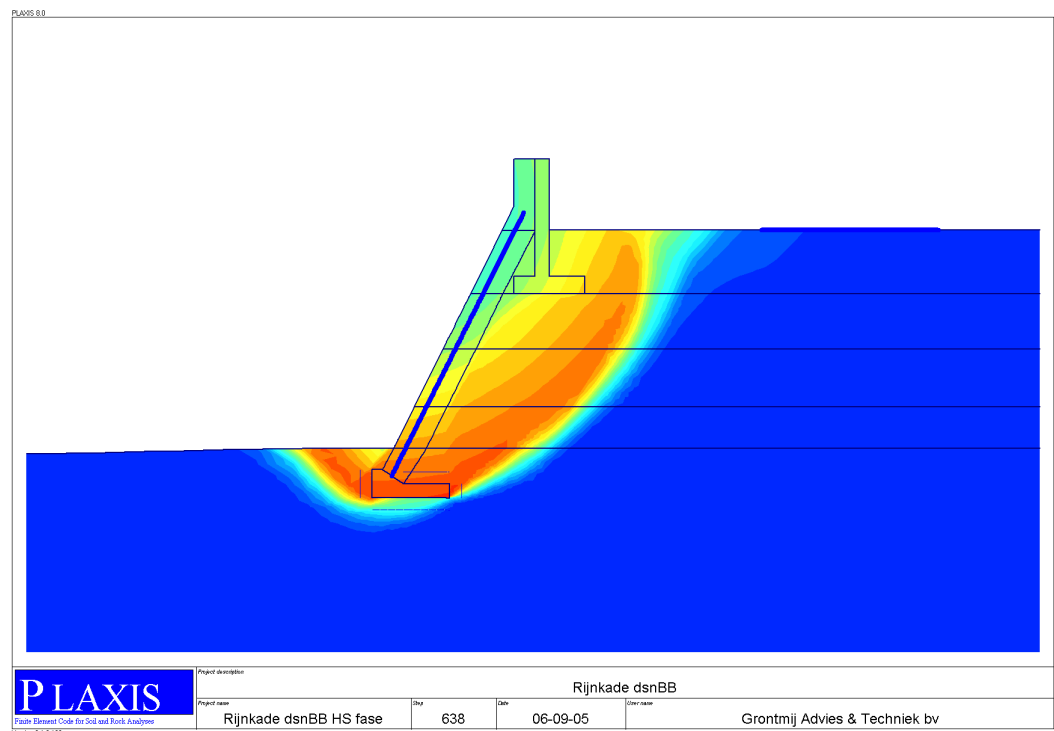
ID	ψ [°]	E_{incr} [kN/m ³]	c_{incr} [kN/m ³]	γ_{ref} [m]	T-Strength [kN/m ²]	R_{inter} [-]
2	0,0	0,0	0,0	0,0	400,0	1,00
6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,70

PLAXIS - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses											
Project description : Rijnkade dsnBB										PLAXIS 8.x	
User name : Grontmij Advies & Techniek bv										Date : 6-9-2005	
Project name : Rijnkade dsnCC HS fase										Step : 130	
Output : Soil and Interfaces Info - Hardening Soil										Page : 1	

ID	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	E_{50}^{ref} [kN/m ²]	E_{oed}^{ref} [kN/m ²]	E_{ur}^{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]
1	HS Toplaag heterogeen	Drained	17,0	21,0	1,0000	1,0000	20000,0	20000,0	80000,0	1,0
4	HS Siltig zand	Drained	18,0	18,0	1,0000	1,0000	5000,0	5000,0	40000,0	1,0
5	HS Zand	Drained	17,0	21,0	1,0000	1,0000	18000,0	18000,0	72000,0	1,0

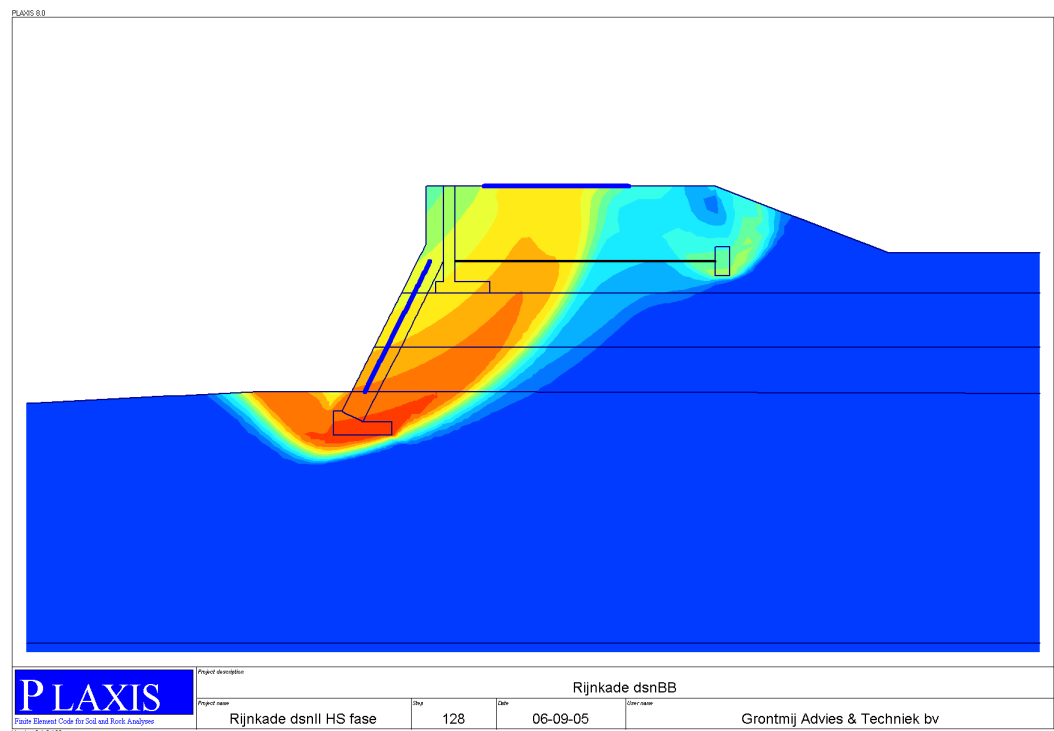
Gehanteerde grondparameters en bodemschematisatie Plaxis berekeningen

Bijlage 4 (vervolg 1)

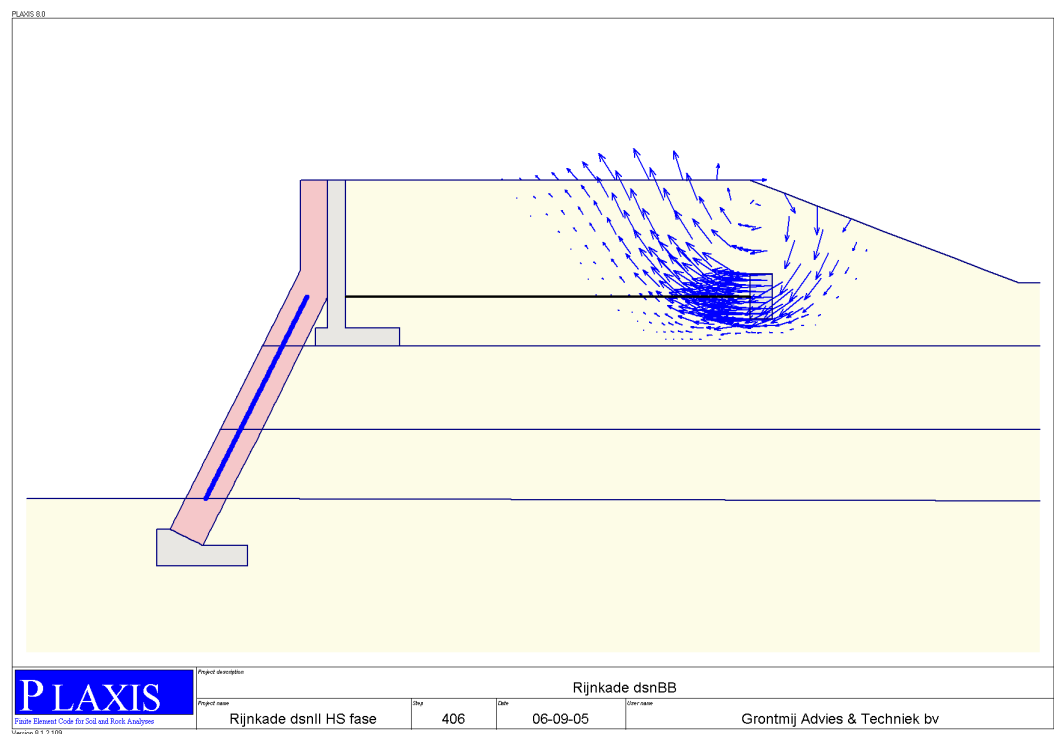


Bezwijkvlak doorsnede B-B (laag water, $\phi = 32,5^\circ$)

Bijlage 4 (vervolg 2)

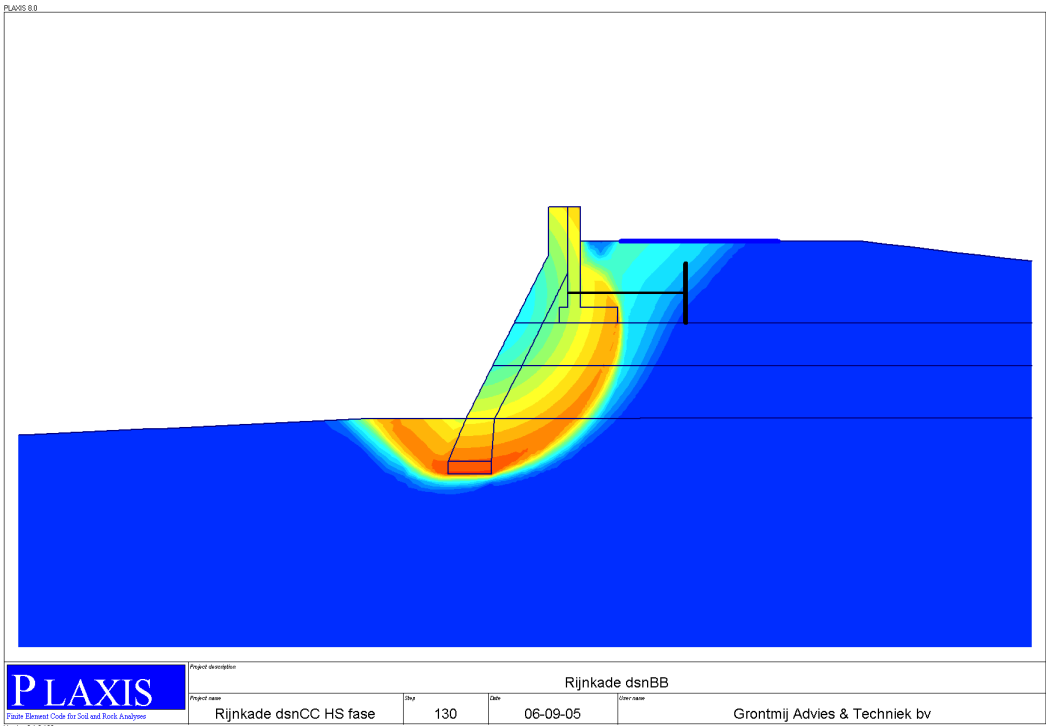


Bezwijkvlak doorsnede II (laag water, $\phi = 32,5^\circ$)

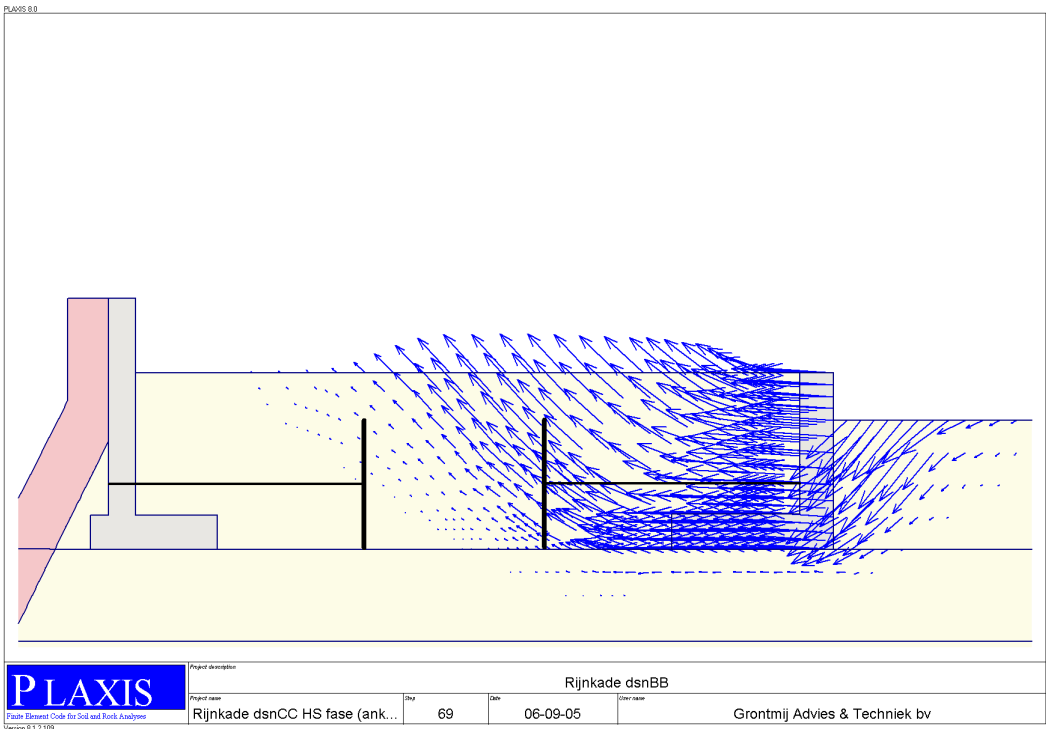


Bezwijkvlak ankerschot doorsnede II

Bijlage 4 (vervolg 3)



Bezwijkvlak doorsnede C-C (Laag water, $\phi = 32,5^\circ$)



Bezwijkvlak ankerschot doorsnede C-C

Bijlage 5

Voorbeeld draagkracht berekening steenzetting

Bijlage 5

Voorbeeld draagkracht berekening steenzetting