

Kunstwerken in waterkeringen

Impact van geïnduceerde aardbevingen



Kunstwerken in waterkeringen

Impact van geïnduceerde aardbevingen

ir. A. Verweij
ing. R. Delhez (VNK)
ir. H.G. Burggraaf (TNO)
ir. J. Bredeveld
dr. ir. P. Meijers

1208624-008

Titel
Kunstwerken in waterkeringen

| | | | |
|----------------------------------|----------------|------------------------------|-----------------|
| Opdrachtgever | Project | Kenmerk | Pagina's |
| Ministerie van Economische Zaken | 1208624-008 | 1208624-008-GEO-0010- gbh | 61 |

Trefwoorden
Groningen, aardbevingen, gaswinning, kunstwerken, waterkeringen

Samenvatting
In het kader van het project "Effecten geïnduceerde aardbevingen op kritische infrastructuur in Groningen, fase 2" zijn de effecten op diverse waterkerende kunstwerken in waterkeringen nader beschouwd. Zo zijn er in de dijkringen in de provincie Groningen constructies als sluizen, gemalen en coupures en langsconstructies als damwanden en kademuren aanwezig. De toetsing van langsconstructies is onderzocht in het deel over de Kades en Dijken (rapport 1208624-002-GEO-0003).

In deze vervolgstudie is voor een beperkt aantal (4) waterkerende kunstwerken in meer detail gekeken naar de gevoeligheid voor aardbevingen en de gevolgen voor de waterveiligheid. Hiervoor is een aanzet tot een rekenmethodiek ontwikkeld om de effecten van een geïnduceerde beving in de gebruikelijke toetsing van kunstwerken in waterkeringen mee te nemen. De selectie van de meest kritieke kunstwerken heeft in overleg met de beheerders van de kunstwerken plaatsgevonden. (Waterschappen Hunze en Aa's en Noorderzijlvest, Provincie Groningen).

Gebleken is dat de constructies gevoelig kunnen voor enerzijds directe schade door trillingen; anderzijds kan verdichting / verweking van losgepakte zandlagen invloed op de kunstwerken hebben. De vertaalslag van de geselecteerde naar alle waterkerende kunstwerken moet in een volgende fase gemaakt worden aan de hand van de werkelijke situaties van de overige kunstwerken.

| Versie | Datum | Auteur | Paraaf | Review | Paraaf | Goedkeuring | Paraaf |
|--------|-----------|--------------------|-----------|--------------------------------------------|------------------------|-------------------|-----------|
| | nov. 2013 | ir. A. Verweij | | prof. ir. A.F. van Tol | | ing. A.T. Aantjes | |
| | | ir. J. Bredeveld | | dr. ir. M. Korff | | | |
| | | dr. ir. P. Meijers | | | | | |
| | Jan. 2014 | ir. A. Verweij | <i>AV</i> | prof. ir. A.F. van Tol dr. ir. M. Korff | <i>AF</i> <i>MK</i> | ing. A.T. Aantjes | <i>AA</i> |

Status
definitief

Inhoud

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1 Kunstwerken in waterkeringen | 1 |
| 1.1 Inleiding | 1 |
| 1.2 Strategie toetsing | 1 |
| 1.3 Leeswijzer | 2 |
| 2 Selectie en prioritering | 3 |
| 2.1 Selectie kunstwerken | 3 |
| 2.2 Gebruikte gegevens | 6 |
| 3 Uitgevoerde analyses | 7 |
| 3.1 Faalmechanismen | 7 |
| 3.2 Zakking door verdichting | 7 |
| 3.3 Impact op constructies | 7 |
| 3.4 Berekeningsmethode invloed van de aardbeving | 8 |
| 4 Veiligheidsfilosofie | 11 |
| 4.1 Normfrequentie | 11 |
| 4.2 Faalkansruimte voor relevante mechanismen | 11 |
| 4.3 Te beschouwen belastingcombinaties | 12 |
| 4.3.1 Aanpak A conform de Eurocode: alleen hoogwater- of aardbevingsbelasting | 12 |
| 4.3.2 Aanpak B met gecombineerde dominante en niet dominante belasting | 13 |
| 4.4 Toegepaste aanpak | 13 |
| 5 Toetsing Coupure West Delfzijl | 15 |
| 5.1 Algemene gegevens | 15 |
| 5.2 Gebruikte gegevens | 15 |
| 5.3 Hydraulische belastingen | 16 |
| 5.4 Faalkansen in bestaande situatie | 17 |
| 5.4.1 Overslag/overloop | 17 |
| 5.4.2 Betrouwbaarheid sluiting | 17 |
| 5.4.3 Onder- en achterloopsheid | 17 |
| 5.4.4 Sterkte en stabiliteit | 17 |
| 5.5 Faalkansen waterkerende functie ten gevolge van aardbeving | 18 |
| 5.5.1 Overslag/overloop | 19 |
| 5.5.2 Betrouwbaarheid sluiting | 19 |
| 5.5.3 Onder- en achterloopsheid | 20 |
| 5.5.4 Sterkte en stabiliteit | 20 |
| 5.6 Conclusies toetsing Coupure West | 21 |
| 6 Toetsing Gemaal de Drie Delfzijen | 23 |
| 6.1 Algemene gegevens | 23 |
| 6.2 Gebruikte gegevens | 23 |
| 6.3 Hydraulische belastingen | 24 |
| 6.4 Faalkansen in bestaande situatie | 25 |
| 6.4.1 Overslag/overloop | 25 |
| 6.4.2 Betrouwbaarheid sluiting | 25 |
| 6.4.3 Onder- en achterloopsheid | 26 |

| | | |
|----------|---------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 6.4.4 | Sterkte en stabiliteit | 26 |
| 6.5 | Faalkansen waterkerende functie ten gevolge van aardbeving | 26 |
| 6.5.1 | Overslag/overloop | 28 |
| 6.5.2 | Betrouwbaarheid sluiting | 28 |
| 6.5.3 | Onder- en achterloopsheid | 28 |
| 6.5.4 | Sterkte en stabiliteit | 28 |
| 6.6 | Conclusies toetsing gemaal Drie Delfzijen | 29 |
| 7 | Toetsing Zeesluizen Farmsum | 31 |
| 7.1 | Algemene gegevens | 31 |
| 7.2 | Gebruikte gegevens | 32 |
| 7.3 | Hydraulische belastingen | 32 |
| 7.4 | Constructief gedrag van de Zeesluis Farmsum onder invloed van aardbevingen | 33 |
| 7.4.1 | Inleiding | 33 |
| 7.4.2 | Modelbeschrijving | 33 |
| 7.4.3 | Eigenwaarde analyse | 35 |
| 7.4.4 | Dynamische analyse | 39 |
| 7.4.5 | Toetsing momentcapaciteit | 41 |
| 7.4.6 | Toetsing dwarskrachtcapaciteit | 43 |
| 7.4.7 | Conclusies zeesluis Farmsum | 45 |
| 7.4.8 | Aanbevelingen zeesluis Farmsum | 45 |
| 7.5 | Faalkansen in bestaande situatie | 47 |
| 7.5.1 | Overslag/overloop | 47 |
| 7.5.2 | Betrouwbaarheid sluiting | 47 |
| 7.5.3 | Onder- en achterloopsheid | 48 |
| 7.5.4 | Sterkte en stabiliteit | 48 |
| 7.6 | Faalkansen waterkerende functie ten gevolge van aardbeving | 49 |
| 7.6.1 | Overslag/overloop | 50 |
| 7.6.2 | Betrouwbaarheid sluiting | 50 |
| 7.6.3 | Onder- en achterloopsheid | 51 |
| 7.6.4 | Sterkte en stabiliteit | 51 |
| 7.7 | Conclusies toetsing zeesluis Farmsum | 52 |
| 8 | Toetsing Grondduiker Duurswold | 53 |
| 8.1 | Algemene gegevens | 53 |
| 8.2 | Constructief gedrag van de Grondduiker Duurswold onder invloed van aardbevingen | 53 |
| 8.2.1 | Inleiding | 53 |
| 8.2.2 | Rotatie | 54 |
| 8.2.3 | Afschuiving | 55 |
| 8.2.4 | Conclusies grondduiker Duurswold | 55 |
| 8.3 | Analyse voor aardbeving | 55 |
| 8.4 | Analyse na aardbeving | 56 |
| 8.5 | Conclusies toetsing grondduiker Duurswold | 57 |
| 9 | Conclusies en aanbevelingen | 59 |
| 9.1 | Conclusies algemeen | 59 |
| 9.2 | Conclusies toetsing Coupure West | 59 |
| 9.3 | Conclusies toetsing gemaal Drie Delfzijen | 59 |
| 9.4 | Conclusies toetsing zeesluis Farmsum | 60 |
| 9.5 | Conclusies toetsing grondduiker Duurswold | 60 |
| 9.6 | Aanbevelingen | 60 |

| | |
|----------------------------------------------------------------|------------|
| Bijlage(n) | |
| Referenties | 1 |
| A Plaxis analyse | A-1 |
| B E-mail bediening Zeesluizen Farmsum | B-1 |
| C Grondonderzoek Wiertsema en Partners (2013) | C-1 |
| D Analytische berekening zakkingen | D-1 |
| E Inventarisatie kunstwerken in waterkeringen Groningen | E-1 |

1 Kunstwerken in waterkeringen

1.1 Inleiding

In het kader van het project “Effecten geïnduceerde aardbevingen op kritische infrastructuur in Groningen, fase 2” zijn de effecten op diverse waterkerende kunstwerken in waterkeringen nader beschouwd. Zo zijn er in de dijkringen in de provincie Groningen constructies als sluisen, gemalen en coupures en langsconstructies als damwanden en kademuren aanwezig. De aanwezigheid van langsconstructies is meegenomen in het deel over de Kades en Dijken (rapport 1208624-002-GEO-0003).

In deze vervolgstudie is voor een beperkt aantal (4) waterkerende kunstwerken in meer detail gekeken naar de gevoeligheid voor aardbevingen en de gevolgen voor de waterveiligheid. Hiervoor is een aanzet tot een rekenmethodiek ontwikkeld om de effecten van een geïnduceerde beving in de gebruikelijke toetsing van kunstwerken in waterkeringen mee te nemen. De selectie van de meest kritieke kunstwerken heeft in overleg met de beheerders van de kunstwerken plaatsgevonden. (Waterschappen Hunze en Aa's en Noorderzijlvest, Provincie Groningen). De vertaalslag van de geselecteerde kunstwerken naar alle kunstwerken moet in een volgende fase nog gemaakt worden aan de hand van de werkelijke situaties van de overige kunstwerken.

1.2 Strategie toetsing

Afhankelijk van het type kunstwerk is bepaald welke onderdelen getoetst moeten worden aan de hand van de in de Quick Scan geïdentificeerde faalmechanismen. Voor de toetsing zijn de benodigde gegevens (constructietekeningen en ondergrondgegevens) door de beheerder aangeleverd. De beoordeling van de constructieve aspecten is door TNO Bouw uitgevoerd. Op dit moment bestaan geen normen voor toelaatbare vervormingen (absolute vervorming, verschilvervorming, scheefstand) en trillingsniveaus (bijvoorbeeld voor de bewegingswerken), derhalve is door Deltares in overleg met TNO hiervoor een inschatting gemaakt.

Voor de beschouwde kunstwerken zijn als de kans op overstroming ten gevolgen van een aardbeving niet uitgesloten kan worden, mogelijke maatregelen (preventief dan wel correctief) voorgesteld. Prioritering van de maatregelen hangt af van de kans op schade (welke weer een functie zal zijn van de aardbevingsbelasting), de kans dat er daarbij niet voldoende snel noodmaatregelen getroffen kunnen worden en de mogelijke gevolgschade.

Bij het schatten van de globale faalkans van de waterveiligheidsfunctie wordt de te verwachten invloed van de aardbeving op fundatie en constructie zo goed mogelijke meegenomen. Aan de hand van de globale faalkansen kan een uitspraak worden gedaan of de waterkerende kunstwerken voldoen aan de wettelijke eisen die aan de waterkerende functie worden gesteld.

Ten behoeve van de faalkansbepaling wordt onder andere gebruik gemaakt van de binnen het project Veiligheid Nederland in Kaart (VNK) ontwikkelde methode om globale faalkansen af te schatten. VNK gebruikt deze methode bij het berekenen van overstromingskansen, om de objecten die geen significante bijdrage aan de waterveiligheid van de beschouwde dijkkring leveren eruit te kunnen filteren. Basis van deze methode is dat bij de diverse faalmechanismen de buitenwaterstand sterk dominant is bij de faalkansbepaling. Voor achtergronden omtrent de methode van het afschatten van globale faalkansen wordt verwezen naar [1].

In eerste instantie wordt de uitgangssituatie voor het waterkerende kunstwerk beschouwd, waarbij dus nog geen sprake is van beïnvloeden van de waterkerende functie van het object door aardbevingen. Vervolgens worden de gevolgen van de aardbevingen voor de waterveiligheid zo goed mogelijk meegenomen en ontstaat een beeld van de waterkerende capaciteiten van de kunstwerken na een aardbeving.

Per waterkerend kunstwerk is een hoofdstuk opgezet, met daarin een korte beschrijving van het object en de schatting van de faalkansen voor de diverse faalmechanismen.

1.3 Leeswijzer

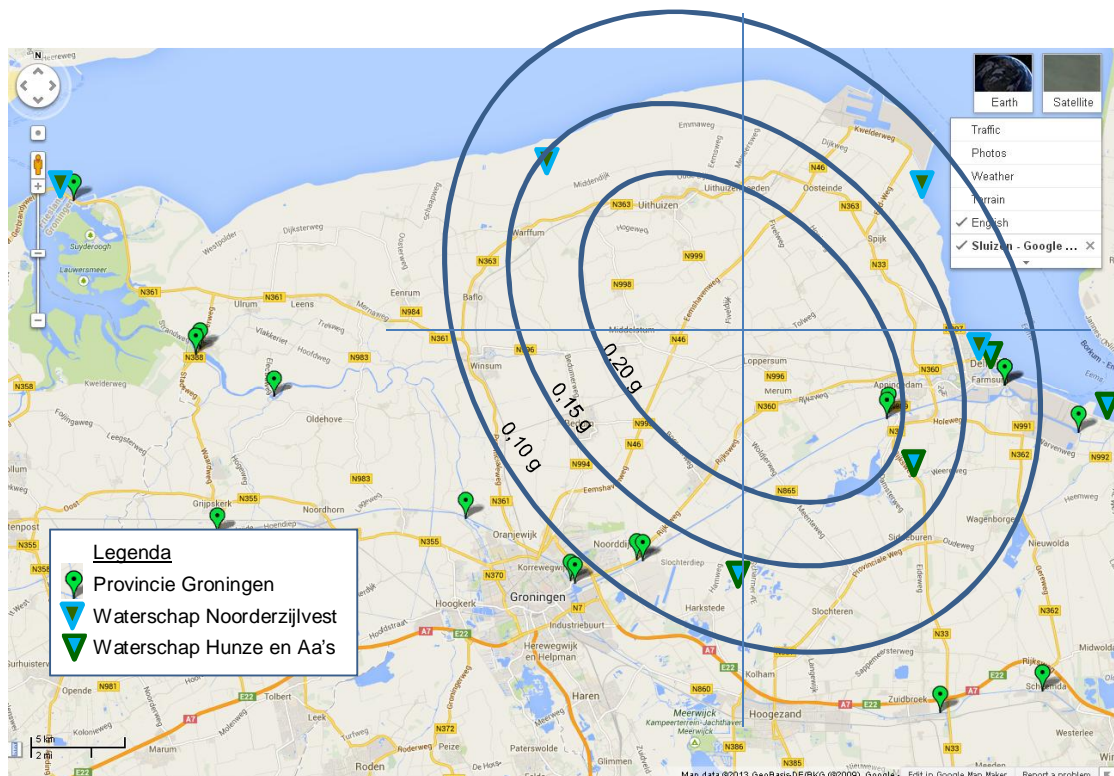
In hoofdstuk 2 wordt ingegaan op de selectie en prioritering van kunstwerken die in deze studie zijn onderzocht. In hoofdstuk 3 worden de uitgevoerde analyses besproken. Vervolgens wordt in hoofdstuk 0 ingegaan op de ontwikkeling van de veiligheidsfilosofie voor het toetsen van effecten van aardbevingen op kunstwerken in waterkeringen. In de hoofdstukken 5 t/m 8 worden de toetsingen van de 4 kunstwerken beschreven. De conclusies en aanbevelingen zijn in hoofdstuk 9 opgeschreven.

2 Selectie en prioritering

2.1 Selectie kunstwerken

Teneinde een eerste schifting te maken zijn is het gecombineerde areaal aan kunstwerken van de Provincie Groningen en de waterschappen Noorderzijlvest en Hunze en Aa's onderzocht. Het selectiegebied is bepaald op basis van het voorkomen van de geïnduceerde bevingen, de locatie, en het type constructie. Alle getoonde constructies binnen het getoonde selectiegebied zijn in Bijlage E beschreven op basis van informatie van de diverse websites. In overleg met de provincie en de waterschappen is de compleetheit beoordeeld en zijn constructies gekozen die in dit onderzoek nader zijn onderzocht.

In Figuur 2.1 zijn de geïdentificeerde locaties van kunstwerken weergegeven die onder beheer zijn van de provincie en de waterschappen. Op de kaart is tevens de zonerings van de Peak Ground Acceleration (PGA) overgenomen zoals die ten tijde van de selectieprocedure is gehanteerd [bron: KNMI brief d.d. 20130822 "KNMI Eerste resultaten van de verwachte grondbeweging bij een aardbeving met een magnitude 5.0"].



Figuur 2.1 Locatiekaart kunstwerken in waterkeringen met KNMI zonerings PGA [bron kaart: Google Maps; zonerings: brief d.d. 20130822 "KNMI Eerste resultaten van de verwachte grondbeweging bij een aardbeving met een magnitude 5.0"]

In Tabel 3.1 staan de geïdentificeerde kunstwerken in waterkeringen in de provincie Groningen samengevat. Aangegeven is bij wie het kunstwerk in beheer is. Daarnaast is een aanduiding gegeven van het type waterkering, type kunstwerk en de ligging in de PGA

zonering van het KNMI. Tabel 2.1 is input geweest voor het overleg tussen Deltares, TNO en de beheerders op basis waarvan de kunstwerken zijn geselecteerd.

| constructie | beheer | type WK | type KW | ondergrond | PGA zone | | | |
|----------------------------------|--------|---------|---------|------------|----------|--|-----------------|---|
| Zeesluizen Farmsum | PG | 3 | 3 | 2 | 2 | | type WK | |
| Oosterhornsluis | PG | 1 | 3 | 2 | 1 | | primaire | 3 |
| Groevesluizen | PG | 2 | 3 | 2 | 4 | | regionaal | 2 |
| Bronssluis / Slochtersluis | PG | 2 | 3 | 2 | 2 | | anders | 1 |
| Driewegsluis / Oostersluis | PG | 2 | 3 | 2 | 1 | | | |
| Dorkwerdersluis | PG | 2 | 3 | 3 | 1 | | type KW | |
| Sluis Zuidbroek | PG | 2 | 3 | 3 | 1 | | sluis, coupure | 3 |
| Eextersluis | PG | 2 | 3 | 2 | 1 | | gemaal, leiding | 2 |
| Grondduiker Duurswold | PG | 2 | 2 | 2 | 2 | | anders | 1 |
| | | | | | | | | |
| Oude Zeesluis Delfzijl | H&A | 3 | 3 | 1 | 2 | | ondergrond | |
| Termunterzijl (gemaal/spuisluis) | H&A | 3 | 3 | 2 | 1 | | zand los | 3 |
| Meetpunt scheve klap | H&A | 1 | 1 | 2 | 3 | | zand matig | 2 |
| Gemaal Woudbloem | H&A | 1 | 2 | 2 | 2 | | zand vast | 1 |
| | | | | | | | | |
| R.J. Cleveringsluizen | NZV | 3 | 3 | 3 | 1 | | PGA zone | |
| Robbengatsluis | NZV | 3 | 3 | 3 | 1 | | 0,20 | 4 |
| Zeegemaal Noordpolderzijl | NZV | 3 | 2 | 3 | 3 | | 0,15 - 0,20 | 3 |
| Zeegemaal Spijksterpompen | NZV | 3 | 2 | 3 | 2 | | 0,10 - 0,15 | 2 |
| Gemaal De Drie Delfzijlen | NZV | 3 | 2 | 1 | 2 | | < 0,10 | 1 |
| Coupures Delfzijl | NZV | 3 | 3 | 2 | 2 | | | |
| Zoetwaterleiding Emmapolder | NZV | 3 | 2 | 2 | 2 | | | |
| In- / uitlaat Eemscentrale | NZV | 3 | 2 | 3 | 2 | | | |

Tabel 2.1 Overzicht kunstwerken in waterkeringen in Groningen met de beheerder, het type waterkering (WK), kunstwerk (WK) en de te hanteren versnelling

Met behulp van Dinoloket is informatie over de ondiepe ondergrond ingewonnen. Zodoende kan per constructie de gevoeligheid van de ondergrond worden bekeken. Het criterium hierbij is de aanwezigheid van losgepakte zandlagen, die bij een aardbeving zouden kunnen verweken. Voor alle locaties is getracht grondonderzoek (sonderingen) uit Dino te halen; er is gezocht naar zandlagen tot de verkende diepte van de sonderingen met een waarde van de conusweerstand (q_c) van ca. 2,5 MPa tot 5 MPa; dit zijn typische waarden van de conusweerstand voor losgepakt en daarmee verwekingsgevoelig zand. Dergelijke zandlagen kunnen door een aardbeving invloed op de kunstwerken uitoefenen. Het kan hierbij enerzijds gaan om zakkings door verweking / verdichting van een losgepakte zandlaag onder de fundering van een kunstwerk, maar ook om een toename in horizontale belasting door verweking van een losgepakte aanvulzandlaag naast de constructie.

In overleg met de Provincie Groningen en de waterschappen Noorderzijlvest en Hunze en Aa's is besloten in deze fase de volgende kunstwerken te onderzoeken (zie Tabel 2.2). Deze waterkerende kunstwerken liggen in dijkkring 6. Van bovenstaande objecten zijn de Coupure West Delfzijl en gemaal de Drie Delfzijlen in het project VNK2 (Veiligheid Nederland in Kaart 2, ref. [1]) geanalyseerd, waarbij met behulp van het probabilistische rekenprogramma PC-Ring faalkansen zijn bepaald. Voor de Zeesluis Farmsum geldt dat hiervan binnen VNK2 globale faalkansen zijn bepaald, maar dat er geen nadere analyse heeft plaatsgevonden. De inschatting met globale faalkansen heeft aangegeven dat de zeesluis qua waterveiligheid in principe geen potentieel zwakke schakel is in de dijkkring.

| Waterkerend kunstwerk | Coördinaten | Waterkering | Normfrequentie |
|---------------------------|--------------------------------|---------------------|----------------|
| Coupure West Delfzijl | 53°19'46.08"N, 6°55'32.89"O | Primair categorie A | 1/4.000 |
| Gemaal de Drie Delfzijlen | 53°19'43.18"N, 6°55'29.66"O | Primair categorie A | 1/4.000 |
| Zeesluis Farmsum | 53°19'14.16"N, 6°56'26.49"O | Primair categorie A | 1/4.000 |
| Grondduiker Duurswold | 53°18'43.39"N, 6°55'38.76"O | Regionaal | - |

Tabel 2.2 Selectie van waterkerende kunstwerken

Tot slot geldt voor de grondduiker dat deze niet in de primaire waterkering ligt en op basis daarvan niet binnen VNK2 beschouwd is. Tevens heeft dit object ook geen waterkerende functie. De grondduiker maakt echter wel deel uit van de kritische infrastructuur rondom de waterveiligheid, aangezien deze afwatering van het gehele achterland van Hunze & Aa's mogelijk maakt. In Figuur 2.2 is de ligging van de kunstwerken weergegeven.



Figuur 2.2 Locatie van de kunstwerken (Bron: Google Earth)

2.2 Gebruikte gegevens

Na gezamenlijke prioritering met de beheerders hebben Deltares / TNO relevante gegevens van de geselecteerde kunstwerken van de beheerders ontvangen. Dit betreft o.a. de volgende data:

- Constructietekeningen kunstwerk en evt. onder- en achterloopsheidschermen.
- Funderingstekeningen.
- Toetsrapporten met achterliggende rapporten en berekeningen van de laatste en voorgaande toetsrondes.

Gewenst doch nog niet ontvangen en daardoor niet beschouwd zijn de volgende gegevens:

- Wapeningstekeningen.
- Ontwerprapporten.
- Grondonderzoeksrapporten.
- Inspectierapporten.

3 Uitgevoerde analyses

3.1 Faalmechanismen

In het gebied komen diverse kunstwerken voor met een waterkerende functie (sluizen, kades, coupures en damwanden). Ten aanzien hiervan is vooral gekeken naar zakkings in de ondergrond en naar de mogelijke verschilzetting die bij een kunstwerk op kan treden. Dit is afhankelijk van de lokale opbouw van de ondergrond. Aan de kust waar dikkere Holocene, relatief losgepakte, zandlagen voorkomen is dit effect groter. Ook hier is het al dan niet optreden van verweking doorslaggevend. Op basis van de quick scan werden afhankelijk van de aanwezigheid van zandlagen zakkings tot 60 cm niet uitgesloten. Daarbij kan ook sprake zijn van aanzienlijke zettingsverschillen over de constructie.

In dit rapport worden waterkerende kunstwerken getoetst op de volgende faalmechanismen, zowel in de huidige situatie als na het optreden van een aardbeving.

- Overslag / overloop (kerende hoogte).
- Betrouwbaarheid sluiting.
- Onder- en achterloopsheid.
- Sterkte en stabiliteit.

3.2 Zakking door verdichting

Er bestaan op dit moment helaas geen modellen die kruinzetting voldoende nauwkeurig kunnen voorspellen, zodra zandlagen geheel of gedeeltelijk verweken. De in deze studie gepresenteerde berekening van kruinzetting is daarom alleen indicatief en geschikt voor een kwalitatieve beoordeling van meer en minder gevoelige locaties. Deze subparagraaf bevat een korte samenvatting van de modellen die worden gebruikt voor indicaties van kruindaling. Details worden beschreven in rapport 1208624-002-GEO-0003.

De zetting van een kunstwerk wordt opgebouwd gedacht uit de volgende bijdragen:

- Vervorming van geheel of gedeeltelijk verweekte zandlagen onder het kunstwerk door:
 - a. Wegpersen (*squeezing*): het zijdelings wegpersen van volledig verweekt zand door het gewicht van de bovenliggende constructie. De vervorming wordt voorspeld met hulp van een functie die is gefit op resultaten van eindig-elementenberekeningen. Deze bijdrage wordt alleen significant geacht als de fundering van de constructie zich in of direct boven een losgepakte zandlaag bevindt.
 - b. Verdichting (compactie) van een verweekte zandlaag. Deze treedt na afloop van de aardbevingsbelasting, nadat er poriewater is afgestroomd. De vervorming wordt voorspeld met hulp van eenvoudige empirische functies, die zijn afgeleid uit de literatuur.

3.3 Impact op constructies

In opdracht van Deltares heeft TNO onderzoek gedaan naar het constructieve gedrag van een tweetal waterbouwkundige constructies in Noordoost Groningen onder invloed van aardbevingen tegen gevolge van de gaswinning ter plaatse. Dit hoofdstuk bevat de tekst van het memorandum van TNO. Waar nodig zijn aanvullingen in de tekst gedaan. Het geeft een samenvatting van het onderzoek, bestaande uit de analyse van de grondduiker Duurswold

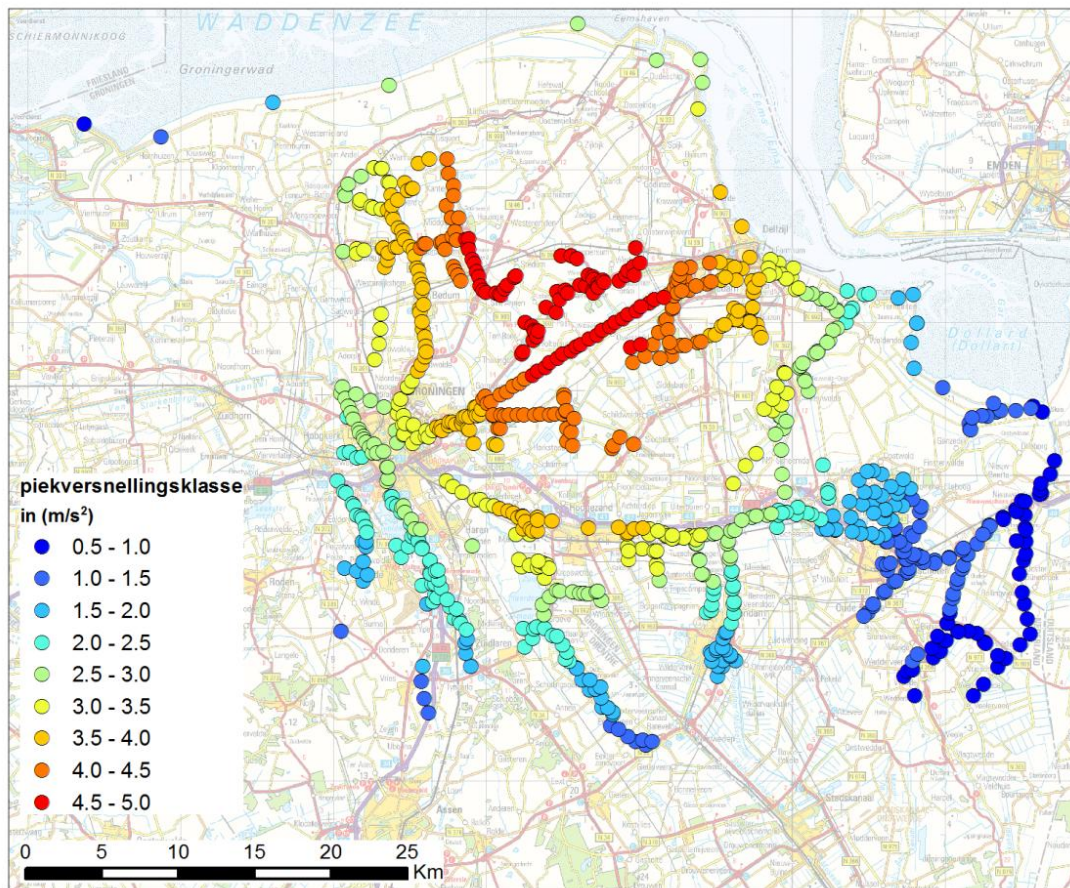
(paragraaf 8.2) en de zeesluis Farmsum (paragraaf 7.4). De conclusies en aanbevelingen van het onderzoek zijn opgenomen in paragraaf 8.2.4.

Voor de grondduiker te Duurswold is ook een analyse met de eindige elementen methode gedaan. Hiervoor is het EEM programma Plaxis gebruikt, waarbij een 2D analyse van de dwarsdoorsnede over de duiker is gemaakt. De resultaten van de Plaxis analyse zijn gepresenteerd in Bijlage A.

3.4 Berekeningsmethode invloed van de aardbeving

De toetsing van de invloed van de aardbeving op de waterkerende kunstwerken wordt gedaan door aan de hand van de grondgesteldheid een door de beving geïnduceerde (verschil)zakking te bepalen. Vervolgens worden de effecten van die (verschil)zakking op de beschouwde faalmechanismen bepaald. Daarnaast wordt de directe impact van de trillingen op de constructie beschouwd. De input hiervoor wordt gevormd door de recente data van het KNMI (zie Figuur 3.1).

Aan de hand van lokale grondgegevens (zie bijlage C) zijn mogelijk optredende globale zettingen berekend. In bijlage D zijn de zakkingen per sondering weergegeven. Hiervoor is de empirische methode van Tokimatsu gebruikt (rapport 1208624-002-GEO-0003). Met deze methode worden op basis van de met sonderingen gemeten conusweerstand van de ondergrond de maximaal te verwachten zettingen van de ondergrond berekend. De maximaal optredende zetting voor de constructie is afhankelijk van de methode van funderen van het kunstwerk. Indien de fundering diep genoeg is weggezet zal de constructie slechts een gedeelte van de met Tokimatsu berekende zetting ondergaan. In bijlage D is ook de invloed van de *importance factor* (zie hoofdstuk 4) weergegeven. De resultaten van deze berekeningen worden in de hoofdstukken 5 t/m 8 in de paragraaf "Faalkansen waterkerende functie ten gevolge van aardbeving" gepresenteerd.



Figuur 3.1 Piekversnellingen in de rekenpunten met een terugkeertijd van 475 jaar (bron: KNMI)

4 Veiligheidsfilosofie

4.1 Normfrequentie

In het onderzoek naar het effect van geïnduceerde aardbevingen op de waterveiligheid van waterkerende kunstwerken worden objecten in zowel primaire als regionale waterkeringen beschouwd. Conform de veiligheidsfilosofie bij waterkeringen, zie rapport 1208624-002-GEO-0003, wordt de vigerende normfrequentie voor de jaarlijkse overschrijdingskans van een dijkstrekking t.b.v. dit onderzoek geïnterpreteerd als een toelaatbare overstromingskans:

- voor de primaire keringen (zeedijken) in Groningen is een maximaal toelaatbare terugkeertijd van 4000 jaar (1:4000) vastgesteld;
- voor de regionale keringen in Groningen is op dit moment een maximaal toelaatbare terugkeertijd van 100 jaar (1:100) vastgesteld.

4.2 Faalkansruimte voor relevante mechanismen

Conform de vigerende leidraden voor waterkerende kunstwerken in primaire en regionale waterkeringen, respectievelijk Leidraad Kunstwerken (2003) en Leidraad Waterkerend Kunstwerken in Regionale Keringen (2011), dient een dergelijk object op grond van de Waterwet met voldoende betrouwbaarheid een waterkerende functie te vervullen. De toetsing op veiligheid dient daarbij per doorsnede te worden uitgevoerd op het deelaspect dat rechtstreeks tot overstroming leidt (golfoverslag en overloop door onvoldoende hoogte) en op alle overige aspecten (faalmechanismen) die verlies van stabiliteit kunnen initiëren. Voor waterkerende kunstwerken zijn de hoogwater gedreven mechanismen: niet sluiten, onder- en achterloopseheid en sterkte en stabiliteit van de constructie(onderdelen).

Omdat het hier de toetsing van bestaande kunstwerken betreft is het mogelijk (doch niet perse noodzakelijk!) een aanpassing van de veiligheidsnorm te accepteren voor faalmechanismen in relatie tot aardbevingen (zie hiervoor ook rapportage (rapport 1208624-002-GEO-0003). Voor de hier uitgevoerde toetsing is ervan uit gegaan dat voor de gehele dijkkring een extra faalkansruimte van 20% geaccepteerd wordt voor de faalmechanismen die tijdens een aardbeving een verhoogde kans van optreden hebben. Voor kunstwerken is dan een extra faalkansruimte van 5% voorhanden, wat in een vergroting met een factor 1,4 (=17,5/12,5) kan worden vertaald. Wat betreft de toelaatbare faalkans voor de faalmechanismen voor kunstwerken geldt, inclusief de invloed van de aardbevingsbelasting, dan in lijn met beide vigerende leidraden:

| | | |
|-------------------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| | (primair) | (regionaal) |
| • voor hoogte de norm: | $3,5 \cdot 10^{-4}$ per jaar | $1,4 \cdot 10^{-2}$ per jaar |
| • voor niet sluiten 1/10-norm: | $3,5 \cdot 10^{-5}$ per jaar | $1,4 \cdot 10^{-3}$ per jaar |
| • voor sterkte en stabiliteit 1/100-norm: | $3,5 \cdot 10^{-6}$ per jaar | $1,4 \cdot 10^{-4}$ per jaar |

In beide leidraden hebben de vereiste betrouwbaarheidsindices de levensduur van de constructie als referentieperiode. De omrekening vanuit jaarkansen vindt plaats middels de levensduurfactor ($f_N = 10$ jaar). Dit leidt tot vereiste betrouwbaarheidsindices (beta) voor sterkte en stabiliteit van circa 4,0 (primair) en 3,0 (regionaal) over de levensduur.

4.3 Te beschouwen belastingcombinaties

In lijn met de veiligheidsfilosofie bij waterkeringen moet een aantal combinaties van dominante en niet dominante belastingcomponenten van hoogwater (MHW) en aardbevingen (PGA) worden beschouwd. Aan de daarbij genoemde combinaties wordt voor de volledigheid nog een vierde toegevoegd:

- 1 alleen hoogwaterbelasting
- 2 waterstand dominant en PGA niet dominant verondersteld
- 3 PGA dominant en waterstand niet dominant verondersteld
- 4 alleen aardbevingsbelasting

Met de vereiste betrouwbaarheidsindices kan tot terugkeertijden worden gekomen, op basis waarvan een passende rekenwaarde van de belastingcomponenten (hoogwater, PGA) kan worden vastgesteld. Hierbij is het praktisch onderscheid te maken tussen een aanpak (A) bij alleen hoogwater- of aardbevingsbelasting (combinatie 1 en 4) of bij een gecombineerde dominante en niet dominante belastingcomponent (combinatie 2 en 3) (aanpak B).

4.3.1 Aanpak A conform de Eurocode: alleen hoogwater- of aardbevingsbelasting

In de situatie met alleen een aardbevingsbelasting wordt – met de volgens Eurocode 0 (EN 1990:2002) samenhangende indelingen in *Reliability Classes* (RC), *Consequences Classes* (CC) en *Importance Classes* – als volgt tot een terugkeertijd gekomen:

- De vereiste betrouwbaarheidsindices van $\beta=4,0$ (primair) en $\beta=3,0$ (regionaal) over de levensduur sluiten aan bij de minimale betrouwbaarheidsindices over de levensduur van $\beta=4,3$ bij RC3/CC3 en $\beta=3,3$ bij RC1/CC1 voor gebouwen en civiele constructies conform bijlage B van Eurocode 0 (EN 1990:2002).
- Bij het ontwerpen van gebouwen op aardbevingsbelasting op basis van Eurocode 8 (prEN 1998-1:2003) worden vier *Importance Classes* (met bijbehorende *importance factor* γ_1) onderscheiden. Importance Classes IV en I corresponderen (volgens het bijschrift bij tabel 4.3) blijkbaar met CC3 respectievelijk CC1.
- Voor deze *importance factors* dienen, net als voor referentiewaarde voor de terugkeertijd van de aardbevingsbelasting (T_{NCR}), waarden in de Nationale Bijlage bij Eurocode 8 te worden vastgesteld. Aangezien deze Nederlandse Nationale Bijlage vooralsnog ontbreekt, zou er hier kunnen worden uitgegaan van de in de Eurocode voorgestelde waarden: $\gamma_{1,IV} = 1,4$ (primair), $\gamma_{1,I} = 0,8$ (regionaal) en $T_{NCR} = 475$ jaar.
- Volgens de recente KNMI-voorspellingen (zie Figuur 3.1) behoort bij $T_{NCR} = 475$ jaar een (referentiewaarde van de) PGA van 0,35g voor de onderzochte locaties, waaruit vervolgens wordt geconcludeerd dat in een situatie met alleen de aardbevingsbelasting een PGA van 0,49g (primair) dan wel 0,28g (regionaal) moet worden aangehouden.

Voor de situatie waarin er alleen hoogwaterbelasting aanwezig is, kan met de vigerende ENW-leidraden tot een bij de norm volgens de Waterwet passende terugkeertijd worden gekomen. Daarop wordt hier niet verder ingegaan.

4.3.2 Aanpak B met gecombineerde dominante en niet dominante belasting

In lijn met de veiligheidsfilosofie bij waterkeringen, zie rapport 1208624-002-GEO-0003, zouden ook combinaties van hoogwater- en aardbevingsbelasting kunnen worden beschouwd, met invloedsfactoren voor de dominant en niet dominant aangenomen belasting. In het geval van de waterkeringen is hierbij van de ISO gestandaardiseerde invloedsfactoren ($\alpha_{\text{dominant}} = 0,7$ en $\alpha_{\text{niet dominant}} = 0,28$) uitgegaan. Zodat geldt:

- waterstand dominant verondersteld: $\alpha_H = 0,7$ $\alpha_a = 0,28$
- aardbevingsbelasting dominant verondersteld: $\alpha_H = 0,28$ $\alpha_a = 0,7$

Voor het bepalen van de maatgevende belastingcombinatie, kan met de betrouwbaarheidseis over de levensduur voor sterkte en stabiliteit ($\beta_{\text{doel;st}}$) tot bijbehorende terugkeertijden worden gekomen. Hierbij wordt gebruik gemaakt van het volgende verband tussen de faalkans op jaarbasis $P_{f,1}(\alpha, \beta)$ en de faalkans op levensduurbasis $P_{f,10}(\alpha, \beta)$:

$$P_{f,10}(\alpha, \beta) = 1 - (1 - P_{f,1}(\alpha, \beta))^{10}$$

Hiermee wordt bij de kunstwerken in primaire waterkeringen tot terugkeertijden van 3713 jaar (dominant) en 70 jaar (niet dominant) gekomen, terwijl voor regionale waterkeringen terugkeertijden van 544 jaar (dominant) en 45 jaar (niet dominant) worden berekend. Op basis hiervan, en uit de KNMI-voorspellingen ontleende versnellingen op de specifieke locaties van de te beschouwen waterkerende kunstwerken, is tot de onderstaande PGA's gekomen.

| STERKTE & STABILITEIT KUNSTWERK (LK 2003) | | terugkeertijd | annual frequency of exceedance | versnelling coupure [m/s ²] | gemaal [m/s ²] | zeesluis [m/s ²] | grondduiker [m/s ²] |
|-------------------------------------------|--------------------------|---------------|--------------------------------|------------------------------------------------|----------------------------|------------------------------|---------------------------------|
| (faalkansruimte 1,4% norm) | | | | | | | |
| regionale kering (norm 1/100) | dominante belasting | 544,00 | 0,00184 | 3,7100 | 3,7100 | 3,7100 | 3,7100 |
| | niet dominante belasting | 45,00 | 0,02222 | 1,1600 | 1,1600 | 1,1600 | 1,1600 |
| primaire kering (norm 1/4000) | dominante belasting | 3713,00 | 0,00027 | 6,8600 | 6,8600 | 6,8600 | 6,8600 |
| | niet dominante belasting | 70,00 | 0,01429 | 1,4900 | 1,4900 | 1,4900 | 1,4900 |
| | | terugkeertijd | annual frequency of exceedance | PGA (met g=9,8 m/s ²) coupure [-g] | gemaal [-g] | zeesluis [-g] | grondduiker [-g] |
| regionale kering (norm 1/100) | dominante belasting | 544,00 | 0,00184 | 0,3786 | 0,3786 | 0,3786 | 0,3786 |
| | niet dominante belasting | 45,00 | 0,02222 | 0,1184 | 0,1184 | 0,1184 | 0,1184 |
| primaire kering (norm 1/4000) | dominante belasting | 3713,00 | 0,00027 | 0,7000 | 0,7000 | 0,7000 | 0,7000 |
| | niet dominante belasting | 70,00 | 0,01429 | 0,1520 | 0,1520 | 0,1520 | 0,1520 |

Tabel 4.1 Op basis van afleiding betrouwbaarheidseis op levensduurbasis conform Leidraad Kunstwerken

4.4 Toegepaste aanpak

Op het moment van selectie van de te hanteren aardbevingsbelasting (piekversnelling en magnitude) was de te hanteren veiligheidsfilosofie, met de bijbehorende terugkeertijden, nog niet definitief vastgesteld. Met aanpak B wordt een aanzienlijk hogere waarde voor de PGA gevonden dan bij aanpak A. Naar de mening van Deltares is die aanpak te conservatief vanwege de grote onzekerheid in de staart van de kansverdeling voor de versnelling. Minder conservatieve resultaten zouden kunnen worden behaald uitgaande van een andere set invloedsfactoren (α_{dominant}), maar deze kunnen vooralsnog niet worden gegeven.

Er is in dit onderzoek gekozen voor de aanpak A conform de Eurocode. Volgens EC8 moet voor de piekversnelling worden vermenigvuldigd met een zogenaamde *importance factor* γ_I .

Met die factor wordt indirect voor belangrijke constructies gerekend met een grotere herhalingstijd. De grootte van de *importance factor* dient in de nationale annex bij EC8 vastgesteld te worden; deze is momenteel nog niet vastgesteld voor Nederland. Ook zullen naar verwachting de eisen voor waterkeringen waarschijnlijk afwijken van de eisen voor gebouwen. In EC 8 zijn wel suggesties gegeven voor de *importance factor*.

Gezien de planning van dit project diende tegelijkertijd de veiligheidsfilosofie te worden ontwikkeld, alsook de rekenmodellen en ook de uitvoering van de analyses daarmee. In de analyses is nu uitgegaan van een *importance factor* $\gamma_1 = 1,0$ zodat de waarde van de PGA waarmee is gerekend 0,35g bedraagt. Er is vooralsnog besloten om voor de berekening uit te gaan van de bij aardbevingen standaard herhalingstijd van 475 jaar

Voortschrijdend inzicht heeft geleerd dat voor belangrijke constructies met waterkerende functie wellicht met een hogere *importance factor* en PGA gerekend moet worden (tot $\gamma_1 = 1,4$ / PGA = 0,49g). De effecten op de resultaten worden bij de conclusies kwalitatief beschouwd. De veiligheidsfilosofie dient nog nader te worden ontwikkeld, zie hiervoor de aanbevelingen in hoofdstuk 9.

5 Toetsing Coupure West Delfzijl

5.1 Algemene gegevens

Dit kunstwerk betreft een coupure die in 1960 is gebouwd. Het kunstwerk bestaat uit een gewapend betonnen constructie gefundeerd op houten palen. In 1998 zijn er aanpassingen gemaakt aan de wanden en vloeren en zijn er aan de hoogwaterkerende zijde mortelschroefpalen aangebracht. De betonnen coupure is aan weerszijde opgesloten door stalen damwandschermen, die over een langere lengte achter het haventerrein van Delfzijl aanwezig zijn. De coupure wordt gesloten middels een stalen draaideur en met behulp van een kraan en schotbalken is een noodkering te realiseren. De schotbalken liggen bij de Noordelijke coupure te Delfzijl opgeslagen.



Figuur 5.1 Coupure West Delfzijl met draaideur

Onder de betonconstructie van de coupure is een damwandscherm aanwezig die doorloopt tot in de onderliggende kleilaag. De drempel bevindt zich op circa NAP +3,80 m en de bovenzijde van de deur bevindt zich op circa NAP +6,86 m.

5.2 Gebruikte gegevens

Voor de beschouwingen van dit kunstwerk is gebruik gemaakt van de volgende gegevens:

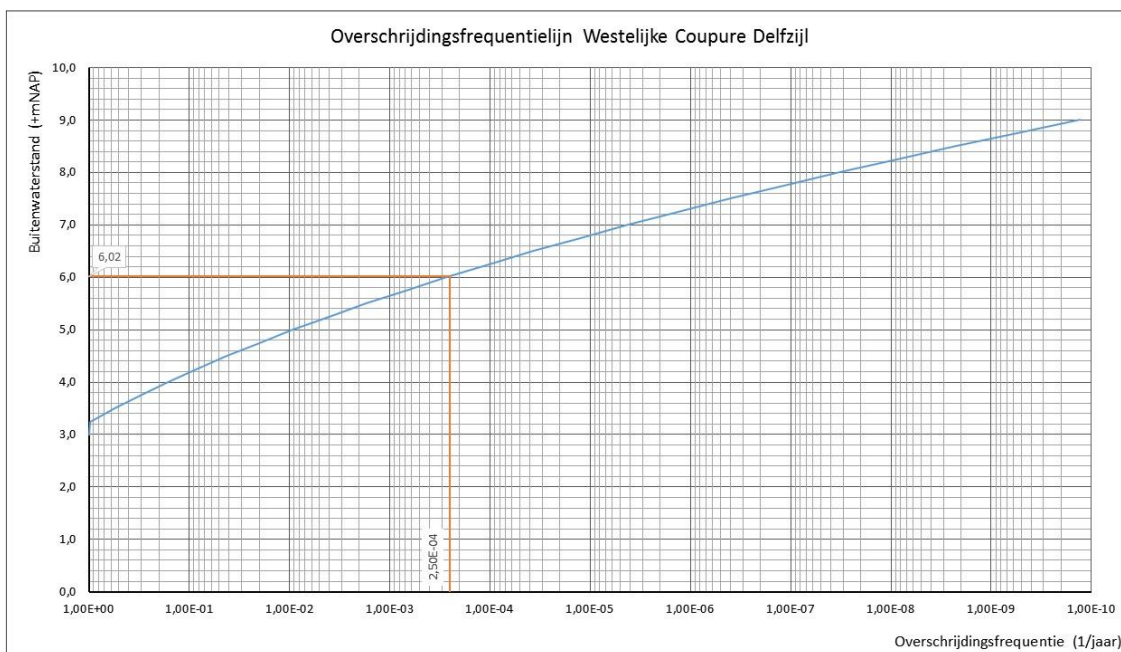
- Achtergrondrapport Westelijke coupure Delfzijl, Veiligheid Nederland in Kaart 2, RWS-20000124, d.d. 20 juni 2012.
- Rapport "Geavanceerde toetsing betrouwbaarheid sluiting; Westelijke Coupure"; Royal Haskoning; rapportnr. 9V9464.A0; status Definitief; 25 mei 2010.
- Rapport "Beoordelingsrapport westelijke Coupure delfzijl 6"; Projectbureau VNK'; docnr VNK.06.01.001; status definitief; 26 juli 2005.
- Rapport "Toetsing op veiligheid Groninger Zeedijk; Westelijke Coupure Delfzijl; DHV Milieu en Infrastructuur; status Definitief; Maart 2003.

- Tekening "Coupures en Zeewering Kleine waterpoort; Sloopwerk en funderingsplan; Witteveen en Bos; nr Dz3.20.4017; Revisie d.d. 11-12-1997.
- Tekening "Waterschap Eemshoofd; Bijlage 6; nr B2-62.296, datum onbekend.

5.3 Hydraulische belastingen

Bij de bepaling van globale faalkansen ten aanzien van waterkeren wordt de belasting gevormd door een combinatie van de buitenwaterstand en de binnenwaterstand. In dit geval is er alleen sprake van een mogelijk waterniveau aan de buitenzijde van de kering. Aan de binnenzijde liggen de straten van Delfzijl.

De overschrijdingsfrequenties van de diverse buitenwaterstanden kunnen worden weergegeven met behulp van een overschrijdingsfrequentielijn. In onderstaand figuur is deze voor de locatie van de coupure weergegeven, waarbij gebruikt gemaakt is van de Thermometer Randvoorwaarden 2006 (TMR2006).



Figuur 5.2 Overschrijdingsfrequentielijn Westelijke Coupure Delfzijl

Uit de bovenstaande overschrijdingslijn kan worden afgelezen dat het toetspeil (1/4.000) NAP +6,02 m bedraagt. Hierbij wordt aangegeven dat het hydraulische randvoorwaardepunt dat ten grondslag ligt aan bovenstaande lijn, zich buiten de haven bevindt. Nu heeft de voorliggende havendam een kerende hoogte van circa NAP +4,50 m, zodat bij het bereiken van het toetspeil buiten de haven, dit ook ongeveer in de haven ter plaatse van de coupure aanwezig zal zijn. Daarnaast is er een open verbinding tussen haven en het buitenwater.

Voor de golfhoogte wordt een waarde van 0,40 m aangehouden conform de rapportage van de wettelijke toetsing. Dit is vermoedelijk nog conservatief, omdat de maatgevende waterstand plaatsvindt bij een wind die zich in de noordwesthoek bevindt, waardoor ter plaatse van de coupure sprake is van afwaaiing.

5.4 Faalkansen in bestaande situatie

In deze paragraaf worden de globale faalkansen gepresenteerd die worden gevonden in een situatie waarbij mogelijk beïnvloeden van de waterveiligheid door een aardbeving nog niet zijn meegenomen.

5.4.1 Overslag/overloop

De globale faalkans voor dit faalmechanisme is bepaald door uit te gaan van een maximaal toelaatbaar overslag/overloopdebiet van $0,1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^1$ bij een kerende hoogte van NAP +6,86 m. De inschatting is dat bij dit debiet er geen erosie van de achterliggende straat plaatsvindt. Het instromende debiet zal uiteraard wel zorgen voor enige wateroverlast. Bij een golfhoogte van 0,40 m leidt het overslag/overloopdebiet conform figuur B2.4 uit de Leidraad Kunstwerken tot het uitgangspunt dat er geen overhoogte benodigd is. Dit betekent dat de faalkans kan worden geschat door de overschrijdingsfrequentie van NAP +6,86 m te bepalen. Conform de overschrijdingsfrequentielijn bedraagt de faalkans hiermee circa $6,5 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar). Ter vergelijking, binnen VNK is met PC-Ring een faalkans van $4,03 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar) berekend.

5.4.2 Betrouwbaarheid sluiting

Bij dit faalmechanisme is gebruik gemaakt van de kans op niet sluiten die bepaald is in het rapport "Geavanceerde toetsing betrouwbaarheid sluiting; Westelijke Coupure". De kans op het mislukken van de hoogwatersluiting van de coupure bedraagt conform dit document $2,0 \cdot 10^{-5}$ (1/vraag).

De drempelhoogte van de coupure (NAP +3,80 m) is gehanteerd als het Open KeerPeil¹ (OKP) van de coupure. Vervolgens is gesteld dat falen optreedt als in geopende toestand er meer dan $0,1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^1$ over de drempel stroomt. De overschrijdingsfrequentie van de drempelhoogte bedraagt circa 0,25 (1/jaar) (overschrijdingskans is $0,221$ 1/jaar)². De globale faalkans bedraagt hiermee $0,221 \times 2,0 \cdot 10^{-5} = 4,42 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar). Ter vergelijking, in VNK is een faalkans van $1,91 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar) berekend.

5.4.3 Onder- en achterloopsheid

Ten aanzien van dit faalmechanisme is binnen VNK2 gesteld dat het aanwezige kwelscherm steekt tot in de kleilaag die onder de coupure aanwezig is. Op basis hiervan is de kans op onderloopsheid als gevolg van de coupure verwaarloosbaar klein. Achterloopsheid is in dit geval ook niet relevant, aangezien de coupure onderdeel is van een lange doorgaande keerwand, waarbij stalen damwandschermen aansluiten op de zijkant van de coupure.

Voor objecten waarvan de faalkans niet direct kwantitatief bepaald wordt, wordt aangegeven dat ze geen bijdragende faalkans hebben en dat ze voldoen aan de eisen in de Waterwet. Hier wordt dit aangeduid door te stellen dat de faalkans kleiner is dan $1,0 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar) voor onder- en achterloopsheid.

5.4.4 Sterkte en stabiliteit

Maatgevend wordt de sterkte van het keermiddel ingeschat. De stabiliteit van de constructie wordt niet beschouwd omdat de betonconstructie van de coupure middels damwandschermen is opgenomen in de naastliggende dijkconstructie en omdat het object op palen gefundeerd is. Het is hiermee een robuuste constructie.

¹ Open KeerPeil is die buitenwaterstand, waarbij aan de binnenzijde van de waterkering problemen ontstaan.

² In het hogere frequentiegebied ($>1/10$) komen frequentie en kans niet exact met elkaar overeen. De frequentie van een extreme situatie wordt immers met behulp van een exponentiele verdeling omgezet naar een kans. Voor lagere frequenties ($<1/10$) komen frequentie en kans met elkaar overeen.

De sterkte van de deur is in VNK2 ook beschouwd. Op basis van de VNK1-rapportage (d.d. 26 juli 2005) is bepaald dat het ontwerppeil NAP +6,66 m bedraagt, bij een binnenwaterstand van NAP +3,50 m. Conservatief wordt uitgegaan van een destijds aangehouden veiligheidsfactor van 1,2. Hiermee komt de karakteristieke waarde van de ontwerpbelasting op $1,2 \times (\text{NAP } +6,66 \text{ m} - \text{NAP } +3,50 \text{ m}) \times 10 = 37,92 \text{ kN/m}^2$. Indien deze waarde wordt omgerekend naar een buitenwaterstand wordt een waarde van $\text{NAP } +3,80 \text{ m} + 3,79 = \text{NAP } +7,59 \text{ m}$ gevonden. De overschrijdingsfrequentie hiervan bedraagt circa $2,5 \cdot 10^{-7}$ (1/jaar). Dit is meteen de globale schatting van de faalkans omdat in dit frequentiebereik de frequentie en de kans met elkaar overeenkomen.

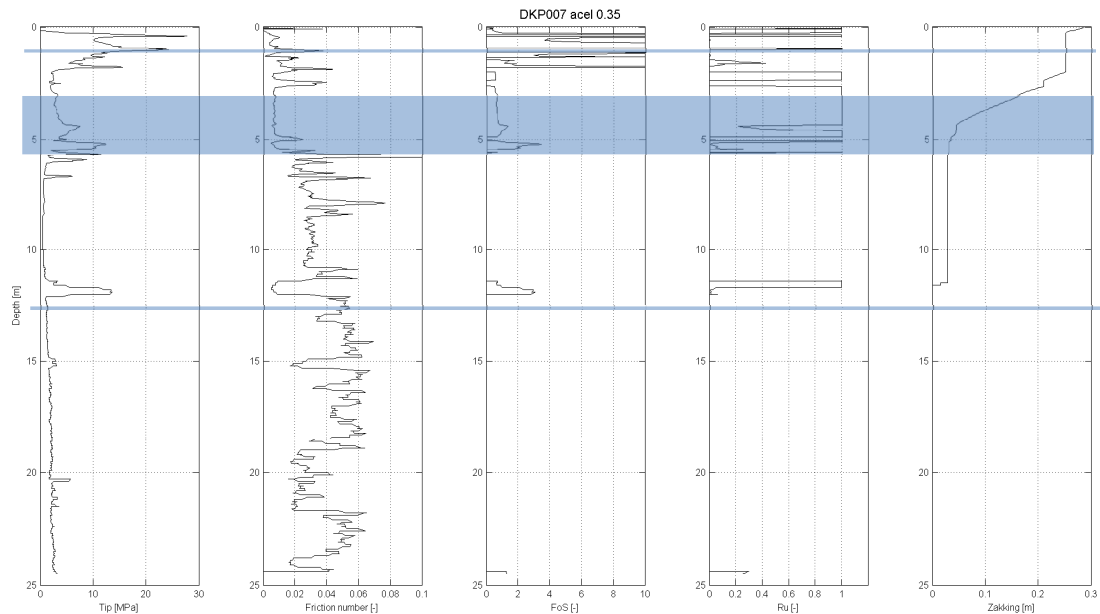
Opgemerkt wordt dat in VNK2 eenzelfde ordegrootte faalkans is berekend, maar dat de berekening destijds anders is uitgevoerd, waarbij gebruik is gemaakt van een niet-lineair belastingmodel. Hier is nu niet voor gekozen, om zoveel mogelijk de eenvoud te bewaren.

5.5 Faalkansen waterkerende functie ten gevolge van aardbeving

Aan de hand van lokale grondgegevens zijn mogelijk optredende globale zettingen berekend. Hiervoor is de empirische methode van Tokimatsu gebruikt (rapport 1208624-002-GEO-0003). Met deze methode worden op basis van de met sonderingen gemeten conusweerstand van de ondergrond de maximaal te verwachten zettingen van de ondergrond berekend. De maximaal optredende zetting voor de constructie is afhankelijk van de methode van funderen van het kunstwerk. Indien de fundering diep genoeg is weggezet zal de constructie slechts een gedeelte van de met Tokimatsu berekende zetting ondergaan.

Voor de coupure bedragen deze zettingen maximaal 250 mm. Als uitgegaan wordt van een maximale verschilzetting die ongeveer 1/3 is van de totaalzetting bedraagt deze circa 80 mm. Opgemerkt wordt dat deze inschattingen van de zettingen hebben plaatsgevonden op basis van een fundatie op staal, terwijl de coupure voorzien is van een fundatie op palen. Onbekend is echter welke lengte de houten palen hebben. Het is daarom niet aan te geven hoe de interactie tussen de zakking van de grond en de constructie precies zal zijn; de aangehouden (verschil)zakking wordt als een (zeer conservatieve) bovengrens gezien. Er dient nader onderzoek te worden gedaan naar de fundatie van de coupure.

Een combinatie van maximale zetting en verschilzetting is als volgt aangenomen. Er is een punt van de constructie die 250 mm zakt, terwijl er ook een punt is dat 80 mm minder verzakt. Hierdoor ontstaat een scheefstand in de constructie. Uitgangspunt is dat gelet op de constructie het niet waarschijnlijk is dat door deze scheefstand de constructie constructief bezwijkt. Dit impliceert dat de scheefstand van toepassing is op de constructie als geheel en niet op delen van de constructie.



Figuur 5.3 Zakkings door verdichting op basis van Tokimatsu [ref]

5.5.1 Overslag/overloop

Ten gevolge van de zetting van 250 mm wordt de kerende hoogte van de coupure in gesloten toestand gelijk aan NAP +6,86 m – 0,25 m = NAP +6,61 m. De overschrijdingskans van deze hoogte is $2,0 \cdot 10^{-5}$ (1/jaar). Dit is tevens de globale faalkans voor dit faalmechanisme.

5.5.2 Betrouwbaarheid sluiting

Voor dit faalmechanisme zijn zowel de maximale zetting als de verschilzetting van belang. Beide situaties worden bekeken. Opgemerkt wordt dat gezien de onduidelijkheid in de aanzetdiepte van de fundering de waarden zijn aangehouden voor een fundering op staal.

5.5.2.1 Integrale zetting van de coupure

In dit geval zakt de coupure in zijn geheel 250 mm. Hierdoor wijzigt de drempelhoogte van NAP +3,80 m naar NAP +3,55 m. De overschrijdingsfrequentie van dit niveau is circa 0,5 (1/jaar), wat overeenkomt met een overschrijdingskans van 0,393 (1/jaar).

Uitgangspunt is dat door de integrale zetting van de coupure het keermiddel nog steeds functioneert en dus gesloten kan worden. De faalkans van de sluiting bedraagt $2,0 \cdot 10^{-5}$ 1/vraag. Hiermee wordt de faalkans voor betrouwbaarheid sluiting gelijk aan $0,393 \times 2,0 \cdot 10^{-5} = 7,86 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar).

5.5.2.2 Ongelijkmatige zetting

In dit geval zakt de coupure niet gelijkmatig en ontstaat een verschilzetting over de coupure van 80 mm. Deze verschilzetting kan op verschillende wijze plaatsvinden. De meest ongunstige zetting is als deze zich in breedterichting (is lengterichting van de waterkering) van de coupure manifesteert. Hierdoor ontstaat namelijk het gevaar dat het aanwezige keermiddel niet meer gesloten kan worden. Het sluiten van de coupure met behulp van de schotbalken is dan wellicht ook niet meer mogelijk. In dit geval is de gemiddelde zetting van de drempel gelijk aan $(250 + (250 - 80)) / 2 = 210$ mm. De gemiddelde drempelhoogte wordt

hiermee NAP +3,80 m – 0,21 m = NAP +3,59 m. De overschrijdingsfrequentie van dit drempelniveau bedraagt circa 0,45 (1/jaar). Dit komt overeen met een overschrijdingskans van 0,362 (1/jaar).

Als de coupure niet meer met de normale keermiddelen gesloten kan worden, zal er moeten worden gekeken naar mogelijkheden om op een alternatieve wijze toch nog een sluiting tot stand te brengen. In dit geval is het zeer wel mogelijk om met behulp van bigbags toch nog een alternatieve sluiting tot stand te brengen. Echter is het stapelen van bigbags niet direct een optie, omdat met deze oplossing hooguit een verhoging van de drempel mogelijk is met circa 1,0 m. Indien als uitgangspunt wordt gehanteerd dat er een kans van 0,1 is dat sluiting met behulp van bigbags faalt kan de volgende faalkans worden afgeschat:

| bigbags | Kans (1/vraag) | drempelhoogte | $f_{dr.hoogte}$ (1/jaar) | $P_{dr.hoogte}$ (1/jaar) | P_{falen} (1/jaar) | |
|---------|----------------|---------------|--------------------------|--------------------------|----------------------|--------|
| ja | 9/10 | NAP +4,59 m | $3,5 \cdot 10^{-2}$ | $3,5 \cdot 10^{-2}$ | $3,15 \cdot 10^{-2}$ | |
| nee | 1/10 | NAP +3,59 m | $4,5 \cdot 10^{-1}$ | $3,6 \cdot 10^{-1}$ | $3,60 \cdot 10^{-2}$ | |
| | | | | | $6,75 \cdot 10^{-2}$ | totaal |

Maatgevend is de situatie met ongelijke zetting. Hiervan wordt vooralsnog vanuit gegaan. Opgemerkt wordt dat een herstelperiode nog niet in de beschouwingen is meegenomen. De consequentie is dat indien herstel mee wordt genomen dat de situatie gunstiger wordt.

5.5.3 Onder- en achterloopsheid

De exacte invloed van de zettingen op de aansluiting van schermen op de constructie is moeilijk te duiden. Er bestaat echter een gereede kans dat deze aansluiting niet geheel intact blijft ten gevolge van de zettingen. In dat geval kunnen de schermen niet meer volledig fungeren als kwelscherm. Aangezien het object op palen is gefundeerd is het zeer wel mogelijk dat er zich nu al een spleet onder het kunstwerk voordoet als gevolg van samendrukking van de lagen onder de constructie. Dit kan er in combinatie met een niet functionerende aansluiting van de schermen voor zorgen dat de faalkans voor onder- en achterloopsheid nagenoeg alleen nog gerelateerd hoeft te worden aan de buitenwaterstand.

Aan de binnenzijde van het kunstwerk is een bestrating aanwezig. Voor het ontstaan van een substantiële instroming onder het object door, zal deze bestrating kunnen bezwijken dan wel worden opgedrukt. Bij een dikte van de bestrating van 0,1 m en een soortelijke gewicht van circa 2500 kg/m³, is er circa 0,25 m waterdruk benodigd om straatstenen op te drukken. Indien hiermee rekening wordt gehouden en de maximale zetting van 250 mm (0,25 m) wordt in rekening gebracht is de maximaal toelaatbare waterstand gelijk aan de huidige hoogte van de drempel (NAP +3,80 m). De overschrijdingskans hiervan is 0,221 (1/jaar). Dit is dan tevens de faalkans van het kunstwerk.

5.5.4 Sterkte en stabiliteit

Het uitgangspunt dat is gehanteerd is dat de zettingen niet leiden tot constructief falen. De directe impact van de trillingen door de aardbeving op de constructieve delen zijn vooralsnog niet onderzocht. Het is niet uit te sluiten dat de betonconstructie bezwijkt door trillingen; aanbevolen wordt dit in een later stadium te onderzoeken. De sterkte en stabiliteit van de betonconstructie kan daarmee maatgevend worden na een aardbeving. De sterkte van het keermiddel wordt niet beïnvloed door de aardbeving.

Vanuit die optiek is de verwachting vooralsnog dat de faalkans voor dit faalmechanisme niet substantieel anders zal zijn dan in de basissituatie. De faalkans van de basissituatie wordt dan ook hier gehanteerd.

Opgemerkt wordt, dat indien er sprake is van een hoogwatersituatie en er water tegen het gesloten kunstwerk staat, aanvullende belastingen een rol kunnen gaan spelen. Door de bevingen en de daarmee gepaard gaande trillingen van de constructie kunnen aanvullende waterbelastingen worden geïntroduceerd. Onder andere met de formules van Westergaard kunnen inschattingen worden gedaan hoe groot deze aanvullende bijdrage aan de belastingen is. Vooralsnog wordt rekening gehouden met het feit dat deze bijdragen maximaal 50% (zal geverifieerd moeten worden) van de hydrostatische belasting kunnen bedragen. Gebruikmakend van de gegevens omtrent de huidige situatie betekent dit dat de karakteristieke waarde van de sterkte voor water keren gelijk is aan $37,92/1,5 = 25,33 \text{ kN/m}^2$. Dit leidt tot een maximale buitenwaterstand na zetting van $\text{NAP } +3,80 \text{ m} - 0,25 \text{ m} + 2,53 \text{ m} = \text{NAP } +6,08 \text{ m}$. Deze waterstand heeft een overschrijdingsfrequentie van circa $2,0 \cdot 10^{-4}$ (1/jaar). Deze faalkans is niet van toepassing, omdat deze pas geldt op het moment dat er een hoogwater zich aandient en gelijktijdig een aardbeving plaatsvindt. De kans hierop is zeer klein.

5.6 Conclusies toetsing Coupure West

In dit hoofdstuk is de invloed van aardbevingen op de faalkans van Coupure West Delfzijl bekeken ten aanzien van het aspect waterkeren. In onderstaande tabel is een samenvatting gegeven van de resultaten met betrekking tot de faalkansen.

| Faalmechanisme | Faalkansen (1/jaar) | |
|---------------------------|-----------------------|------------------------|
| | Basissituatie | Na aardbeving |
| overslag/overloop | $6,50 \cdot 10^{-6}$ | $2,00 \cdot 10^{-5}$ |
| betrouwbaarheid sluiting | $4,42 \cdot 10^{-6}$ | $6,75 \cdot 10^{-2}$ |
| onder- en achterloopsheid | $<1,00 \cdot 10^{-6}$ | $2,21 \cdot 10^{-1}$ |
| sterkte en stabiliteit | $2,50 \cdot 10^{-7}$ | $2,50 \cdot 10^{-7} *$ |

* ervan uitgaande dat de betonconstructie niet bezwijkt door de aardbeving

Op basis van bovenstaande tabel kan geconcludeerd worden dat met name betrouwbaarheid sluiting en onder- en achterloopsheid voor dit kunstwerk gevoelig zijn voor eventuele gevolgen van een aardbeving. Voor het eerste faalmechanisme geldt dat tijdelijke maatregelen genomen kunnen worden door mogelijkheden te onderzoeken om met behulp van bv bigbags grotere kerende hoogten in de coupure op te bouwen. Voor onder- en achterloopsheid geldt dat na het plaatsvinden van substantiële aardbevingen gecontroleerd moet worden of de aansluitingen nog intact zijn. Dit is een praktisch lastig uitvoerbaar punt. Het meten van de hoogteligging van het kunstwerk zou in deze al belangrijke input kunnen zijn om eventueel nader onderzoek hieromtrent op te zetten. Noodmaatregelen ten aanzien van onder- en achterloopsheid zijn niet direct voorhanden.

Aangenomen dat de fundering van de coupure acteert als een fundering op staal zal er een aanzienlijke (verschil)zakking van de constructie kunnen optreden, waardoor het risico op het niet kunnen sluiten van de keermiddelen groot is. Op een tekening van een uitbreiding staat echter dat er houten palen onder de coupure zitten, de lengte daarvan is niet aangegeven.

Aanbevolen wordt om de fundatie van de coupure nader te onderzoeken. Daarnaast wordt aanbevolen om de directe impact van trillingen op de betonconstructie te onderzoeken.

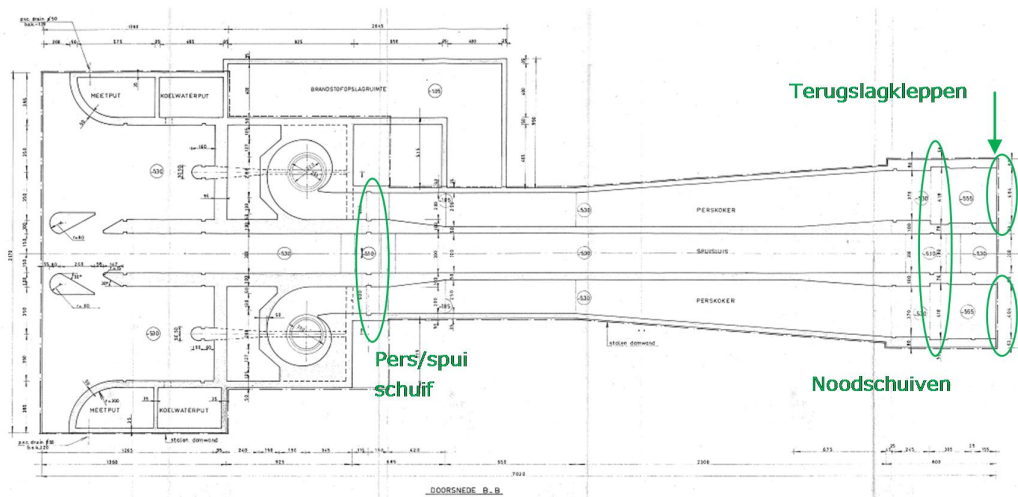
De berekeningen zijn uitgevoerd bij een PGA van 0,35g (*importance factor* $\gamma_{I;I} = 1,0$). Uit bijlage D **Error! Reference source not found.** blijkt dat de zettingen met ca. 15% toenemen wanneer wordt gerekend met een PGA van 0,49g wordt gerekend (*importance factor* $\gamma_{I;IV} = 1,4$). In geval van een fundering op staal van de coupure kan de zetting dan toenemen met ca. 30 mm. Dit heeft geen significante invloed op de uitkomsten van deze toetsing. Opgemerkt wordt, dat als er palen onder de coupure zitten de situatie veel gunstiger wordt.

6 Toetsing Gemaal de Drie Delfzijlen

6.1 Algemene gegevens

Dit kunstwerk betreft een gemaal dat in 1971 gebouwd is. Het object kan water spuien middels een tweetal perskokers (2,5x3,2 m²) met pompen en een enkele spuiwerker (3x4 m²) waarmee onder vrij verval water geloosd kan worden. Het kunstwerk is geheel onderheid. Het gebouw met de pompen bevindt zich geheel binnendijks. Het uitstroomwerk bevindt zich geheel in de waterkering.

De perskokers zijn voorzien van een terugslagklep aan de buitenzijde, een handbediende noodschuif in de kruin van de waterkering en een tolklep/schuif direct achter de pomp. De tolklep/schuif is hierbij geschakeld aan de maalfunctie. Bij het stoppen van de pompen worden de tolkleppen/schuiven ook automatisch gesloten. De spuiwerker is voorzien van automatische vrijlozingsschuif in het gemaalgebouw en een noodschuif in de kruin van de waterkering. Middels het instellen van een spleet onder de lozingsschuif kan zeer nauwkeurig het debiet worden geregeld dat gespuid wordt.



Figuur 6.1 Gemaal de Drie Delfzijlen

In 1991 is een revisie uitgevoerd, waarbij als gevolg van bodemdaling enkele schuiven zijn aangepast. Recent is in de spuiwerker een elektrische pomp ingebracht, zodat een beter overgang kan worden gerealiseerd tussen niet spuien, spuien door het trekken van de schuif en het spuien met de perskokers. Onder het object zijn meerdere damwandschermen aanwezig die zich over nagenoeg de gehele lengte in de klei bevinden. Daarnaast is het gemaal volgens de tekening gefundeerd op palen; niet aangegeven is hoe diep de palen staan.

6.2 Gebruikte gegevens

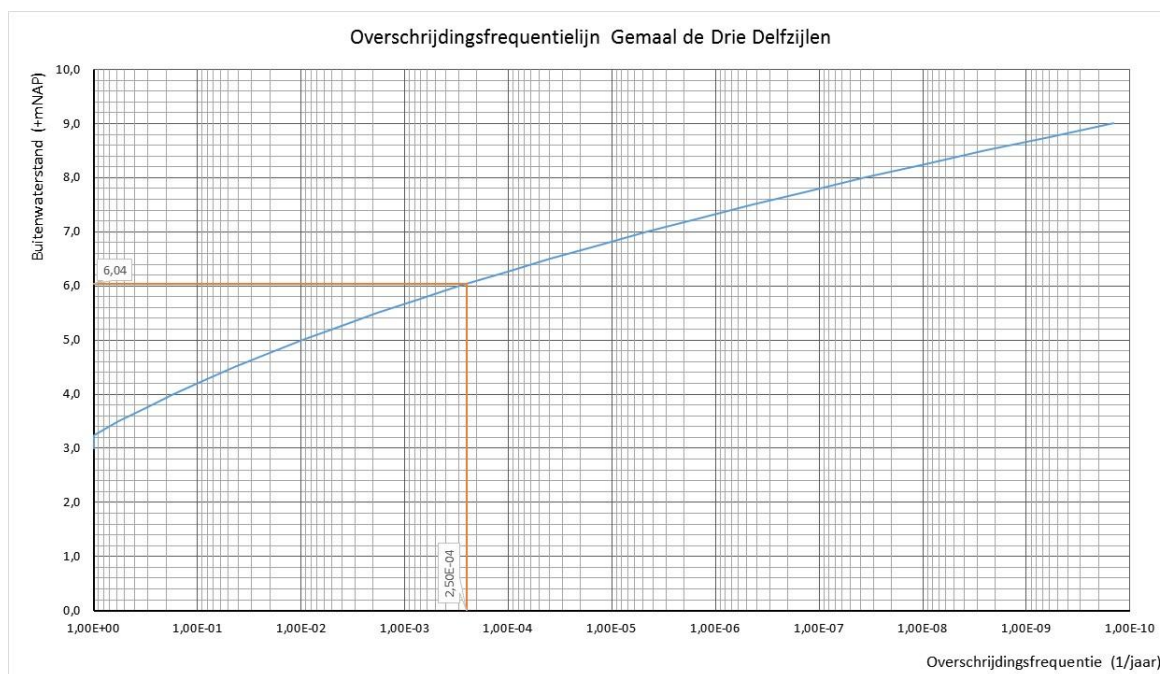
Voor de beschouwingen van dit kunstwerk is gebruik gemaakt van de volgende gegevens:

- Achtergrondrapport Gemaal de Drie Delfzijlen, Veiligheid Nederland in Kaart 2, RWS-20000867, d.d. 23 mei 2012.

- Rapport t.b.v. tweede veiligheidstoetsing: 'Toets op veiligheid Groninger zeedijk, Gemaal De Drie Delfzijen', S0728-01-004, N. Kragtwijk (DHV Milieu en Infrastructuur BV), 27 februari 2003.
- Rapport t.b.v. VNK1: 'Beoordelingsrapport Gemaal De Drie Delfzijen', 144009, Oranjewoud B.V., 30 maart 2005.
- Tekening nr. 050-70-12: 'Dijkprofielen' Grontmij De Bilt, maart 1970.
- Tekening nr. 050-70-13: 'Bovenaanzicht en horizontale doorsnede' Grontmij De Bilt, maart 1970.
- Tekening nr. 050-70-14: 'Horizontale doorsneden B-B en C-C' Grontmij De Bilt, maart 1970.
- Tekening nr. 050-70-15: 'Langsdoorsneden gemaal' Grontmij De Bilt, maart 1970.

6.3 Hydraulische belastingen

Bij de bepaling van globale faalkansen ten aanzien van waterkeren wordt de belasting gevormd door een combinatie van de buitenwaterstand en de binnenwaterstand. De overschrijdingsfrequenties van de diverse buitenwaterstanden kunnen worden weergegeven met behulp van een overschrijdingsfrequentielijn. In onderstaand figuur is deze voor de locatie van de coupure weergegeven, waarbij gebruikt gemaakt is van de Thermometer Randvoorwaarden 2006 (TMR2006).



Figuur 6.2 Overschrijdingsfrequentielijn Gemaal De Drie Delfzijen

Uit de bovenstaande overschrijdingslijn kan worden afgelezen dat het toetspeil (1/4.000) NAP +6,04 m bedraagt. Hierbij wordt aangegeven dat het hydraulische randvoorwaardepunt dat ten grondslag ligt aan bovenstaande lijn, zich buiten de haven bevindt. Nu heeft de voorliggende havendam een kerende hoogte van circa NAP +4,50 m, zodat bij het bereiken

van het toetspeil buiten de haven, dit ook ongeveer in de haven ter plaatse van de coupure aanwezig zal zijn. Daarnaast is er een open verbinding tussen haven en het buitenwater.

Golven hebben bij dit kunstwerk alleen voor het aspect overslag/overloop een zekere invloed op de faalkans. Hierbij wordt opgemerkt dat de maatgevende waterstanden worden bereikt bij winden uit de noord-west hoek, waarbij in principe afwaaiing plaats vindt ter plaatse van het gemaal. In de wettelijke toetsing is rekening gehouden met een golfhoogte van 0,40 m.

6.4 Faalkansen in bestaande situatie

In de bestaande situatie, zonder de invloeden van aardbevingen, is binnen het project VNK2 alleen een faalkans bepaald voor het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting. Hierbij is gebruik gemaakt van het probabilistische rekenprogramma PC-Ring. Per faalmechanisme wordt in onderstaande paragrafen een faalkans afgeleid.

6.4.1 Overslag/overloop

De kerende hoogte van het kunstwerk (uitstroomwerk) bedraagt NAP +7,20 m conform tekening. Een globale faalkans kan worden geschat door aan te houden dat de maximaal toelaatbare buitenwaterstand gelijk is aan NAP +7,2 m, waarbij geldt dat dit overeenkomt met een overslagdebiet van circa $0,1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^1$ bij een optredende golfhoogte van 0,40 m. Uit de overschrijdingsfrequentielijn kan worden afgelezen dat hierbij een overschrijdingsfrequentie van $2,0 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar) hoort. Dit is tevens de schatting van de globale faalkans voor overslag/overloop.

6.4.2 Betrouwbaarheid sluiting

Veruit maatgevend ten aanzien van de betrouwbaarheid van sluiting van het object is de spuikoker. De perskokers worden standaard automatisch gesloten door een tweetal keermiddelen, zijnde de tolklep/schuif en de terugslagklep. De kans dat een van de perskokers open staat is hiermee verwaarloosbaar.

De spuikoker is voorzien van een automatische vrije lozingsschuif en een noodschuif. De vrije lozingsschuif wordt vanuit de functie van waterbeheersing vele keren per jaar gebruikt. Hierbij staat de schuif vaak in een slechts gedeeltelijk getrokken stand om het spuidebiet nauwkeurig te kunnen regelen. Een conservatieve inschatting van de faalkans voor een dergelijke schuif is dan $1,0 \cdot 10^{-3}$ (1/vraag). Met behulp van de Leidraad Kunstwerken kan worden afgeleid dat de faalkans van de noodschuif circa $3,16 \cdot 10^{-3}$ (1/vraag) wordt geschat. De totale faalkans voor niet sluiten is hiermee gelijk aan $3,16 \cdot 10^{-6}$. Dit is zo ook verwoord in de rapportage van VNK2.

Als gevolg van de in de spuikoker ingebouwde pomp, wordt er minder vaak gespuid met via de perskokers. Bij een waterstand van circa NAP +3,20 m kan er met de pomp in het spuikanaal niet meer gespuid worden. De spuikoker wordt dan gesloten. Kijkend naar de frequentie van voorkomen van de waterstand van NAP +3,20 m, betekent dit dat het slechts enkele malen per jaar nodig zal zijn om de grote pompen in te zetten en via de perskokers water te spuien. Uitgaande van 5 benodigde sluitingen per jaar komt, wordt een globale faalkans voor betrouwbaarheid sluiting gevonden van $5 \times 3,16 \cdot 10^{-6} = 1,58 \cdot 10^{-5}$ (1/jaar).

Opgemerkt wordt dat de risico's zeer beperkt zijn ten aanzien van falen door het niet gesloten zijn van een van de kokers. Immers kan via de andere koker(s) op dat moment water weer worden uitgeslagen, waardoor eventuele gevolgen zeer beperkt kunnen blijven.

6.4.3 Onder- en achterloopsheid

Ten aanzien van dit faalmechanisme is binnen VNK2 gesteld dat het aanwezige kwelschermen grotendeels in de onderliggende kleilaag steken. Op basis hiervan wordt gesteld dat de faalkans voor onder- en achterloopsheid laag zal zijn. Er is geen substantiële bijdrage aan de totale faalkans van het object te verwachten.

Voor objecten waarvan de faalkans niet direct kwantitatief bepaald wordt, wordt aangegeven dat ze geen bijdragende faalkans hebben en dat ze voldoen aan de eisen in de Waterwet. Hier wordt dit aangeduid door te stellen dat de faalkans kleiner is dan $1,0 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar) voor onder- en achterloopsheid.

6.4.4 Sterkte en stabiliteit

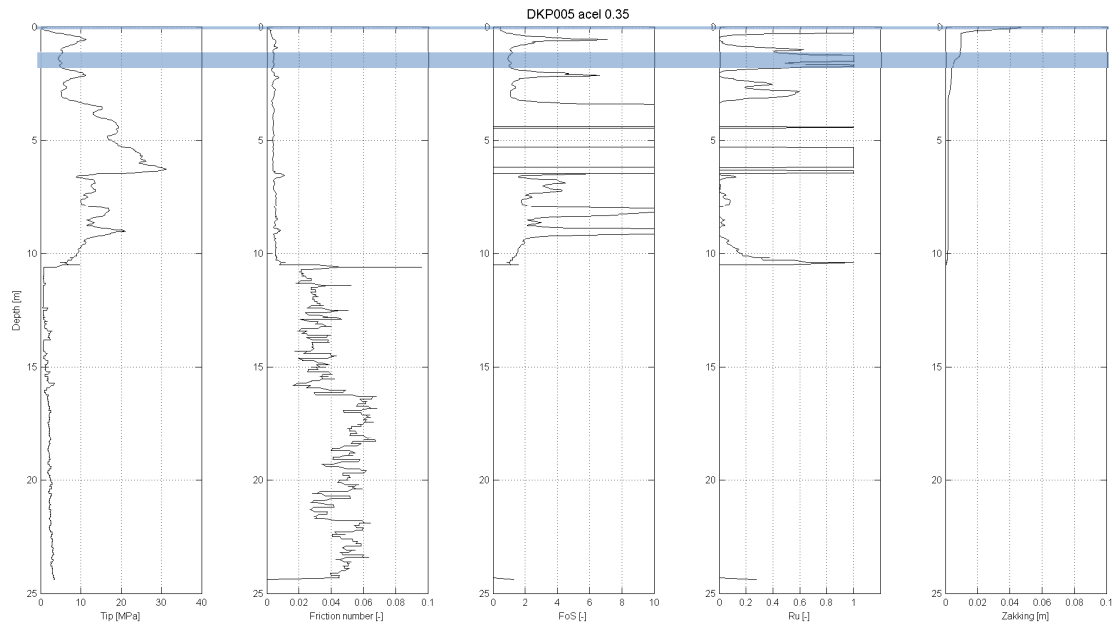
Maatgevend voor dit faalmechanisme wordt de sterkte van de keermiddelen gezien. Door de lengte van de constructie, de vele damwandschermen die aanwezig zijn en de robuustheid van de constructie, is stabiliteit geen maatgevend onderdeel.

De sterkte van de keermiddelen is in VNK1 (Rapportage VNK1, d.d. 30 maart 2005) beschouwd. Met de hand is destijds een faalkans orde grootte $1,0 \cdot 10^{-8}$ afgeleid voor de noodsluizen. Het vermoeden is dat dit nog enigszins conservatief is. Gesteld kan worden dat het faalmechanisme sterkte en stabiliteit in de actuele situatie niet substantieel aan de faalkans bijdraagt.

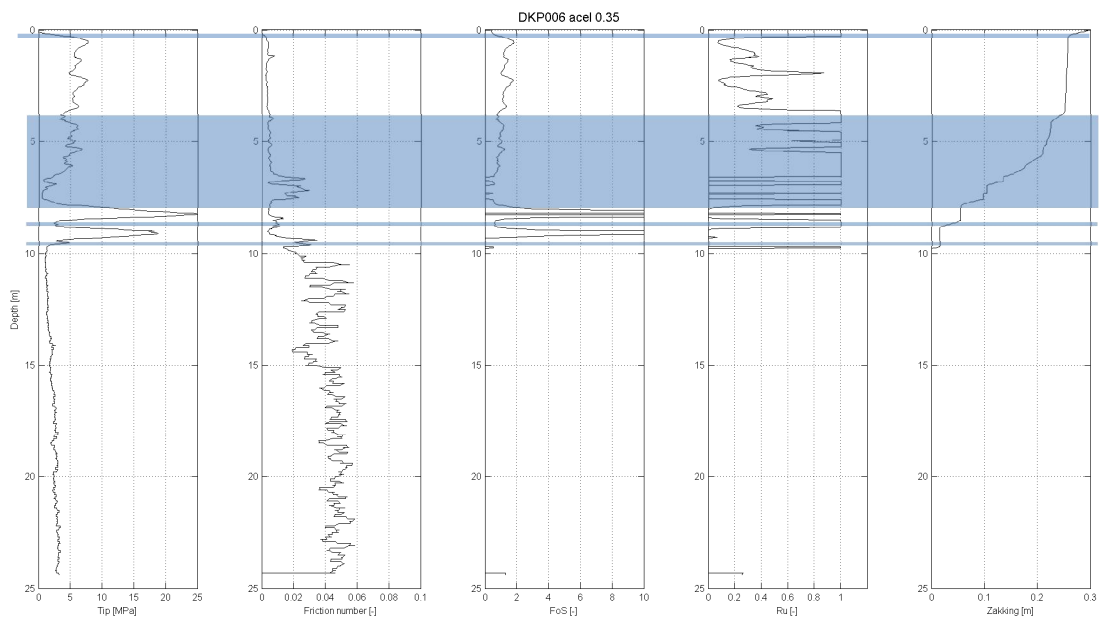
6.5 Faalkansen waterkerende functie ten gevolge van aardbeving

Aan de hand van lokale grondgegevens zijn de mogelijke globale zettingen berekend. Hiervoor is de empirische methode van Tokimatsu gebruikt (rapport 1208624-002-GEO-0003). Met deze methode worden op basis van de met sonderingen gemeten conusweerstand van de ondergrond de maximaal te verwachten zettingen van de ondergrond berekend. De maximaal optredende zetting voor de constructie is afhankelijk van de methode van funderen van het kunstwerk. Indien de fundering diep genoeg is weggezet zal de constructie slechts een gedeelte van de met Tokimatsu berekende zetting ondergaan.

Voor het gemaal, waaronder zich een paalfundering bevindt, is afgeleid dat op basis van sondering DKP006 deze zettingen maximaal 30 mm bedragen met een maximale verschilzetting van 10 mm. Gelet op de constructiemethode het niet waarschijnlijk is dat door deze beperkte zettingen de constructie constructief bezwijkt.



Figuur 6.3 Zakking door verdichting op basis van Tokimatsu [ref]



Figuur 6.4 Zakking door verdichting op basis van Tokimatsu [ref]

6.5.1 Overslag/overloop

De kerende hoogte van het kunstwerk (uitstroomwerk) bedraagt na de bevingen circa NAP +7,20 m – 0,03 m = NAP +7,17 m. Uit de overschrijdingsfrequentielijn kan worden afgelezen dat hierbij een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar) hoort. Dit is tevens de schatting van de globale faalkans voor overslag/overloop.

6.5.2 Betrouwbaarheid sluiting

De zettingen hebben nauwelijks invloed op de betrouwbaarheid van de sluiting. Voor de perskokers geldt dat deze maar beperkt in bedrijf zijn en dat ze onder andere gesloten worden middels een terugslagklep. Het voordeel van dit keermiddel is dat de aandrijving uit de zwaartekracht bestaat en dat er ook geen besturing voor nodig is. Dit in tegenstelling tot de schuif en noodshuif in de spuikoker. De besturing en aandrijving kunnen door bevingen in storing geraken of anderszins defect raken. Van belang is dat er nog een mogelijkheid tot handbediening is om in dat geval te proberen een sluiting te realiseren. Voor de noodshuif geldt dat deze mogelijkheid er zeker zal zijn. Voor de regelschuif is dit niet bekend.

Aangezien de benadering van betrouwbaarheid sluiting in de basissituatie conservatief was, er mogelijkheden zijn om minimaal 1 schuif met de hand te bedienen en de regelschuif ervoor zorgt dat de doorstroomopening niet te groot is, is de verwachting dat de faalkans na bevingen beperkt zal zijn. Vooralsnog wordt ervan uitgegaan dat deze gelijk of kleiner zal zijn dan de eis uit de Leidraad Kunstwerken, zijnde $0,1 \times \text{norm} = 2,5 \cdot 10^{-5}$.

6.5.3 Onder- en achterloopsheid

De zettingen zijn dusdanig klein van aard dat het niet in de lijn der verwachtingen ligt dat alle kwelchermen (5 stuks) onder het gehele kunstwerk na een beving niet goed meer aansluiten op de constructie. Daarnaast is er een fors kleipakket aanwezig. Er kan met redelijke zekerheid gesteld worden dat na een aardbeving dit faalmechanisme nog steeds niet significant zal bijdragen. Er wordt dan ook een faalkans kleiner dan $1,0 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar) aangehouden.

6.5.4 Sterkte en stabiliteit

De beperkte zettingen zullen niet leiden tot instabiliteit van de constructie. De directe impact van de trillingen door de aardbeving zijn vooralsnog niet onderzocht. Gezien de resultaten van de constructieve aspecten voor de zeesluis Farmsum (zie aldaar) is het niet uit te sluiten dat de betonconstructie bezwijkt door trillingen; aanbevolen wordt dit in een later stadium te onderzoeken. De sterkte en stabiliteit van de betonconstructie kan daarmee maatgevend worden na een aardbeving.

De sterkte van de keermiddelen wordt niet of nauwelijks beïnvloed door deze zettingen. Vooralsnog wordt dan ook gesteld dat de faalkans voor dit aspect niet substantieel zal bijdragen aan de faalkans van het object. Er wordt dan ook een faalkans kleiner dan $1,0 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar) aangehouden.

6.6 Conclusies toetsing gemaal Drie Delfzijlen

In dit hoofdstuk is de invloed van aardbevingen op de faalkansen van gemaal de Drie Delfzijlen bekeken ten aanzien van het aspect waterkeren. In onderstaande tabel is een samenvatting gegeven van de resultaten met betrekking tot de faalkansen.

| Faalmechanisme | Faalkansen (1/jaar) | |
|---------------------------|------------------------|---------------------------|
| | Basissituatie | Na aardbeving |
| overslag/overloop | $2,00 \cdot 10^{-6}$ | $2,50 \cdot 10^{-6}$ |
| betrouwbaarheid sluiting | $1,58 \cdot 10^{-5}$ | $\leq 2,50 \cdot 10^{-5}$ |
| onder- en achterloopsheid | $< 1,00 \cdot 10^{-6}$ | $< 1,00 \cdot 10^{-6}$ |
| sterkte en stabiliteit | $2,50 \cdot 10^{-7}$ | $< 1,00 \cdot 10^{-6}$ |

De berekeningen zijn uitgevoerd bij een PGA van 0,35g (*importance factor* $\gamma_{I;I} = 1,0$). Uit bijlage **Error! Reference source not found.** blijkt dat de maaiveldzettingen met ca. 33% - 140% kunnen toenemen wanneer wordt gerekend met een PGA van 0,49g wordt gerekend (*importance factor* $\gamma_{I;IV} = 1,4$). Zoals in het voorgaande gesteld ligt het gemaal echter dieper gefundeerd dan het voorkomen van de verwekingsgevoelige zandlagen. De impact van de extra zetting op het gemaal bij deze hogere PGA lijkt beperkt.

Gesteld kan worden dat het gemaal de Drie Delfzijlen niet bijdraagt aan de faalkansen na een aardbeving, indien de betonconstructie niet zodanig bezwijkt dat dit tot overstromen kan leiden. De constructie is robuust en tegelijkertijd zijn de gevolgen bij onverhoopt niet sluiten van de keermiddelen beperkt.

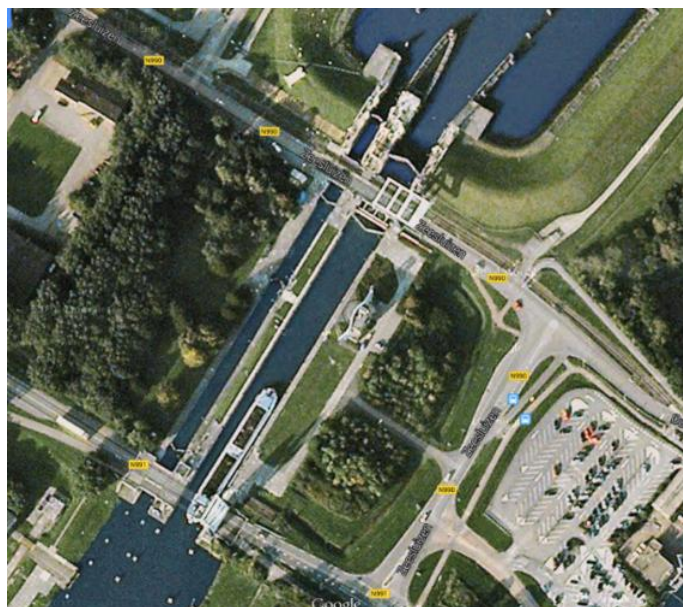
Desalniettemin wordt aanbevolen om de constructiewijze van het gemaal en de directe impact van trillingen op de betonconstructie nader te onderzoeken.

7 Toetsing Zeesluizen Farmsum

7.1 Algemene gegevens

Het betreft hier een tweetal sluizen die samen het sluisencomplex vormen. Zowel de grote als de kleine sluis zijn gebouwd in 1959 en zijn in beheer bij de provincie Groningen. Naar aanleiding van de uitkomsten van de eerste wettelijke toetsing ten aanzien van water keren, zijn een aantal aanpassingen aan het sluisencomplex doorgevoerd. De buitenhoofden zijn opgehoogd en de bestaande houten vloeddeuren en stormvloeddeuren zijn vervangen door stalen deuren die beide een toekomstig toetspeil kunnen keren.

Deze aanpassingen hebben ertoe geleid dat het sluisencomplex in 2010 nagenoeg geheel is als 'goed' is beoordeeld. Alleen op het aspect van betrouwbaarheid sluiting werd bij de technische beoordeling een 'onvoldoende' gescoord omdat de vloeddeuren volgens de bedieningshandleiding niet meedraaien in het schutproces. Door de beheerder is in het beheerdersoordeel aangegeven dat de voorgestelde aanpassing van de bedieningshandleiding niet haalbaar is, maar dat de risico's voldoende afgedekt worden door enkele aanpassingen in de bediening.



Figuur 7.1 Zeesluizen Farmsum

De beide sluizen zijn 229 m lang. De grote sluis wordt alleen gebruikt voor de beroepsvaart en de kleine sluis wordt gebruikt voor de beroepsvaart en om water te spuien. Beide sluizen bestaan uit een niet onderheide betonnen U-bak. De kleine sluis is nog voorzien van een tussenhoofd, zodat er met een verkorte kolk geschut kan worden. Het sluisencomplex wordt 7 dagen per week en 24 uur per dag ter plaatse bediend.

7.2 Gebruikte gegevens

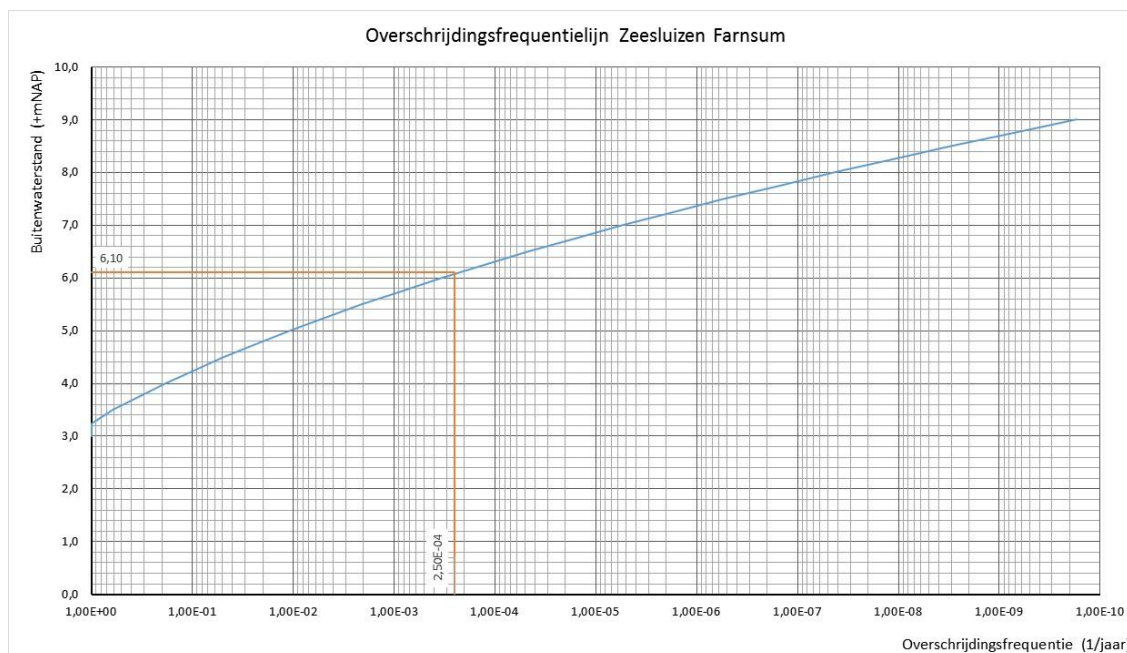
Voor de beschouwingen van dit kunstwerk is gebruik gemaakt van de volgende gegevens:

- Beoordeling zeesluizen Delfzijl, Veiligheidstoetsing 2006-2011, Royal Haskoning, 22 oktober 2010, 9W0632.A0/R0007/DHOR/ILAN/Rott.
- Risicoanalyse sluisen Delfzijl, DHV, 2de concept, februari 2004, reg.nr. WG-SE20040086.
- Sluisdeuren Farmsum, Constructieberekening kleine sluis, W2N Engineers bv, project 05-505, juli 2005.
- Sluisdeuren Farmsum, Constructieberekening grote sluis, W2N Engineers bv, project 05-505, juli 2005.

7.3 Hydraulische belastingen

Bij de bepaling van globale faalkansen ten aanzien van waterkeren wordt de belasting gevormd door een combinatie van de buitenwaterstand en de binnenwaterstand. Het binnenwater wordt gevormd door een arm van het Eemskanaal.

De overschrijdingsfrequenties van de diverse buitenwaterstanden kunnen worden weergegeven met behulp van een overschrijdingsfrequentielijn. In onderstaand figuur is deze voor de locatie van de coupure weergegeven, waarbij gebruikt gemaakt is van de Thermometer Randvoorwaarden 2006 (TMR2006).



Figuur 7.2 Overschrijdingsfrequentielijn Zeesluizen Farmsum

Uit de bovenstaande overschrijdingslijn kan worden afgelezen dat het toetspeil (1/4.000) NAP +6,10 m bedraagt. Hierbij wordt aangegeven dat het hydraulische randvoorwaardepunt dat ten grondslag ligt aan bovenstaande lijn, zich buiten de haven bevindt. Nu heeft de voorliggende havendam een kerende hoogte van circa NAP +4,50 m, zodat bij het bereiken van het toetspeil buiten de haven, dit ook ongeveer in de haven ter plaatse van de coupure aanwezig zal zijn. Daarnaast is er een open verbinding tussen haven en het buitenwater.

Golven hebben bij dit kunstwerk voor de aspecten overslag/overloop en betrouwbaarheid sluiting invloed op de faalkans. Hierbij wordt opgemerkt dat de maatgevende waterstanden worden bereikt bij winden uit de noord-west hoek, waarbij in principe grotendeels afwaaiing plaats vindt ter plaatse van de sluisen. In de wettelijke toetsing is rekening gehouden met een golfhoogte van 0,50 m.

7.4 Constructief gedrag van de Zeesluis Farmsum onder invloed van aardbevingen

7.4.1 Inleiding

Voor de zeesluis Farmsum zijn de sterkte van de aansluiting van de wand met de vloer (in dwarsdoorsnede van de kolk) en de waterdichtheid van de kwelschermen (in langsdoorsnede van de kolk) aangemerkt als kritieke punten ten aanzien van de constructieve veiligheid bij aardbevingen. Hierbij wordt volledigheidshalve aangegeven dat het uitgangspunt is dat constructief falen van die onderdelen kan leiden tot een inundatierisico.

In verband met de beperkt beschikbare tijd is ervan uitgegaan dat bij belasting loodrecht op de kwelschermen deze zo slap zijn dat de grondbewegingen gevolgd worden. Bij de eventueel optredende verschilverplaatsing tussen kolk en scherm in een dynamische analyse, worden de vervormingen in langsrichting van de kolk dusdanig klein geacht dat breuk of uit het slot lopen van de kwelschermen of breuk van de aansluiting van de kwelschermen met de wand en vloer niet optreedt. Dit vanwege de grote breukrek van staal. Deze studie heeft zich hiermee beperkt tot een beschouwing van de sterkte van de aansluiting van de wand met de vloer (in dwarsdoorsnede van de kolk).

7.4.2 Modelbeschrijving

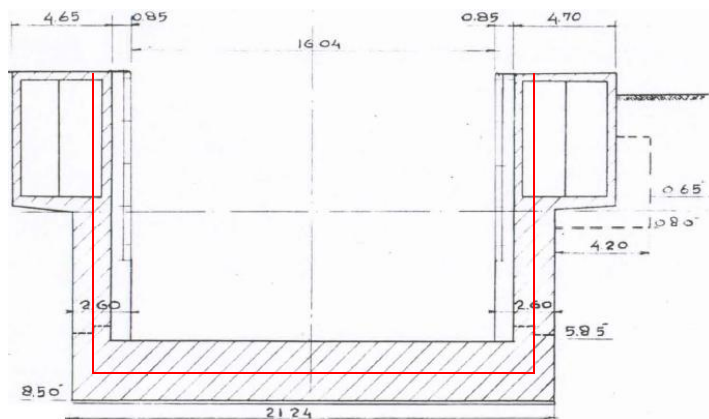
De analyse van de zeesluis Farmsum is uitgevoerd met het eindige elementenprogramma DIANA (versie 9.4.4, 7 januari 2013). Het buitenhoofd van de grote kolk is over een lengte van 1 m gemodelleerd met balkelementen L12BE langs de rode lijnen in *Figuur 7.3*. De elementlengte bedraagt 0,5 m. Het beton is lineair elastisch gemodelleerd. Omdat op voorhand niet bekend is welke delen van het beton zijn gescheurd, is uit conservatieve overweging uitgegaan van een ongescheurd (stijf) buitenhoofd met $E = 30.000 \text{ N/mm}^2$ (ongescheurde stijfheid) en $\nu = 0,2$.

Voor de materiaaldemping van beton is 2% aangehouden, gemodelleerd als Rayleigh demping met parameters $\alpha = 0,54$ en $\beta = 5,9 \cdot 10^{-4}$ (gefit op 2 Hz en 10 Hz). Voor het soortelijk gewicht van beton (incl. wapening) is 2500 kg/m^3 aangehouden. De stijfheid van de kokers is gelijk genomen aan de stijfheid van de wand. De kleinere massa van de kokers is verdisconteerd met het soortelijk gewicht van het beton ter plaatse van de kokers. In het hele model zijn de translaties en de rotaties uit het vlak van de doorsnede verhinderd.

Met het model is eerst een eigenwaarde analyse uitgevoerd. Daarna zijn in een eerste (statische) fase het eigen gewicht en de door Deltares aangeleverde horizontale effectieve grondrukken op het model geplaatst. De horizontale effectieve grondrukken zijn bepaald op basis van voldoende vastgepakt zand waarbij geen verweking optreedt. Opgemerkt dat niet kan worden uitgesloten dat er zich losgepakt zand in de aanvulling naast de sluis bevindt. Indien dat het geval is, kan tijdens de beving de horizontale gronddruk op de sluis toenemen.

In de eerste fase is aan de onderkant van de vloer een verticaal verende ondersteuning aanwezig. Deze verende ondersteuning kan geen trek opnemen. Daarnaast is in het vlak de

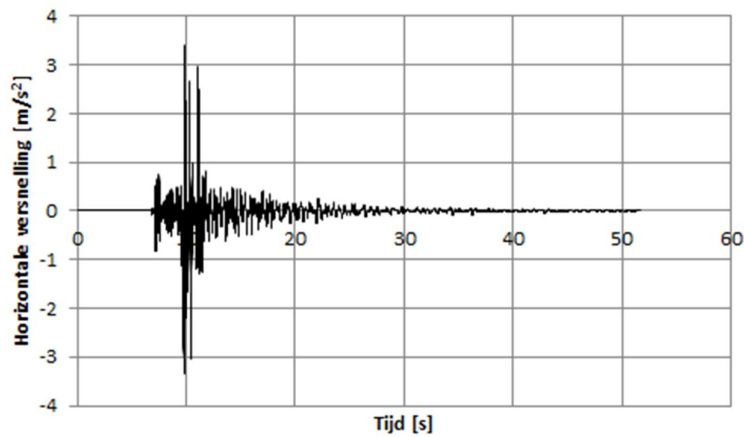
onderkant van de vloer in het midden horizontaal opgelegd om horizontaal evenwicht te garanderen.



Figuur 7.3 Doorsnede MM buitenhoofd zeesluis Farmsum (maten in m)

De spanningen en de vervormingen van de eerste fase zijn geïmporteerd in een tweede (dynamische) fase. Voorafgaand aan de dynamische analyse zijn de grondveren met de door Deltares aangeleverde stijfheid op de wanden geplaatst en is de horizontale oplegging in het midden van de vloer verwijderd. De grondveren zijn dusdanig gedefinieerd dat tijdens de afbouw van de horizontale effectieve gronddruk de veren nog krachten kunnen overdragen. Als de horizontale effectieve gronddruk is afgebouwd, kunnen de veren geen krachten meer overdragen. In de tweede fase zijn eveneens alle gronddempers op het model geplaatst, alsmede de meewerkende massa's van de grond en het water in de kolk. De gronddemping alsmede de meewerkende massa van de grond zijn aangeleverd door Deltares. Omdat het totaal aan massa's in DIANA maar in één richting tegelijk kan werken, is de verticaal meewerkende grondmassa op de vloer niet meegenomen. De excitatie is immers in horizontale richting en de verticaal meewerkende grondmassa op de vloer zou anders ook in horizontale richting werken. De bepaling van de meewerkende massa van het water in de kolk betreft een complexe berekening. In verband met de beperkt beschikbare tijd is als alternatief een berekening uitgevoerd zonder meewerkende watermassa en met volledig meewerkende watermassa. De volledige watermassa in de kolk is hierbij verdeeld over de wanden.

In de dynamische analyse is gerekend met het door Deltares aangeleverde tijdsignaal in *Figuur 7.4*. De tijdstapgrootte bedraagt 0,007 s. De aangehouden piekgrondversnelling met herhalingsstijd van 475 jaar in het Eemshavengebied is een advieswaarde afkomstig van het KNMI; zowel de herhalingsstijd als de methode hoe in de KNMI-modellen wordt omgegaan met onzekerheden is nog onderwerp van discussie.



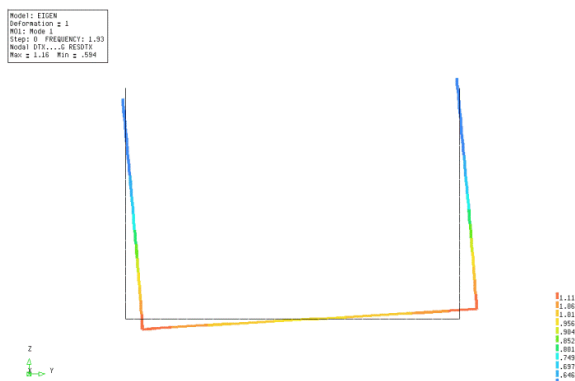
Figuur 7.4 Tijdsignaal

7.4.3 Eigenwaarde analyse

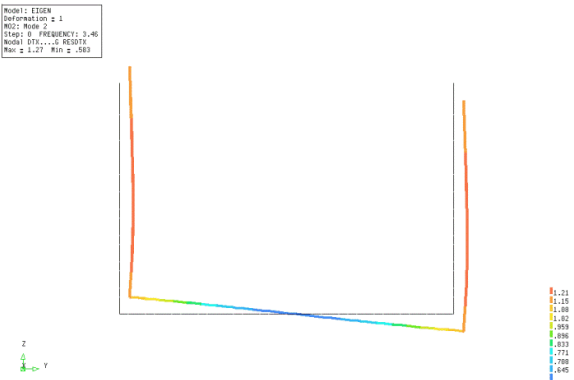
Als eerste berekening is een eigenwaarde analyse uitgevoerd. Hierin zijn alle grondveren en meewerkende grondmassa's meegenomen. Er is een eigenwaarde analyse uitgevoerd zonder meewerkende watermassa en met volledig meewerkende watermassa. De eerste vijf eigenmodi uit de berekening zonder meewerkende watermassa zijn weergegeven in *Figuur 7.5* t/m *Figuur 7.9*. De eerste vijf eigenmodi uit de berekening met volledig meewerkende watermassa zijn weergegeven in *Figuur 7.10* t/m *Figuur 7.14*. De eigenfrequenties van beide berekeningen zijn samengevat in *Tabel 7.1*.

| | Excl. meewerkende watermassa | Incl. meewerkende watermassa |
|------------------------|------------------------------|------------------------------|
| Eerste eigenfrequentie | 1,93 | 1,73 |
| Tweede eigenfrequentie | 3,46 | 2,95 |
| Derde eigenfrequentie | 3,62 | 3,14 |
| Vierde eigenfrequentie | 6,81 | 5,67 |
| Vijfde eigenfrequentie | 7,92 | 6,72 |

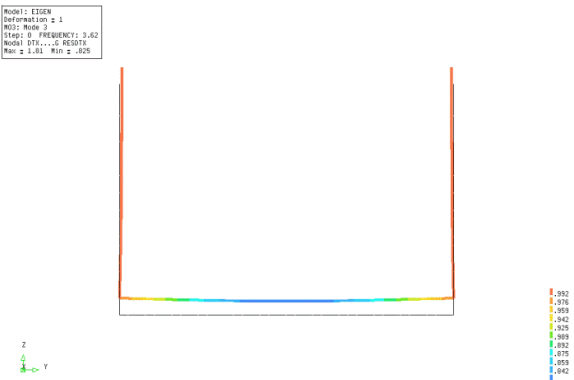
Tabel 7.1 Eigenfrequenties



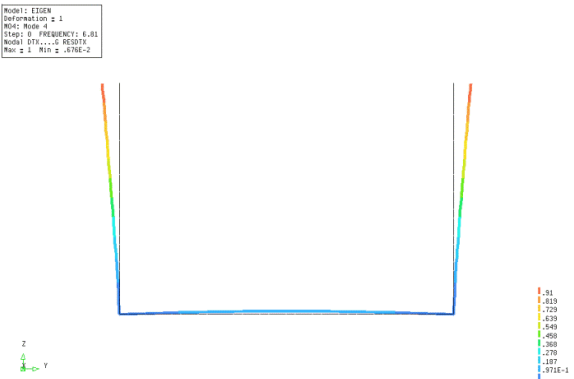
Figuur 7.5 Eerste eigenmodus zonder meewerkende watermassa ($f_1 = 1,93$ Hz)



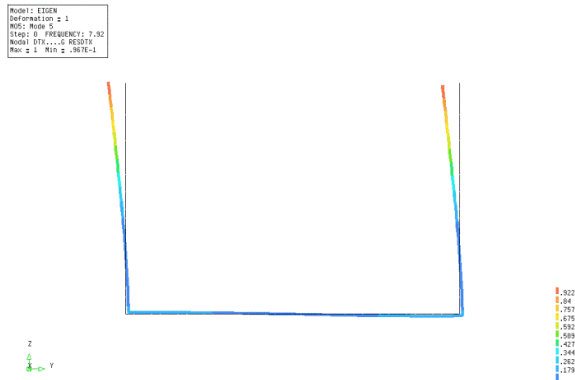
Figuur 7.6 Tweede eigenmodus zonder meewerkende watermassa ($f_2 = 3,46$ Hz)



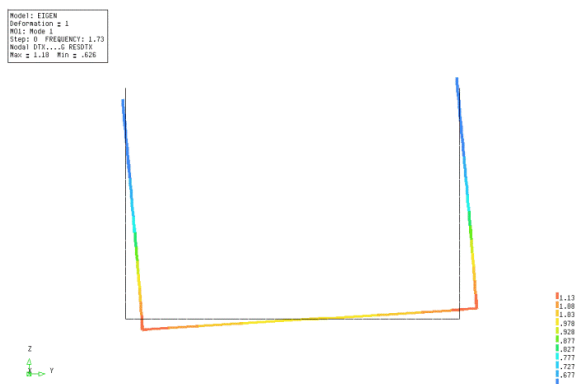
Figuur 7.7 Derde eigenmodus zonder meewerkende watermassa ($f_3 = 3,62$ Hz)



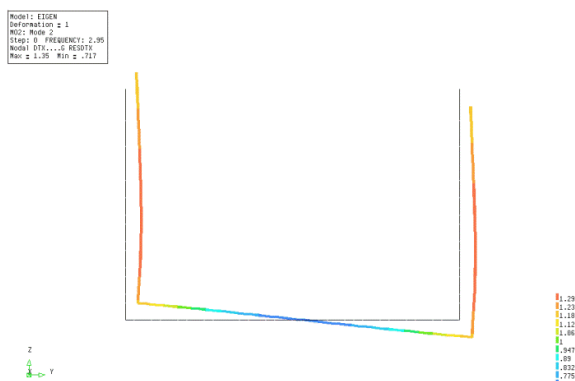
Figuur 7.8 Vierde eigenmodus zonder meewerkende watermassa ($f_4 = 6,81$ Hz)



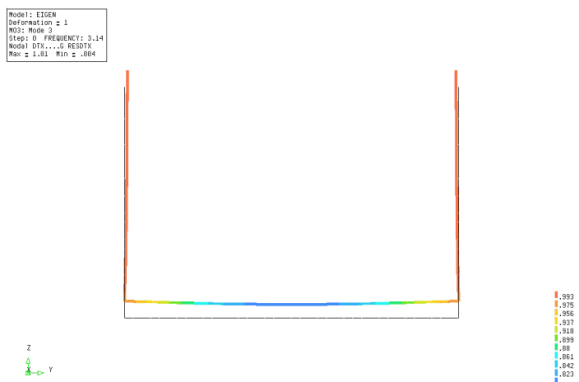
Figuur 7.9 Vijfde eigenmodus zonder meewerkende watermassa ($f_5 = 7,92$ Hz)



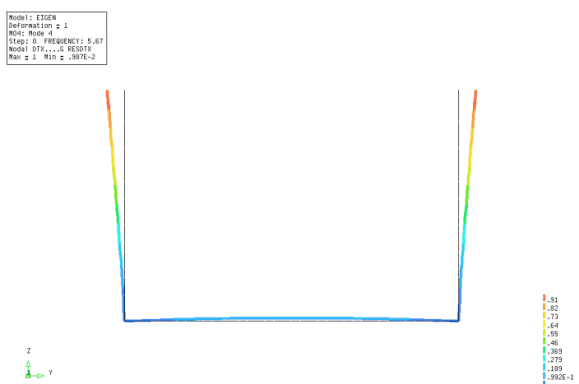
Figuur 7.10 Eerste eigenmodus met volledig meewerkende watermassa ($f_1 = 1,73$ Hz)



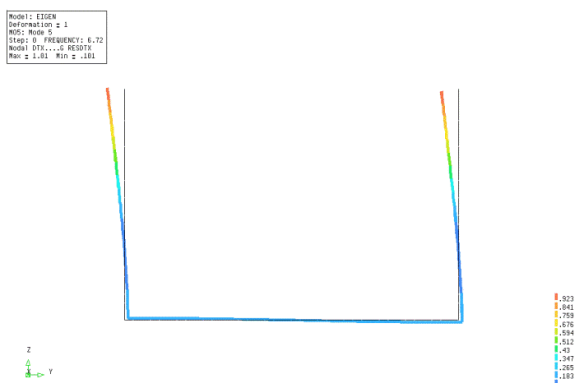
Figuur 7.11 Tweede eigenmodus met volledig meewerkende watermassa ($f_2 = 2,95$ Hz)



Figuur 7.12 Derde eigenmodus met volledig meewerkende watermassa ($f_3 = 3,14$ Hz)



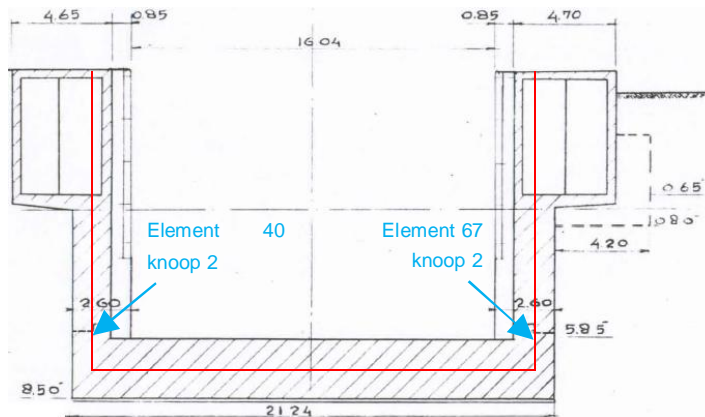
Figuur 7.13 Vierde eigenmodus met volledig meewerkende watermassa ($f_4 = 5,67$ Hz)



Figuur 7.14 Vijfde eigenmodus met volledig meewerkende watermassa ($f_5 = 6,72$ Hz)

7.4.4 Dynamische analyse

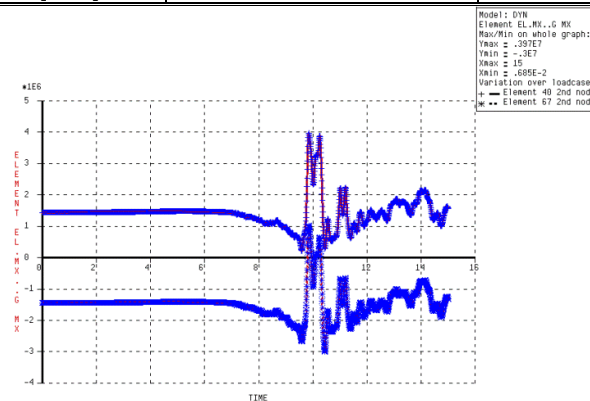
De beoordeling van de zeesluis Farmsum heeft zich in deze studie beperkt tot een toetsing van de moment- en dwarskrachtcapaciteit van de aansluiting van de wanden met de vloer. *Figuur 7.16 t/m Figuur 7.21* tonen het buigend moment en de dwars- en normaalkracht in de aansluiting van de wanden met de vloer als functie van de tijd voor de situatie zonder en met volledig meewerkende watermassa. De snedekrachten zijn bepaald op de locaties in *Figuur 7.15*. De resultaten zijn samengevat in Tabel 7.2.



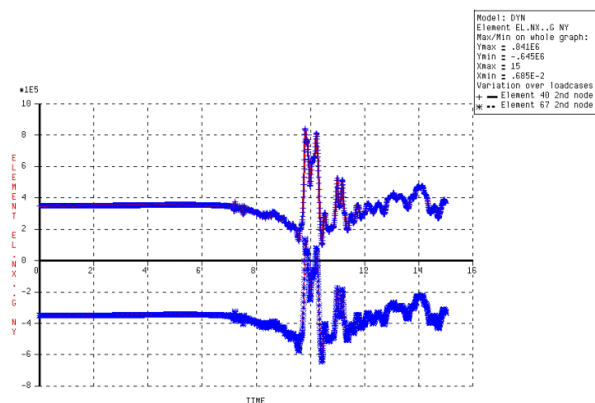
Figuur 7.15 Locaties snedekrachten

Tabel 7.2 Maximale snedekrachten in aansluiting wanden met vloer

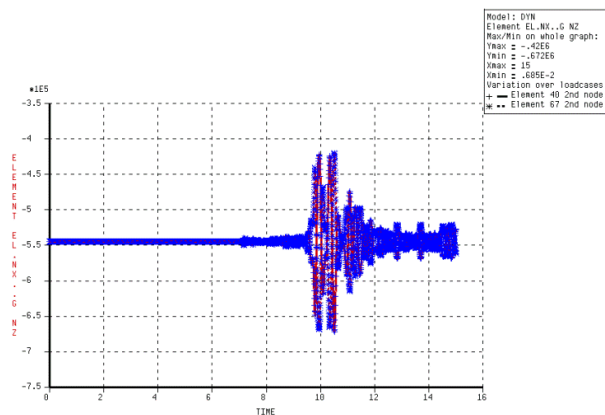
| | Excl. meewerkende watermassa | Incl. meewerkende watermassa |
|---------------------|------------------------------|------------------------------|
| Moment [Nm/m] | $3,97 \cdot 10^6$ | $4,09 \cdot 10^6$ |
| Dwarskracht [N/m] | $8,41 \cdot 10^5$ | $8,94 \cdot 10^5$ |
| Normaalkracht [N/m] | $-4,20 \cdot 10^5$ | $-3,56 \cdot 10^5$ |



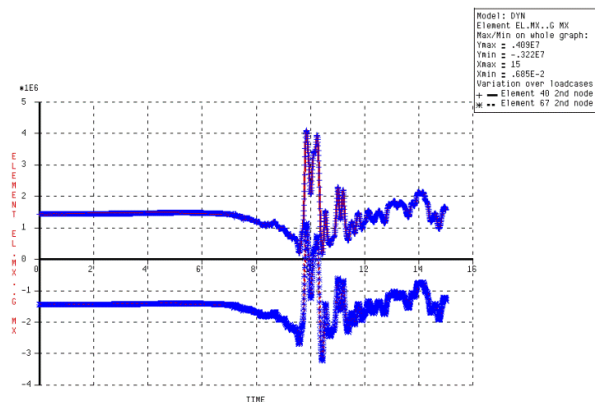
Figuur 7.16 Buigend moment in aansluiting wanden met vloer als functie van de tijd zonder meewerkende watermassa [Nm/m]



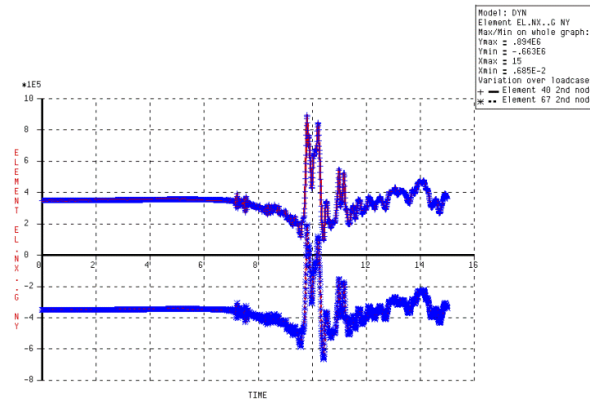
Figuur 7.17 Dwarskracht in aansluiting wanden met vloer als functie van de tijd zonder meewerkende watermassa [N/m]



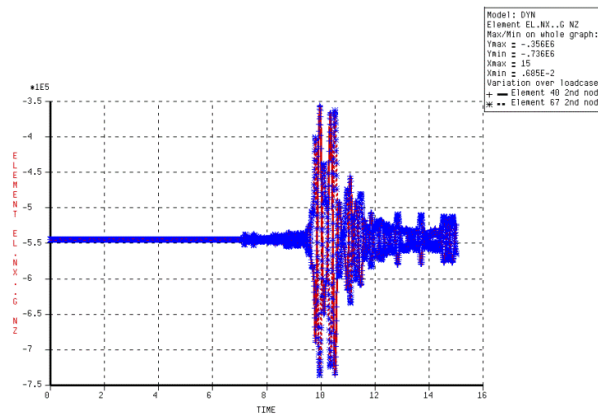
Figuur 7.18 Normaalkracht in aansluiting wanden met vloer als functie van de tijd zonder meewerkende watermassa [N/m]



Figuur 7.19 Buigend moment in aansluiting wanden met vloer als functie van de tijd met volledig meewerkende watermassa [Nm/m]



Figuur 7.20 Dwarskracht in aansluiting wanden met vloer als functie van de tijd met volledig meewerkende watermassa [N/m]

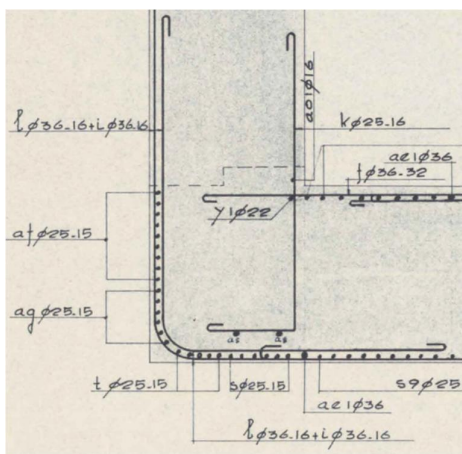


Figuur 7.21 Normaalkracht in aansluiting wanden met vloer als functie van de tijd met volledig meewerkende watermassa [N/m]

7.4.5 Toetsing momentcapaciteit

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

- wapening 2Ø36-160 mm, zie *Figuur 7.22* (aangenomen is dat deze wapening zich in beide hoeken bevindt).
- dekking $c = 80,5$ mm (gemiddelde van 50 mm dekking van buitenste laag Ø36-160 mm en 111 mm dekking van binnenste laag Ø36-160 mm).
- vloeispanning wapening $f_s = 220$ N/mm² (voorlopig wordt een materiaalfactor 1,0 aangehouden en wordt de aardbeving dus gezien als een bijzondere belasting).
- betonsterkteklasse B25 (onbekend, derhalve minimale betonsterkteklasse aangehouden).



Figuur 7.22 Detail hoekwapening buitenbrughoofd grote sluis moot I-10

De momentcapaciteit is als volgt berekend:

$$M_u = N'_b (h/2 - (7/18) x_u) + N_s (h/2 - (c + \varnothing/2))$$

met:

$$h = 1,75 \text{ m}$$

$$c = 0,0805 \text{ m}$$

$$\varnothing = 0,036 \text{ m}$$

$$d = h - c - \varnothing/2 = 1,75 - 0,0805 - 0,036/2 = 1,652 \text{ m}$$

$$N_s = A_s f_s = (2 \times (1000/160) \times (\pi/4) \times 36^2) \times 220 \cdot 10^6 = 2,80 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

$$N'_b = N_s + N = 2,80 \cdot 10^6 + 3,56 \cdot 10^5 = 3,16 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

$$f'_b = 0,6 f'_{ck} = 0,6 \times 25 \cdot 10^6 = 15 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$x_u = N'_b / (0,75 f'_b b) = 3,16 \cdot 10^6 / (0,75 \times 15 \cdot 10^6 \times 1,0) = 0,281 \text{ m}$$

$$M_u = 3,16 \cdot 10^6 \times (1,75/2 - (7/18) \times 0,281) + 2,80 \cdot 10^6 \times (1,75/2 - (0,0805 + 0,036/2)) = 4,59 \cdot 10^6 \text{ Nm/m}$$

Op basis van de genoemde uitgangspunten is de momentcapaciteit, in zowel de situatie zonder meewerkende watermassa als met volledig meewerkende watermassa, voldoende om het maximaal optredende moment tijdens een aardbeving op te nemen. De unity check (u.c. = belasting gedeeld door sterkte) is orde grootte 0,9.

De u.c. kan worden verlaagd door in een niet-lineaire tijdsdomeinberekening scheurvorming mee te nemen. Verder is de momentcapaciteit bepaald op basis van het eerste vloeien van de wapening. Indien voldoende rotatiecapaciteit in de aansluiting van de wand met de vloer aanwezig is, kan een q-factor worden toegepast. Met deze q-factor kan de u.c. verder worden verlaagd. De grootte van de q-factor is vast te stellen met een niet-lineaire push-over analyse of een niet-lineaire tijdsdomeinberekening.

Opgemerkt wordt dat het moment in de rechter aansluiting tussen wand en vloer (element 67) tijdens de dynamische excitatie van teken wisselt tot maximaal $1,13 \cdot 10^6 \text{ Nm/m}$, zie Figuur 7.19.

De bijbehorende momentcapaciteit is gelijk aan:

$$h = 1,75 \text{ m}$$

$$c = 0,08 \text{ m}$$

$$\varnothing = 0,025 \text{ m}$$

$$d = h - c - \varnothing/2 = 1,75 - 0,08 - 0,025/2 = 1,658 \text{ m}$$

$$N_s = A_s f_s = ((1000/160) \times (\pi/4) \times 25^2) \times 220 \cdot 10^6 = 6,75 \cdot 10^5 \text{ N/m}$$

$$N'_b = N_s + N = 6,75 \cdot 10^6 + 3,56 \cdot 10^5 = 1,03 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

$$f'_b = 0,6 f'_{ck} = 0,6 \times 25 \cdot 10^6 = 15 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$x_u = N'_b / (0,75 f'_b b) = 1,03 \cdot 10^6 / (0,75 \times 15 \cdot 10^6 \times 1,0) = 0,092 \text{ m}$$

$$M_u = 1,03 \cdot 10^6 \times (1,75/2 - (7/18) \times 0,092) + 6,75 \cdot 10^5 \times (1,75/2 - (0,08 + 0,025/2)) = 1,39 \cdot 10^6 \text{ Nm/m. Dit moment kan worden opgenomen.}$$

7.4.6 Toetsing dwarskrachtcapaciteit

In de aansluiting tussen wand en vloer bevindt zich geen dwarskrachtwapening. Volgens NEN-EN 1992-1-1+C2 (art. 6.2.2) kan de dwarskrachtcapaciteit voor elementen die geen dwarskrachtwapening vereisen als volgt worden berekend:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

met:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,2 = 0,15 \text{ (voorlopig wordt een materiaalfactor 1,2 aangehouden en wordt de aardbeving dus gezien als een bijzondere belasting)}$$

$$k = 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1 + \sqrt{(200 / 1652)} = 1,35$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w d = ((1000/160) \times (\pi/4) \times 36^2) / (1000 \times 1652) = 0,0039 \text{ (i.v.m. de beperkte verankeringslengte zijn de binnenste staven niet meegenomen)}$$

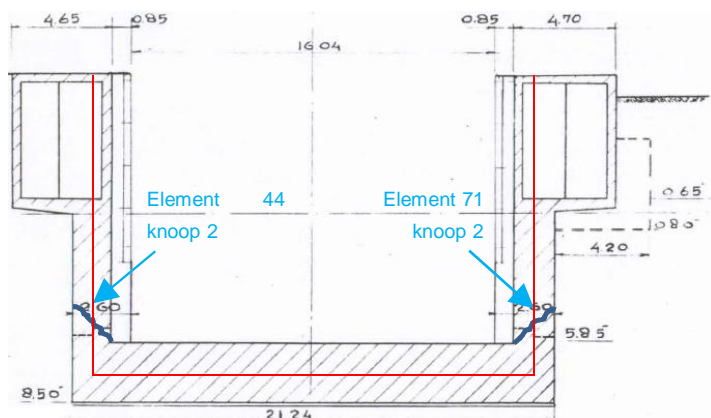
$$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = 3,56 \cdot 10^5 / (1750 \times 1000) = 0,20 \text{ N/mm}^2$$

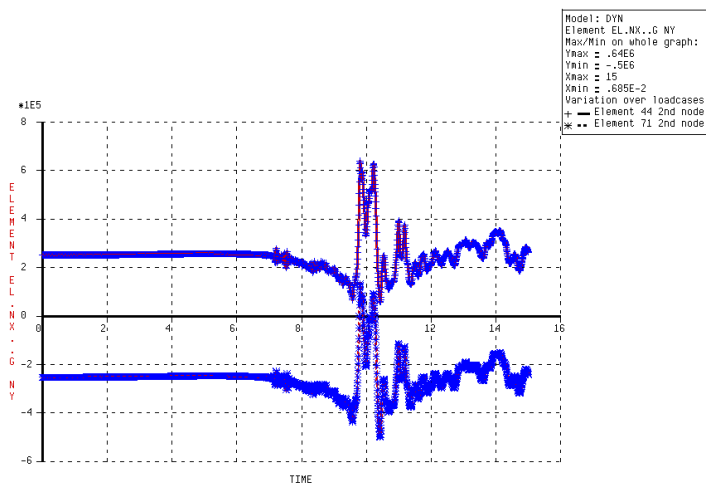
$$V_{Rd,c} = [0,15 \times 1,35 \times (100 \times 0,0039 \times 20)^{1/3} + 0,15 \times 0,20] \times 1000 \times 1652 = 7,13 \cdot 10^5 \text{ N/m.}$$

Op basis van de genoemde uitgangspunten is de afschuifsterkte van het beton, in zowel de situatie zonder meewerkende watermassa als met volledig meewerkende watermassa, onvoldoende om de maximaal optredende dwarskracht tijdens een aardbeving op te nemen. De u.c. is orde grootte 1.2. Echter, bij druk aan de buitenzijde van de wanden treden dwarskrachtscheuren op zoals geschetst in *Figuur 7.23*. Uitgaande van scheuren onder 45° mag de dwarskracht worden afgelezen op de aangegeven locaties in *Figuur 7.23*.



Figuur 7.23 Locaties dwarskrachtuitvoer

Voor de aangegeven locaties in *Figuur 7.23* is het verloop van de dwarskracht als functie van de tijd weergegeven in *Figuur 7.24*. De maximaal optredende dwarskracht is gelijk aan $6,40 \cdot 10^6$ Nm/m, waarmee de optredende dwarskracht kan worden opgenomen. De u.c. is orde grootte 0,9.



Figuur 7.24 Dwarskracht in aansluiting wanden met vloer als functie van de tijd met volledig meewerkende watermassa [Nm/m]

De maximale dwarskracht werkend in andere richting is gelijk aan $1,93 \cdot 10^6$ Nm/m, zie *Figuur 7.20*. Voor de opname van deze dwarskracht geldt de langstrekwapening aan de binnenzijde van de wanden. De optredende dwarskracht kan echter reeds met de minimale dwarskrachtcapaciteit volgens NEN-EN 1992-1-1+C2 (art. 6.2.2) worden opgenomen:

$$k = 1 + \sqrt{(200 / d)} = 1 + \sqrt{(200 / 1658)} = 1,35$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} b_w d = 0,035 k^{2/3} f_{ck}^{1/2} b_w d = 0,035 \times 1,35^{2/3} \times 20^{1/2} \times 1000 \times 1658 = 3,17 \cdot 10^6 \text{ Nm/m}$$

Ook voor dwarskracht geldt dat de u.c. kan worden verlaagd door in een niet-lineaire tijdsdomeinberekening scheurvorming mee te nemen. Bovendien zou, afhankelijk van de vervormingscapaciteit, een q-factor toegepast mogen worden.

7.4.7 Conclusies zeesluis Farmsum

De constructieve beoordeling van de zeesluis Farmsum heeft zich in deze studie beperkt tot een toetsing van de moment- en dwarskrachtcapaciteit van de aansluiting van de wanden met de vloer. Op basis van de genoemde uitgangspunten is de rekenkundige moment- en dwarskrachtcapaciteit, in zowel de situatie zonder meewerkende watermassa als met volledig meewerkende watermassa, voldoende om de constructieve veiligheid bij het opleggen van het gekozen aardbevingssignaal te waarborgen.

Hierbij is echter uitgegaan van een piekgrondversnelling van ongeveer $3,0 \text{ m/s}^2$, waarbij de capaciteit ongeveer 10% hoger is dan de optredende belastingeffecten. Uit de veiligheidsbeschouwing blijkt dat door toepassing van een *importance factor* > 1 wellicht met hogere PGA dient te worden gerekend (tot $0,49g = 4,8 \text{ m/s}^2$). Dit geeft aan dat de constructieve veiligheid van de constructie daarmee niet zonder meer is gegarandeerd.

Opgemerkt dat niet kan worden uitgesloten dat er zich losgepakt zand in de aanvulling naast de sluis bevindt. Indien dat het geval is, kan tijdens de beving de horizontale gronddruk op de sluis toenemen. Er is vooralsnog aangenomen dat de aanvulling vastgepakt is, waarmee dit fenomeen hier nog niet is beschouwd.

7.4.8 Aanbevelingen zeesluis Farmsum

Aanbevolen wordt om in een vervolgstudie de constructieve veiligheid van de zeesluis Farmsum ten aanzien van aardbevingen nader te onderzoeken. Hiervoor zijn een aantal redenen te noemen.

Ten eerste is de conclusie in dit onderzoek sterk afhankelijk van de aannamen die zijn gedaan. De constructie en de omliggende grond zijn niet integraal gemodelleerd en de grondeigenschappen zijn in een vereenvoudigde schematisatie middels veren, dempers en massa's meegenomen in het numerieke rekenmodel van de betonconstructie. Het is onbekend óf en in hoeverre deze aannamen conservatief zijn. Dit maakt dat van de ordegrootte berekening zoals gerapporteerd in deze notitie niet gezegd kan worden of deze wel of niet overall conservatief is. In een vervolgstudie zouden de aannamen moeten worden geïnterpreteerd en eventueel worden bijgesteld door het opstellen van een rekenmodel waarin zowel de constructie als de omliggende grond in één model zo realistisch mogelijk dienen te worden beschouwd.

Daarnaast is in deze studie slechts gerekend met één specifiek tijdsignaal. EN 1998 schrijft tenminste een analyse met 7 signalen voor, omdat de responsie zeer sterk kan verschillen per signaal. Dit maakt ook dat de resultaten van onderhavige studie als voorlopig dienen te worden geïnterpreteerd, zonder dat een definitief oordeel gegeven kan worden over de mate van conservatisme. Daarom zouden in een vervolgstudie meerdere tijdsignalen moeten worden beschouwd.

Het fenomeen *sloshing* (klotsen van water in de sluis) is in onderhavige studie niet beschouwd. Dit dient een plaats te krijgen in een vervolgstudie.

Verder is het fenomeen verweking van de aanvulling naast de sluis niet beschouwd. Dit dient evenwel te worden geverifieerd met grondonderzoek naar de aard en pakkingsdichtheid van het materiaal naast de sluis.

Afgezien van het feit dat het niet mogelijk is te zeggen of de einduitkomsten wel of niet conservatief zijn, is het wel mogelijk een belangrijk conservatisme in het rekenmodel kwalitatief te benoemen. In deze studie is een lineair elastisch model is toegepast, waarbij bezwijken gelijk is gesteld aan vloeien van de wapening. In werkelijkheid zal na het ontstaan van vloeï in de wapening een zekere reserve in de constructie aanwezig zijn. De Eurocode biedt de mogelijkheid om deze reserve te benutten doormiddel van een zogenaamde q-factor. De reserve in de constructie kan hierbij worden vertaald door de belasting op de constructie te delen door de q-factor. Richtwaarden voor de q-factor zijn gegeven in onderstaande tabel.

Table 5.1: Basic value of the behaviour factor, q_0 , for systems regular in elevation

| STRUCTURAL TYPE | DCM | DCH |
|------------------------------------------------|------------------------|------------------------|
| Frame system, dual system, coupled wall system | $3,0\alpha_w/\alpha_1$ | $4,5\alpha_w/\alpha_1$ |
| Uncoupled wall system | 3,0 | $4,0\alpha_w/\alpha_1$ |
| Torsionally flexible system | 2,0 | 3,0 |
| Inverted pendulum system | 1,5 | 2,0 |

DCM = medium ductility

DCH =high ductility

Echter, deze waarden zijn gekalibreerd voor gebouwen. De exacte waarde van de q-factor dient daarom voor dit specifieke geval te worden bepaald met behulp van een niet-lineaire eindige elementenanalyse. Aanbevolen wordt om een dergelijke analyse uit te voeren in een vervolgstudie.

Gesteld wordt dat het mogelijk noodzakelijk is een niet-lineaire eindige elementenberekening uit te voeren waarin constructie en grond in één model worden gecombineerd en worden belast door een aantal representatieve tijdsignalen.

7.5 Faalkansen in bestaande situatie

In de bestaande situatie, zonder de invloeden van aardbevingen, worden nu globale faalkansen voor de sluizen afgeleid. Dit vindt plaats op basis van de gepresenteerde overschrijdingsfrequentielijn.

7.5.1 Overslag/overloop

De minimaal kerende hoogte van de sluizen bedraagt NAP +7,39 m conform de rapportage van de veiligheidstoetsing 2006-2011. In dit document is daarnaast uitgegaan van een golfhoogte van 0,50 m. Uitgaande van een conservatief maximaal toelaatbaar overslagdebiet over de sluisdeuren van $0,1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^1$, wordt met behulp van figuur B.2.4 uit de Leidraad Kunstwerken een kruinhoogte³ van circa 0,10 m worden afgelezen. Dit betekent dat vanuit de eis van het maximaal toelaatbaar overslagdebiet van $0,1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^1$ een maximale buitenwaterstand van NAP +7,39 m – 0,10 m = NAP +7,29 m toelaatbaar is. De overschrijdingsfrequentie van deze buitenwaterstand bedraagt circa $1,5 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar). Dit is tevens de schatting van de globale faalkans voor overslag/overloop.

7.5.2 Betrouwbaarheid sluiting

Voor de sluizen geldt dat ze zich in een getijdegebied bevinden en dat ze daarom zijn uitgerust met vloed- en ebdeuren. Kijkend naar de dagelijkse waterstanden wordt circa 13 uur per dag negatief verval gekeerd met behulp van de ebdeuren en circa 11 uur per etmaal wordt positief verval middels de vloeddeuren gekeerd. Ten tijde van vloed draait één stel (storm)vloeddeuren in het buitenhoofd van beide sluizen mee in het schutproces. In de bedieningsprotocollen is vastgelegd dat bij een buitenwaterstand die 50 cm hoger is als de binnenwaterstand minimaal één stel vloeddeuren gesloten wordt.

De vloeddeuren aan de binnenzijde hebben een kerende hoogte van circa NAP +3,20 m. Uitgaande van een toelaatbaar overslagdebiet van deze deuren van $0,1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^1$ leidt dit tot een maximaal toelaatbare buitenwaterstand tegen deze deuren van NAP +3,20 m – 0,10 m (zie overloop/overslag) = NAP +3,10 m. Deze waterstand wordt jaarlijks meerdere keren (circa 2) overschreden.

De kans op falen van hoogwatersluiting is afgeleid gebruik makend van de volgende aannamen:

- Voor het schutproces wordt standaard hetzelfde stel (storm)vloeddeuren ingezet. Het andere stel (storm)vloeddeuren wordt alleen gesloten in de situaties dat de sluis niet meer bediend wordt vanwege hoogwater. Vanaf NAP + 2,0 m wordt er niet meer geschut en worden de sluizen dubbel hoogwaterkerend gesloten.
- Het omzetten van een eb- naar een vloodsituatie levert geen substantiële bijdrage op, omdat voor beide sluizen geldt dat er in principe drie stellen deuren zijn waarmee dit uitgevoerd kan worden. Bij het weigeren van één stel deuren is er dus altijd nog een achtervang. Uitgangspunt hierbij is dat de deuren ook via handbediening gesloten kunnen worden of dat er een noodaggregaat direct bedrijfsklaar is.
- De beide sluizen staan standaard niet hoogwaterkerend gesloten. Dit wordt deels veroorzaakt doordat in een eb-situatie deze deuren niet gesloten kunnen zijn i.v.m. negatief verval. Het andere deel van de aanname wordt gestoeld op het feit dat er redelijk veel geschut wordt en vanuit die functie de deuren geopend zijn.

³ Kruinhoogte is hier de kerende hoogte van de stormvloeddeuren minus het niveau van de stilwaterlijn onder hoogwatercondities.

- Over de exacte invulling van de spuifunctie van de kleine sluis is niet veel bekend. Uitgangspunt is dat deze via de rinketten in de deuren wordt uitgeoefend. Hierdoor is de faalkansbijdrage van deze functie verwaarloosbaar klein.

De kans dat de hoogwatersluiting faalt wordt bepaald met de getallen en tabellen die hiervoor in de Leidraad Kunstwerken aanwezig zijn. Voor de (storm)vloeddeuren die in het schutproces meedraaien is de kans op niet sluiten gelijk aan $1,0 \cdot 10^{-4}$ (1/vraag). Voor de (storm)vloeddeuren die niet in het schutproces worden gebruikt wordt een faalkans van 0,01 (10^{-2}) conform tabel B3.5 uit de Leidraad Kunstwerken aangehouden. De totale kans voor het falen van de hoogwatersluiting hiermee $1,0 \cdot 10^{-6}$ (1/vraag). Kijkend naar de faalkans ten aanzien van waterkeren bestaat de faalkans uit de kans dat de maximaal toelaatbare buitenwaterstand wordt overschreden (NAP +2,70 m) vermenigvuldigd met de kans op niet sluiten. Het feit dat er twee sluiskolken aanwezig zijn leidt nu tot de faalkans van $2 \times 2 \times 1,0 \cdot 10^{-6} = 4,0 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar).

7.5.3 Onder- en achterloopsheid

In de derde toetsronde is bepaald dat dit faalmechanisme geen substantiële bijdrage aan de faalkans heeft, omdat er een zeer lange kwelweg aanwezig is. De sluisen zijn niet op palen gefundeerd en er staan 6 kwelschermen onder het sluisencomplex. Conform de toetsrapportage is een maximaal verval van 18,2 m toelaatbaar. Dit betekent bij een binnenpeil van NAP +0,55 m een maximaal toelaatbare buitenwaterstand van NAP 18,75 m. Dit is uiteraard niet realistisch. De faalkans ten aanzien van onder- en achterloopsheid is hiermee kleiner dan $1,0 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar).

7.5.4 Sterkte en stabiliteit

In de diverse wettelijke toetsingen is geconcludeerd dat de constructie dusdanig is van opbouw, dat de stabiliteit geen substantiële bijdrage aan de faalkans van het object zal hebben. De puntdeuren zijn destijds gezien als het maatgevende onderdeel. Echter, omdat de houten (storm)vloeddeuren zijn vervangen door stalen deuren met een groter toelaatbaar verval is in de derde toetsronde geconcludeerd dat de faalkansbijdrage van deze deuren ook zeer beperkt zal zijn. De berekeningen van de stalen deuren zijn globaal bekeken en hieruit komen de volgende gegevens naar voren:

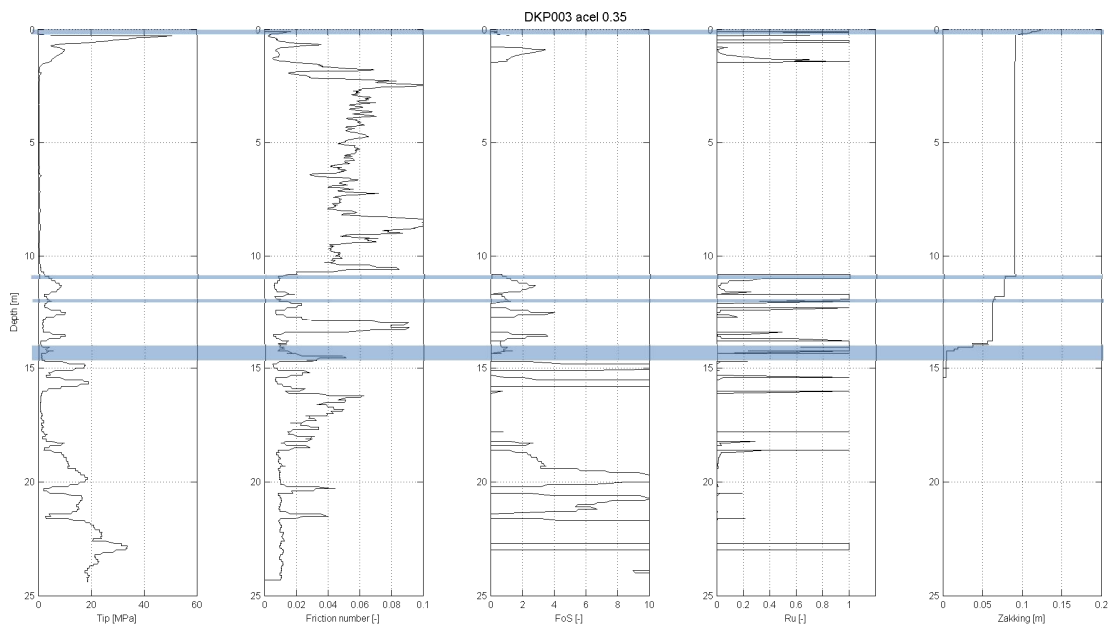
- Karakteristieke waarde van het ontwerpverval is $\text{NAP } +7,12 \text{ m} - \text{NAP } +0,55 \text{ m} = 6,57 \text{ m}$.
- Er is rekening gehouden met de golfdrukken veroorzaakt door een golf met een significante golfhoogte van 0,5 m.
- Ten einde de rekenwaarde van het verval te verkrijgen is een belastingfactor van 1,5 toegepast.
- De deuren zijn vervaardigd van staal S355.
- De maximale Unity Check bedraagt circa 0,85.

Op basis van bovenstaande gegevens kan geconcludeerd worden dat de faalkans ten aanzien van sterkte en stabiliteit kleiner zal zijn dan $1,0 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar). Kijkend naar de stalen deuren kan globaal gesteld worden dat deze een karakteristieke waarde van de sterkte van circa $1,5 \times 6,57 = 9,86$ mwk hebben. Bij een binnenwaterstand van NAP +0,55 m betekent dit een buitenwaterstand van NAP +10,41 m. Dit leidt tot faalkansen orde grootte $1,0 \cdot 10^{-10}$ (1/jaar).

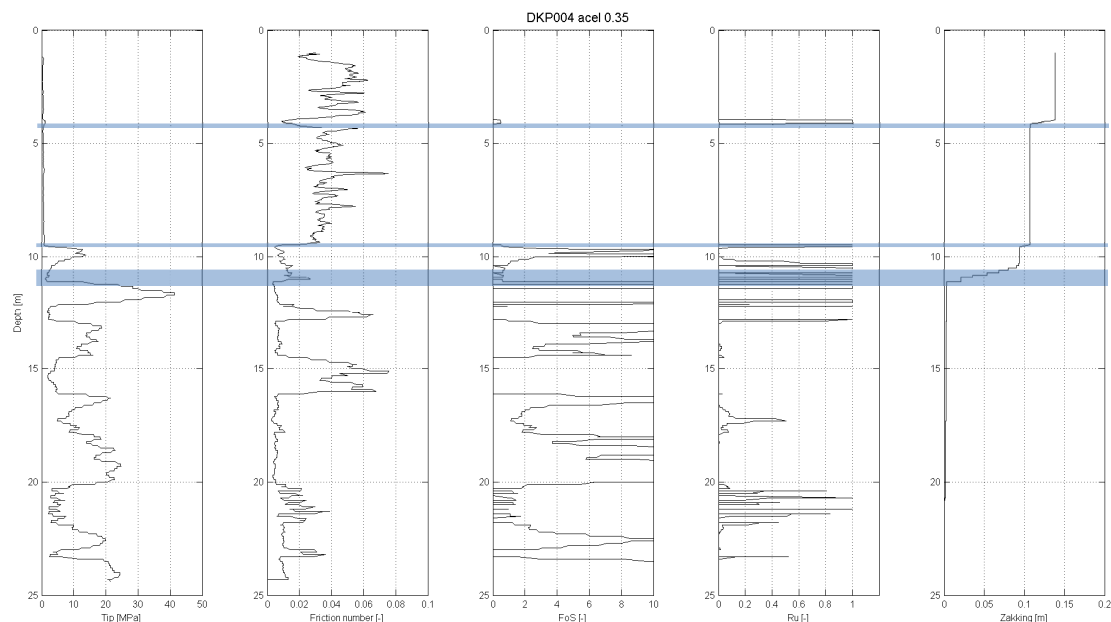
7.6 Faalkansen waterkerende functie ten gevolge van aardbeving

Aan de hand van lokale grondgegevens zijn mogelijke globale zettingen berekend. Hiervoor is de empirische methode van Tokimatsu gebruikt (rapport 1208624-002-GEO-0003). Met deze methode worden op basis van de met sonderingen gemeten conusweerstand van de ondergrond de maximaal te verwachten zettingen van de ondergrond berekend. De maximaal optredende zetting voor de constructie is afhankelijk van de methode van funderen van het kunstwerk. Indien de fundering diep genoeg is weggezet zal de constructie slechts een gedeelte van de met Tokimatsu berekende zetting ondergaan.

Voor de sluzen bedragen deze zettingen maximaal 50 mm en is een maximale verschilzetting van circa 15-20 mm berekend. Gelet op de constructiemethode is het niet waarschijnlijk dat door de beperkte zettingen de constructie constructief bezwijkt.



Figuur 7.25 Zakking door verdichting op basis van Tokimatsu [ref]



Figuur 7.26 Zakking door verdichting op basis van Tokimatsu [ref]

7.6.1 Overslag/overloop

Conform de berekeningen voor dit faalmechanisme voor de mogelijke gevolgen van een aardbeving bedraagt de maximaal toelaatbare buitenwaterstand NAP +7,29 m. Indien de zettingen worden meegenomen bedraagt daalt deze waterstand naar NAP +7,29 m – 0,05 = NAP +7,24 m. De overschrijdingskans van deze waterstand is $1,8 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar). Dit is tevens de schatting van de globale faalkans.

7.6.2 Betrouwbaarheid sluiting

Gelet op de situatie zijn er meerdere scenario's mogelijk ten aanzien van dit faalmechanisme.

- Indien het een vloedsituatie betreft is de kans reëel dat de (storm)vloeddeuren op het moment van de beving gesloten staan. Gevolgen ten aanzien van betrouwbaarheid sluiting zijn dan niet direct aanwezig.
- De verschilzettingen lijden ertoe dat de (storm-)vloeddeuren in het buitenhoofd tijdens of na een ebsituatie niet meer gesloten kunnen worden. Gelet op de relatief beperkte zettingen is de kans dat de deuren niet enigszins gesloten kunnen worden, klein. Ingeschat wordt dat de invloed op de faalkans zeer beperkt is.
- Als gevolg van de bevingen zijn de besturingskasten van het bewegingsmechanisme van de deuren defect geraakt. Indien er geen handbediening aanwezig is, is op dat moment bij geopende (storm)vloeddeuren een hoogwatersluiting niet meer mogelijk.

Op basis van bovenstaande inventarisatie wordt er conservatief vanuit gegaan dat er sprake is van een situatie waarin de vloeddeuren op het moment van de beving open staan en vervolgens niet meer gesloten kunnen worden. In dat geval is de kerende hoogte gelijk aan de vloeddeuren aan de binnenzijde. Uitgaande van de maximaal toelaatbare waterstand van NAP +3,10 m in een ongestoorde situatie en een zetting van maximaal 0,05 m betekent dit een maximaal toelaatbare buitenwaterstand van circa NAP +3,05 m. Deze waterstand wordt circa 3 keer per jaar overschreden. De faalkans voor betrouwbaarheid sluiting wordt hiermee in principe gelijk aan 1 (1/jaar). In dit geval dient echter ook de hersteltijd in beschouwing te

worden genomen. Stel dat het maximaal 2 dagen kost om de vloeddeuren weer gesloten te krijgen. Uitgaande van 705 getijdeperiode per jaar betekent dit dat de kans dat er een waterstand hoger dan NAP +3,05 m voorbijkomt gelijk is aan $3/705$ (1/getijdeperiode). In 2 dagen zijn 4 getijdeperioden aanwezig, waarmee de faalkans voor die twee dagen uitkomt op $4 \times (3/705) = 1,7 \cdot 10^{-2}$. Dit is tevens de faalkans per jaar.

NB: uit gegevens van de beheerder blijkt dat de vloeddeuren voorzien zijn van noodaggregaten en in geval van nood toch handmatig kunnen worden gesloten (zie bijlage B).

7.6.3 Onder- en achterloopsheid

De zettingen zijn dusdanig klein van aard dat het niet in de lijn der verwachtingen ligt dat alle kwelschermen (6 stuks) onder het gehele kunstwerk na een beving niet goed meer aansluiten op de constructie. Daarnaast is er een fors kleipakket aanwezig. Er kan met redelijke zekerheid gesteld worden dat na een aardbeving dit faalmechanisme nog steeds niet significant zal bijdragen. Er wordt dan ook een faalkans kleiner dan $1,0 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar) aangehouden.

7.6.4 Sterkte en stabiliteit

De constructieve beoordeling van de zeesluis Farmsum heeft zich in deze studie beperkt tot een toetsing van de moment- en dwarskrachtcapaciteit van de aansluiting van de wanden met de vloer bij het buitenhoofd van de grote sluis. Op basis van de genoemde uitgangspunten is de rekenkundige moment- en dwarskrachtcapaciteit, in zowel de situatie zonder meewerkende watermassa als met volledig meewerkende watermassa, voldoende om de constructieve veiligheid bij het opleggen van het gekozen aardbevingssignaal te waarborgen. De capaciteit is ongeveer 10% hoger dan de optredende belastingeffecten bij een piekgrondversnelling van ongeveer 3 m/s^2 . Er zijn echter nog een aantal aanbevelingen te maken bij de gehanteerde werkwijze, welke in het vervolg meegenomen dienen te worden voor onderzoek naar het toetsen van de effecten van aardbevingen op deze en andere betonconstructies van kunstwerken in waterkeringen. Hiervoor wordt verwezen naar paragraaf 7.4.

Aangezien hier wordt verwacht dat de zettingen niet leiden tot constructief falen is de verwachting ook dat stabiliteit van de constructie niet maatgevend zal worden na een aardbeving. De sterkte van het keermiddel wordt niet beïnvloed door de aardbeving.

Vanuit deze optiek is de verwachting dat de faalkans voor dit faalmechanisme niet substantieel anders zal zijn dan in de basissituatie. De faalkans van de basissituatie wordt dan ook hier gehanteerd.

Opgemerkt wordt, dat indien er sprake is van een hoogwatersituatie en er water tegen het gesloten kunstwerk staat, aanvullende belastingen een rol kunnen gaan spelen. Door de bevingen en de daarmee gepaard gaande trillingen van de constructie kunnen aanvullende waterbelastingen worden geïntroduceerd. Onder andere met de formules van Westergaard kunnen inschattingen worden gedaan hoe groot deze aanvullende bijdrage aan de belastingen is. Vooralsnog wordt rekening gehouden met het feit dat deze bijdragen maximaal 50% (zal geverifieerd moeten worden) van de hydrostatische belasting kunnen bedragen. Gebruikmakend van de gegevens omtrent de huidige situatie betekent dit dat de karakteristieke waarde van de sterkte voor waterkeren gelijk is aan $9,86 \text{ mwk}/1,5 = 6,57 \text{ mwk}$. Dit leidt tot een maximale buitenwaterstand van $\text{NAP} +0,55 \text{ m} + 6,57 \text{ m} = \text{NAP} +7,12 \text{ m}$. Deze waterstand heeft een overschrijdingsfrequentie van circa $3,5 \cdot 10^{-6}$ (1/jaar). Deze faalkans

wordt als zeer conservatief beschouwd, omdat deze pas van toepassing is op het moment dat er een hoogwater zich aandient en gelijktijdig een aardbeving plaatsvindt.

7.7 Conclusies toetsing zeesluis Farmsum

In dit hoofdstuk is de invloed van aardbevingen op de faalkans van zeesluis Farmsum bekeken ten aanzien van het aspect waterkeren. In onderstaande tabel is een samenvatting gegeven van de resultaten met betrekking tot de faalkansen.

| Faalmechanisme | Faalkansen (1/jaar) | |
|---------------------------|-----------------------|-----------------------|
| | Basissituatie | Na aardbeving |
| overslag/overloop | $1,50 \cdot 10^{-6}$ | $1,80 \cdot 10^{-6}$ |
| betrouwbaarheid sluiting | $4,00 \cdot 10^{-6}$ | $1,70 \cdot 10^{-2}$ |
| onder- en achterloopsheid | $<1,00 \cdot 10^{-6}$ | $<1,00 \cdot 10^{-6}$ |
| sterkte en stabiliteit | $<1,00 \cdot 10^{-6}$ | $<1,00 \cdot 10^{-6}$ |

Bij de beoordeling is aangenomen dat de hoogwaterkerende keermiddelen niet over een mogelijkheid tot handbediening beschikken. Uit gegevens van de beheerder blijkt dat de vloeddeuren voorzien zijn van noodaggregaten en in geval van nood toch handmatig kunnen worden gesloten (zie bijlage B).

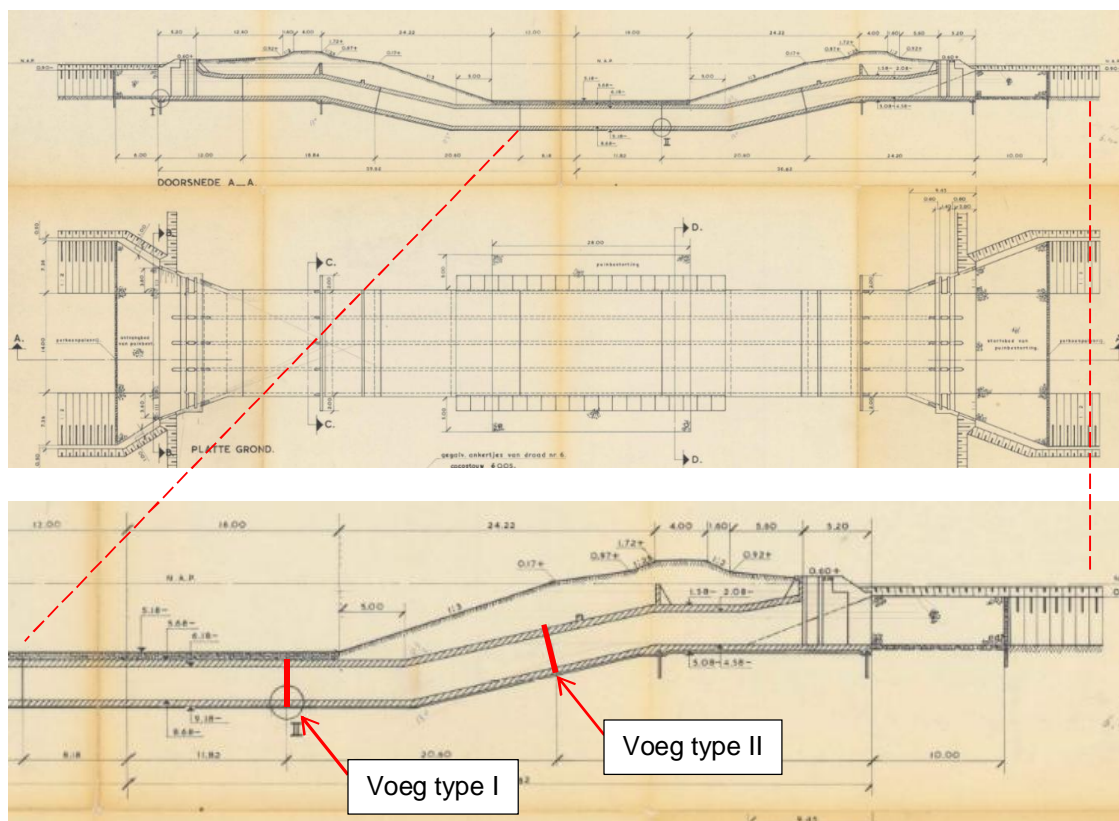
De berekeningen zijn uitgevoerd bij een PGA van 0,35g (*importance factor* $\gamma_{I;I} = 1,0$). Uit de constructieve beschouwing blijkt dat er in dat geval nog ca. 10% reserve is in de capaciteit van de aansluiting van de wanden op de vloer. Wanneer zou worden gerekend met een PGA van 0,49g (*importance factor* $\gamma_{I;IV} = 1,4$) lijkt het niet uit te sluiten dat de reservecapaciteit wordt opgesoupeerd. Aanbevolen wordt de constructie met de hogere PGA door te rekenen.

Daarnaast wordt aanbevolen te onderzoeken in hoeverre er een risico is op een toename van de horizontale grondbelasting op de sluis kan ontstaan door het verweken van een losgepakte aanvulzandlaag.

8 Toetsing Grondduiker Duurswold

8.1 Algemene gegevens

Het betreft hier een duiker die onder een arm van het Eemskanaal doorgaat en die hiermee het afwateringskanaal Duurswold richting buitenwater deze watergang laat passeren. De duiker ligt niet in de primaire waterkering. Indien de duiker onverhoopt lek raakt is er de mogelijkheid dat water uit het Eemskanaal het afwateringskanaal instroomt. Tussen beide watergangen is onder normale omstandigheden een waterstandsverschil van circa 1,5 m aanwezig. Onder extreme omstandigheden is het mogelijk dat dit verder oploopt. Hoeveel dit is, is afhankelijk van meerdere factoren en niet direct aan te geven. De duiker kan vermoedelijk aan beide zijde van de kruising worden gesloten middels schotbalken.

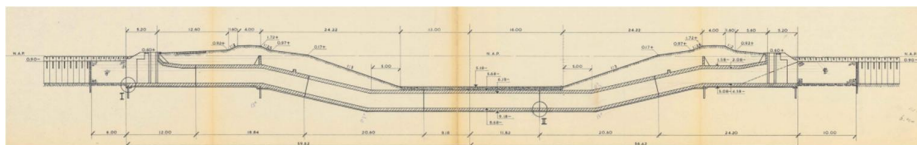


Figuur 8.1 Grondduiker Duurswold

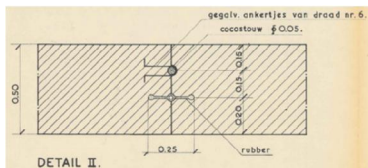
8.2 Constructief gedrag van de Grondduiker Duurswold onder invloed van aardbevingen

8.2.1 Inleiding

De analyse van de grondduiker heeft zich beperkt tot een analytische beschouwing van de vervormingscapaciteit van de voeg ten aanzien van rotatie en afschuiving. Een doorsnede van de grondduiker Duurswold is getoond in *Figuur 8.2*. Een detail van de voeg is weergegeven in *Figuur 8.3*.



Figuur 8.2 Langsdoorsnede grondduiker Duurswold

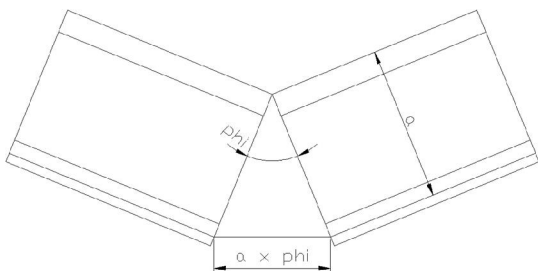


Figuur 8.3 Voegdetaill grondduiker Duurswold

De waterdichtheid van de voeg speelt een belangrijke rol in het functioneren van de duiker. Hiervoor is in de voeg kokostouw en een rubber profiel geplaatst. Dit onderzoek richt zich op de vervormingscapaciteit van het rubber profiel.

8.2.2 Rotatie

Figuur 8.4 toont de geometrische relatie tussen de voegrotatie en de lengte van het rubber in de voegopening.



Figuur 8.4 Geometrische relatie tussen voegrotatie en lengte rubber

Aangenomen is dat alleen de verdikte uiteinden van het rubber profiel in het beton zijn verankerd, zie Figuur 8.3. In dit geval geldt voor de rek in het rubber:

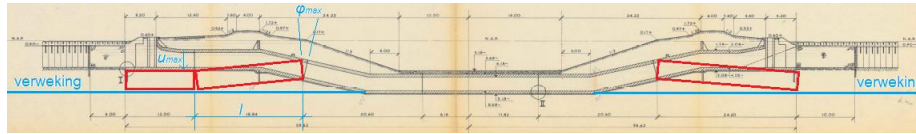
$$\epsilon_{rubber} = a \varphi / l_0$$

Met $a = 3.300$ mm, $l_0 = 18$ mm (lengte rubber profiel tussen verdikkingen) en uitgaande van 300% breukrek voor rubber, bedraagt de maximaal toelaatbare voegrotatie:

$$\varphi_{max} = 3 l_0 / a = 3 \times 18 / 3.300 = 0,016 \text{ rad} = 0,94^\circ$$

Op basis van het aangenomen zettingspatroon in Figuur 8.5, waarbij boven de blauwe lijn verweking optreedt, bedraagt de maximaal toelaatbare zetting:

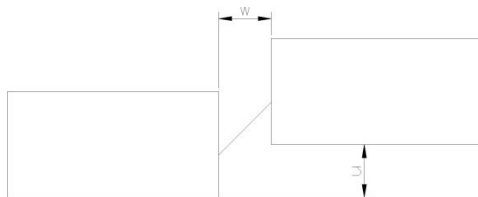
$$u_{max} = \varphi_{max} \times L = 0,016 \text{ rad} \times 18.840 \text{ mm} = 300 \text{ mm.}$$



Figuur 8.5 Aangenomen zettingspatroon

8.2.3 Afschuiving

De vervormingscapaciteit bij afschuiving is afhankelijk van de grootte van de voegopening, zie Figuur 8.6.



Figuur 8.6 Afschuifvervorming in voeg

De rek van het rubber wordt veroorzaakt door de voegopening w en de zetting u :

$$\varepsilon_{rubber} = \Delta l / l_0 = \sqrt{(u^2 + w^2)} / l_0$$

Met 300% breukrek voor rubber geldt $u_{max} = \sqrt{(9 l_0^2 - w^2)}$. Bij zeer kleine voegopeningen zal het rubber echter zeer plaatselijk afschuiven en geen vervormingscapaciteit hebben. Er geldt dus $u_{max} = 0$ voor $w < w_{min}$. De waarde voor w_{min} is vooralsnog onbekend en lastig in te schatten. In ieder geval geldt $u_{max} < 3 l_0 = 3 \times 18 = 54$ mm.

8.2.4 Conclusies grondduiker Duurswold

De analyse van de grondduiker heeft zich beperkt tot een analytische beschouwing van de vervormingscapaciteit van de voeg op basis van de breukrek van het rubber profiel in de voeg. Ten aanzien van rotatie bedraagt de maximaal toelaatbare zetting 300 mm op basis van een aangenomen zettingspatroon. Ten aanzien van afschuiving is de bovengrens van de maximaal toelaatbare zetting gelijk aan 54 mm.

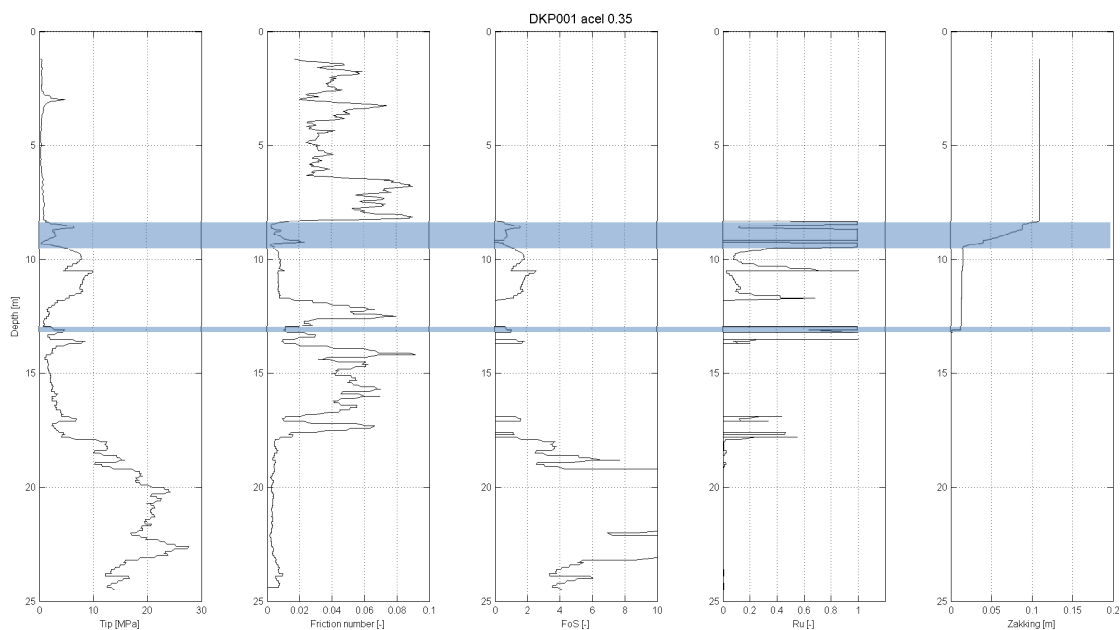
8.3 Analyse voor aardbeving

De grondduiker wordt niet specifiek belast door hoogwater. Immers, het afwateringskanaal Duurswold (gemiddelde waterstand NAP -1,0 m) eindigt bij de primaire waterkering bij de uitwateringssluis 'Duurswold'. Deze uitwateringssluis is primair verantwoordelijk voor de waterkerende functie ten aanzien van buitenwater. Het Eemskanaal (gemiddelde waterstand NAP +0,55 m) is ook geen buitenwater, maar eindigt onder andere via de Zeesluizen Farmsum bij het buitenwater.

Gelet op bovenstaande worden vanuit het oogpunt van waterkeren geen faalkansen afgeleid. De kans op overstroming van gebied aanliggend aan het afwateringskanaal is in relatie tot aardbevingen direct gekoppeld aan de kans op een aardbeving en vervolgens aan de kans dat dit leidt tot substantiële schade aan de duiker. Hoogwater speelt hier geen rol.

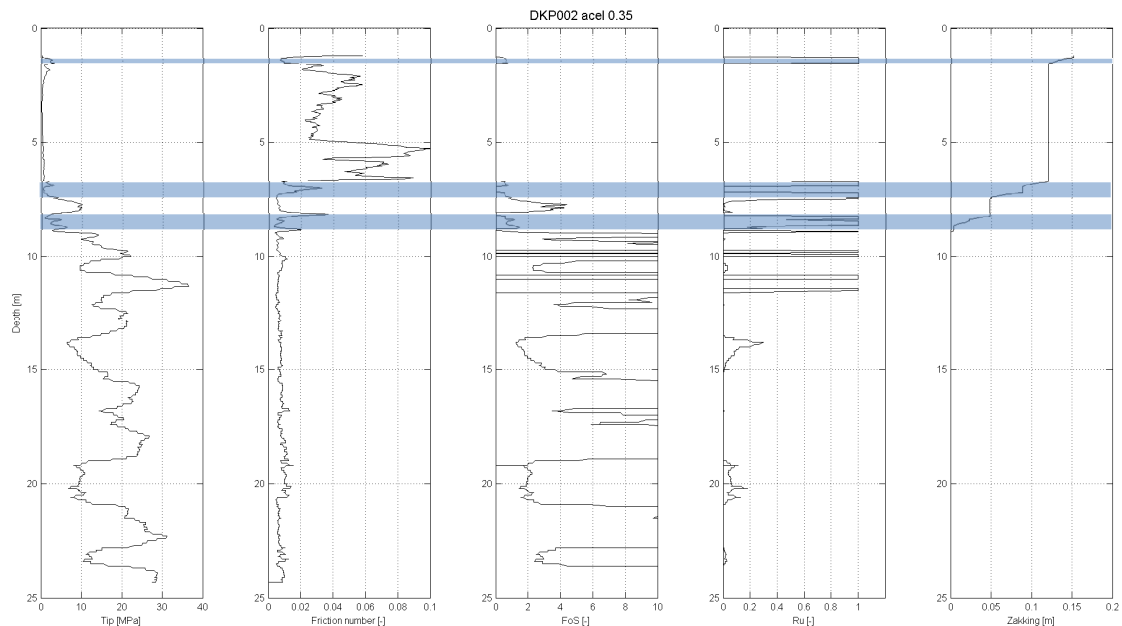
8.4 Analyse na aardbeving

Voor het bepalen van de zettingen ten gevolge van een aardbeving is de empirische methode van Tokimatsu gebruikt (rapport 1208624-002-GEO-0003). Met deze methode worden op basis van de met sonderingen gemeten conusweerstand van de ondergrond de maximaal te verwachten zettingen van de ondergrond berekend. De maximaal optredende zetting voor de constructie is afhankelijk van de methode van funderen van het kunstwerk. Indien de fundering diep genoeg is weggezet zal de constructie slechts een gedeelte van de met Tokimatsu berekende zetting ondergaan.



Figuur 8.7 Zakking door verdichting op basis van Tokimatsu [ref]

Berekend is, dat de duiker, afhankelijk van de diepteligging en de locatie, 0 tot 120 mm kan zakken. Dit kan resulteren in een rotatie, mogelijk in combinatie met afschuiving van de elementen, wat kan leiden tot bezwijken van het voegprofiel met lekkage (en mogelijk grondvoering) tot gevolg. De analyse van de grondduiker heeft zich beperkt tot een analytische beschouwing van de vervormingscapaciteit van de voeg op basis van de breukrek van het rubber profiel in de voeg. Ten aanzien van rotatie bedraagt de maximaal toelaatbare zetting 300 mm op basis van een aangenomen zettingspatroon. Ten aanzien van afschuiving is de bovengrens van de maximaal toelaatbare verschilzetting gelijk aan 50 - 55 mm. Aangezien de maximaal te verwachten zetting 120 mm bedraagt zal de voeg niet bezwijken op puur alleen rotatie. Mocht die zetting zich grotendeels concentreren in afschuiving over de voeg dan bestaat de kans dat het profiel bezwijkt en er lekkage ontstaat. De kans bestaat hierop bij voeg type II (zie Figuur 8.1), de kans dat dat leidt tot een calamiteit is klein, gezien het feit dat de grondduiker volgens de sonderingen in cohesieve grond ligt.



Figuur 8.8 Zakking door verdichting op basis van Tokimatsu [ref]

Voorts kent de duiker nog de mogelijkheid om te worden gesloten middels schotbalken. Indien deze aanwezig zijn en er vindt instroming plaats vanuit het Eemskanaal, dan is het nog maar de vraag of deze schotbalken met succes kunnen worden aangebracht. Dit is mede afhankelijk van de optredende stroomsnelheden. Stel dat er een spleet van 120 mm optreedt (conservatief) waardoor water instroomt. De duiker heeft een doorstroombreedte van 11,5 m. De oppervlakte van de spleet bedraagt dan $0,12 \times 11,5 = 1,38 \text{ m}^2$. De stroomsnelheid is ongeveer gelijk aan de wortel uit $2 \times g \times H$ en is daarmee circa 5,5 m/s. Het totale instromende debiet is hiermee gelijk aan $1,38 \times 5,5 = 8,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Stel dat dit water slechts aan één kant van de duiker uitstroomt betekent dit bij een totaal doorstroomoppervlak van de duiker van 32 m^2 een stroomsnelheid van $8/32 = 0,25 \text{ m/s}$. Het is wellicht mogelijk om bij deze omstandigheden nog schotbalken aan te brengen. Ook het risico van grote ontgrondingen lijkt hiermee zeer beperkt.

Gezien de resultaten van de constructieve aspecten voor de zeesluis Farmsum (zie aldaar) is het niet uit te sluiten dat de betonconstructie bezwijkt door trillingen; aanbevolen wordt dit in een later stadium te onderzoeken.. De sterkte en stabiliteit van de betonconstructie kan daarmee maatgevend worden na een aardbeving.

8.5 Conclusies toetsing grondduiker Duurswold

Er worden vanuit het oogpunt van waterkeren geen faalkansen afgeleid; de kans op overstrooming van gebied aanliggend aan het afwateringskanaal is in relatie tot aardbevingen direct gekoppeld aan de kans op een aardbeving en vervolgens aan de kans dat dit leidt tot substantiële schade aan de duiker. Hoogwater speelt hier geen rol.

Er bestaat een risico op het optreden van verschilzettingen die kunnen leiden tot een lekkage van de duiker. De kans op vervolgschade door inundatie hierdoor wordt klein geacht omdat de gevoelige voegen in cohesieve grond liggen. De berekeningen zijn uitgevoerd bij een PGA van 0,35g (*importance factor* $\gamma_{1;1} = 1,0$). Wellicht dient voor deze (niet primair waterkerende) constructie met een hogere factor te worden gerekend; gezien het voorgaande lijkt het effect

op het ontstaan van lekkage op de voegen echter beperkt. De constructieve sterkte van de duiker moten van de duiker dient nader te worden beschouwd.

9 Conclusies en aanbevelingen

9.1 Conclusies algemeen

- 1 Op basis van voorliggende studie is het falen van een (beton)constructie (sterkte en stabiliteit) door de directe trillingen een van de voornaamste risico's van aardbevingen op kunstwerken in waterkeringen. Dit is gebaseerd op de bevindingen van de berekeningen voor de zeesluis Farmsum.
- 2 De analyses zijn gemaakt op basis van gegevens van het KNMI die voor de gegeven locatie van de kunstwerken uitkomt op een PGA van 0,35g. Uitgaande van EC8 zou echter met een hogere waarde van de PGA gerekend moeten worden (tot ca. 0,49g). De impact hiervan lijkt voornamelijk zijn weerslag te kunnen hebben op het risico voor directe schade door trillingen.
- 3 Afhankelijk van het type en de aanlegdiepte van de fundering kan het optreden van (verschil)zakking van de constructie een aanvullend mechanisme zijn waardoor met name de betrouwbaarheid sluiten lager kan worden.
- 4 De toetsing is uitgevoerd op 4 geselecteerde constructies. Geconcludeerd wordt dat het niet mogelijk is om op basis van het toetsen van deze 4 iets te zeggen over de rest van het areaal aan kunstwerken in waterkeringen. Dit komt doordat alle constructies zodanig uniek zijn, dat de combinatie grondslag, fundering en constructie steeds weer anders is.

9.2 Conclusies toetsing Coupure West

- 1 De betrouwbaarheid sluiting en onder- en achterloopsheid voor dit kunstwerk zijn gevoelig voor eventuele gevolgen van een aardbeving. Wanneer een fundatie op palen kan worden vastgesteld wordt de betrouwbaarheid aanzienlijk groter; aanbevolen wordt dit te onderzoeken.
- 2 Voor betrouwbaarheid sluiting geldt dat tijdelijke maatregelen genomen kunnen worden door mogelijkheden te onderzoeken om met behulp van bv. bigbags grotere kerende hoogten in de coupure op te bouwen.
- 3 Voor onder- en achterloopsheid geldt dat na het plaatsvinden van substantiële aardbevingen gecontroleerd moet worden of de aansluitingen nog intact zijn. Dit is een praktisch lastig uitvoerbaar punt. Het meten van de hoogteligging van het kunstwerk zou in deze al belangrijke input kunnen zijn om eventueel nader onderzoek hieromtrent op te zetten. Noodmaatregelen ten aanzien van onder- en achterloopsheid zijn niet direct voorhanden.

9.3 Conclusies toetsing gemaal Drie Delfzijlen

- 1 Gesteld kan worden dat het gemaal de Drie Delfzijlen niet bijdraagt aan de faalkansen na een aardbeving, indien de betonconstructie niet zodanig bezwijkt dat dit tot overstromen kan leiden. De constructie is robuust en tegelijkertijd zijn de gevolgen bij onverhoopt niet sluiten van de keermiddelen beperkt. Vanwege de conclusies die uit de analyse van de zeesluis Farmsum worden getrokken wordt desalniettemin aanbevolen om de constructiewijze van het gemaal en de directe impact van trillingen op de betonconstructie nader te onderzoeken.

9.4 Conclusies toetsing zeeluis Farmsum

- 1 Aangenomen dat de hoogwaterkerende keermiddelen niet beschikken over een mogelijkheid tot handbediening, zou de betrouwbaarheid sluiting een maatgevend risico opleveren. Uit gegevens van de beheerder blijkt dat de vloeddeuren voorzien zijn van noodaggregaten en in geval van nood toch handmatig kunnen worden gesloten (zie bijlage B).
- 2 De constructieve beoordeling van de zeeluis Farmsum heeft zich in deze studie beperkt tot een toetsing van de moment- en dwarskrachtcapaciteit van de aansluiting van de wanden met de vloer. Op basis van de genoemde uitgangspunten is de rekenkundige moment- en dwarskrachtcapaciteit, in zowel de situatie zonder meewerkende watermassa als met volledig meewerkende watermassa, voldoende om de constructieve veiligheid bij het opleggen van het gekozen aardbevingssignaal te waarborgen. Hierbij is echter uitgegaan van een piekgrondversnelling van ongeveer $3,0 \text{ m/s}^2$, waarbij de capaciteit ongeveer 10% hoger is dan de optredende belastingeffecten. Uit de veiligheidsbeschouwing blijkt dat door toepassing van een *importance factor* > 1 wellicht met hogere PGA dient te worden gerekend (tot $0,49g = 4,8 \text{ m/s}^2$). Dit geeft aan dat de constructieve veiligheid van de constructie daarmee niet zonder meer is gegarandeerd.
- 3 Opgemerkt dat niet kan worden uitgesloten dat er zich losgepakt zand in de aanvulling naast de sluis bevindt. Indien dat het geval is, kan tijdens de beving de horizontale gronddruk op de sluis toenemen. Er is vooralsnog aangenomen dat de aanvulling vastgepakt is, waarmee dit fenomeen hier nog niet is beschouwd. Aanbevolen wordt de relevantie van dit risico te onderzoeken.

9.5 Conclusies toetsing grondduiker Duurswold

- 1 Er worden vanuit het oogpunt van waterkeren geen faalkansen afgeleid; de kans op overstroming van gebied aanliggend aan het afwateringskanaal is in relatie tot aardbevingen direct gekoppeld aan de kans op een aardbeving en vervolgens aan de kans dat dit leidt tot substantiële schade aan de duiker. Hoogwater speelt hier geen rol.
- 2 De analyse van de grondduiker heeft zich beperkt tot een analytische beschouwing van de vervormingscapaciteit van de voeg op basis van de breukrek van het rubber profiel in de voeg. Ten aanzien van rotatie bedraagt de maximaal toelaatbare zetting 300 mm op basis van een aangenomen zettingspatroon. Ten aanzien van afschuiving is de bovengrens van de maximaal toelaatbare zetting gelijk aan 54 mm.
- 3 Er bestaat een risico op het optreden van verschilzettingen die kunnen leiden tot een lekkage van de duiker. De kans op vervolgschade door inundatie hierdoor wordt klein geacht doordat de gevoelige voegen in cohesieve grond liggen. De constructieve sterkte van de duiker dient nader te worden beschouwd.

9.6 Aanbevelingen

- 1 Momenteel zijn 2 van de 4 kunstwerken constructief beschouwd. Gezien de conclusie dat de impact van trillingen door de aardbeving op de constructie maatgevend kan zijn wordt aanbevolen om dat alsnog te doen.
- 2 Aanbevolen wordt om de toetsstrategie van de constructieve veiligheid van waterkerende kunstwerken ten aanzien van aardbevingen nader uit te werken. Er is in deze studie gerekend met één specifiek tijdsignaal. Eurocode 8 (EN 1998) voor door

aardbevingen belaste constructies is momenteel in bewerking en mogelijk dienen andere uitgangspunten te worden meegenomen in de analyse.

- 3 Kunstwerken dienen zowel aan de Eurocode als aan de Leidraad Kunstwerken te voldoen. Dat leidt tot verschillende mogelijkheden in toetsaanpak. De discussie over de bij de toetsing te hanteren veiligheidsfilosofie (belastingcombinaties en belastingfactoren) is nog niet volledig uitgekristalliseerd. Aanbevolen wordt deze op korte termijn vast te stellen.
- 4 Aanbevolen wordt om met niet-lineaire modellen berekeningen uit te voeren waarin constructie en grond in één model worden gecombineerd en worden belast door een aantal representatieve tijdsignalen.
- 5 Er zijn qua constructie diverse aannames gedaan die een grote impact kunnen hebben op het resultaat van de toetsing. Aanbevolen wordt om de constructiewijze(n) en de directe impact van trillingen op de betonconstructie nader te onderzoeken.

Referenties

- [1] VNK2 (april 2013). VNK2: Globale faalkanschatting kunstwerken. Kwantitatieve toetsing faalmechanismen op basis van een eenvoudige en praktisch toepasbare methode. Referentienummer RWS-1931315. Projectbureau Veiligheid Nederland in Kaart 2.

A Plaxis-analyse

Memo

Aan
Ad Verweij

Datum
28 november 2013

Kenmerk
1208624-008-GEO-0011

Aantal pagina's
19

Van
Dirk de Lange

Doorkiesnummer
00088 335 728 8

E-mail
dirk.delange@deltares.nl

Onderwerp
Plaxis analyse grondduiker Duurswoldboezem

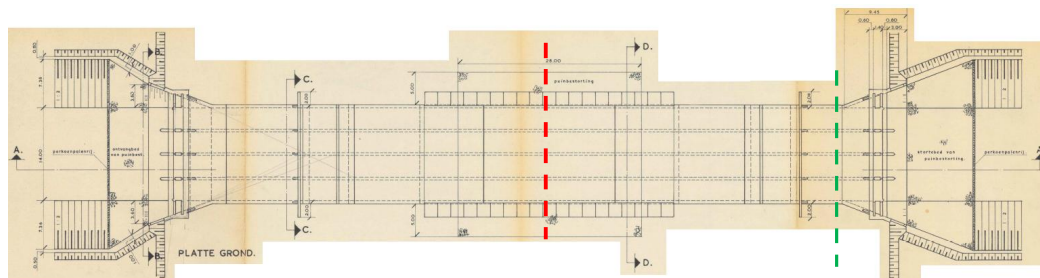
1.1 Inleiding

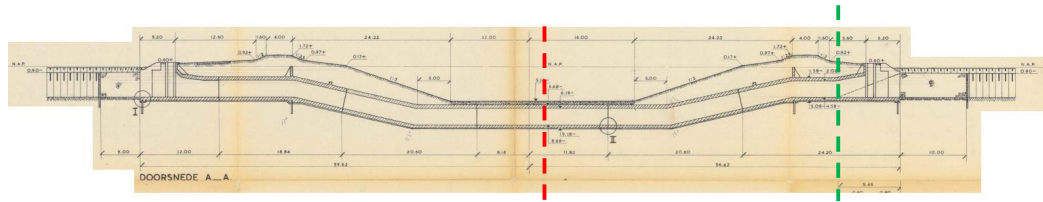
Voor de grondduiker te Duurswold is een berekening gemaakt met het eindige elementen programma PLAXIS. Doel van de analyse is om de uitkomsten (verplaatsingen) te vergelijken met de uitkomsten van het empirisch verwekingmodel (Tokimatsu). Verder zijn snedekrachten in de constructie bepaald. De dwarsdoorsnede van de grondduiker heeft een relatief eenvoudige geometrie, derhalve is volstaan met een tweedimensionale analyse.

Als onderdeel van de huidige studie zijn bij de grondduiker twee nieuwe sonderingen uitgevoerd. Gekozen is om de sondering DKMP002 als uitgangspunt te nemen voor de schematisatie van de ondergrond. Deze sondering heeft het meeste losgepakte zand en is daarom maatgevend voor de zakking door een aardbeving. Voor het simuleren van de verweking van de zandlagen is in Plaxis gebruik gemaakt van een *user defined* grondmodel (het hypoplasticity-model). Twee verschillende aardbevingssignalen zijn geanalyseerd.

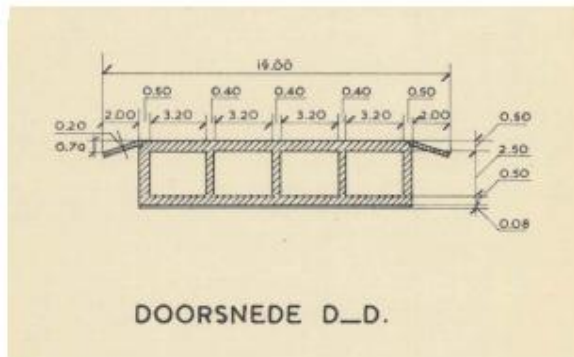
1.2 Grondduiker Duurswold

De grondduiker leidt het afwateringskanaal onder het Eemskanaal. De grondduiker bestaat uit zes afzonderlijke moten (gewapend beton) en is gefundeerd op staal, zie Figuur 1. Voor de aanleg is de locatie in den droge ontgraven. Naast de duiker is achteraf weer aangevuld met klei en deze is afgedekt met een halve meter puin (bodem Eemskanaal). De beschouwde doorsnede (Figuur 2) bevindt zich halverwege de constructie. In dwarsdoorsnede vertoont de grondduiker vier naast elkaar gelegen kokers, elk breed 3,20 m en hoog 2,5 m, met buitenwanden dik 0,50 m en tussenwanden dik 0,30 m. De bodem van de gekozen doorsnede ligt op een niveau van NAP -9,2 m. De waterstand in het Eemskanaal is NAP +0 m gekozen.





Figuur 1 Plattegrond en langsdoorsnede grondduiker.



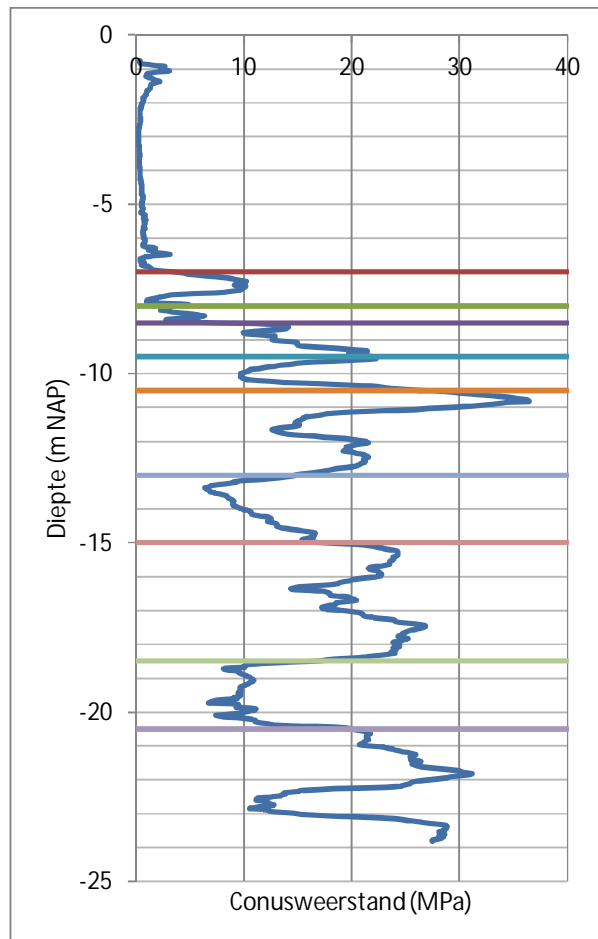
Figuur 2 Beschouwde doorsnede.

1.3 Invoer PLAXIS-analyse

De onderkant van het model is gelegd op een diepte van NAP -30 m en is in horizontale en verticale richting gefixeerd. Het gaat om een 'viskeuze' (absorberende) rand waarop d.m.v. een verdeelde belasting het aardbevings signaal wordt opgelegd. Het model is symmetrisch en 70 m breed. Bij een dynamische berekening, zoals een aardbevingsberekening, mag op de rand geen reflectie van golven plaatsvinden. Standaard worden er ook absorberende grenzen voor de linker- en rechterraand gebruikt. In het geval van een beving dissipeert er echter niet alleen energie via deze grenzen, maar kan ook energie van aanliggende doorsneden het systeem binnenkomen. Bij de gebruikte geometrie in de berekening is deze aan de linker- en rechterzijde gelijk. Dat biedt de mogelijkheid om een alternatieve randvoorwaarde te gebruiken, waarbij de linker- en rechterraand aan elkaar 'geknoopt' zijn, en dus dezelfde beweging ondergaan. De bodemopbouw is geschematiseerd aan de hand van sondering DKP002, zie Tabel 1 en Figuur 3.

Tabel 1 Geschematiseerde bodemopbouw.

| Bovenkant [m + NAP] | Materiaal |
|---------------------|-----------------|
| -5,2 | Aanvulling (MC) |
| -5,7 | Klei 1 (MC) |
| 7 | Zand 1 (hypo) |
| 8 | Klei 2 (MC) |
| -8,5 | Zand 2 (hypo) |
| -9,5 | Zand 3 (hypo) |
| -10,5 | Zand 4 (hypo) |
| -13 | Zand 5 (hypo) |
| -15 | Zand 6 (hypo) |
| -18,5 | Zand 7 (hypo) |
| -20,5 | Zand 8 (hypo) |
| -24 | Zand (MC) |

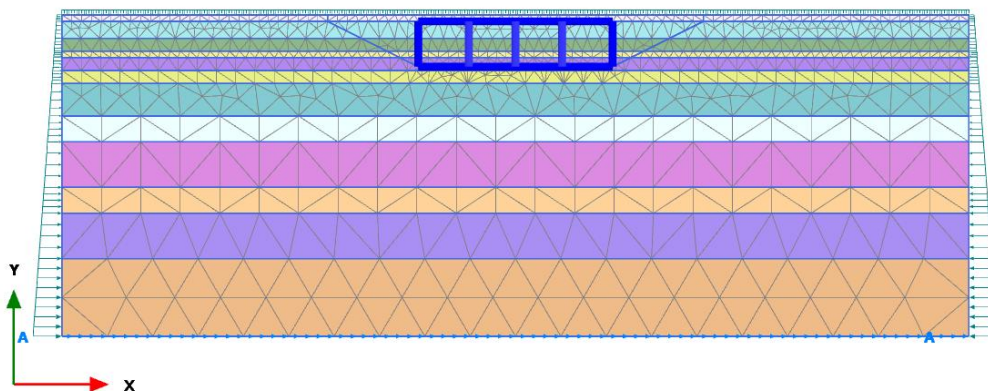


Figuur 3 Conusweerstand (DKP002) met gekozen diepten van laagseparaties.

Voor de verwekingsgevoelige zandlagen (1 t/m 8) wordt het *user defined* hypoplasticity-model gebruikt. Dit is een geavanceerd constitutief model dat de effecten van wisselende belastingen, zoals verdichting en opbouw van wateroverspanningen, in rekening brengt. Het model wordt gedefinieerd met een uitgebreide set parameters, die alleen uit geavanceerd laboratoriumonderzoek kan worden bepaald. De bij Deltares beschikbare parameterset van een Wadzand-afzetting is gebruikt voor de materiaaleigenschappen voor alle zandlagen (referentie). Deze parameterset wordt vergelijkbaar geacht met de eigenschappen van de zandlagen in Groningen. Een toets hierop kan plaatsvinden na afronding van het laboratoriumonderzoek (zie rapport 1208624 “Verwekingsstudie” d.d. nov 2013). Onderscheid binnen de zandlagen 1 t/m 8 is gemaakt om verschillende relatieve dichtheden mee te nemen in de analyse. Dit is in rekening gebracht aan de hand van verschil in poriëngetal, e . Aan de hand van methode Lunne (referentie) is de relatie gelegd tussen de conusweerstand en de relatieve dichtheid. Voor de onderste zandlaag (van NAP -24 tot -30 m), de aanvulling (puin) en beide kleilagen is het Mohr-Coulomb-model gekozen.

De kokers zijn gemodelleerd met plaatellemen, waar afhankelijk van de dikte van de wanden een EA en EI aan is toegekend.

De gebruikte mesh is weergegeven in Figuur 4.



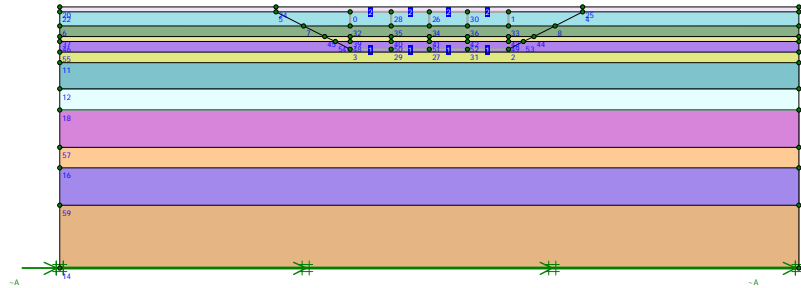
Figuur 4 Geschematiseerde geometrie met gebruikte ‘mesh’.

1.4 Berekeningsfasering

Om de spanningen in de grond correct te modelleren tijdens de simulatie van een beving gaan er enkele stappen aan vooraf.

Fase 1: Initiële fase

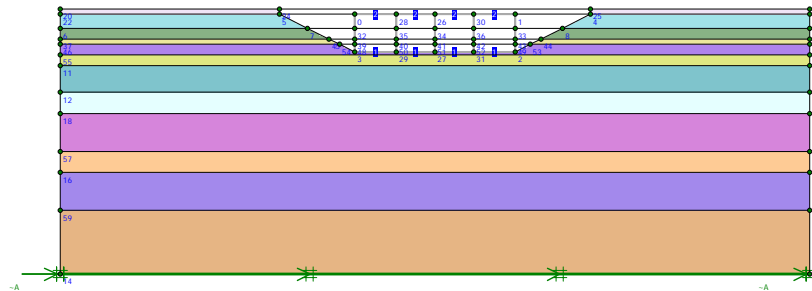
Aan de hand van de K_0 -procedure worden de spanningen in de grond bepaald. Het gaat om de situatie voorafgaande aan de ontgraving ten behoeve van de aanleg van de duiker. Zie ook Figuur 5.



Figuur 5 Initiële berekeningsfase.

Fase 2: Ontgraven

In deze fase is ter grootte van de afmetingen van de bouwkuip de grond gedeactiveerd. De waterstand is gehouden op NAP 0 m om falen van de taluds te voorkomen. Zie ook Figuur 6. Er is gedraineerd gerekend in deze fase en de geometrie blijft qua vorm intact (verplaatsingen worden op nul gezet).



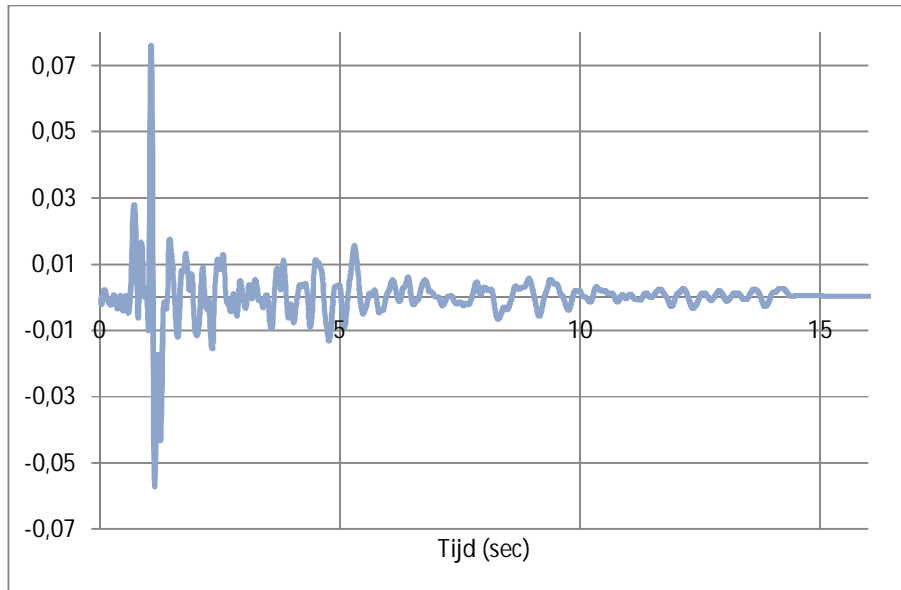
Figuur 6 Tweede berekeningsfase.

Fase 3: Aanleg duiker + aanvulling

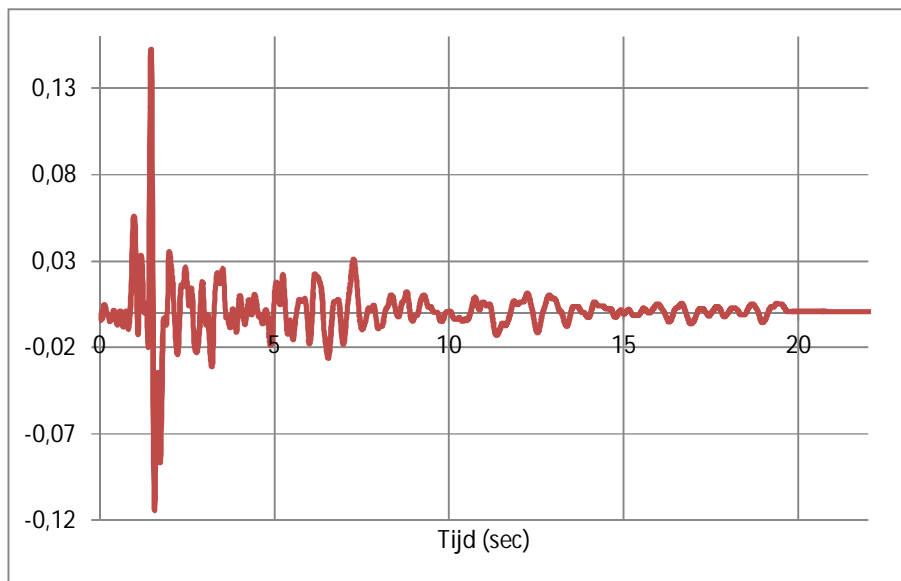
In deze fase worden de plaalementen geactiveerd. Verder zijn ook de moten naast de duiker weer aangevuld (klei). Ook in deze fase is er 'gedraineerd gerekend' en blijft de geometrie haar vorm behouden.

Fase 4: Aardbeving.

In deze fase is de beving gesimuleerd. Met behulp van 'total multipliers' op de horizontaal verdeelde belasting van 500kN/m op de onderrand zijn versnellingen op een diepte van NAP - 30 m opgelegd. Twee verschillende signalen zijn gebruikt als input, zie Figuur 7 en 8. De amplitude van het tweede signaal is twee maal zo groot vergeleken met het eerste signaal (0,07g en 0,14g respectievelijk). Omdat een hogere versnelling hoort bij een hogere magnitude van de aardbeving is de frequentie-inhoud van het signaal verlaagd met een factor 1,37. De achtergrond van deze frequentie aanpassing wordt in het rapport voor de 1208624 Waterkeringen beschreven. In deze fase is er ongedraineerd gerekend en kunnen wateroverspanningen optreden.



Figuur 7 Signaal dat is gebruikt om een beving te simuleren (versnelling 0,07 g).



Figuur 8 Signaal dat is gebruikt om een beving te simuleren van 0,14g.

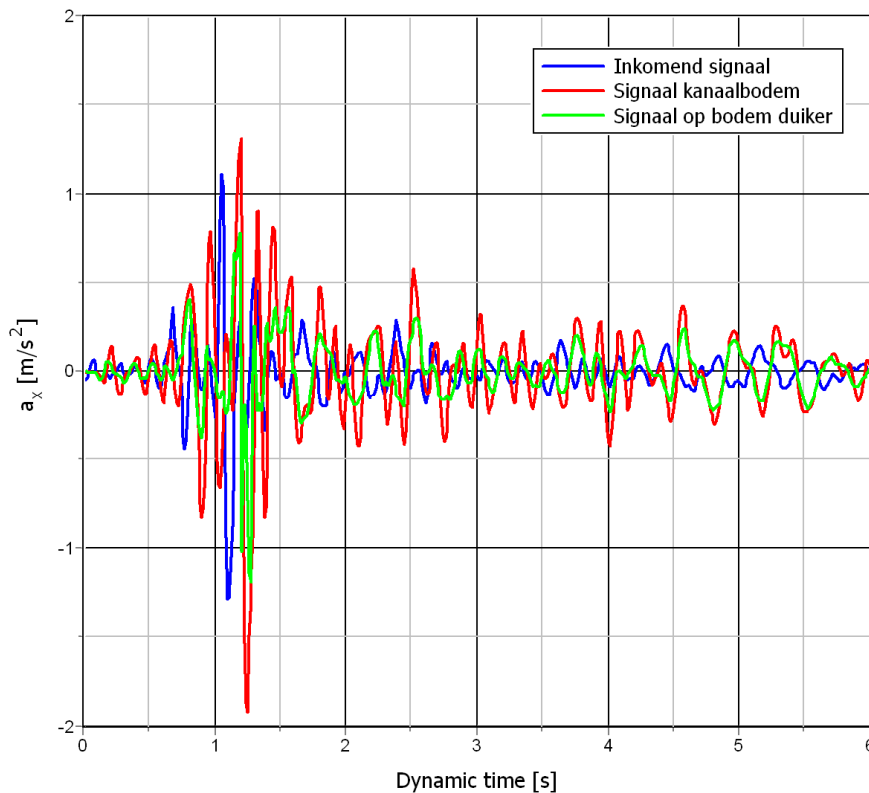
Fase 5: Consolidatiefase

Om de uiteindelijke zakking te kunnen bepalen, is afgesloten met deze berekeningsstap. De gegenereerde wateroverspanning in de zandlagen gedurende de beving moet eerst dissiperen, alvorens de zakking optreedt. Geconsolideerd is tot een aanpassingspercentage van 95%.

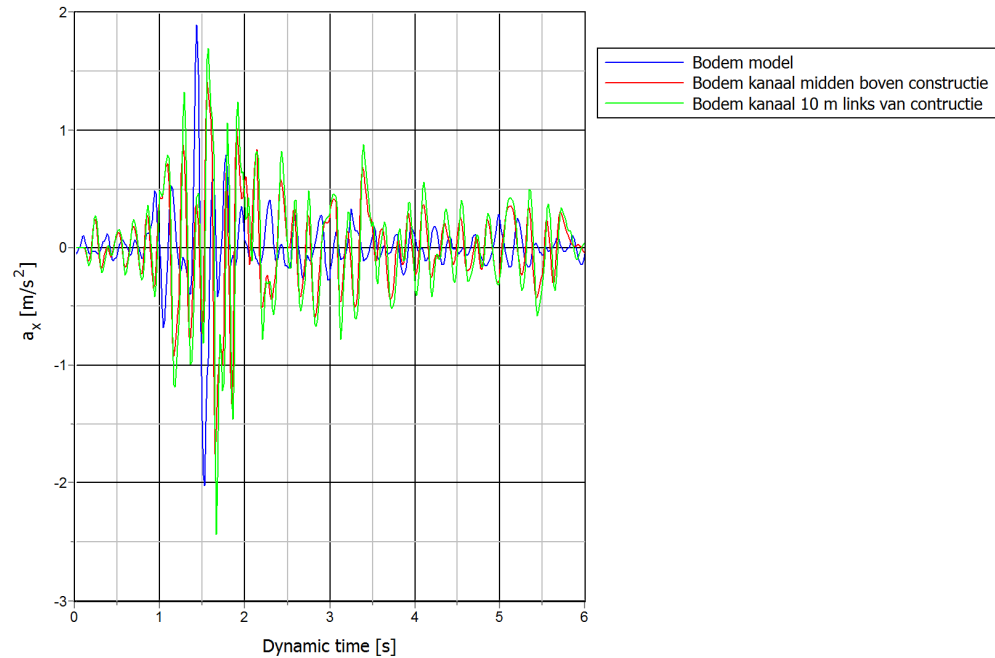
1.5 Resultaten

1.5.1 Versnelling op maaiveld (PGA)

Als eerste wordt de grootte van de piekversnelling op maaiveldniveau (PGA), in dit geval op bodem Eemskanaal, vergeleken. In de eerste berekening is de piekversnelling ruim 0,19 g, zie ook Figuur 9. Het signaal met de grotere amplitude en een lagere frequentie, wat een hevigere beving simuleert, levert een PGA op van ruim 0,24 g, zie Figuur 10. Het feit dat een twee keer zo grote versnelling aan de basis maar een 1,3 keer zo grote respons aan het maaiveld geeft is te verklaren vanuit de grotere vervormingen in de ondergrond. Bij het gekozen grondmodel voor de zandlagen geven de grotere vervormingen een grotere materiaaldemping. Verder valt op dat de versnellingen op het niveau van de bodem van de duiker lager liggen dan op het niveau van de kanaalbodem. En de versnellingen van de kanaalbodem zijn groter naast de constructie dan de versnellingen recht boven de gemodelleerde grondduiker.



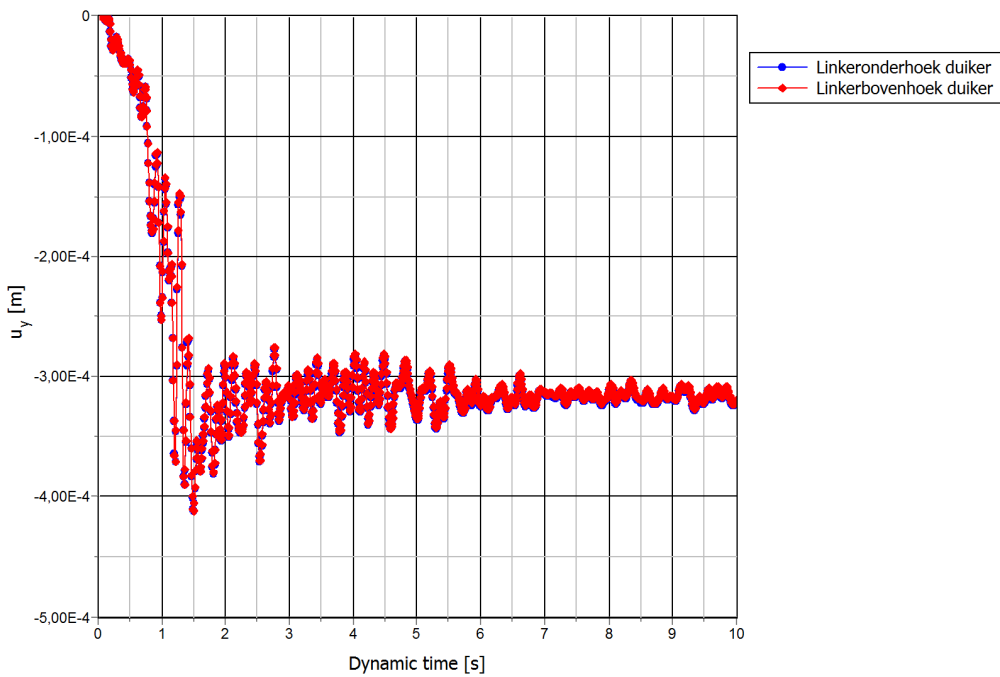
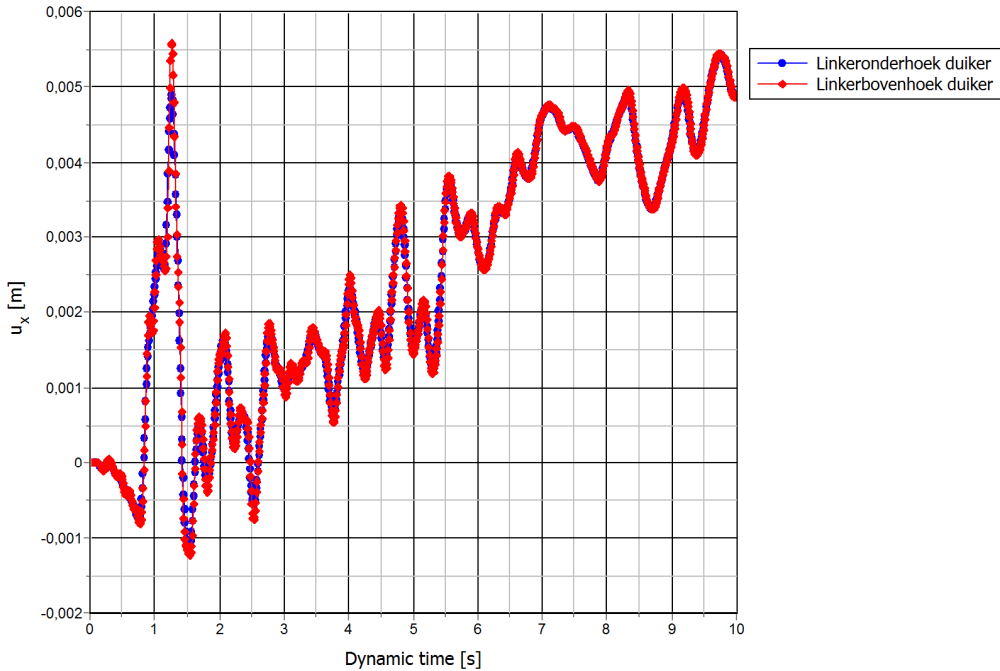
Figuur 9 Horizontale versnellingen op drie niveaus tijdens de beving in de eerste som.



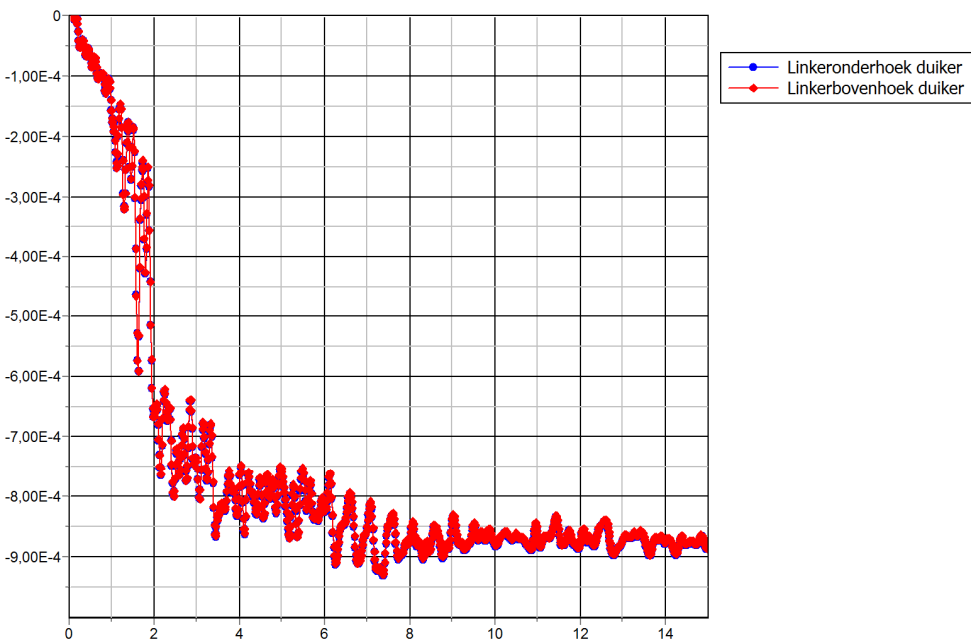
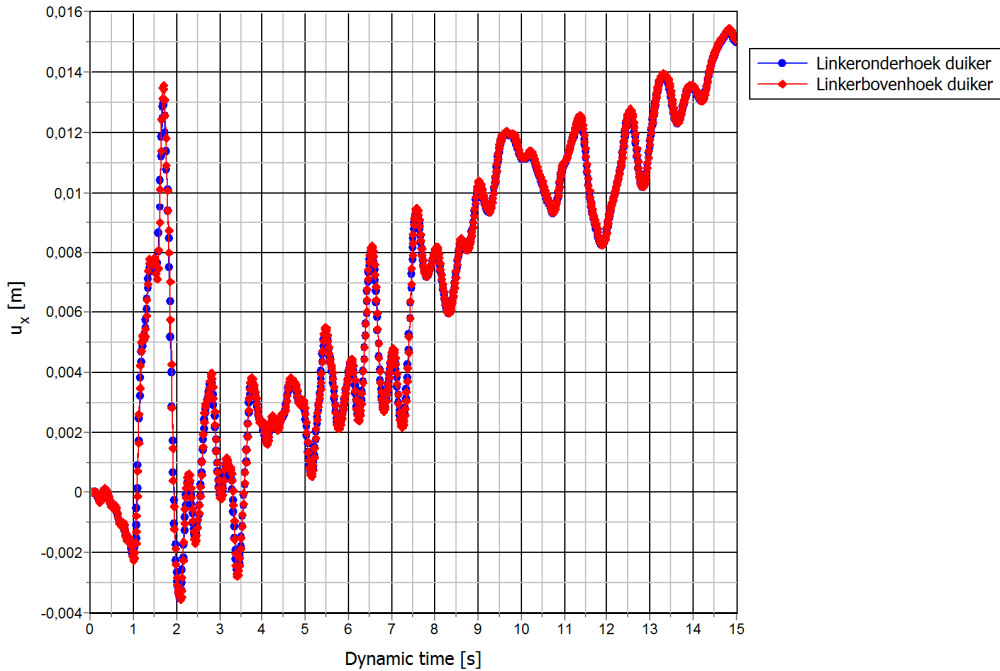
Figuur 10 Horizontale versnellingen op drie locaties tijdens de beving in de tweede som.

1.5.2 Verplaatsingen duiker tijdens de beving

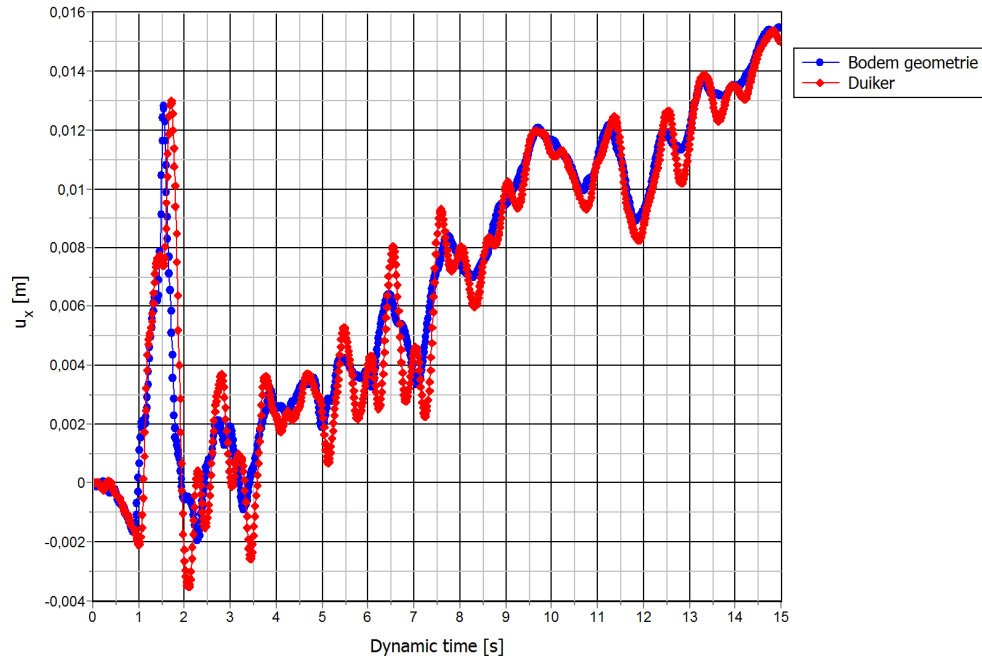
Figuren 11 en 12 tonen de berekende verplaatsingen van de twee linkerhoekpunten tijdens de simulatie van een aardbeving. Het zwaardere signaal levert grotere verplaatsingen in beide richtingen: horizontaal een factor 3 groter en verticaal een factor 2.



Figuur 11 Verplaatsing duiker, eerste berekening



Figuur 12 Verplaatsing duiker, tweede berekening

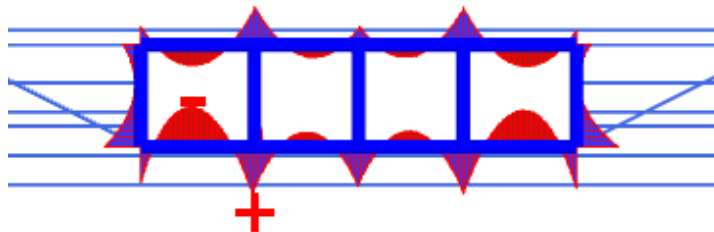


Figuur 12b Horizontale verplaatsing duiker en verplaatsing onderrand, tweede berekening

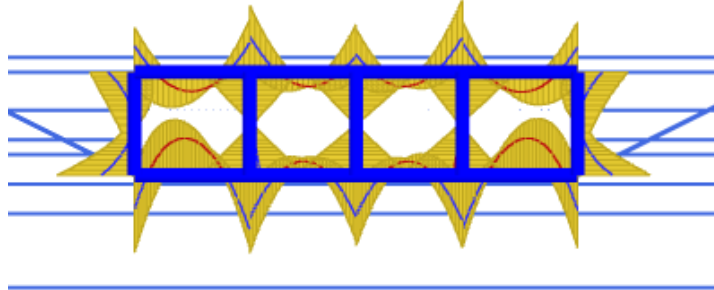
De schijnbare doorgaande horizontale verplaatsing van de duiker in Figuur 12b is het gevolg van het gebruikte signaal. Dit heeft namelijk zelf een doorgaande verplaatsing tot gevolg. Ten opzichte van de onderrand van de mesh is er geen sprake van een doorgaande verplaatsing.

1.5.3 Snedekrachten in de duiker tijdens beving

De grootste momenten tijdens de beving treden op in de hoekpunten van de kokers (zie ook Figuur 13 en 14). Het grootste positieve en negatieve moment treden bij de eerste berekening bedraagt: 54,3 kNm (-3,6;-9,2) en -44,7 kNm (0;-9,2). Dit zijn respectievelijk toenames van 54% en 66% ten opzichte van de momenten die op deze locaties berekend zijn in geval van rust. Bij de tweede berekening zijn de waarden van de extremen nagenoeg gelijk aan die van de eerste berekening: 52,7 en -42,2 kNm.



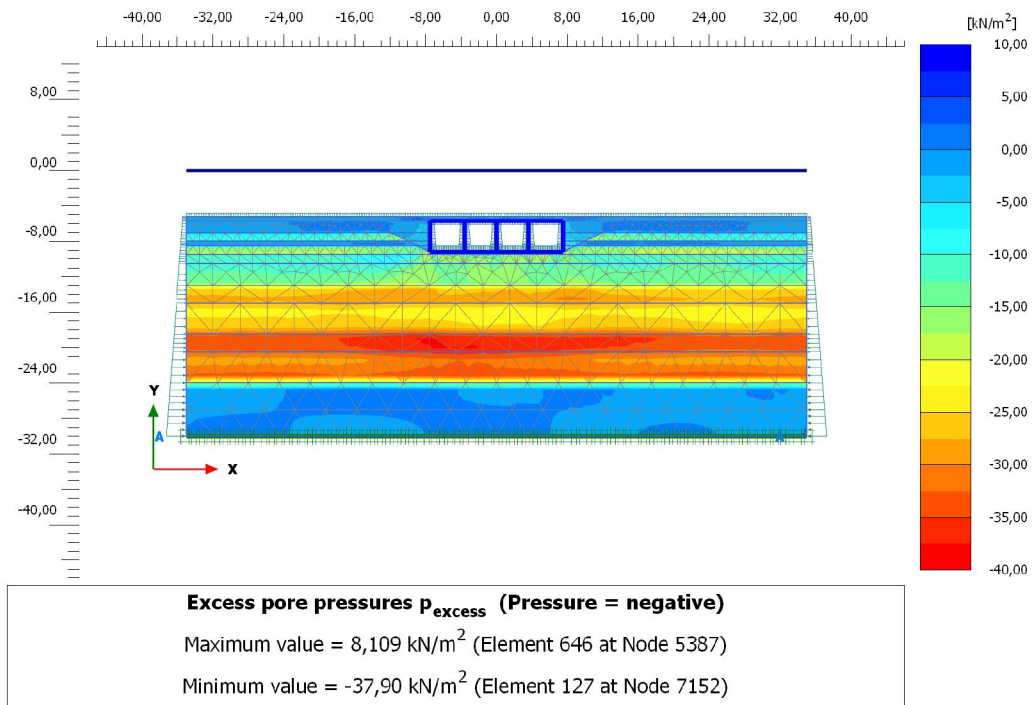
Figuur 13 Momentenlijn van de duiker in rust.



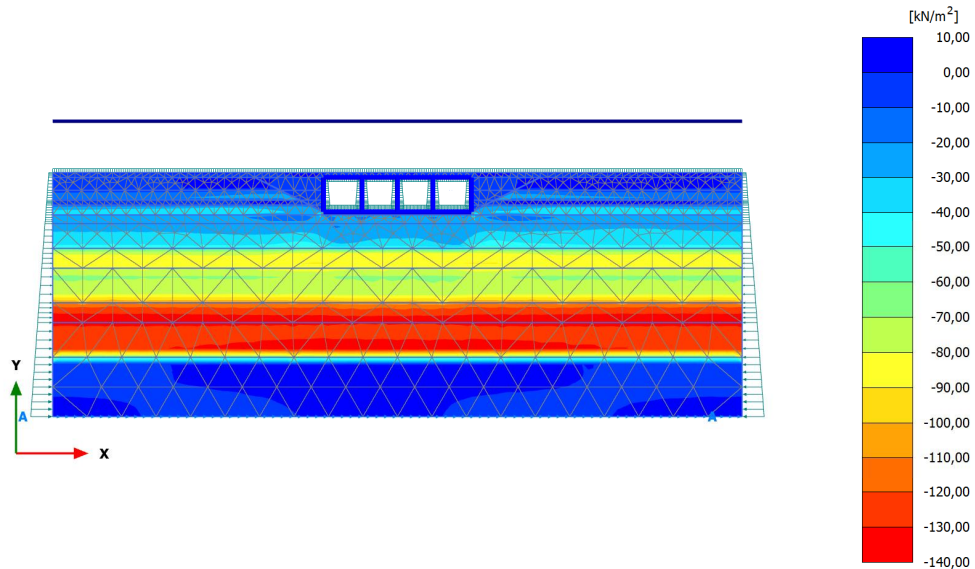
Figuur 14 Omhullende van alle momentenlijnen tijdens de beving (tweede som).

1.5.4 Wateroverspanning na beving

Figuur 15 en 16 tonen de gegenereerde wateroverspanningen na de beving voor beide signalen. De hoogste waarden worden gevonden binnen de laagste zandlagen die zijn gemodelleerd met het hypoplasticiteits-model. Het tweede signaal levert beduidend hogere wateroverspanningen op: 138,6 kPa ten opzichte van 37,9 kPa in de eerste berekening.



Figuur 15 Wateroverspanningen na de beving (eerste signaal).



Excess pore pressures p_{excess} (Pressure = negative)

Maximum value = 2,900 kN/m² (Element 1361 at Node 9532)

Minimum value = -138,6 kN/m² (Element 87 at Node 7173)

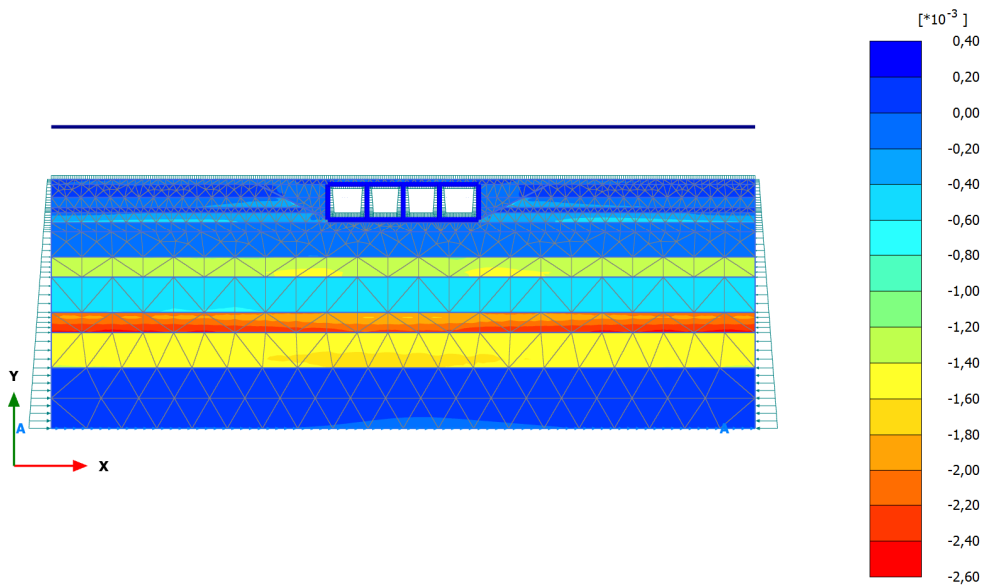
Figuur 16 Wateroverspanningen na de beving (tweede signaal).

1.5.5 Uiteindelijke zakkings en verplaatsingen

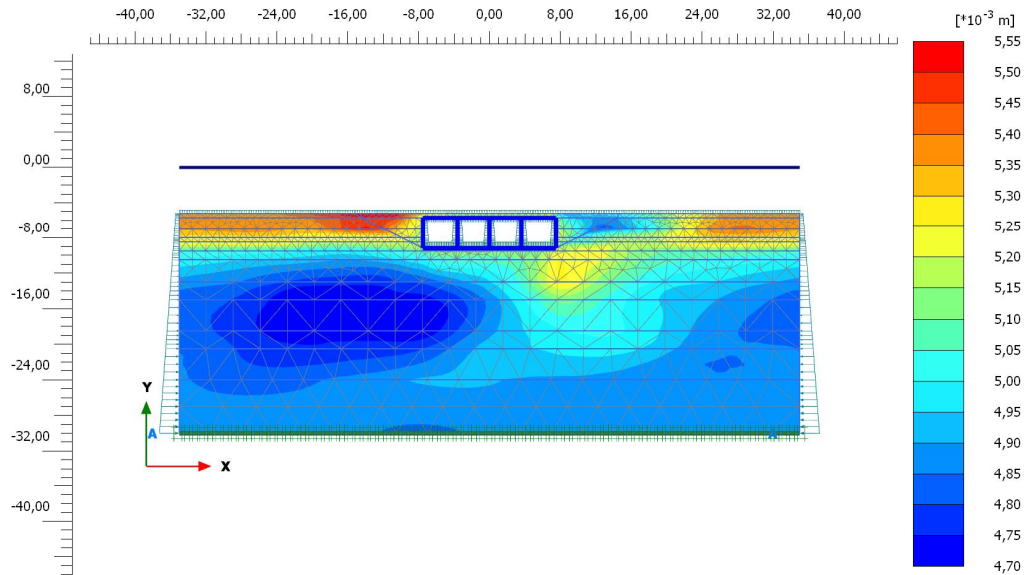
De uiteindelijke berekende verticale verplaatsingen van de grondduiker zijn niet noemenswaardig in de eerste som (lager signaal). Het gaat om maximaal 1,6 mm. Het tweede signaal levert aanzienlijk grotere verticale verplaatsingen op na de consolidatiefase: 15,2 mm. Figuur 17 laat zien welke lagen hiervoor verantwoordelijk zijn. Een voordeel van de PLAXIS-analyse t.o.v. de empirische analyse is dat er ook gekeken kan worden naar de horizontale verplaatsingen. In het geval van deze grondduiker is het geheel niet onbelangrijk, daar de constructie uit meerdere moten bestaat. De maximale waarden voor de uiteindelijke horizontale verplaatsing zijn respectievelijk 5,2 en 15,3 mm voor de twee gemaakte sommen. Deze verplaatsingen zijn eigenlijk al geheel aanwezig aan het einde van aardbevingsfase, zie ook Figuren 11 en 12. Tabel geeft een opsomming van de uiteindelijke verplaatsingen van de duiker (minimale en maximale waarden). Figuren 18 en 19 tonen de spreiding van de verplaatsingen over de gehele gemodelleerde geometrie.

Tabel 2 Range van berekende verplaatsingen van de duiker na consolidatie.

| | u _x (mm) | u _y (mm) |
|-----------|---------------------|---------------------|
| Signaal 1 | 5,16 - 5,18 | 1,44 - 1,60 |
| Signaal 2 | 15 | 14,96 - 15,19 |



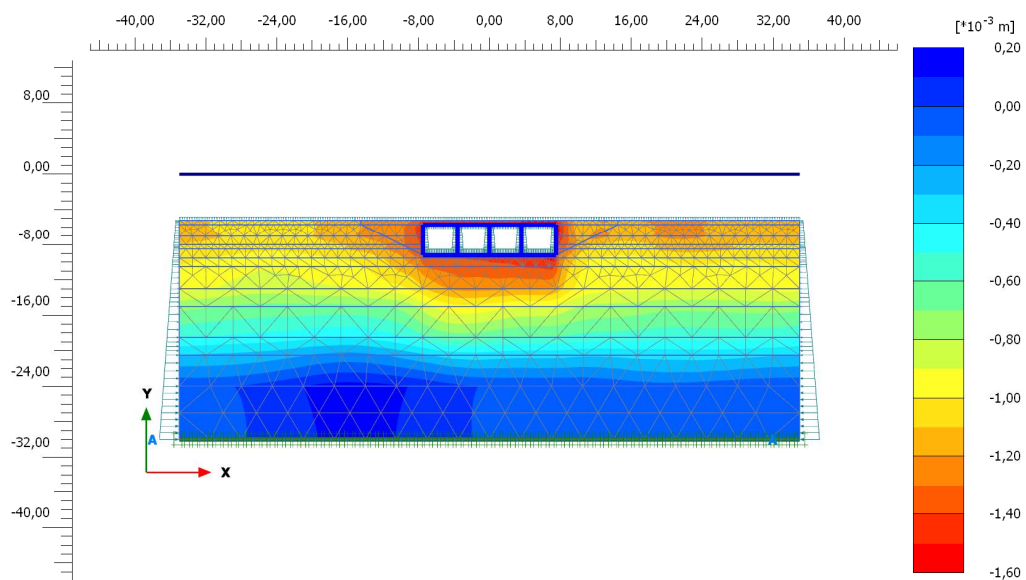
Figuur 17 Volumerekken door consolidatiefase (som 2).



Total displacements u_x

Maximum value = $5,547 \cdot 10^{-3}$ m (Element 965 at Node 1929)

Minimum value = $4,704 \cdot 10^{-3}$ m (Element 173 at Node 4569)

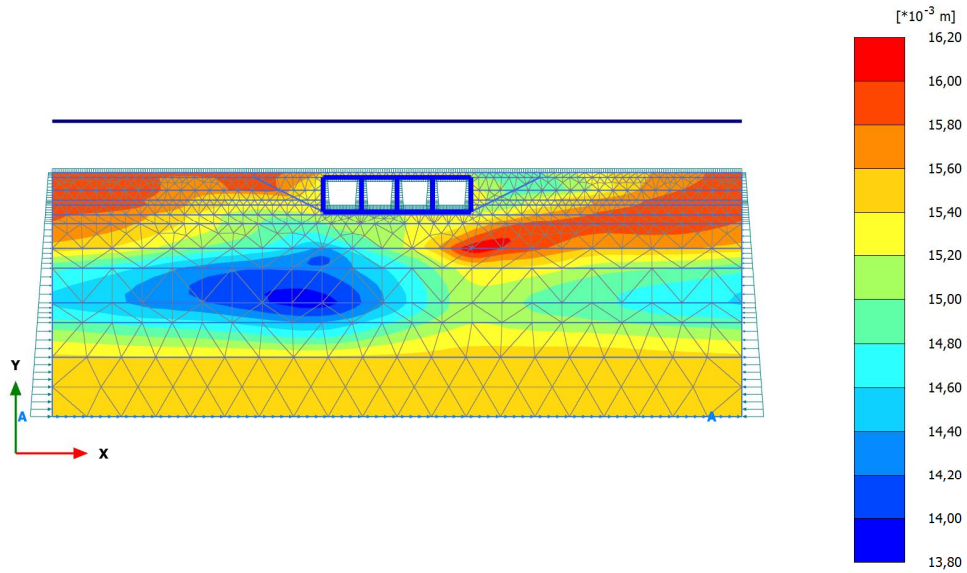


Total displacements u_y

Maximum value = $0,1442 \cdot 10^{-3}$ m (Element 32 at Node 5308)

Minimum value = $-1,596 \cdot 10^{-3}$ m (Element 972 at Node 7086)

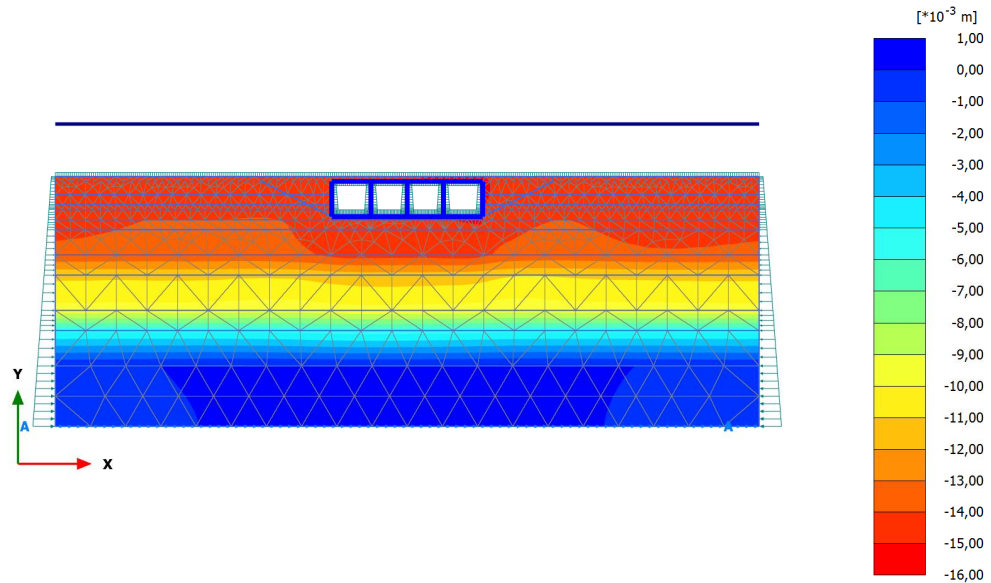
Figuur 18 Horizontale en verticale verplaatsingen na de consolidatiefase (som 1).



Total displacements u_x

Maximum value = 0,01616 m (Element 227 at Node 9387)

Minimum value = 0,01392 m (Element 134 at Node 6588)

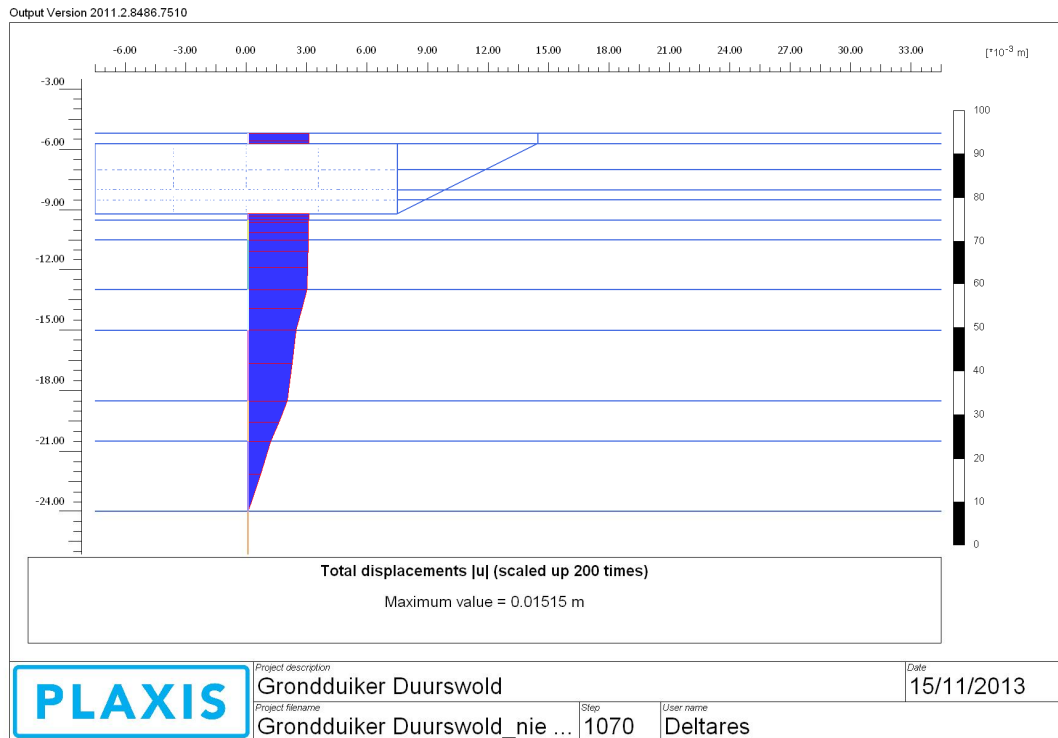


Total displacements u_y

Maximum value = $0,1620 \cdot 10^{-3}$ m (Element 24 at Node 9545)

Minimum value = $-0,01519$ m (Element 645 at Node 8417)

Figuur 19 Horizontale en verticale verplaatsingen na de consolidatiefase (som 2).

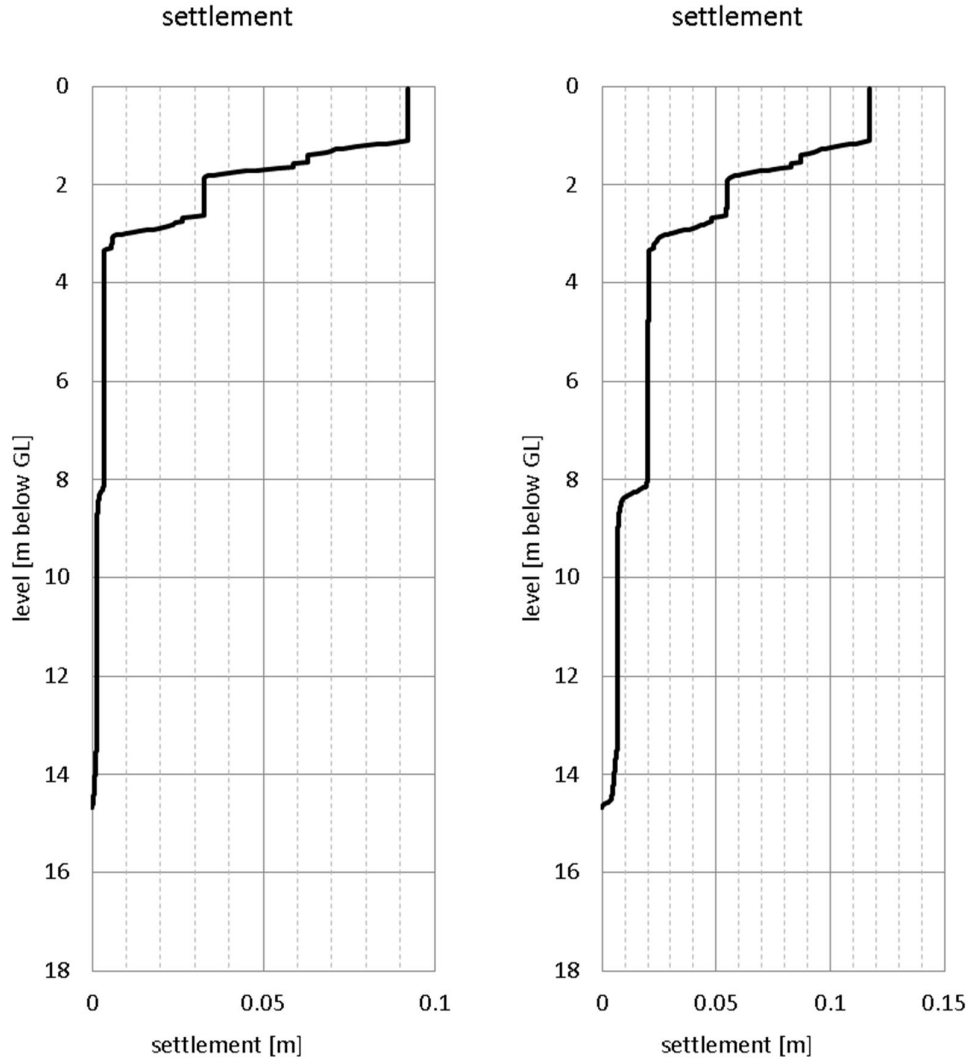


Figuur 20 Verloop zakking, tweede berekening

1.6 Zakking volgens empirische methode

Met de empirische methode (Tokimatsu) is ook een berekening van de zakking van de duiker gemaakt. Voor de berekening is het gedeelte van sondering DKP002 onder NAP – 5,2 m gebruikt. De resultaten staan in Figuur 21. In de figuren komt GL (*ground level* = maaiveld) overeen met de kanaalbodem, dus NAP – 5,2 m. De onderkant van de duiker ligt op NAP - 9,2m, dus op GL – 4 m.

De zetting van de duiker is volgens deze benadering (zie Figuur 21) respectievelijk 3,5 mm en 20 mm. De zetting wordt veroorzaakt door de verdichting van de zandlagen rond NAP = 19 m en NAP – 13 m.



Figuur 21 Zetting volgens empirisch model, links voor PGA = 0,19g, rechts voor PGA = 0,24g

1.7 Conclusies

De berekende zetting van de duiker volgens de empirische methode is vergelijkbaar met die van de berekende zetting met PLAXIS. De grootste bijdragen komen uit de relatief losgepakte zandlagen. Beide typen berekeningen laten ook zien dat een kleine toename van de PGA (van 0,19g naar 0,24g) in een grote toename van de zetting resulteert, tot ongeveer 0,02 m. Verwacht mag worden dat bij zwaardere aardbevingen de vervorming groter wordt.

Naast de zetting ondergaat de duiker een horizontale verplaatsing. De grootte hiervan is bij de hier gerapporteerde berekeningen vergelijkbaar met die van de zetting.

Opvallend bij de PLAXIS berekening is dat een verdubbeling van de versnelling aan de basis slechts in een beperkte toename van de versnelling aan de bovenkant resulteert. Het plastische gedrag en het ontstaan van verweking zijn hiervoor verantwoordelijk.

B E-mail bediening Zeesluizen Farmsum

Ad Verweij

From: Bolhuis R.J.C. <r.j.c.bolhuis@provinciegroningen.nl>
Sent: Wednesday, November 13, 2013 11:23
To: Ad Verweij
Cc: 'Peter Lalkens'
Subject: FW: 1208624 2 korte vragen voor onderzoek kunstwerken in waterkeringen

Geachte heer Verweij,

Ten aanzien van de zeeluis Farmsum zie onderstaande mail van mijn collega Ruud Klunder.
Ten aanzien van de coupure West en de suggestie van Peter Lalkens heb ik nog gezocht in ons werkarchief en navraag gedaan bij collega's van wegbeheer. Helaas hebben wij hier geen gegevens van voorhanden.

Met vriendelijke groet,

Roelof Bolhuis

Technisch beleidsmedewerker

Provincie Groningen
Afdeling Beheer & Onderhoud
Bureau Beheer & Innovatie
Sint Jansstraat 4
Postbus 610
9700 AP Groningen

E-mail : r.j.c.bolhuis@provinciegroningen.nl
Telefoon : 050-3164771 / 06-15068074

Van: Klunder R.J.
Verzonden: dinsdag 12 november 2013 12:45
Aan: Bolhuis R.J.C.
Onderwerp: RE: 1208624 2 korte vragen voor onderzoek kunstwerken in waterkeringen

Hallo Roelof,

- 1) De vloed en stormvloeddeuren hebben als extra nooddrukknoppen (noodbediening). Daarvoor moet een (klein) deel van de installatie nog wel functioneren. Maar bij uitval van PLC werkt dit systeem gewoon nog. De deuren kunnen voor nood handmatig dichtgetrokken worden. Tirfors zijn aanwezig op het sluiscomplex.

Monteurs van de provincie zijn bij calamiteiten na ongeveer 30 minuten bij de sluis. Zij krijgen in elke situatie minimaal 1 stel hoogwater kerende deuren gesloten.

Opm. elke deur heeft een eigen hydraulisch aggregaat. Elk aggregaat bevat 2 motoren en 2 pompen. Bij uitval van één pomp of motor zal de deur toch sluiten. Elk stel deuren kan MHW keren. Er is noodstroom aanwezig, schakelt deze in dan worden de deuren dichtgezet. Schutten begint pas weer nadat een tweede noodstroomaggregaat is geleverd inclusief elektromonteur of dat de netvoeding er weer is.

Mvg Ruud

Van: Bolhuis R.J.C.
Verzonden: maandag 11 november 2013 9:51
Aan: Klunder R.J.
Onderwerp: FW: 1208624 2 korte vragen voor onderzoek kunstwerken in waterkeringen

Ruud,

Kun jij vraag 1 van onderstaande mail beantwoorden ?

Mvg.,
Roelof

Van: Ad Verweij [<mailto:Ad.Verweij@deltares.nl>]

Verzonden: vrijdag 8 november 2013 13:29

Aan: Bolhuis R.J.C.; Jan Willem Nieuwenhuis

CC: Joost Breedevelt; Broers H.; j.p.lalkens@noorderzijlvest.nl; Rob Delhez (rob.delhez@greenrivers.nl)

Onderwerp: 1208624 2 korte vragen voor onderzoek kunstwerken in waterkeringen

Beste heren,

We zijn druk bezig met de rapportage van de kunstwerken in Groningen. Kan iemand ons helpen met de volgende 2 vragen:

1. Zeesluizen Farmsum: Er is ervan uitgegaan dat de hoogwaterkerende keermiddelen niet over een handbedieningsmogelijkheid beschikken en dus bij het uitvallen van de schakelkasten niet meer gesloten kunnen worden. Is dit het geval of is er wel een hand- of noodbediening voorhanden?
2. Coupure west: Het schijnt dat de coupure op houten palen is gefundeerd en de uitbreiding ervan op avegaarpalen. Wie weet hoe lang de houten palen zijn onder de coupure?

Alvast bedankt en prettig weekend,

Met vriendelijke groet,

Ad Verweij



In ons Handvest voor Dienstverlening kunt u lezen welke dienstverlening u van ons mag verwachten.
<http://www.provinciegroningen.nl/loket/onze-dienstverlening/kwaliteitshandvest/>

C Grondonderzoek Wiertsema en Partners (2013)



Wiertsema & Partners

RAADGEVEND INGENIEURS



Feithspark 6 9356 BZ Tolbert
Postbus 27 9356 ZG Tolbert
Netherlands
Tel. +31 (0)594 51 68 64
Fax +31 (0)594 51 64 79
E-mail: info@wiertsema.nl
Internet: www.wiertsema.nl

Geotechnisch onderzoek

aanleg 4 kunstwerken te Farmsum

VN-59109-1 | 1 november 2013




Wiertsema & Partners

RAADGEVEND INGENIEURS

Feithspark 6 9356 BZ Tolbert
Postbus 27 9356 ZG Tolbert
Netherlands
Tel. +31 (0)594 51 68 64
Fax +31 (0)594 51 64 79
E-mail: info@wiertsema.nl
Internet: www.wiertsema.nl

Onderwerp: aanleg 4 kunstwerken te Farmsum
Projectnummer: VN-59109-1
Opdrachtgever: Deltares
Postbus 177
2600 MH Delft
Datum: 1 november 2013

| | |
|-------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| Opgesteld door: | J. Dijkstra |
| Handtekening: |  |
| Documentnummer: | R26016 |
| Status: | definitief |
| Vrijgegeven door: | J. Dijkstra |




Wiertsema & Partners
RAADGEVEND INGENIEURS


Inhoudsopgave

blad

| | | |
|----------|------------------------------|----------|
| 1 | Inleiding | 4 |
| 1.1 | Aanleiding en doel | 4 |
| 1.2 | Kwaliteitswaarborg | 4 |
| 1.3 | Toelichting..... | 4 |
| 1.4 | Leeswijzer..... | 4 |
| 2 | Sonderingen..... | 4 |
| 2.1 | Werkzaamheden sonderen | 4 |
| 2.2 | Resultaten..... | 5 |
| 3 | Inmeting..... | 5 |

Bijlagen

| | |
|---|------------------------------------|
| 1 | Situatietekeningen |
| 2 | Sondeergrafieken DKP001 t/m DKP007 |
| 3 | Tabel X-, Y- en Z-coördinaten |
| 4 | Voorboringen |



Wiertsema & Partners
RAADGEVEND INGENIEURS

1 Inleiding

1.1 Aanleiding en doel

In opdracht van Deltares te Delft heeft Raadgevend Ingenieursbureau Wiertsema & Partners bv een geotechnisch onderzoek uitgevoerd ten behoeve van de aanleg van 4 kunstwerken te Farmsum.

1.2 Kwaliteitswaarborg

Het onderzoek is verricht onder ons kwaliteitssysteem NEN-EN-ISO-9001 en milieumanagementsysteem NEN-EN-ISO-14001. Wiertsema & Partners voldoet aan de veiligheidsmanagementnorm VCA**.

1.3 Toelichting

De resultaten van dit geotechnisch onderzoek zijn gebaseerd op de aan ons verstrekte opdracht en de in dit rapport beschreven uitgangspunten. De gerapporteerde resultaten van het onderzoek mogen alleen worden gehanteerd voor het doel dat in de opdracht is beschreven.

1.4 Leeswijzer

Na de inleiding in dit eerste hoofdstuk staan in het tweede hoofdstuk de resultaten van de sondeerwerkzaamheden. Vervolgens staan in hoofdstuk 3 de resultaten van de inmetingen.

In de bijlagen zijn de situatietekeningen, de sondeergrafieken, de X-, Y- en Z-coördinaten en de voorboringen opgenomen.

2 Sonderingen

2.1 Werkzaamheden sonderen

De veldwerkzaamheden zijn uitgevoerd op 28 en 30 oktober 2013 met een sondeerwagen en hebben bestaan uit:

- ▲ 7 sonderingen met meting van de plaatselijke kleef en de waterspanning (code 'DKP') tot een diepte van maximaal 24 m- maaiveld.

Het aantal en de locaties van de sonderingen zijn door de opdrachtgever vastgesteld. De locaties van de sonderingen zijn aangegeven op de situatietekeningen in bijlage 1.

In verband met de mogelijke ligging van kabels en/of leidingen zijn 3 sonderingen voorgeboord. De bijbehorende boorbeschrijvingen zijn weergegeven in bijlage 4.

De sonderingen met code 'DKP' zijn uitgevoerd met behulp van een elektrische waterspanningsconus type U_2 (filter achter de punt) welke, naast de punt- en wrijvingsweerstand, tevens de waterspanning (uitgedrukt in MPa) continu meet en registreert.

De sonderingen zijn verricht conform de NEN 5140 (Geotechniek, Bepaling van de conusweerstand en de plaatselijke wrijvingsweerstand van grond, elektrische sondeermethode, klasse 2). Eventuele afwijkingen van de verticaal van de sondeerstreng zijn gecontroleerd met behulp van een in de conus ingebouwde hellingmeter.

2.2 Resultaten

In bijlage 2 zijn de verkregen sondeerresultaten grafisch gepresenteerd waarbij de conusweerstand en de plaatselijke wrijvingsweerstand uitgezet zijn tegen de diepte in meters ten opzichte van N.A.P. Het wrijvingsgetal (plaatselijke wrijvingsweerstand uitgedrukt in % van de conusweerstand) is kenmerkend voor de verschillende grondsoorten en geeft derhalve een gedetailleerd beeld van de bodemopbouw. In de sondeergrafieken zijn de diepten gecorrigeerd voor de gemeten afwijking van de verticaal.

3 Inmeting

Met behulp van 06-GPS zijn de Rijksdriehoekskoördinaten (nauwkeurigheid 0,5 m) en de hoogte ten opzichte van N.A.P. (nauwkeurigheid 0,05 m) van de onderzoekspunten bepaald. Deze X-, Y- en Z-coördinaten staan vermeld in de tabel in bijlage 3.

Alle gegevens van de inmetingen en waterpassingen genoemd in deze rapportage zijn een momentopname en alleen te gebruiken voor het grondonderzoek.

Bijlage 1






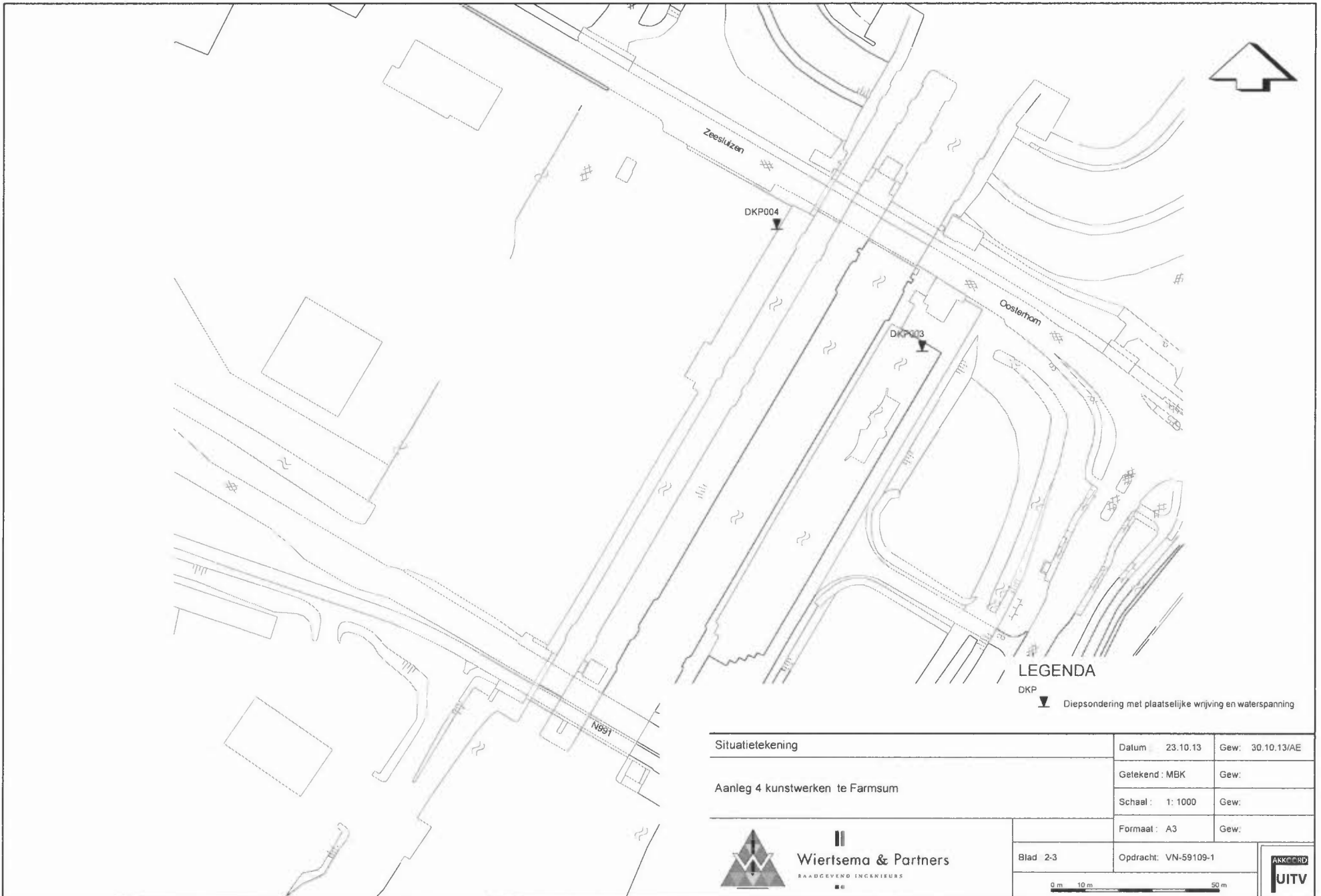

Wiertsema & Partners
RAADGEVEND INGENIEURS




LEGENDA




DKP  Diepsondering met plaatselijke wrijving en waterspanning

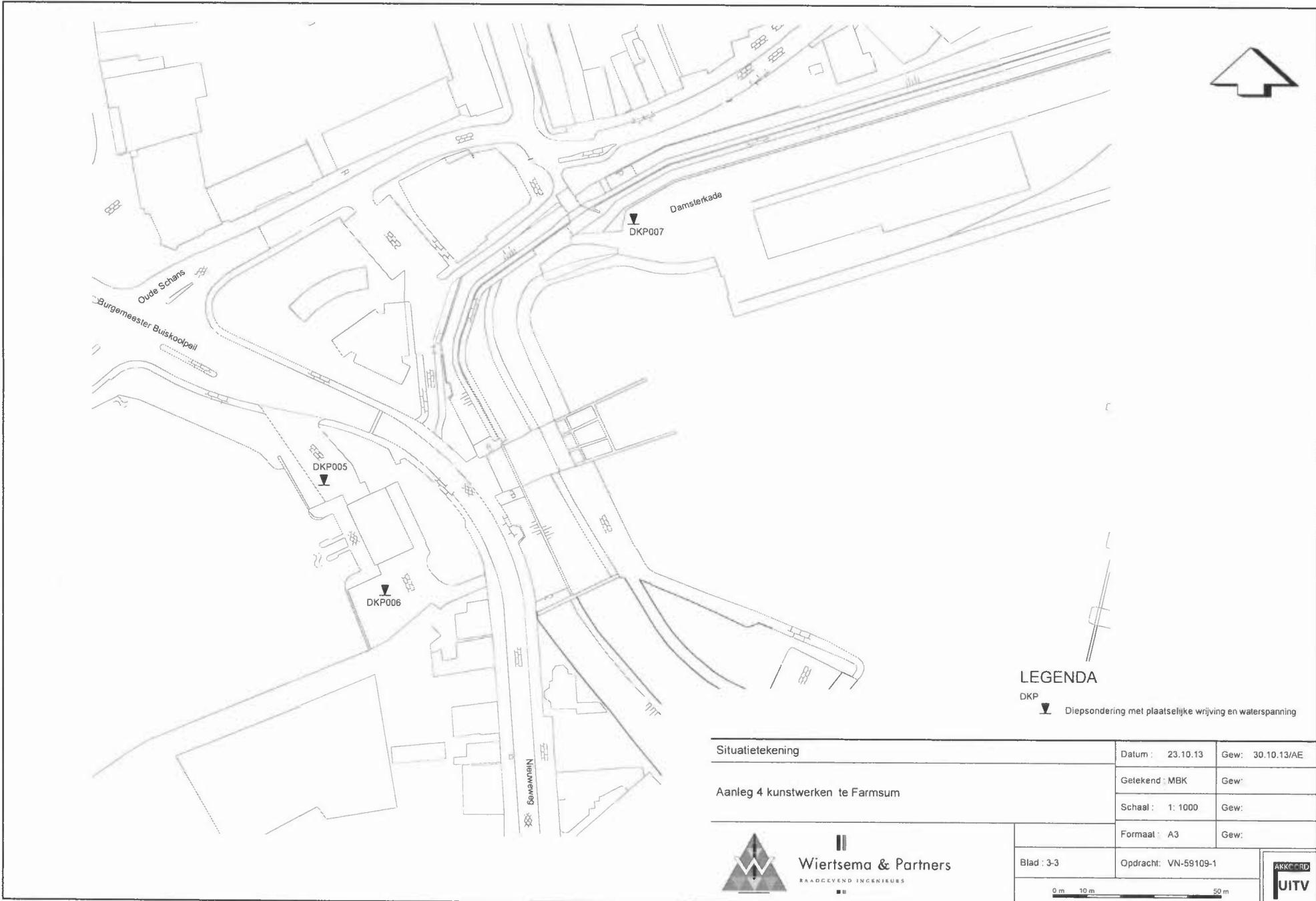
| | | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| Situatietekening | Datum : 23.10.13 | Gew: 30.10.13/AE |
| | Getekend : MBK | Gew: |
| Aanleg 4 kunstwerken te Farmsum | Schaal: 1: 1000 | Gew: |
| | Formaat : A3 | Gew: |
| Blad : 1-3 | Opdracht: VN-59109-1 | |
|  Wiertsema & Partners <small>RAADGEVEND INGENIEURS</small> | |  |
|  | | |



LEGENDA

DKP  Diepsondering met plaatselijke wrijving en waterspanning

| | | | | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------|----------|-------------|
| Situatietekening | Datum | 23.10.13 | Gew. | 30.10.13/AE |
| | Getekend | MBK | Gew. | |
| Aanleg 4 kunstwerken te Farmsum | Schaal | 1: 1000 | Gew. | |
| | Formaat | A3 | Gew. | |
|  Wiertsema & Partners <small>RAADGEVEND INGENIEURS</small> | Blad | 2-3 | Opdracht | VN-59109-1 |
| |   | | | |



LEGENDA

DKP Diepsondering met plaatselijke wrijving en waterspanning

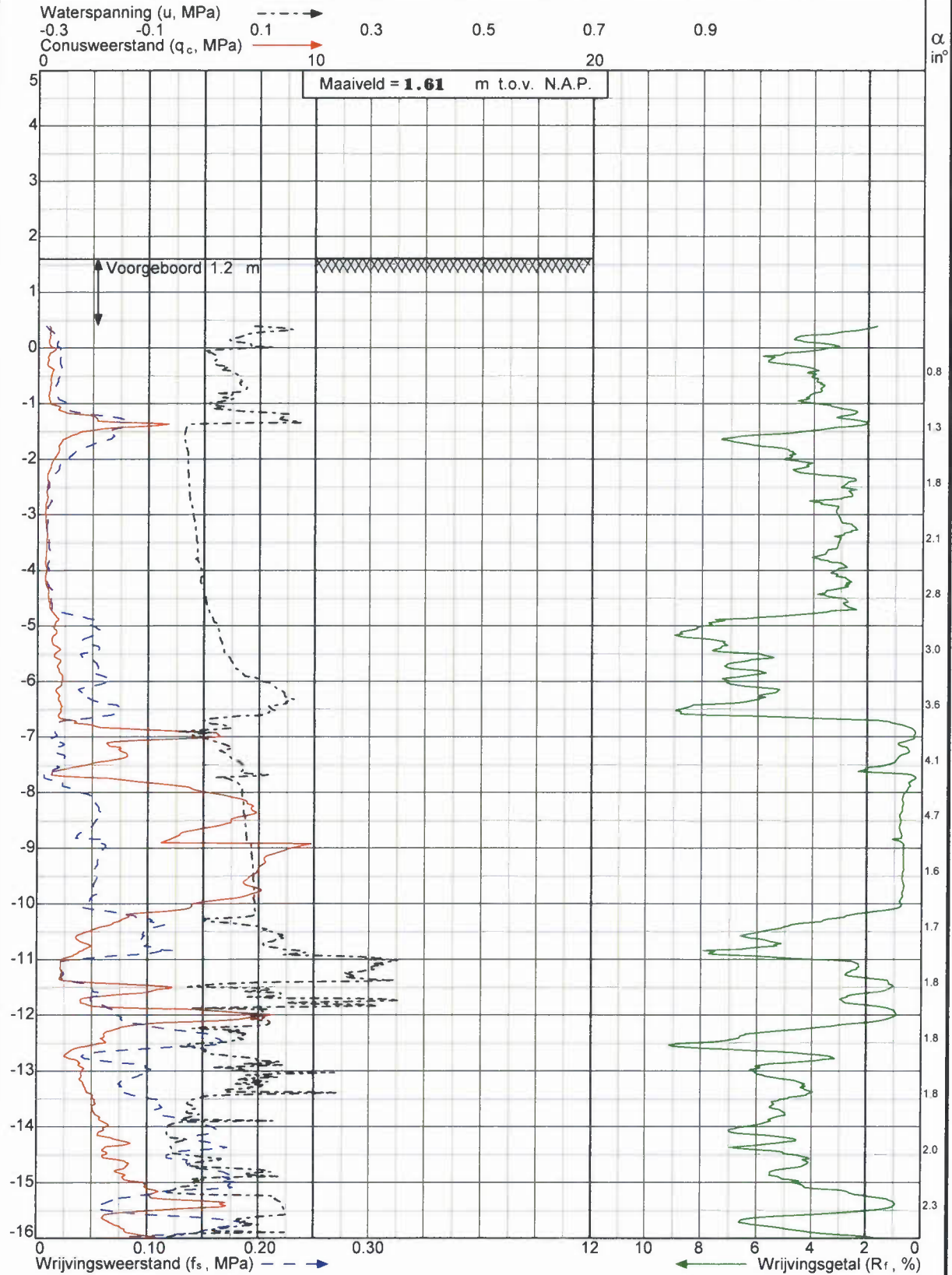
| | | |
|-------------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------|
| Situatietekening | Datum : 23.10.13 | Gew: 30.10.13/AE |
| | Getekend : MBK | Gew: |
| Aanleg 4 kunstwerken te Farmsum | Schaal : 1: 1000 | Gew: |
| | Formaal : A3 | Gew: |
| Blad : 3-3 | Opdracht: VN-59109-1 | |
| Wiertsema & Partners <small>RAADGEVEND INGENIEURS</small> | | |
| | | |

Bijlage 2



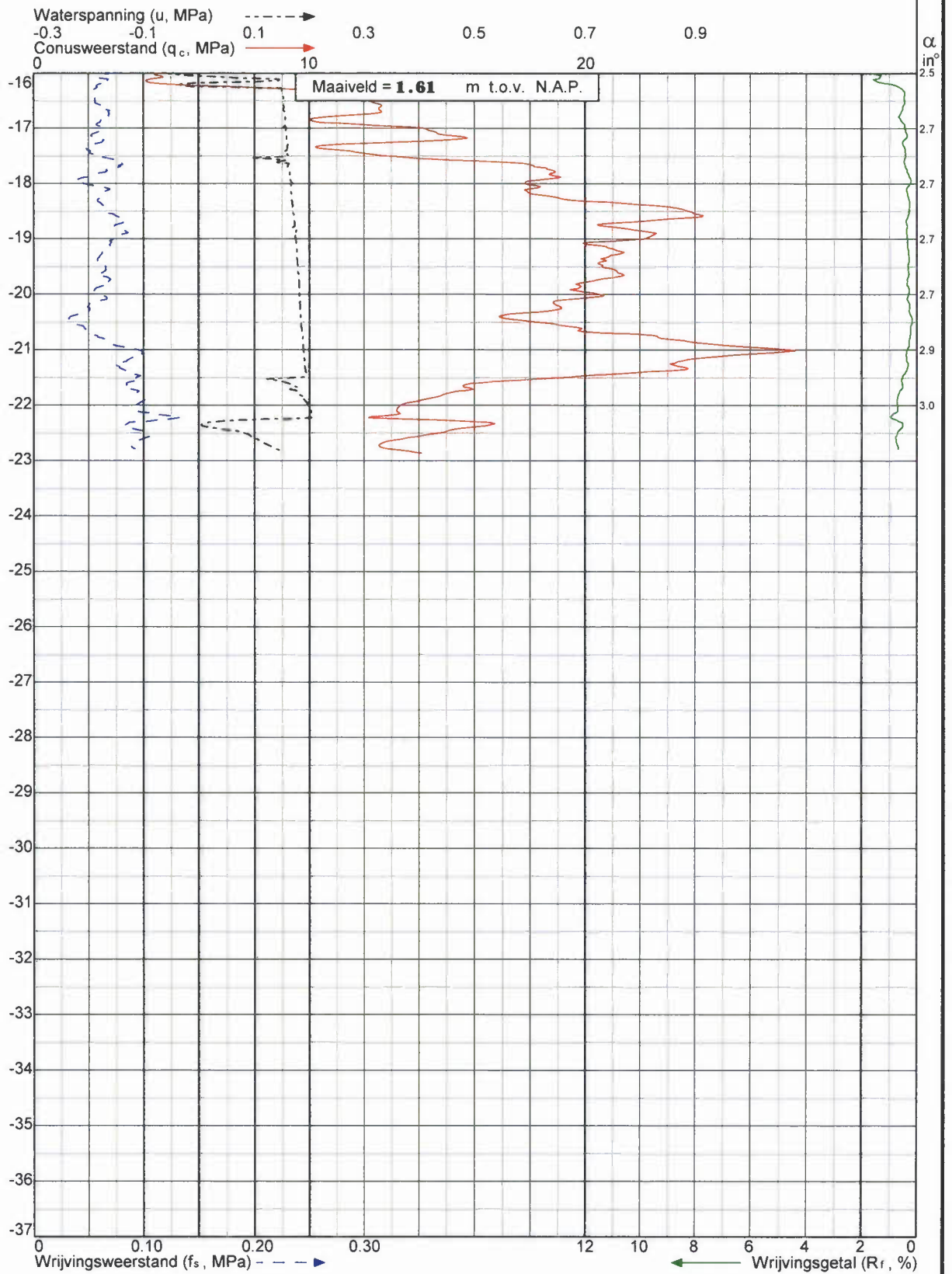

Wiertsema & Partners
RAADGEVEND INGENIEURS


Sondering volgens norm NEN 5140 Conusertype: cilindrisch elektrisch SUBP10-10 Conusserienummer: 091202 Klasse: 2
 Afwijking van de verticaal α : Afwijking van de verticaal Diepte in meters ten opzichte van N.A.P.



| | | | |
|-----------------------------------------------------------------------------|------------|----------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|
| Project: Aanleg 4 kunstwerken te Farnsum | | Sondering: DKP001 | |
| Wiertsema & Partners <small>RAADGEVEND INGENIEURS</small> | x = 257684 | Opdr. nr: VN-59109-1 | <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">AKKOORD</div> |
| | y = 592881 | Datum: 28-10-2013 | |
| Blad: 1 van 2 | | | |

Sondering volgens norm NEN 5140 Conus type: cilindrisch elektrisch SUBP10-10 Conusserienummer: 091202 α : Afwijking van de verticaal Klasse: 2
 Diepte in meters ten opzichte van N.A.P.



Project: Aanleg 4 kunstwerken
te Farmsum

Sondering:DKP001



Wiertsema & Partners
 RAADGEVEND INGENIEURS

x = 257684

y = 592881

Blad: 2 van 2

Opdr.nr: VN-59109-1

Datum: 28-10-2013



Klasse: 2

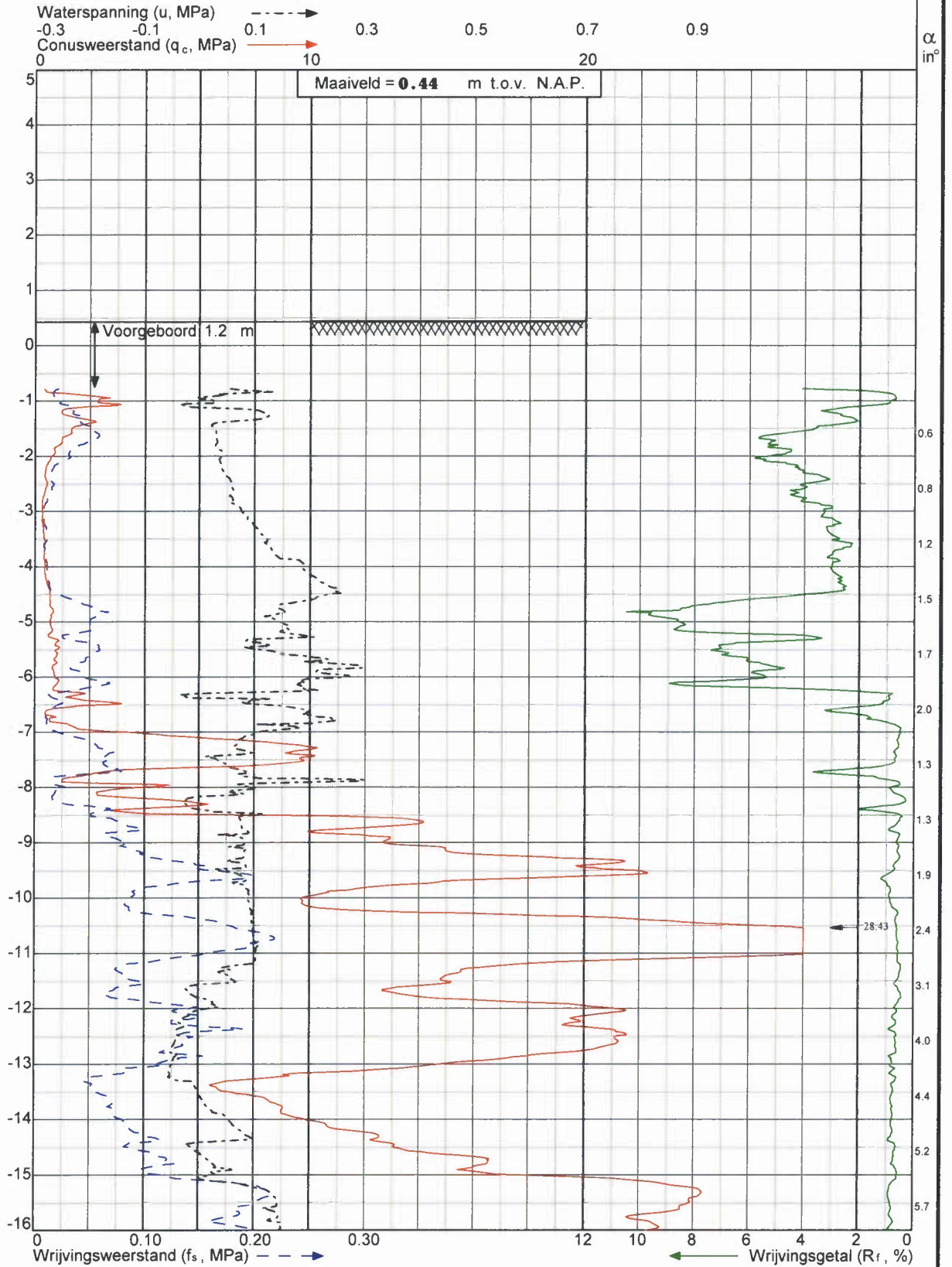
α: Afwijking van de verticaal

Conusserienummer: 061109

Conustype: cilindrisch elektrisch SUBP10-10

Sondering volgens norm NEN 5140

Diepte in meters ten opzichte van N.A.P.



Project: Aanleg 4 kunstwerken
te Farmsum

Sondering:DKP002



Wiertsema & Partners
RAADGEVEND INGENIEURS

x = 257636

y = 592775

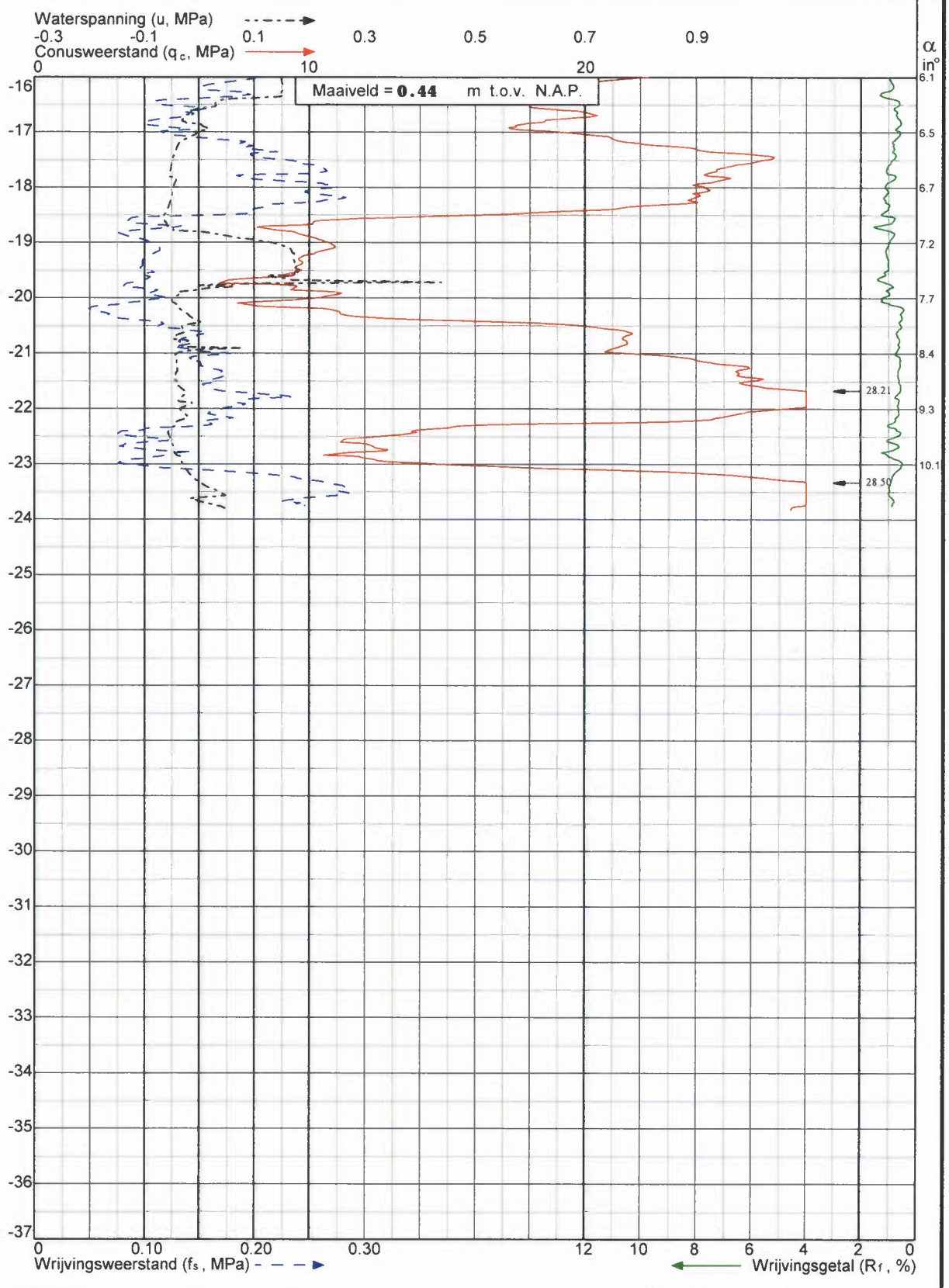
Blad: 1 van 2



Opdr.nr: VN-59109-1

Datum: 30-10-2013

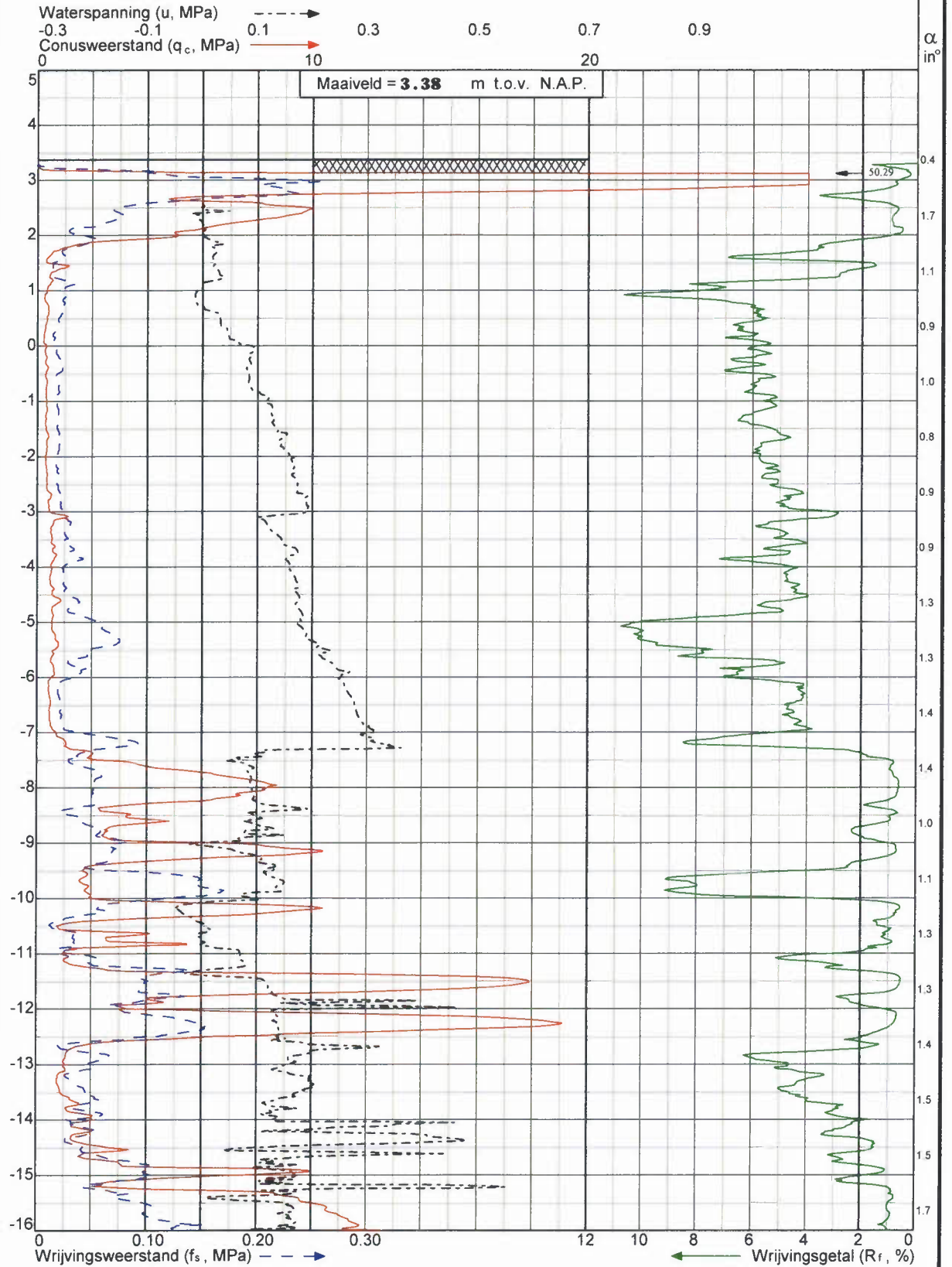
AKKOORD
UITV

Sondering volgens norm NEN 5140 Conus type: cilindrisch elektrisch SUBP10-10 Conusserienummer: 061109 α : Afwijking van de verticaal Klasse: 2
 Diepte in meters ten opzichte van N.A.P.



| | | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|--|
| Project: Aanleg 4 kunstwerken te Farmsum | | Sondering: DKP002 | |
|  Wiertsema & Partners RAADGEVEND INGENIEURS | x = 257636 | Opdr.nr: VN-59109-1 | |
| | y = 592775 | Datum: 30-10-2013 | |
| Blad: 2 van 2 |  | | |

Sondering volgens norm NEN 5140
 Conusstype: cilindrisch elektrisch SUBP10-10
 Conusserienummer: 091202
 Afwijking van de verticaal Klasse: 2
 Diepte in meters ten opzichte van N.A.P.



Project: Aanleg 4 kunstwerken
te Farmsum

Sondering:DKP003



Wiertsema & Partners
 RAADGEVEND INGENIEURS

x = 258520

y = 593762

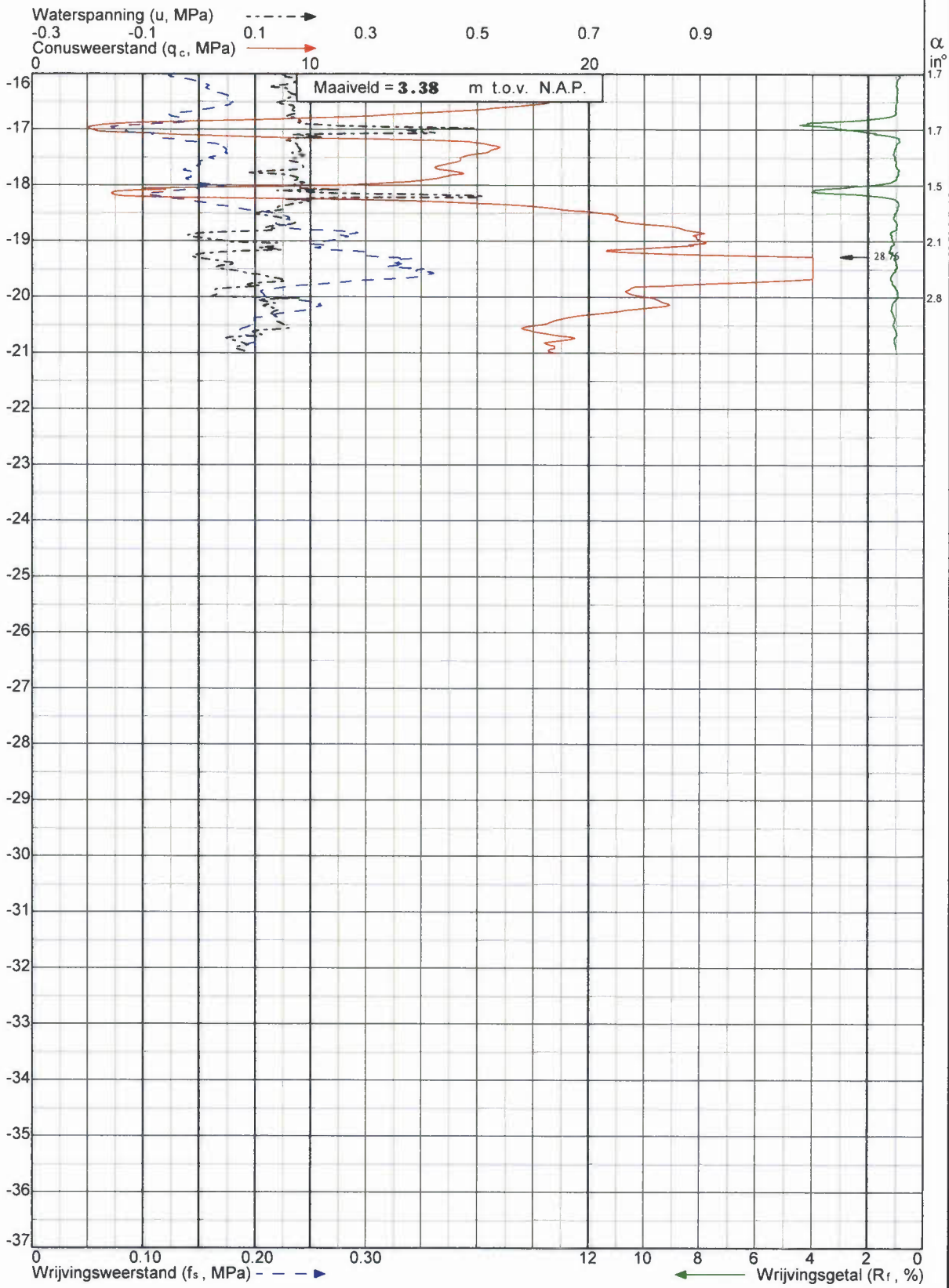
Blad: 1 van 2


Opdr.nr: VN-59109-1

Datum: 28-10-2013

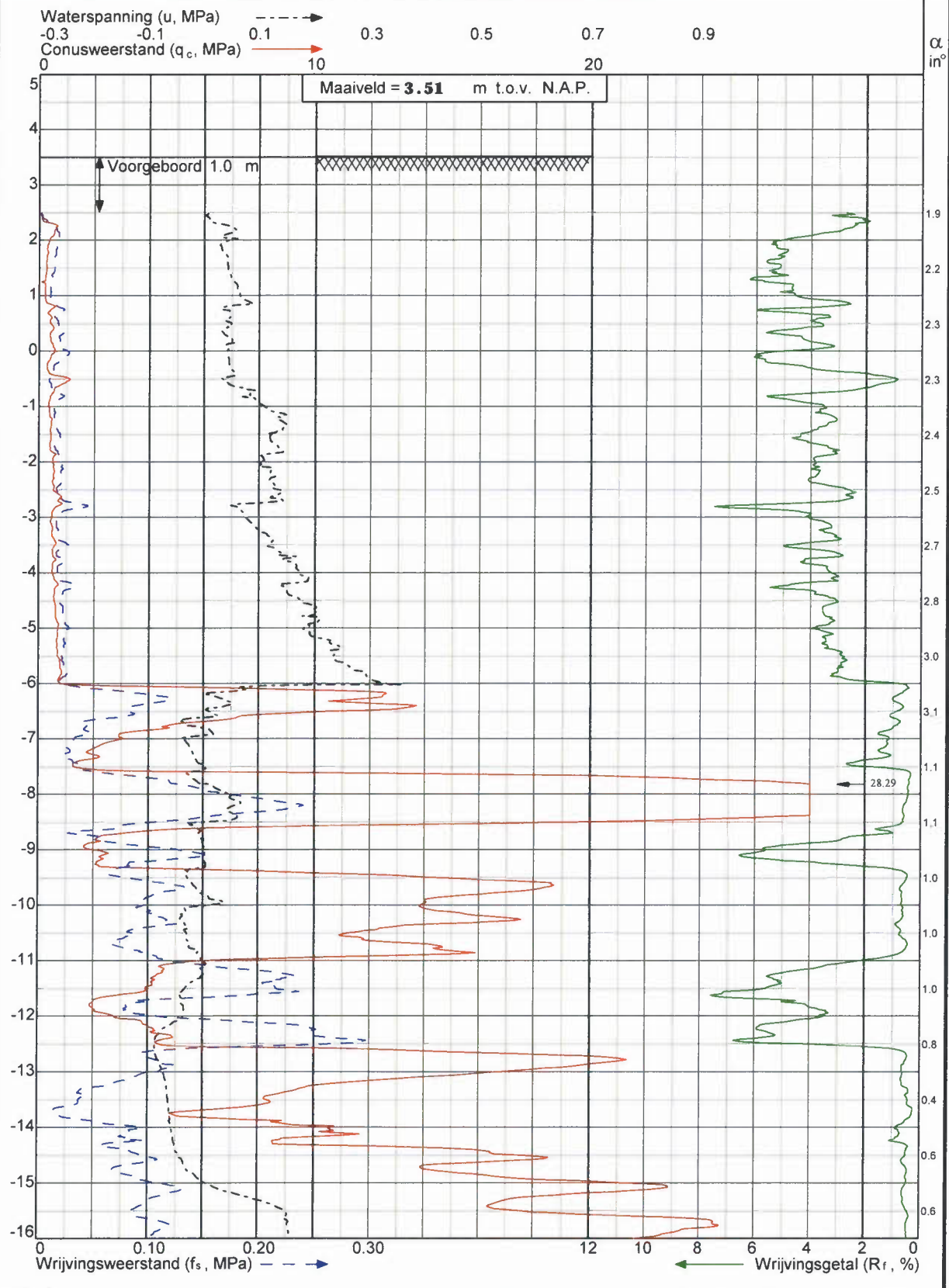




Sondering volgens norm NEN 5140 Conus type: cilindrisch elektrisch SUBP10-10 Conusserienummer: 091202 α : Afwijking van de verticaal Klasse: 2
 Diepte in meters ten opzichte van N.A.P.



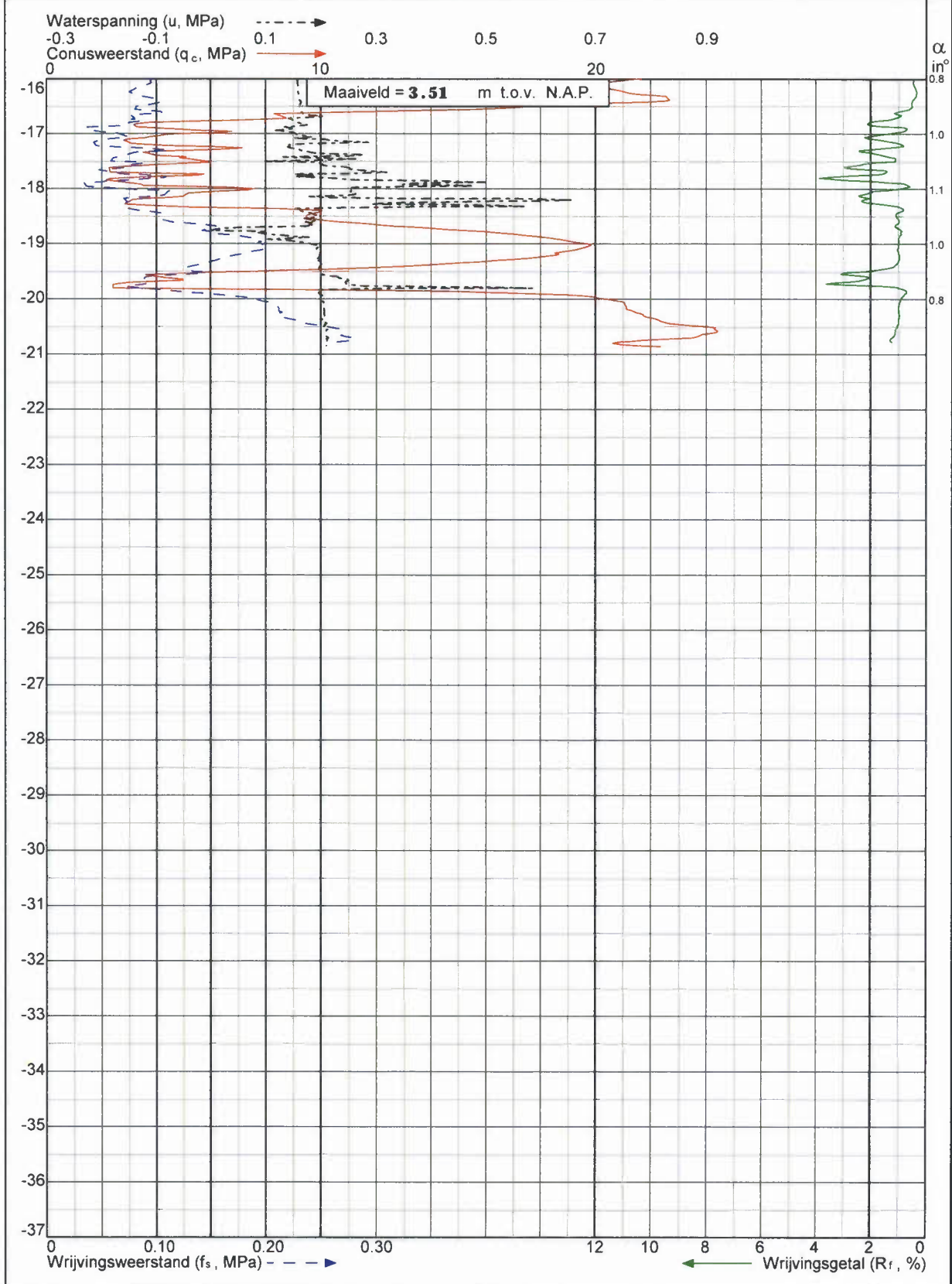
| | | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|------------------------------------------------------|--|
| Project: Aanleg 4 kunstwerken te Farmsum | | Sondering: DKP003 | |
|  Wiertsema & Partners RAADGEVEND INGENIEURS | x = 258520 | Opdr.nr: VN-59109-1 AKKOORD UITV | |
| | y = 593762 | | |
| | Blad: 2 van 2 | Datum: 28-10-2013 | |



Sondering volgens norm NEN 5140
 Conus type: cilindrisch elektrisch SUBP10-10
 Conusserienummer: 091202
 Klasse: 2
 Afwijking van de verticaal
 Diepte in meters ten opzichte van N.A.P.



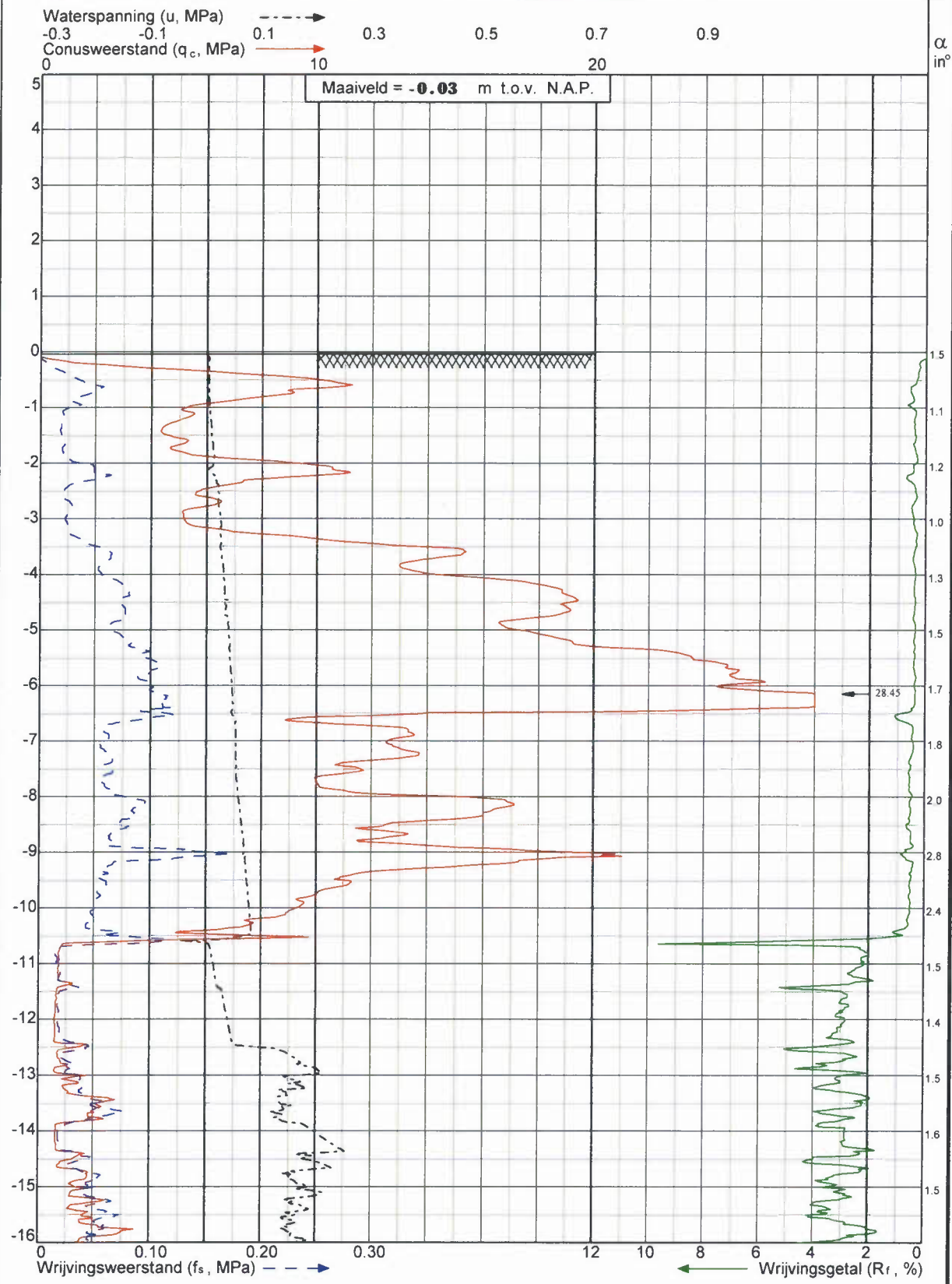
| | | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|---------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| Project: Aanleg 4 kunstwerken te Farmsum | | Sondering: DKP004 | |
|  Wiertsema & Partners <small>RAADGEVEND INGENIEURS</small> | x = 258477 | Opdr.nr: VN-59109-1 |  |
| | y = 593798 | | |
| Blad: 1 van 2 | | | |

Sondering volgens norm NEN 5140 Conustype: cilindrisch elektrisch SUBP10-10 Conusserienummer: 091202 Klasse: 2
 Afwijking van de verticaal Diepte in meters ten opzichte van N.A.P.



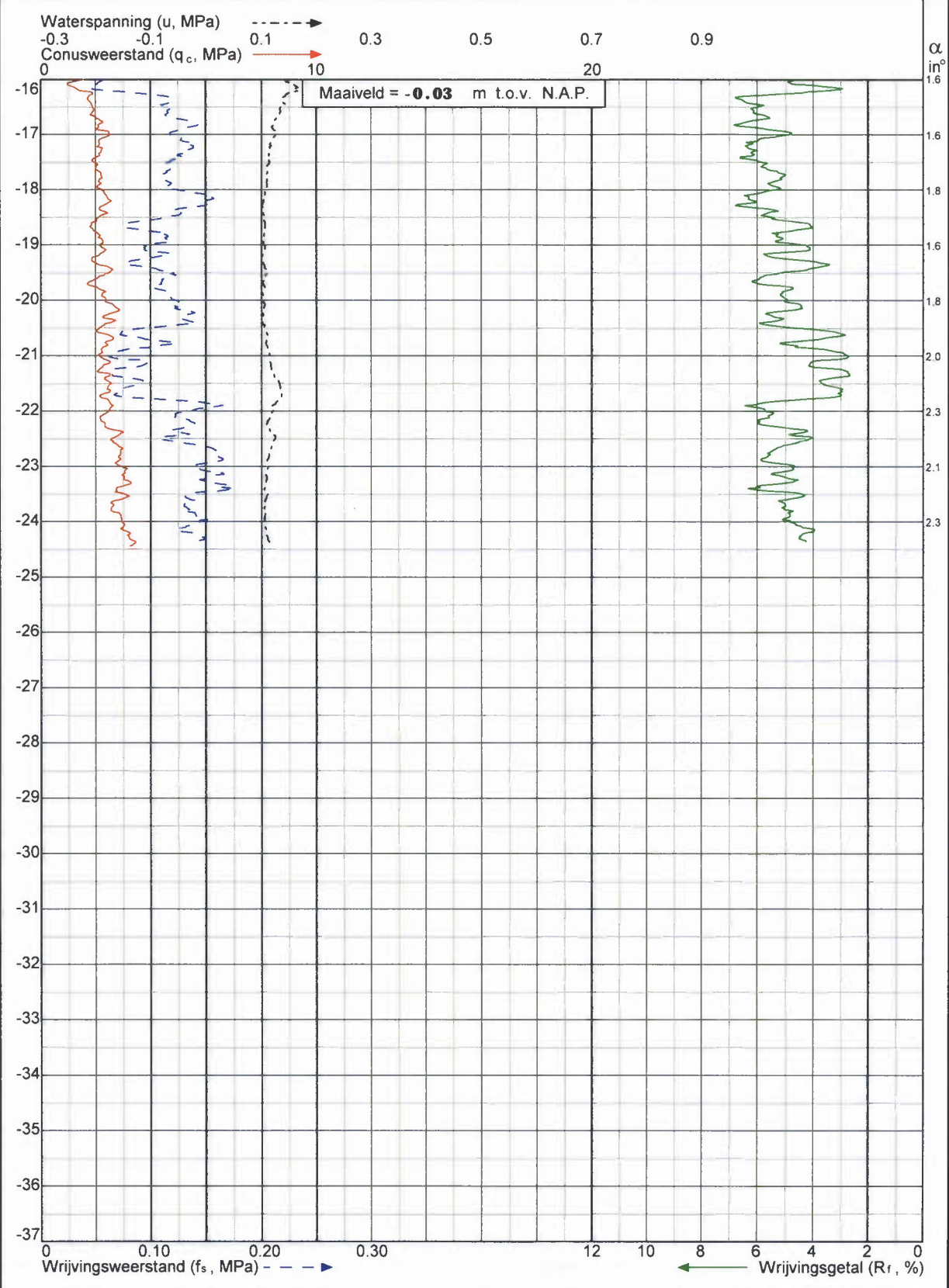
| | | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|---------------------------------------------------------------------------------------|--|
| Project: Aanleg 4 kunstwerken te Farmsum | | Sondering: DKP004 | |
|  Wiertsema & Partners <small>RAADGEVEND INGENIEURS</small> | x = 258477 |  | |
| | y = 593798 | | |
| | Blad: 2 van 2 | Datum: 28-10-2013 | |



Sondering volgens norm NEN 5140 Conusstype: cilindrisch elektrisch SUBP10-10 Conusserienummer: 091202 Klasse: 2
 Diepte in meters ten opzichte van N.A.P. α : Afwijking van de verticaal



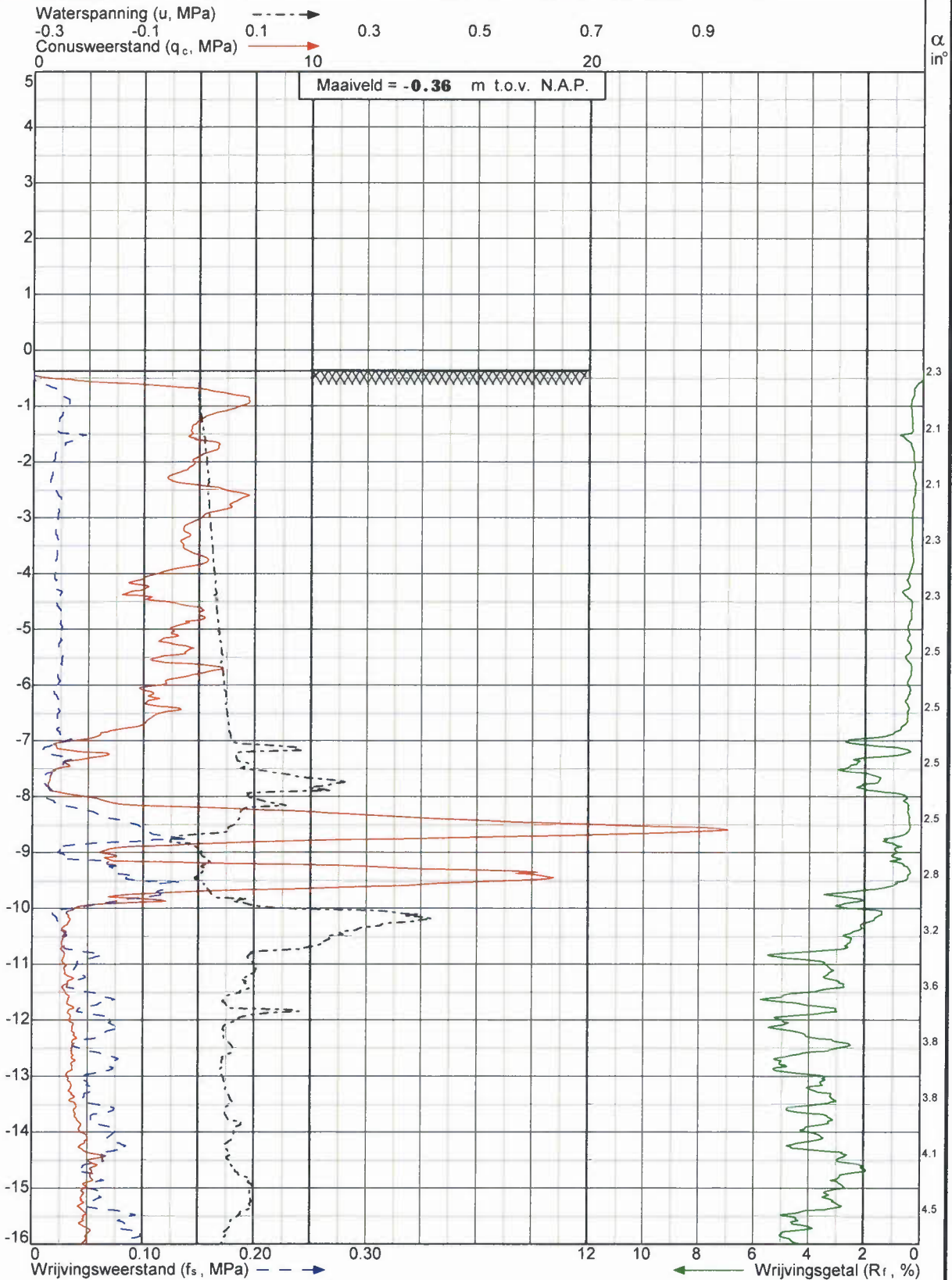
| | | | |
|-----------------------------------------------------------------------------|------------|---------------------|--|
| Project: Aanleg 4 kunstwerken te Farmsum | | Sondering: DKP005 | |
| Wiertsema & Partners <small>RAADGEVEND INGENIEURS</small> | x = 257432 | Opdr.nr: VN-59109-1 | |
| | y = 594684 | Datum: 28-10-2013 | |
| Blad: 1 van 2 | | | |

Sondering volgens norm NEN 5140 Conusstype: cilindrisch elektrisch SUBP10-10 Conusserienummer: 091202 Klasse: 2
 Afwijking van de verticaal Diepte in meters ten opzichte van N.A.P.



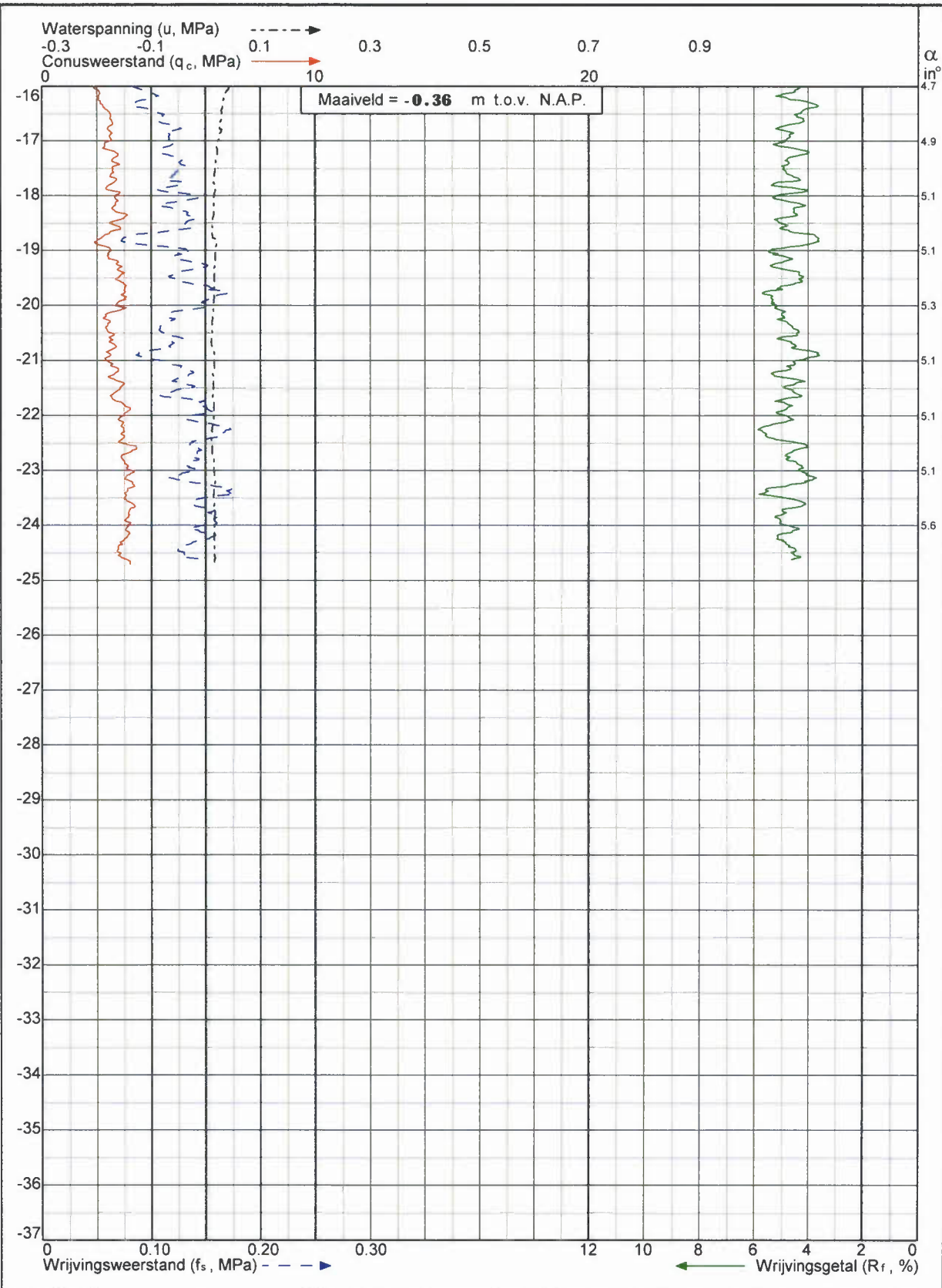
| | | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|---------------------------------------------------------------------------------------|--|
| Project: Aanleg 4 kunstwerken te Farnsum | | Sondering: DKP005 | |
|  Wiertsema & Partners RAADGEVEND INGENIEURS | x = 257432 | Opdr.nr: VN-59109-1 Datum: 28-10-2013 | |
| | y = 594684 | | |
| | Blad: 2 van 2 |  | |

Sondering volgens norm NEN 5140 Conusstype: cilindrisch elektrisch SUBP10-10 Conusserienummer: 091202 α : Afwijking van de verticaal Klasse: 2
 Diepte in meters ten opzichte van N.A.P.



| | | | |
|-----------------------------------------------------------------------------|------------|---------------------|--|
| Project: Aanleg 4 kunstwerken te Farmsum | | Sondering: DKP006 | |
| Wiertsema & Partners <small>RAADGEVEND INGENIEURS</small> | x = 257450 | Opdr.nr: VN-59109-1 | |
| | y = 594651 | Datum: 28-10-2013 | |
| Blad: 1 van 2 | | | |

Sondering volgens norm NEN 5140 Conusstype: cilindrisch elektrisch SUBP10-10 Conusserienummer: 091202 α : Afwijking van de verticaal Klasse: 2
 Diepte in meters ten opzichte van N.A.P.



| | | | |
|------------------------------------------------------------------|---------------|---------------------|--|
| Project: Aanleg 4 kunstwerken te Farnsum | | Sondering: DKP006 | |
| <p>Wiertsema & Partners RAADGEVEND INGENIEURS</p> | x = 257450 | Opdr.nr: VN-59109-1 | |
| | y = 594651 | Datum: 28-10-2013 | |
| | Blad: 2 van 2 | | |

Klasse: 2

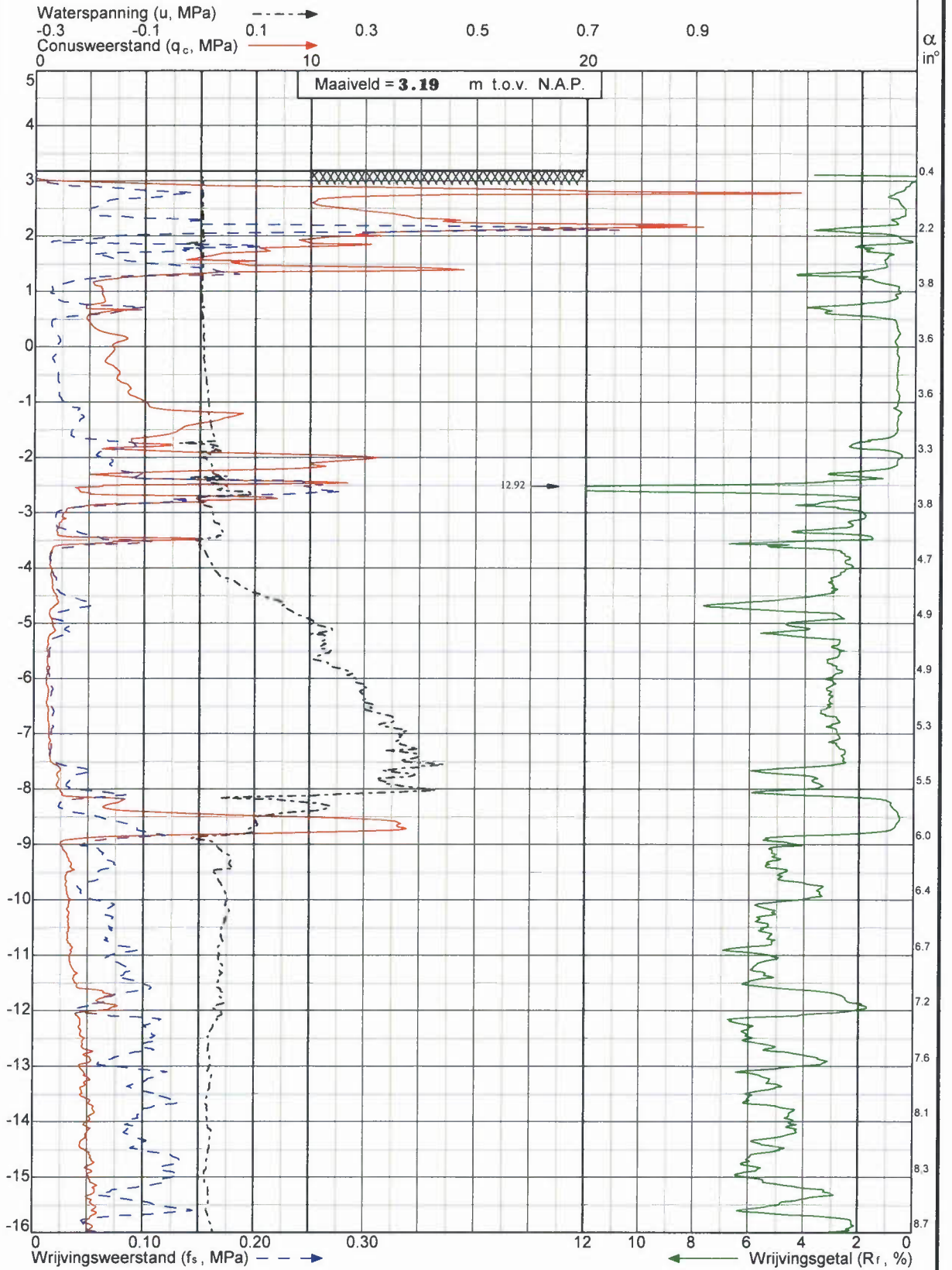
α: Afwijking van de verticaal

Conusserienummer: 091202

Conusstype: cilindrisch elektrisch SUBP10-10

Sondering volgens norm NEN 5140

Diepte in meters ten opzichte van N.A.P.



α
in°

Project: Aanleg 4 kunstwerken
te Farmsum

Sondering:DKP007



Wiertsema & Partners
RAADGEVEND INGENIEURS

x = 257523

y = 594762

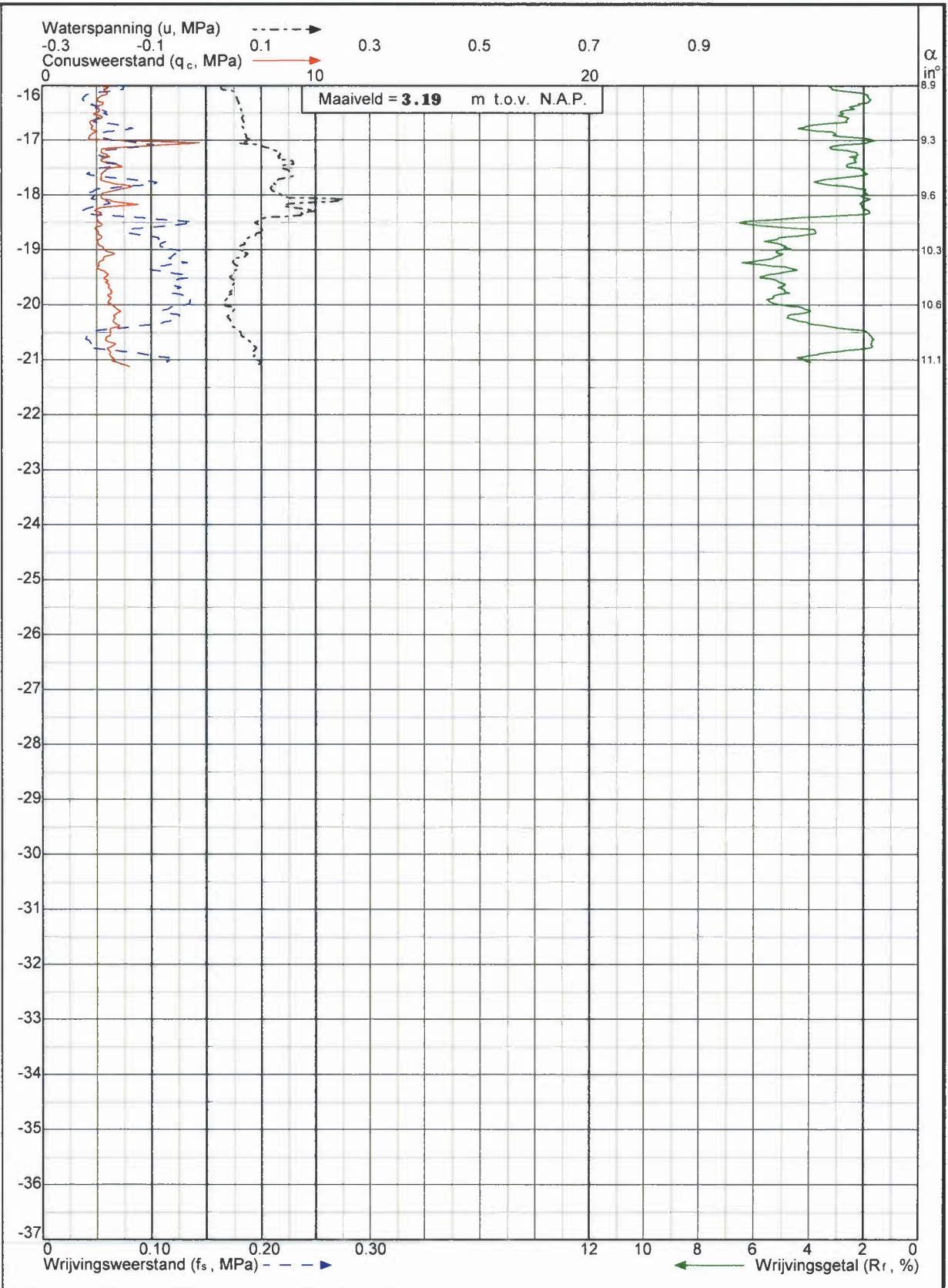
Blad: 1 van 2



Opdr.nr: VN-59109-1

Datum: 28-10-2013



Sondering volgens norm NEN 5140 Conus type: cilindrisch elektrisch SUBP10-10 Conusserienummer: 091202 α : Afwijking van de verticaal Klasse: 2
 Diepte in meters ten opzichte van N.A.P.



| | | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|--|
| Project: Aanleg 4 kunstwerken te Farnsum | | Sondering: DKP007 | |
|  Wiertsema & Partners RAADGEVEND INGENIEURS | x = 257523 | Opdr.nr: VN-59109-1 Datum: 28-10-2013 | |
| | y = 594762 | | |
| | Blad: 2 van 2 | AKKOORD  | |

Bijlage 3




Wiertsema & Partners
RAADGEVEND INGENIEURS


Tabel X-, Y-, en Z-coördinaten

| Meetpunt | X-coördinaten | Y-coördinaten | Z-coördinaten (N.A.P. +/- m) |
|-----------------|----------------------|----------------------|-----------------------------------------|
| DKP001 | 257.684 | 592.881 | + 1,61 |
| DKP002 | 257.636 | 592.775 | + 0,44 |
| DKP003 | 258.520 | 593.762 | + 3,38 |
| DKP004 | 258.477 | 593.798 | + 3,51 |
| DKP005 | 257.432 | 594.684 | - 0,03 |
| DKP006 | 257.450 | 594.651 | - 0,36 |
| DKP007 | 257.523 | 594.762 | + 3,19 |



Bijlage 4




Wiertsema & Partners
RAADGEVEND INGENIEURS


Voorboringen

Voorboring is gemaakt bij DKP001, d.d. 28 oktober 2013:

| | | |
|-------------|-------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 0,00 - 0,10 | m- maaiveld | ZAND, matig grof, sterk humeus, matig kleihoudend, opgebracht, (teelaarde), donkergrijs/grijs. |
| 0,10 - 0,40 | m- maaiveld | KLEI, opgebracht, donkergrijs. |
| 0,40 - 1,00 | m- maaiveld | KLEI, matig vast, zeer weinig zandhoudend, grijs/lichtgrijs. |
| 1,00 - 1,20 | m- maaiveld | KLEI, matig vast/matig slap, matig zandhoudend, blauw/grijs. |

Voorboring is gemaakt bij DKP002, d.d. 30 oktober 2013:

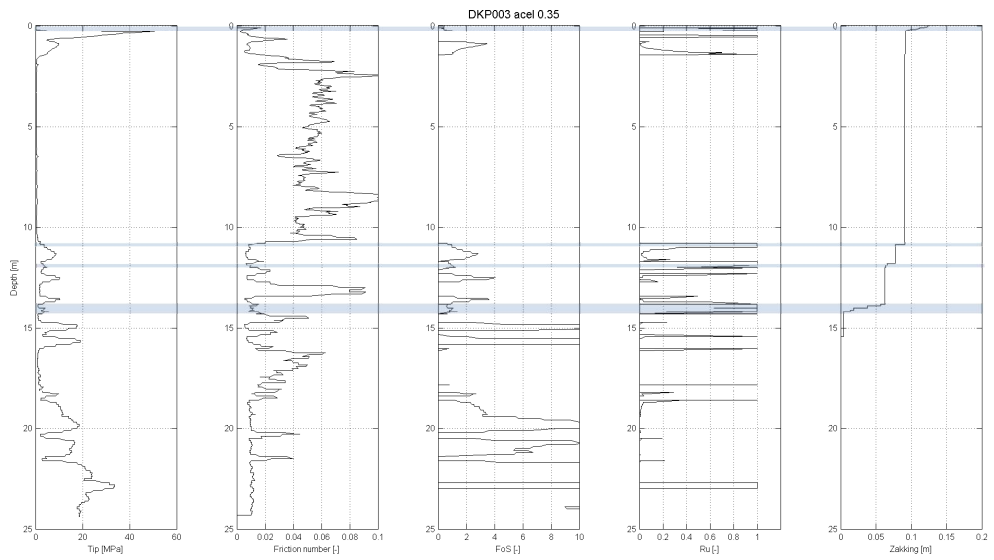
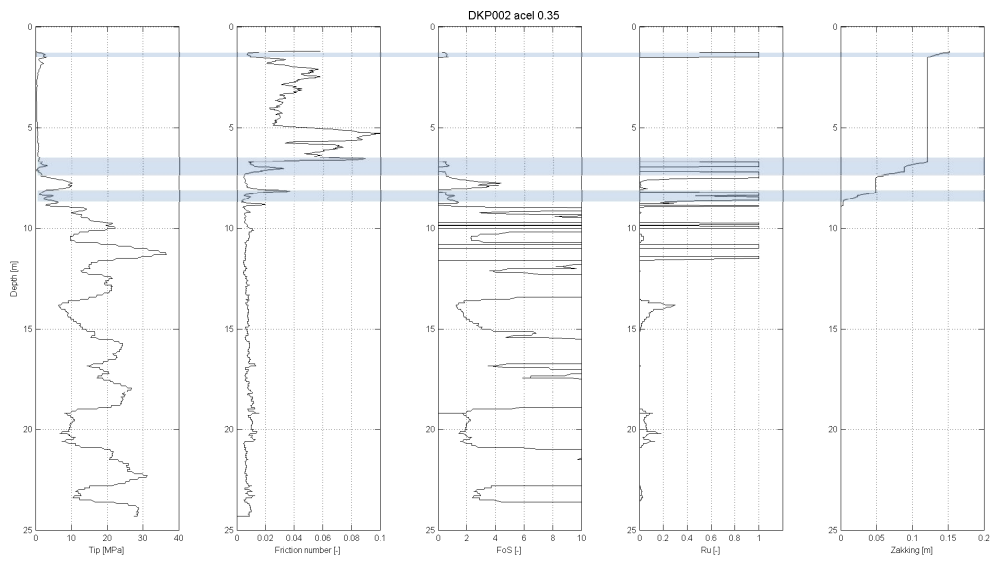
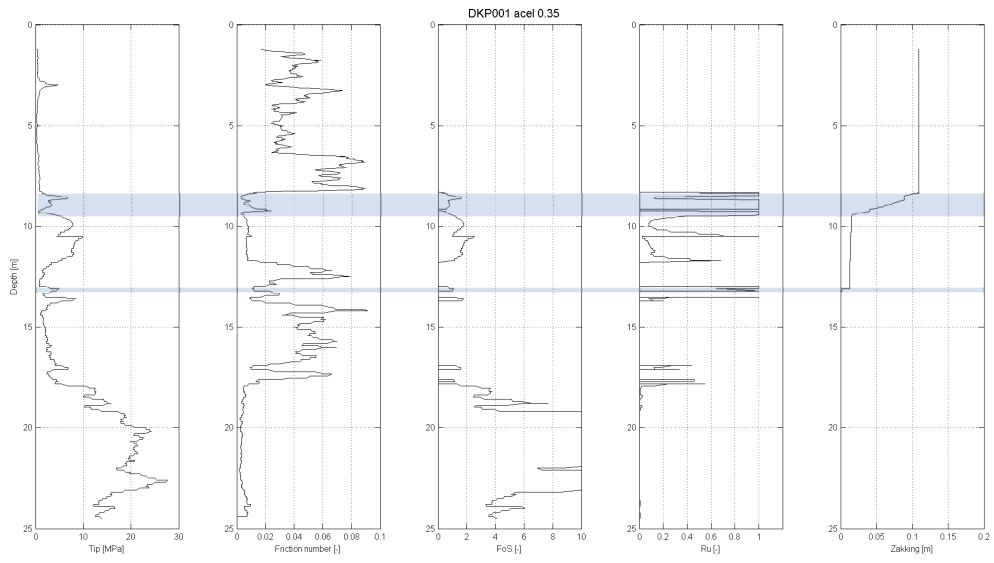
| | | |
|-------------|-------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 0,00 - 0,10 | m- maaiveld | ZAND, matig grof, sterk humeus, matig puinhoudend, wortelresten, opgebracht, donkergrijs/donkerbruin. |
| 0,10 - 0,30 | m- maaiveld | PUIN, matig zandhoudend, opgebracht, rood/bruin. |
| 0,30 - 0,50 | m- maaiveld | GRIND, opgebracht. |
| 0,50 - 1,20 | m- maaiveld | KLEI, matig zandhoudend, grijs. |

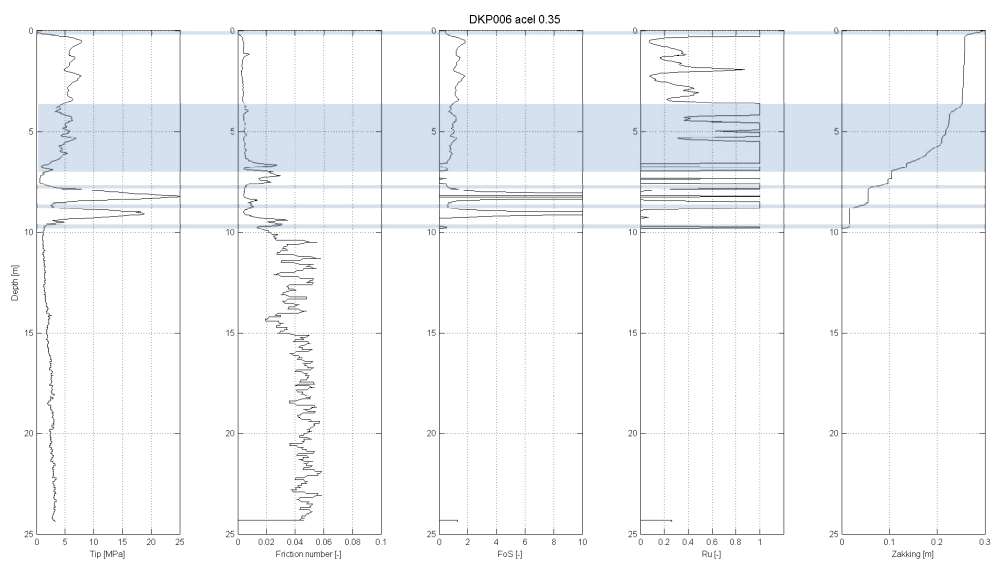
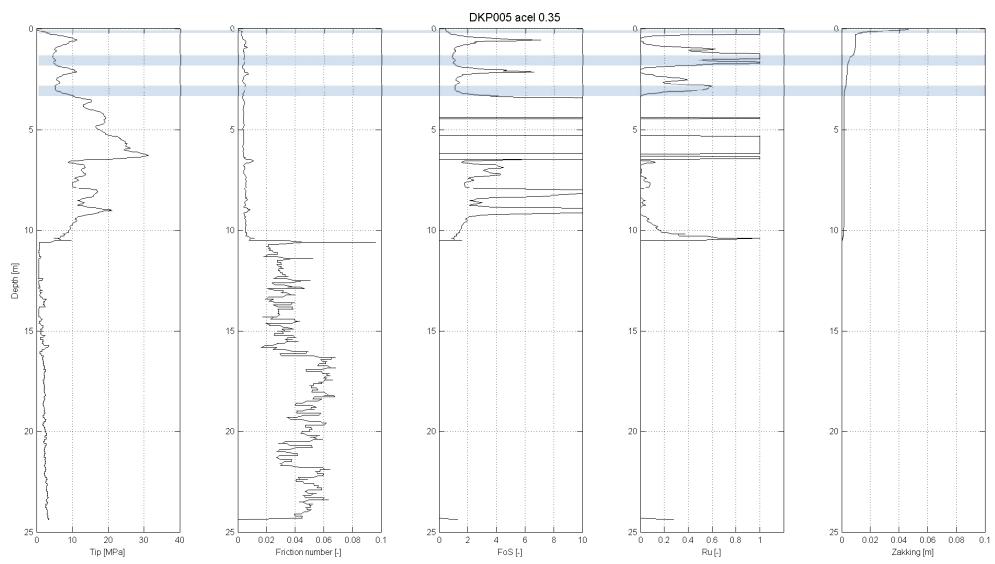
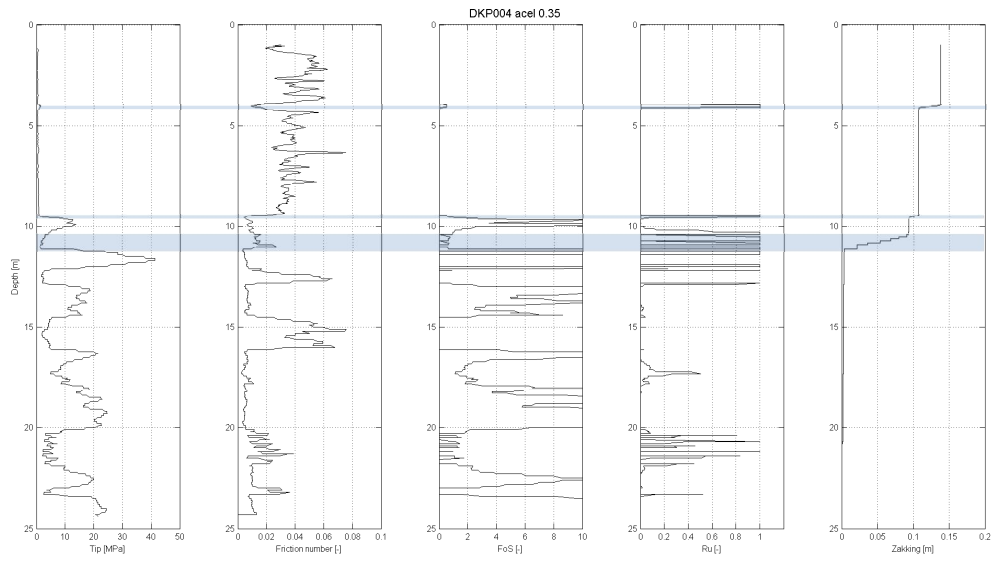
Voorboring is gemaakt bij DKP004, d.d. 28 oktober 2013:

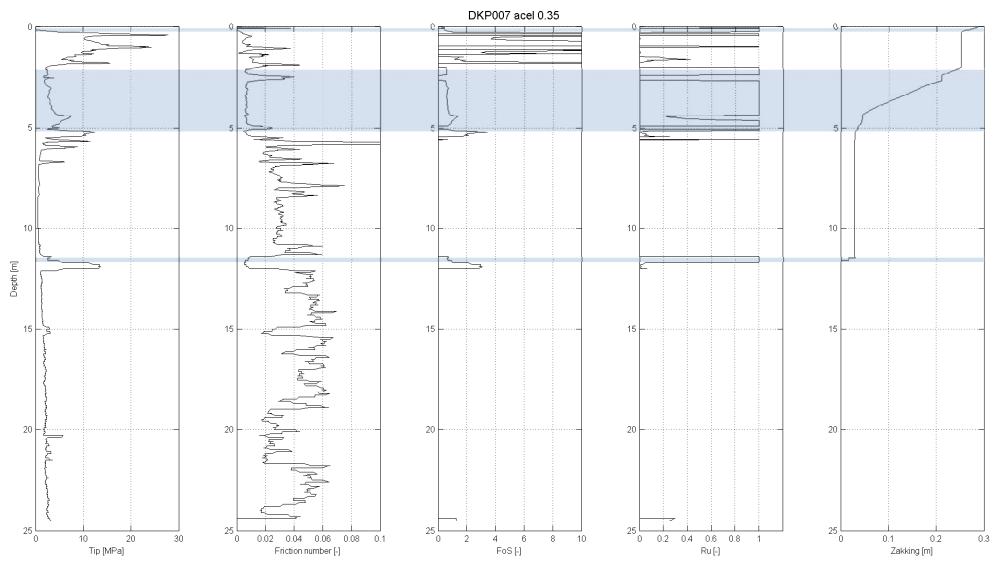
| | | |
|-------------|-------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| 0,00 - 0,10 | m- maaiveld | ZAND, matig fijn, sterk humeus, opgebracht, (teelaarde), donkergrijs/donkerbruin. |
| 0,10 - 0,80 | m- maaiveld | ZAND, matig grof, lichtgrijs/grijs. |
| 0,80 - 1,00 | m- maaiveld | KLEI, vast, zeer weinig zandhoudend, blauw/grijs. |

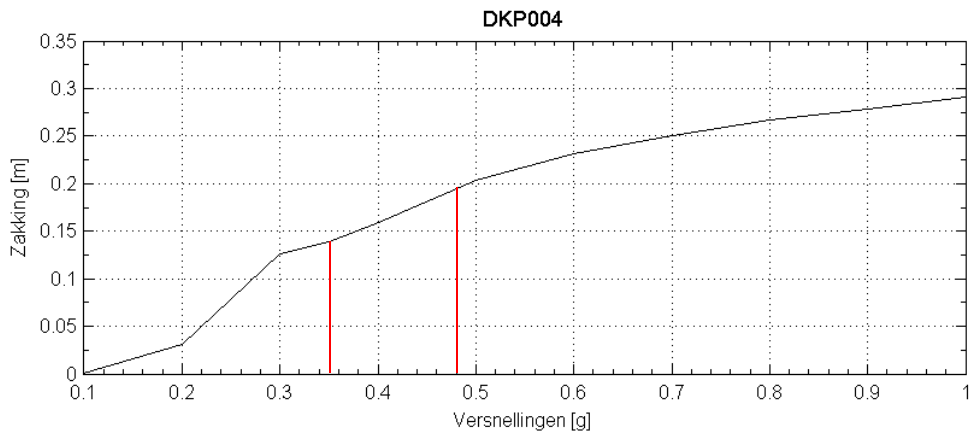
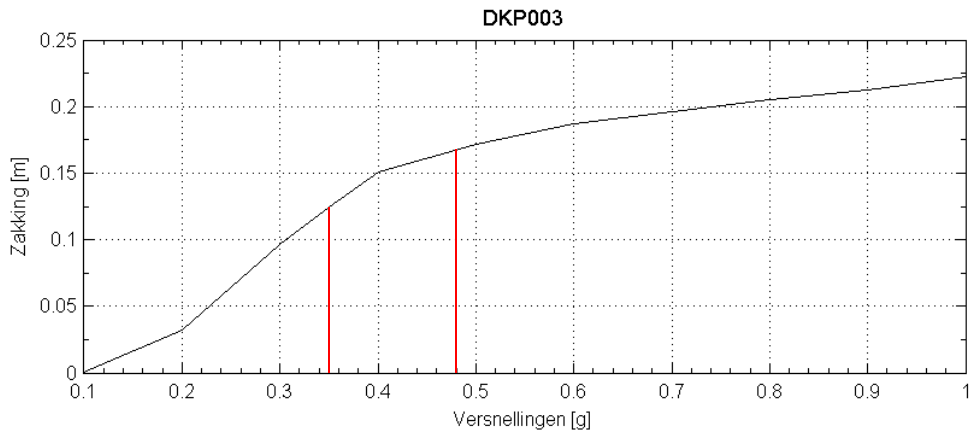
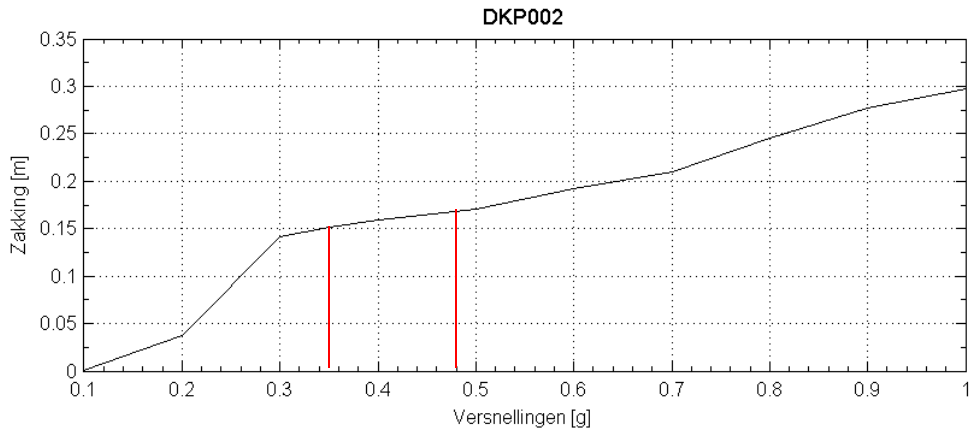
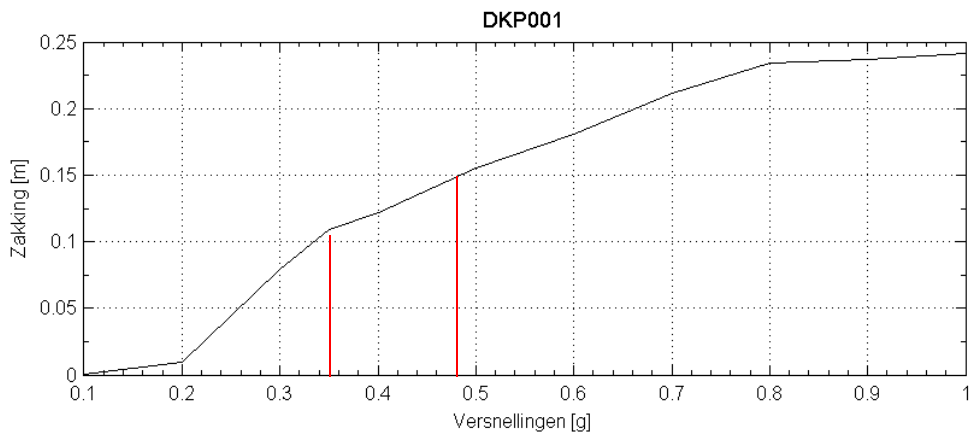


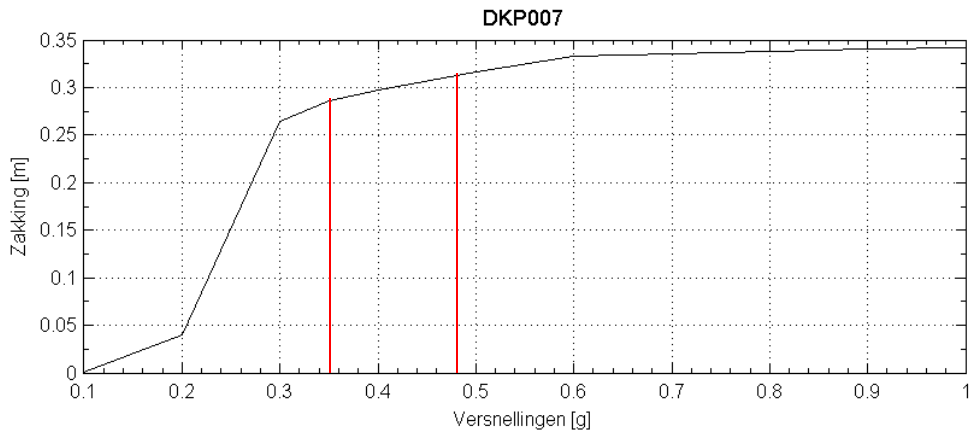
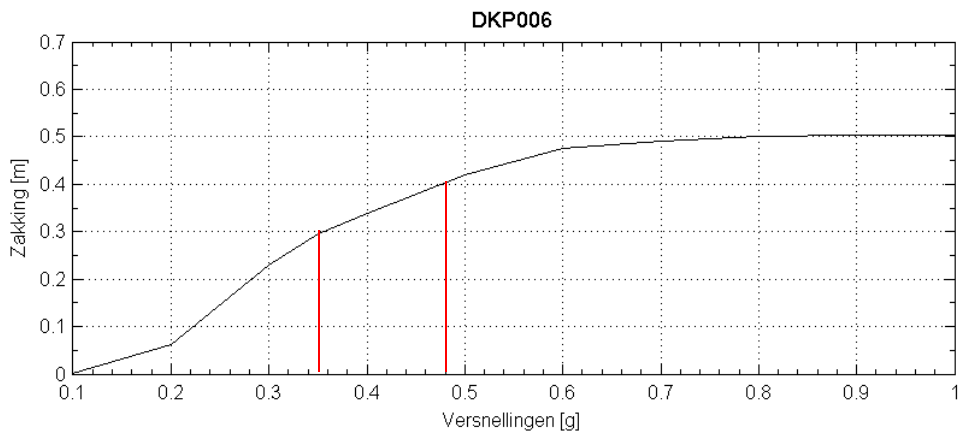
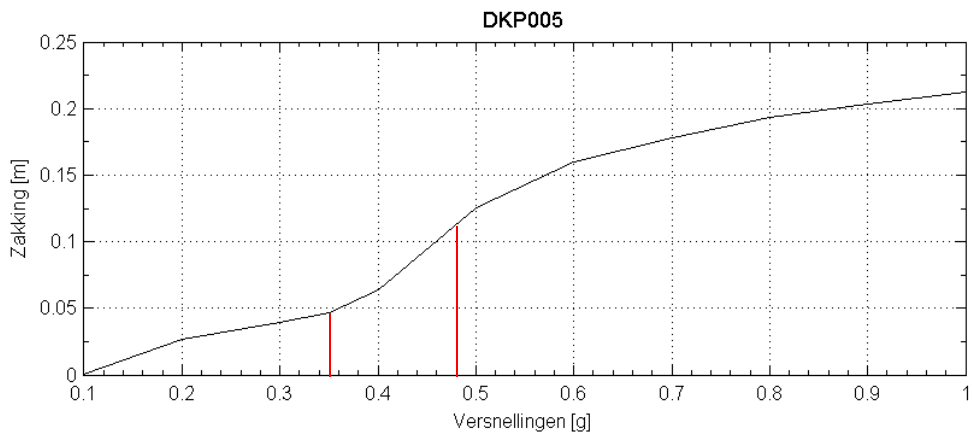
D Analytische berekening zakkingen











E Inventarisatie kunstwerken in waterkeringen Groningen

Memo

Aan
WS Noorderzijlvest, WS Hunze en Aa's, Provincie Groningen

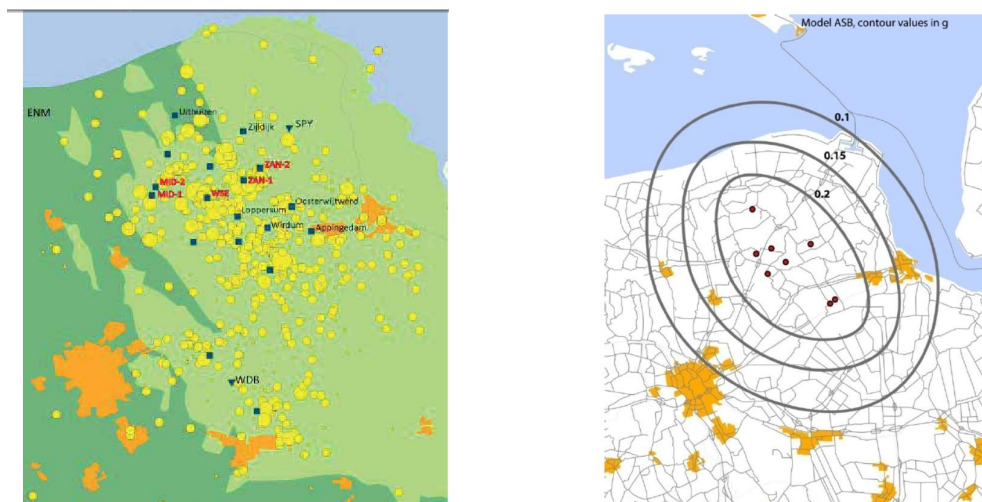
| | | |
|-----------------------------------|----------------------------------------------|-----------------------------------------|
| Datum 20 september 2013 | Kenmerk 1208624-008-GEO-0002 | Aantal pagina's 28 |
| Van Ad Verweij | Doorkiesnummer +31 (0)88 33 57 226 | E-mail ad.verweij@deltares.nl |

Onderwerp
Inventarisatie kunstwerken in waterkeringen - Groningen

1 Inleiding

In het kader van het project “Effecten geïnduceerde gasbevingen op kritische infrastructuur in Groningen, fase 2” dienen de effecten op kunstwerken in waterkeringen nader te worden beschouwd. Teneinde een eerste schifting te maken zijn is het gecombineerde areaal aan kunstwerken van de Provincie Groningen en de waterschappen Noorderzijlvest en Hunze en Aa's onderzocht.

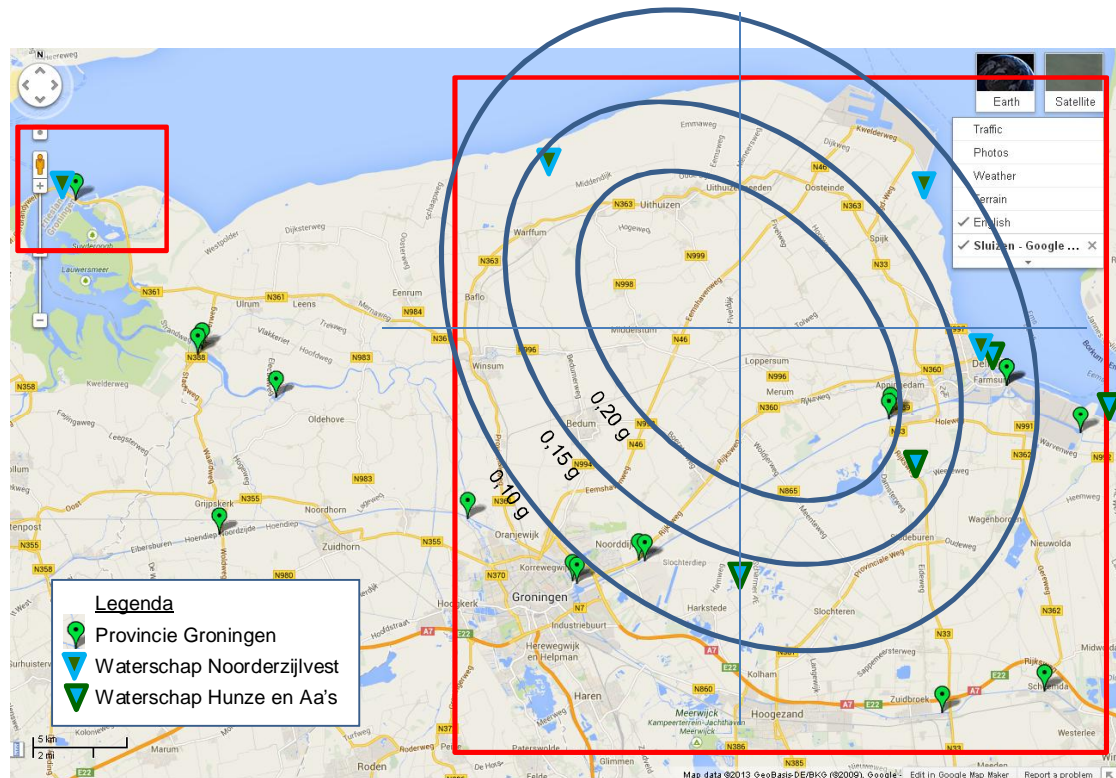
Het selectiegebied is bepaald op basis van het voorkomen van de geïnduceerde bevingen (Figuur 1.1), de locatie, en het type constructie. Alle getoonde constructies binnen het getoonde selectiegebied worden in dit memo beschreven op basis van informatie van de diverse websites. Opgemerkt wordt dat dit overzicht niet compleet hoeft te zijn. In overleg met de provincie en de waterschappen zal de compleetheid worden beoordeeld en zullen constructies worden gekozen die in dit onderzoek nader zullen worden onderzocht.



Figuur 1.1 Links: locatiekaart geïnduceerde bevingen)[bron: Quickscan Deltares 2013], rechts : zonering Peak Ground Acceleration [KNMI]

Met behulp van Dinoloket is informatie over de ondiepe ondergrond ingewonnen. Zodoende kan per constructie de gevoeligheid van de ondergrond worden bekeken. Het criterium is geweest om te zoeken naar losgepakte zandlagen, die bij een beving zouden kunnen verweken. Voor alle locaties is getracht grondonderzoek (sonderingen) uit Dino te halen; er is gezocht naar zandlagen met een waarde van de conusweerstand (q_c) van ca. 2,5 MPa tot 5 MPa.

In Figuur 1.2 zijn de geïdentificeerde locaties van kunstwerken weergegeven die onder beheer zijn van de provincie en de waterschappen. Op de kaart is tevens de zonering van de Peak Ground Acceleration overgenomen.



Figuur 1.2 Locatiekaart kunstwerken in waterkeringen met zonering PGA

2 Prioritering

In de navolgende hoofdstukken worden de kunstwerken besproken en zijn de gevonden gegevens gepresenteerd. In Tabel 2.1 staan de geïdentificeerde kunstwerken in waterkeringen in de provincie Groningen samengevat. Aangegeven is bij wie het kunstwerk in beheer is. Er is getracht een eerste prioritering te maken op basis van het type waterkering, type kunstwerk, de ondergrond en de ligging in de PGA zonering van het KNMI. Het is de gedachte deze prioritering in het overleg met de waterschappen en de provincie op 25 september te

bespreken, corrigeren en aan te vullen. In de bespreking kan de prioritering dan verder worden verfijnd en kunnen een 5-tal kunstwerken worden geselecteerd voor nader onderzoek.

| constructie | beheer | type WK | type KW | ondergrond | PGA zone | score | | |
|----------------------------------|--------|---------|---------|------------|----------|-------|--|-------------------|
| Zeesluizen Farmsum | PG | 3 | 3 | 2 | 2 | 36 | | type WK |
| Oosterhornsluis | PG | 1 | 3 | 2 | 1 | 6 | | primair 3 |
| Groevesluizen | PG | 2 | 3 | 2 | 4 | 48 | | regionaal 2 |
| Bronssluis / Slochtersluis | PG | 2 | 3 | 2 | 2 | 24 | | anders 1 |
| Driewegsluis / Oostersluis | PG | 2 | 3 | 2 | 1 | 12 | | |
| Dorkwerdersluis | PG | 2 | 3 | 3 | 1 | 18 | | type KW |
| Sluis Zuidbroek | PG | 2 | 3 | 3 | 1 | 18 | | sluis, coupure 3 |
| Eextersluis | PG | 2 | 3 | 2 | 1 | 12 | | gemaal, leiding 2 |
| | | | | | | | | anders 1 |
| Oude Zeesluis Delfzijl | H&A | 3 | 3 | 1 | 2 | 18 | | |
| Termunterzijl (gemaal/spuisluis) | H&A | 3 | 3 | 2 | 1 | 18 | | ondergrond |
| Meetpunt scheve klap | H&A | 1 | 1 | 2 | 3 | 6 | | zand los 3 |
| Gemaal Woudbloem | H&A | 1 | 2 | 2 | 2 | 8 | | zand matig 2 |
| | | | | | | | | zand vast 1 |
| R.J. Cleveringsluizen | NZV | 3 | 3 | 3 | 1 | 27 | | |
| Robbengatsluis | NZV | 3 | 3 | 3 | 1 | 27 | | PGA zone |
| Zeegemaal Noordpolderzijl | NZV | 3 | 2 | 3 | 3 | 54 | | 0,20 4 |
| Zeegemaal Spijksterpompen | NZV | 3 | 2 | 3 | 2 | 36 | | 0,15 - 0,20 3 |
| Gemaal De Drie Delfzijlen | NZV | 3 | 2 | 1 | 2 | 12 | | 0,10 - 0,15 2 |
| Coupures Delfzijl | NZV | 3 | 3 | 2 | 2 | 36 | | < 0,10 1 |
| Zoetwaterleiding Emmapolder | NZV | 3 | 2 | 2 | 2 | 24 | | |
| In- / uitlaat Eemscentrale | NZV | 3 | 2 | 3 | 2 | 36 | | |

Tabel 2.1 Grove prioritering kunstwerken in waterkeringen in Groningen

3 Benodigde gegevens

Na gezamenlijke prioritering hebben Deltares / TNO zo snel mogelijk alle relevante gegevens van de geselecteerde kunstwerken nodig. Minimaal is hiervoor benodigd (indien aanwezig):

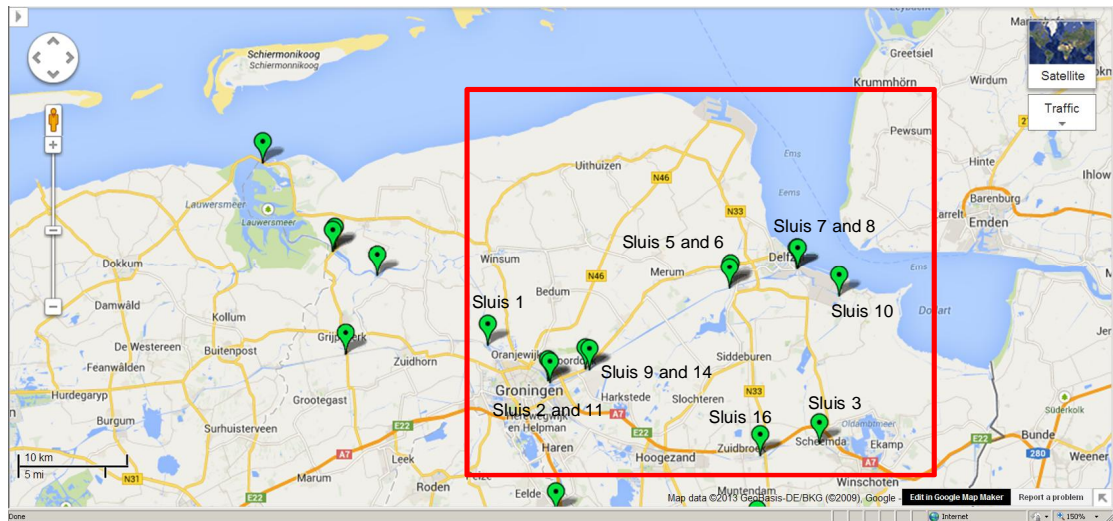
- Constructietekeningen kunstwerk en evt. onder- en achterloopsheidschermen
- Funderingstekeningen
- Ontwerprapporten
- Grondonderzoeksrapporten
- Inspectierapporten
- Toetsrapporten met achterliggende rapporten en berekeningen van de laatste en voorgaande toetsrondes.

Het is gezien de strakke planning de wens deze data binnen 1 week na de bespreking te hebben ontvangen.

4 Kunstwerken Provincie Groningen

De kunstwerken van de Provincie Groningen zijn geïdentificeerd via de volgende weblink:
http://objecten.provinciegroningen.nl/objecten_kml/kunstwerken/sluisen5.kmz

In de navolgende paragrafen worden de diverse constructies belicht die in het rode kader van staan.



Figuur 4.1 Locatiekaart kunstwerken in waterkeringen in beheer bij Provincie Groningen

4.1 Sluis Nr.7 Grote zeesluis Farmsum / Sluis Nr.8 Kleine zeesluis Farmsum

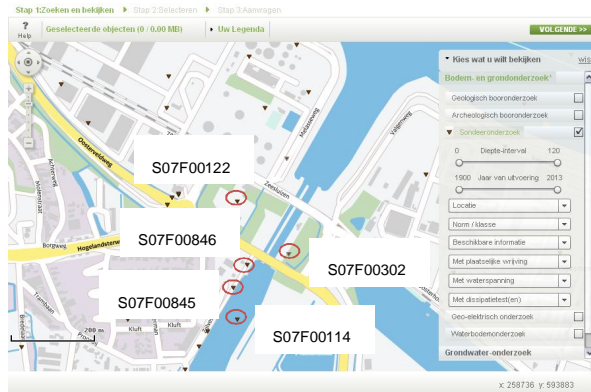
| Sluis nr. 7 Grote zeesluis Farmsum | Sluis nr. 8 Kleine zeesluis Farmsum |
|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Attributes | Attributes |
| SEM_code S160J | SEM_code S160K |
| Drenthe_code N.v.t. | Drenthe_code N.v.t. |
| Vaarweg Eemskanaal | Vaarweg Eemskanaal |
| Beheerder Provincie Groningen | Beheerder Provincie Groningen |
| Kolk_lengte ca. 130 m | Kolk_lengte ca. 130 m |
| Kolk_materiaal Beton | Kolk_materiaal Beton |
| Type_deur Puntdeuren | Type_deur Puntdeuren |
| Wegnummer N991 | Wegnummer N991 |
| Adres Zeesluizen 17 9936 HX Farmsum | Adres Zeesluizen 17 9936 HX Farmsum |
| Tel. 0596-633860 | Tel. 0596-633860 |
| Gemeente Delfzijl | Gemeente Delfzijl |
| Regio Noord | Regio Noord |
| Jaar_van_aanleg 1958 | Jaar_van_aanleg 1958 |
| Onderhoud Provincie Groningen | Onderhoud Provincie Groningen |
| X_rd 258460 | X_rd 258462 |
| Y_rd 593742 | Y_rd 593751 |

Directions Search nearby Save to map more

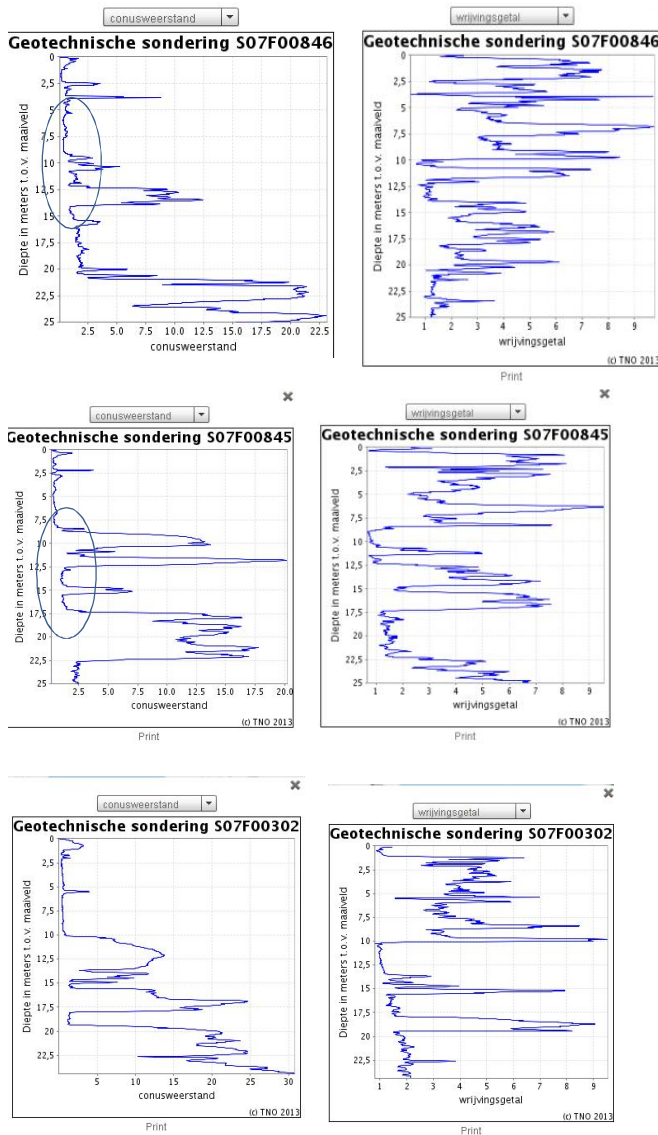
1 of 2 nearby results Next »

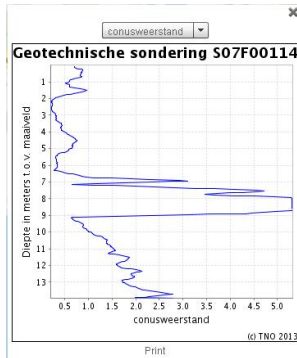
2 of 2 nearby results « Prev

Figuur 4.2 Gegevens website Provincie Groningen



Figuur 4.3 Gegevens website Dinoloket





Friction ratio from CPT not available.

4.2 Sluis Nr.10 Oosterhornsluis

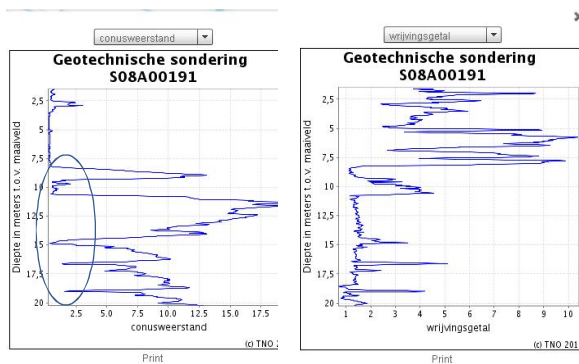
Sluis nr. 10 Oosterhornsluis

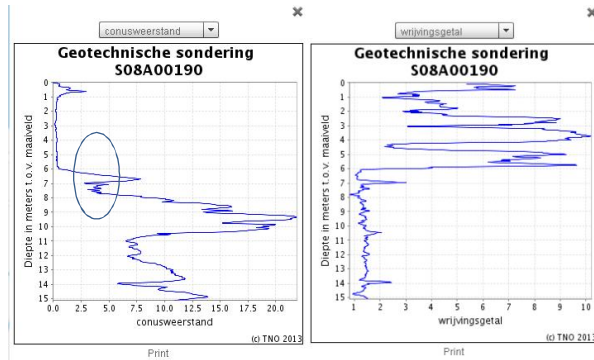
| | |
|-----------------|---------------------------------------------------|
| Attributes | |
| SEM_code | S466 |
| Drenthe_code | N.v.t. |
| Vaanweg | Verbindingskanaal Oosterhornhaven-Terunterzijdiep |
| Beheerder | Waterschap Hunze & Aa's |
| Kolk_lengte | ca. 60 m |
| Kolk_materiaal | Beton |
| Type_deur | Puntdeuren |
| Wegnummer | |
| Adres | Oosterhorn 9936 HV Farmsum |
| Tel. | |
| Gemeente | Delfzijl |
| Regio | Noord |
| Jaar_van_aanleg | 2000 |
| Onderhoud | Provincie Groningen |
| X_rd | 262452 |
| Y_rd | 591288 |

[Directions](#) [Search nearby](#) [Save to map](#) [more](#)

*Does not appear in the website of Aa's.

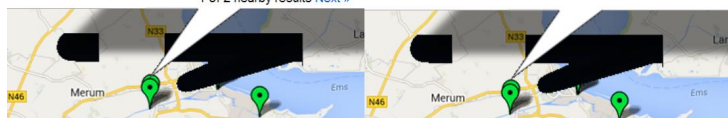
Figuur 4.4 Gegevens website Provincie Groningen en Dinoloket



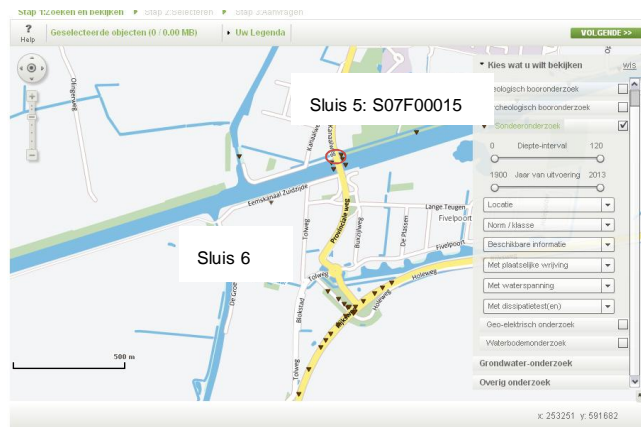


4.3 Sluis Nr.5 Groevesluis – Noord / Nr.6 Groevesluis – Zuid

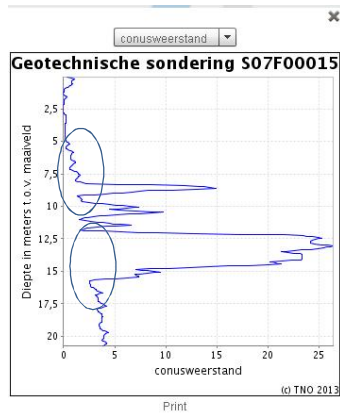
| Sluis nr. 6 Groevesluis-Zuid | | Sluis nr. 5 Groevesluis-Noord | |
|------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|----------------------------------------|
| Attributes | | Attributes | |
| SEM_code | S196A | SEM_code | S152A |
| Drenthe_code | N.v.t. | Drenthe_code | N.v.t. |
| Vaarweg | De Groeve | Vaarweg | De Groeve |
| Beheerder | Provincie Groningen | Beheerder | Provincie Groningen |
| Kolk_lengte | ca. 60 m | Kolk_lengte | ca. 60 m |
| Kolk_materiaal | Beton | Kolk_materiaal | Beton |
| Type_deur | Puntdeuren | Type_deur | Puntdeuren |
| Wegnummer | | Wegnummer | |
| Adres | Eemskanaal zz 1 9902 TM Appingedam | Adres | Eemskanaal nz bij 7 9902 TC Appingedam |
| Tel. | | Tel. | |
| Gemeente | Appingedam | Gemeente | Appingedam |
| Regio | Noord | Regio | Noord |
| Jaar_van_aanleg | 1963 | Jaar_van_aanleg | 1960 |
| Onderhoud | Provincie Groningen | Onderhoud | Provincie Groningen |
| X_rd | 252250 | X_rd | 252339 |
| Y_rd | 591790 | Y_rd | 592127 |



Figuur 4.5 Gegevens website Provincie Groningen



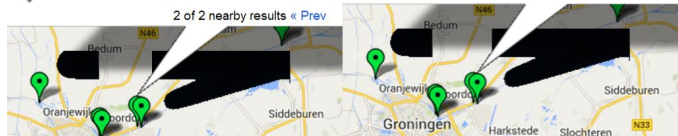
Figuur 4.6 Gegevens website Dinoloket



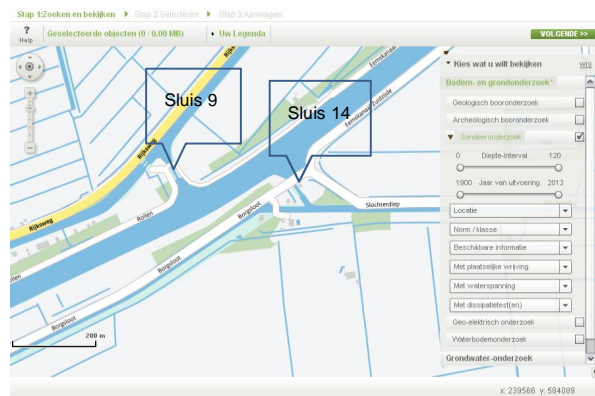
Friction ratio CPT information Not available, also not on the gef. file.

4.4 Sluis Nr.9 Jan B. Bronssluis / Sluis Nr.14 Slochtersluis

| Sluis nr. 9 Jan B. Bronssluis | | Sluis nr. 14 Slochtersluis | |
|-------------------------------|-----------------------------|----------------------------|--------------------------------------|
| Attributes | | Attributes | |
| SEM_code | S326 | SEM_code | S197A |
| Drenthe_code | N.v.t. | Drenthe_code | N.v.t. |
| Vaarweg | Damsterdiep | Vaarweg | Slochterdiep |
| Beheerder | Provincie Groningen | Beheerder | Provincie Groningen |
| Kolk_lengte | ca. 60 m | Kolk_lengte | ca. 60 m |
| Kolk_materiaal | Beton | Kolk_materiaal | Beton |
| Type_deur | Puntdeuren | Type_deur | Puntdeuren |
| Wegnummer | | Wegnummer | |
| Adres | De Rollen 9798 TB Groningen | Adres | Slochterdiep bij 41 9623 TH Lageland |
| Tel. | | Tel. | |
| Gemeente | Groningen | Gemeente | Slochteren |
| Regio | Noord | Regio | Noord |
| Jaar_van_aanleg | 1983 | Jaar_van_aanleg | 1963 |
| Onderhoud | Provincie Groningen | Onderhoud | Provincie Groningen |
| X_rd | 239048 | X_rd | 239364 |
| Y_rd | 584054 | Y_rd | 584010 |



Figuur 4.7 Gegevens website Provincie Groningen



Figuur 4.8 Gegevens website Dinoloket

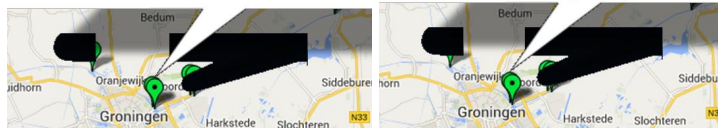
Dinoloket gaf geen resultaten voor grondonderzoek op de locatie van deze twee sluisen.

4.5 Sluis Nr.2 Driewegsluis / Sluis Nr.11 Oostersluis

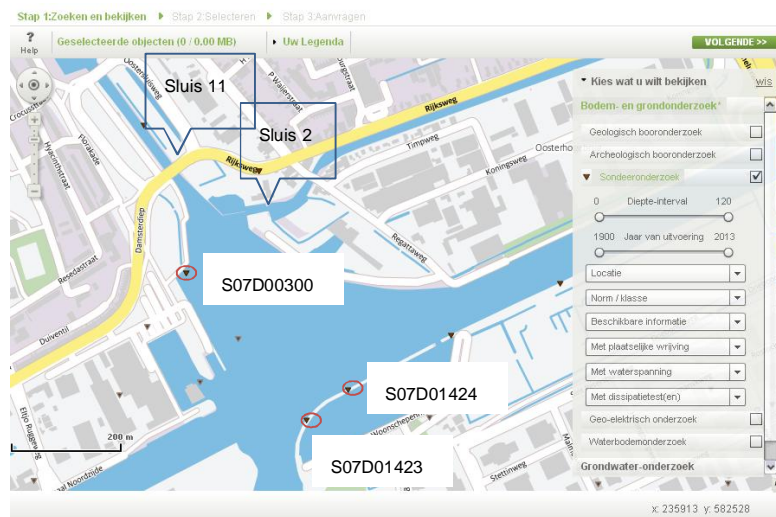
| Sluis nr. 2 Driewegsluis | | Sluis nr. 11 Oostersluis | |
|--------------------------|----------------------------------------|--------------------------|------------------------------------|
| Attributes | | Attributes | |
| SEM_code | S104G | SEM_code | S380 |
| Drenthe_code | N.v.t. | Drenthe_code | N.v.t. |
| Vaarweg | Damsterdiep | Vaarweg | Van Starckenborghkanaal |
| Beheerder | Provincie Groningen | Beheerder | Provincie Groningen |
| Kolk_lengte | ca. 30 m | Kolk_lengte | ca. 180 m |
| Kolk_materiaal | Metselwerk/natuurstee | Kolk_materiaal | Beton |
| Type_deur | Metselwerk/natuurstee | Type_deur | Beton |
| Wegnummer | | Wegnummer | |
| Adres | Regattaweg achter 10 9731 AJ Groningen | Adres | Oostersluisweg 10 9731AV Groningen |
| Tel. | | Tel. | |
| Gemeente | Groningen | Gemeente | Groningen |
| Regio | West | Regio | West |
| Jaar_van_aanleg | 1934 | Jaar_van_aanleg | 1994 |
| Onderhoud | Provincie Groningen | Onderhoud | Provincie Groningen |
| X_rd | 235749 | X_rd | 235515 |
| Y_rd | 582746 | Y_rd | 582912 |

Directions Search nearby Save to map more ▾
1 of 2 nearby results Next »

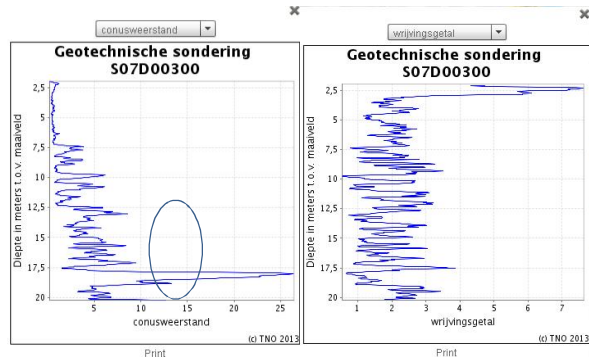
Directions Search nearby Save to map more ▾
2 of 2 nearby results « Prev

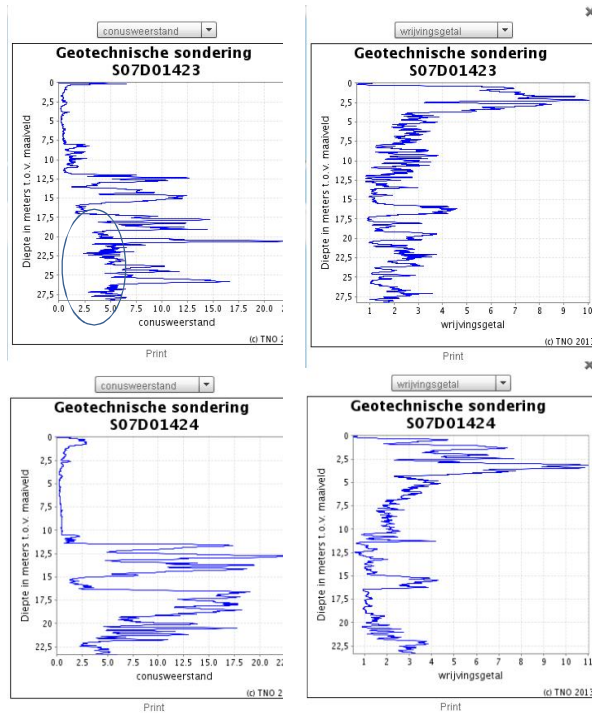


Figuur 4.9 Gegevens website Provincie Groningen



Figuur 4.10 Gegevens website Dinoloket

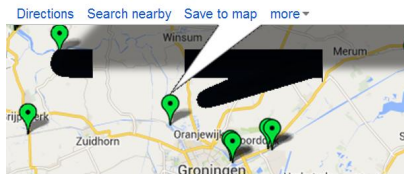




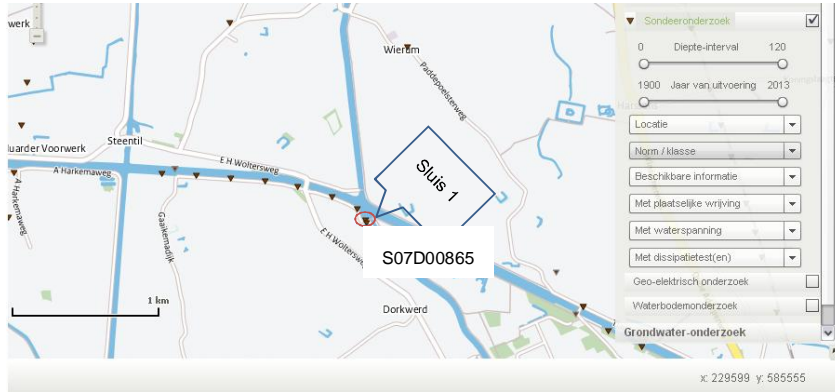
4.6 Sluis Nr.1 Dorkwerdersluis

Sluis nr. 1 Dorkwerdersluis

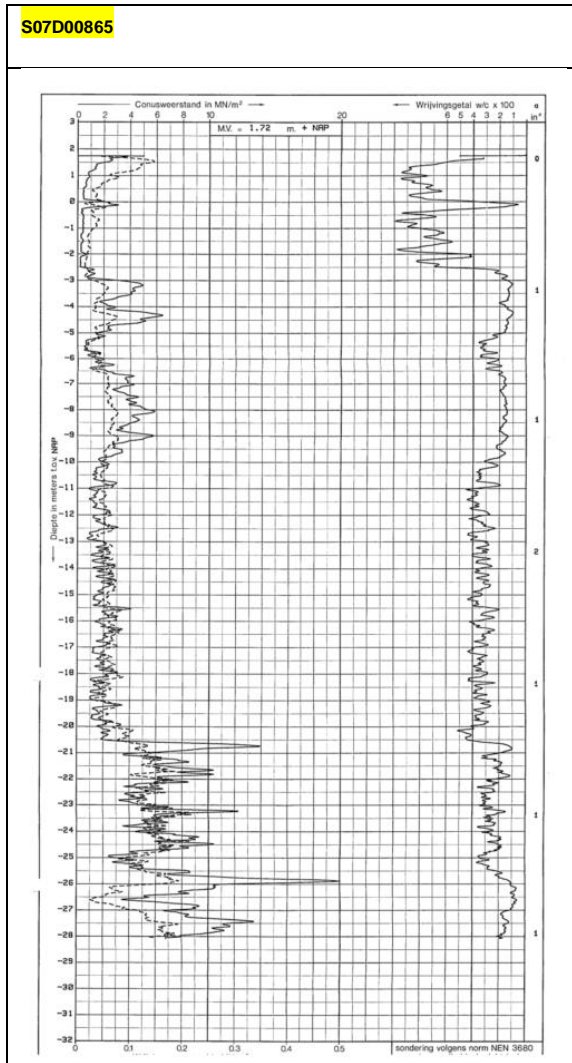
| | |
|-----------------|---------------------------------------------|
| Attributes | |
| SEM_code | S088 |
| Drenthe_code | N.v.t. |
| Vaanweg | Reitdiep |
| Beheerder | Provincie Groningen |
| Kolk_lengte | ca. 60 m |
| Kolk_materiaal | Metselwerk |
| Type_deur | Metselwerk/natuurste |
| Wegnummer | |
| Adres | Evert Harm Woltersweg 29b 9831 TG Groningen |
| Tel. | |
| Gemeente | Groningen |
| Regio | West |
| Jaar_van_aanleg | 1929 |
| Onderhoud | Provincie Groningen |
| X_rd | 229890 |
| Y_rd | 586092 |



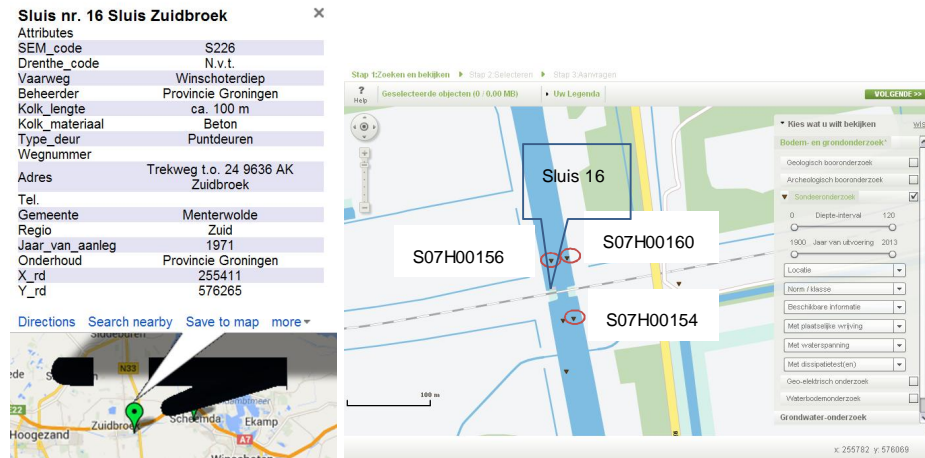
Figuur 4.11 Gegevens website Provincie Groningen



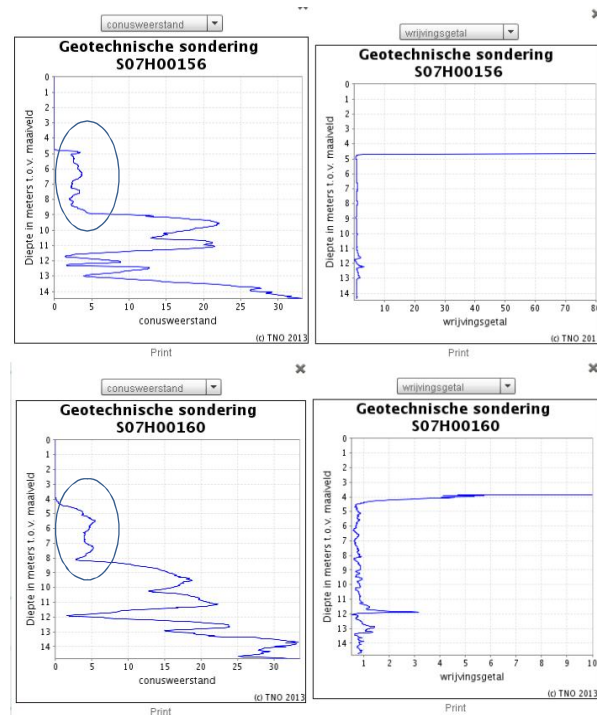
Figuur 4.12 Gegevens website Dinoloket

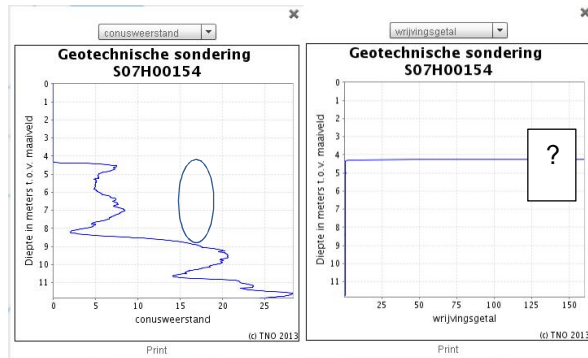


4.7 Sluis Nr. 16 Sluis Zuidbroek



Figuur 4.13 Gegevens website Provincie Groningen / Dinoloket



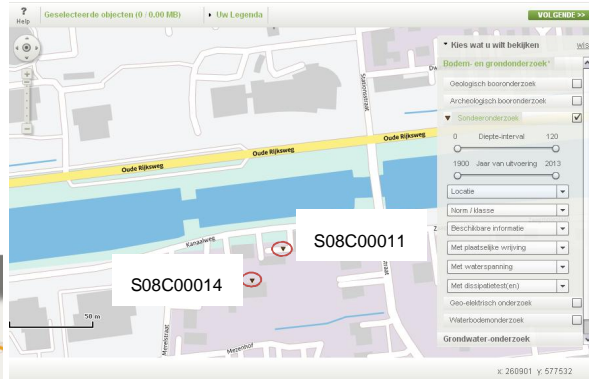
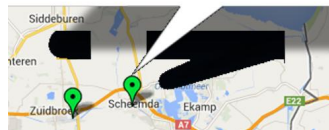


4.8 Sluis Nr. 3 Extersluis

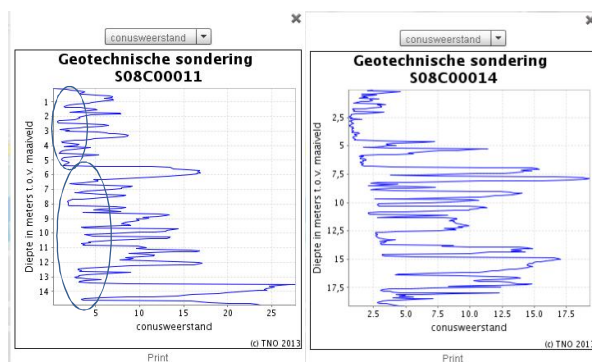
Sluis nr. 3 Extersluis

| | |
|-----------------|----------------------------------|
| Attributes | |
| SEM_code | S145G |
| Drenthe_code | N.v.t. |
| Vaarweg | Winschoterdiep |
| Beheerder | Provincie Groningen |
| Kolk_lengte | ca. 90 m |
| Kolk_materiaal | Groen |
| Type_deur | Puntdeuren |
| Wegnummer | |
| Adres | Kanaalweg bij 2 9679 HZ Scheemda |
| Tel. | |
| Gemeente | Scheemda |
| Regio | Zuid |
| Jaar_van_aanleg | 1952 |
| Onderhoud | Provincie Groningen |
| X_rd | 260851 |
| Y_rd | 577513 |

Directions Search nearby Save to map more >



Figuur 4.14 Gegevens website Provincie Groningen / Dinoloket



No soil information found at the *sluis*, but only close by (see map below for location).

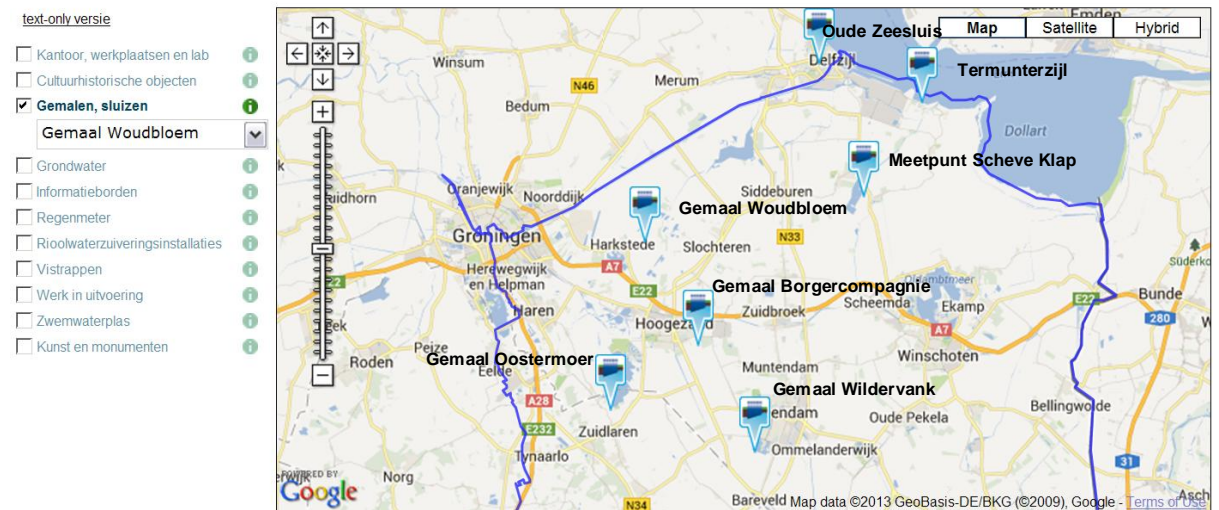
5 Kunstwerken Waterschap Hunze en Aa's

De kunstwerken van Waterschap Hunze en Aa's zijn geïdentificeerd via de volgende weblink:

<http://www.hunzeenaas.nl/Paginas/default.aspx>

Waterkaart

Op onze waterkaart zie u waar onze gemalen en sluisen staan. Ook ziet u waar we uw afvalwater zuiveren en werken aan onze projecten. Maar er is meer te ontdekken op onze waterkaart.



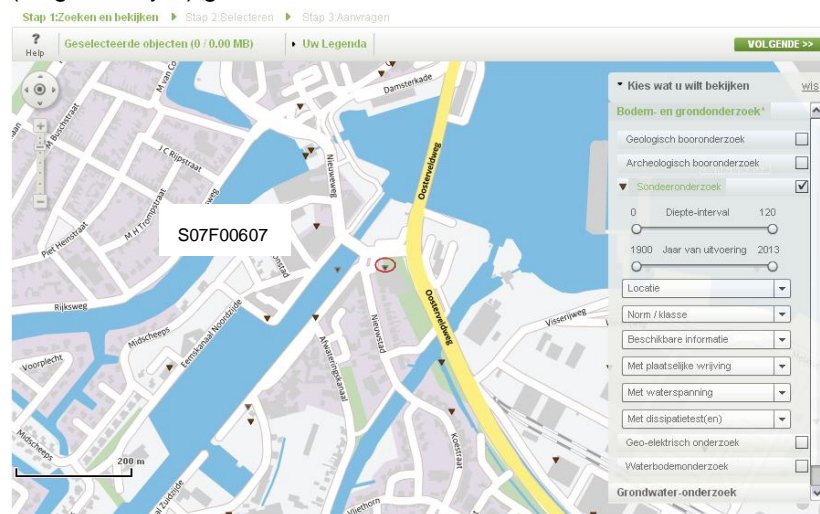
Figuur 5.1

Locatiekaart kunstwerken in waterkeringen in beheer bij waterschap Hunze en Aa's

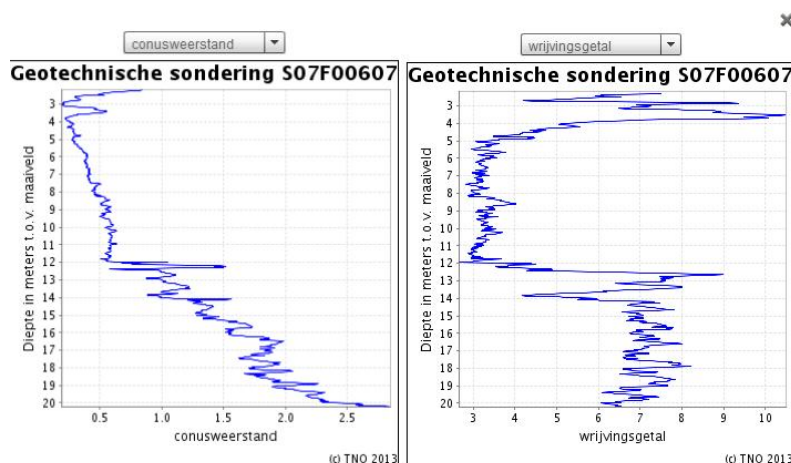
5.1 Oude Zeesluis: Eemsboezem

Opmerking: Op dit moment vindt er onderhoud aan de sluis plaats. Er komen dus geen metingen binnen bij de waterstanden/neerslaggegevens. Dit wordt na het onderhoud weer gestart.

Via de Oude Zeesluis in Delfzijl wordt het water uit de Eems — Dollardboezem ten westen van Zuidbroek op de Eems gespuid. Via o.a. de Drentsche Aa, de Hunze, het Zuidlaardermeer, het Winschoterdiep en het Eemskanaal stroomt het water naar Delfzijl. Indien het tij gunstig is kan dit water, door het openen van de sluis, gespuid worden de Eems in. Bij voldoende verval wordt een gemiddelde van 80m³ water per seconde bereikt. Het streefpeil is 0,57 m nap. In de grafiek wordt het zeewater niveau (hoogwaterzijde) en het waterniveau van het Eemskanaal (laagwaterzijde) getoond.

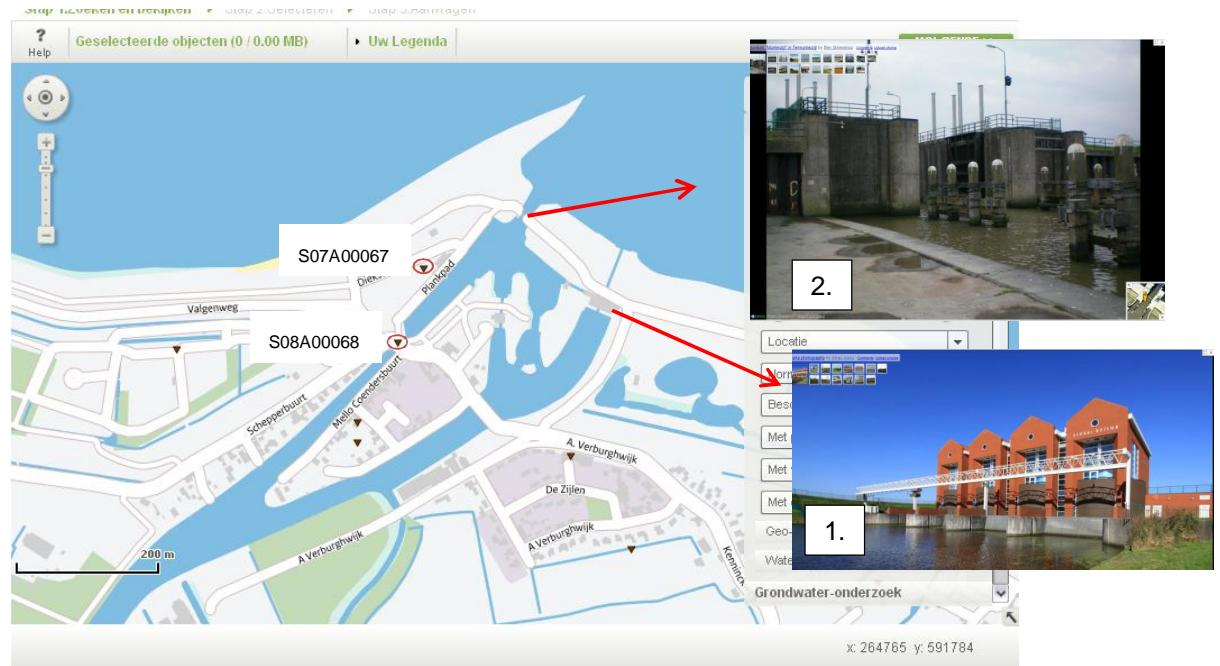


Figuur 5.2 Gegevens website Dinoloket

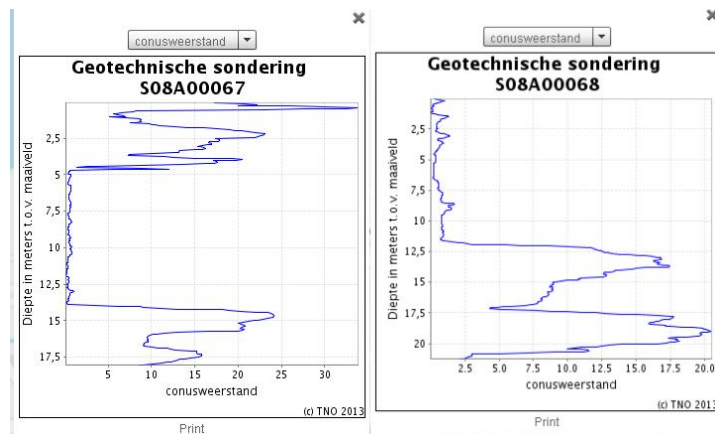


5.2 Termunterzijl: 1. gemaal Rozema / 2. spuisluis Munterzijl

Termunterzijl - De spuisluis 'Munterzijl' is aan het eind van de jaren '70 gebouwd in het kader van de Deltawerken.

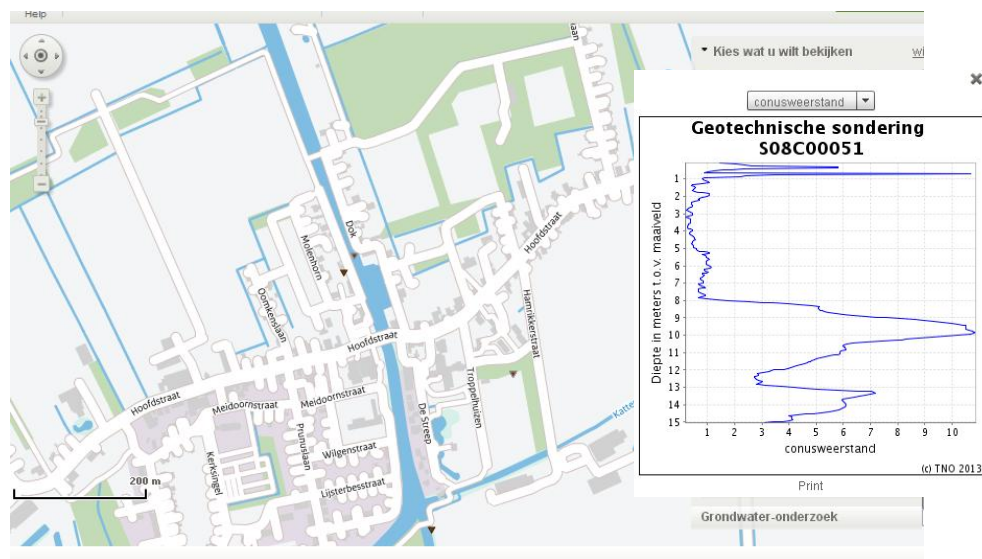


Figuur 5.3 Gegevens website Dinoloket



5.3 Meetpunt Scheve Klap: Nieuwolda

Bij het meetpunt Scheve klap, nabij Nieuwolda, wordt in het Termunterzijldiep de waterstand gemeten. Het Termunterzijldiep maakt onderdeel uit van de Oldambtboezem met een vast streefpeil van $-1,36$ m nap. Via het gemaal Rozema bij Termunterzijl, loost deze boezem op de Eems. Het meetpunt Scheve klap wordt gebruikt voor de automatische peilregeling van gemaal Rozema. In de grafiek wordt de gemeten waterstand gepresenteerd.



Figuur 5.4 Gegevens website Dinoloket

5.4 Gemaal Woudbloem: Woudbloem

Gemaal Woudbloem kan op twee pompen draaien. Eén elektrische en één diesel gemaal. Het dieselgemaal wordt echter alleen ingezet als het waterpeil zo hoog is dat de elektrische pomp het water niet verwerken kan. Zodra de dieselpomp gestart wordt (dit gebeurt handmatig), moet het gemaal bemand worden. Beide pompen hebben een capaciteit van 270 m³ per minuut. Gemaal Woudbloem bemaaft een totale oppervlakte van 5700 ha. Het zomerpeil in dit gebied wordt gehanteerd op -3,10 m NAP+ en het winterpeil op -3,50m NAP+.

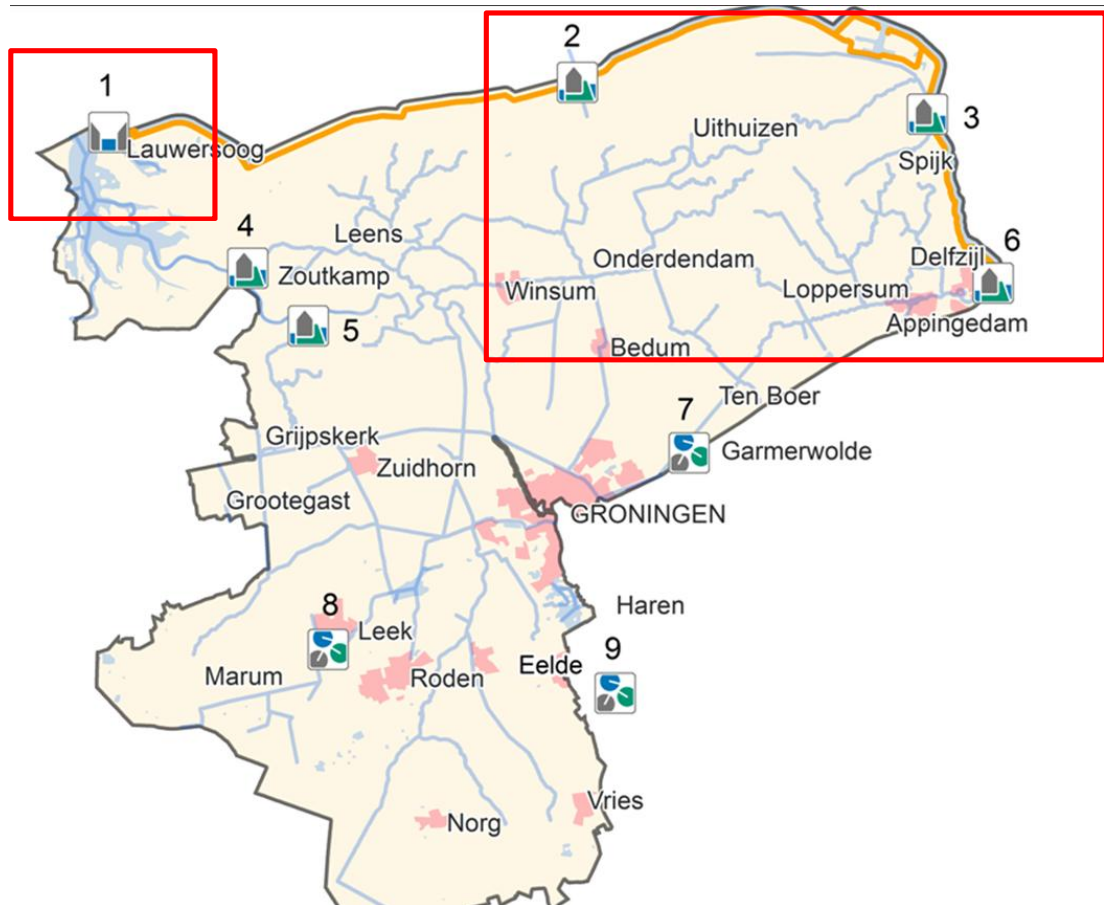


gemaal_woudbloem.jpg

Er is in Dinoloket geen grondonderzoek aangetroffen op de locatie.

6 Kunstwerken Waterschap Noorderzijvest

De kunstwerken van Waterschap Noorderzijvest zijn geïdentificeerd via de volgende weblink:
http://www.noorderzijvest.nl/overnoorderzijvest/bouwwerken/kaart_bouwwerken



Figuur 6.1 Locatiekaart kunstwerken in waterkeringen in beheer bij waterschap Noorderzijvest

Uit het rapport "Samenvatting 3e veiligheidstoetsing Primaire waterkering Waterschap Noorderzijvest" zijn de onderstaande figuur 4.2 en tabel 5.2 overgenomen.

Figuur 4.2 locaties kunstwerken



Tabel 5.2 Toetsresultaten kunstwerken (G=goed, V=voldoende, N.v.t.=niet van toepassing)

| Kunstwerk | Toetsresultaten per deelspoor | | | | | | EINDOORD EEL |
|------------------------------|-------------------------------|----------|----------|----------|----------|--------|-----------------|
| | H T | S TCG | S TCO | S TPH | S TVL | B S | |
| Gemaal de Drie Delfzijen | G | G | G | G | G | G | Goed |
| Westelijke Coupure Delfzijl | G | G | G | G | G | G | Goed |
| Grote Waterpoort Delfzijl | G | G | G | G | G | G | Goed |
| Noordelijke coupure Delfzijl | G | G | G | G | G | G | Goed |
| Damwand Delfzijl | G | G | G | G | G | N.v.t. | Goed |
| In-/uitlaat Eemscentrale | N.v.t. | V | V | N.v.t. | G | N.v.t. | Voldoende |
| Gemaal Spijksterpompen | N.v.t. | G | G | G | G | G | Goed |
| Zoetwaterleiding Emmapolder | N.v.t. | G | G | G | G | G | Goed |
| Gemaal Noordpolderzijl | N.v.t. | V | V | G | G | G | Goed |
| Robbengatsluis Lauwersoog | G | V | V | G | G | G | Voldoende |
| R.J. Cleveringsluizen | G | V | V | G | G | G | Voldoende |

6.1 R.J. Cleveringsluizen: uitwateringsluis bij Lauwersoog Lauwersoog / R.J. Cleveringsluizen



Het Lauwersmeer is in 1969 ontstaan door de aanleg van de Afsluitdijk. Een belangrijk onderdeel van deze afsluiting is het spuisluizencomplex. Hier wordt overtollig water vanuit de Electraboezem via het Lauwersmeer op de Waddenzee geloosd. Als de waterstand op de Waddenzee laag genoeg worden de schuiven in de sluisen omhooggetrokken en begint het spuien.

6.1.1 R.J. Cleveringsluizen

Op dinsdag 2 oktober 2007 heeft het waterschap Noorderzijlvest de sluisen op Lauwersoog vernoemd naar R.J. Clevering, oud-waterschapsvoorzitter met een uitzonderlijk grote staat van dienst in het waterbeheer. Om de heer R.J. Clevering te eren voor al zijn inspanningen die hij voor het waterbeheer heeft geleverd, heeft het waterschap het spuisluizencomplex de naam R.J. Cleveringsluizen gegeven.

6.1.2 Electraboezem

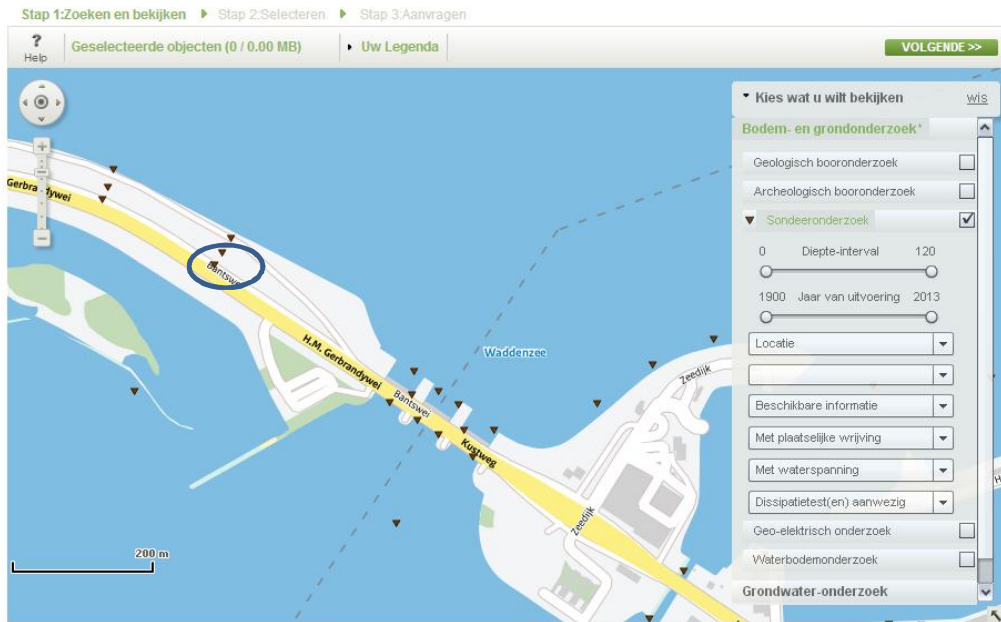
Het Lauwersmeer maakt deel uit van de Electraboezem met een streefpeil van NAP $-0,93$ m. Op deze boezem wordt overtollig water uit de gebieden rondom de boezem geloosd: door Waterschap Noorderzijlvest door Wetterskip Fryslân (overtollig water van de Friese boezem)

6.1.3 Bergboezem

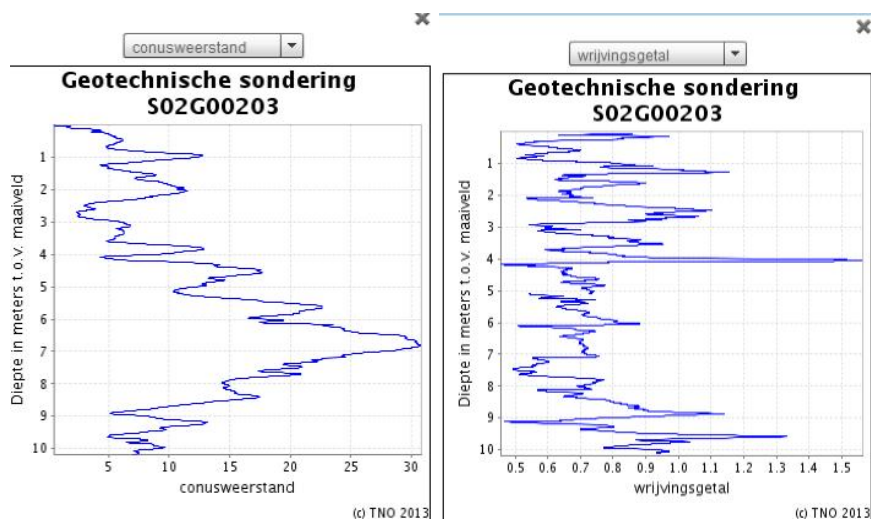
Bij een sterke westelijke wind stuwt water uit de Noordzee het water in de Waddenzee op. Als de zeewaterstand te hoog is kan het Lauwersmeerwater niet vrij de zee in stromen. Hierdoor is het soms niet mogelijk om op zee te lozen. Het Lauwersmeer wordt dan als buffer (bergboezem) gebruikt.

6.1.4 Vismigratie

Verschillende vissoorten trekken van zee naar zoet water en vice versa. Voor veel vissoorten zijn de spuiwerken te Lauwersoog een belangrijk uit- en intrekpunt. Veel vis weet de spuiwerken te passeren door gebruik te maken van de korte extra openingstijd na het eigenlijke spuien. Dit vismigratievriendelijk spuien is niet altijd mogelijk. Dit spuisluiscomplex ligt bij de plaats Lauwersoog (gemeente De Marne) De N361 loopt over de R.J. Cleveringsluizen.

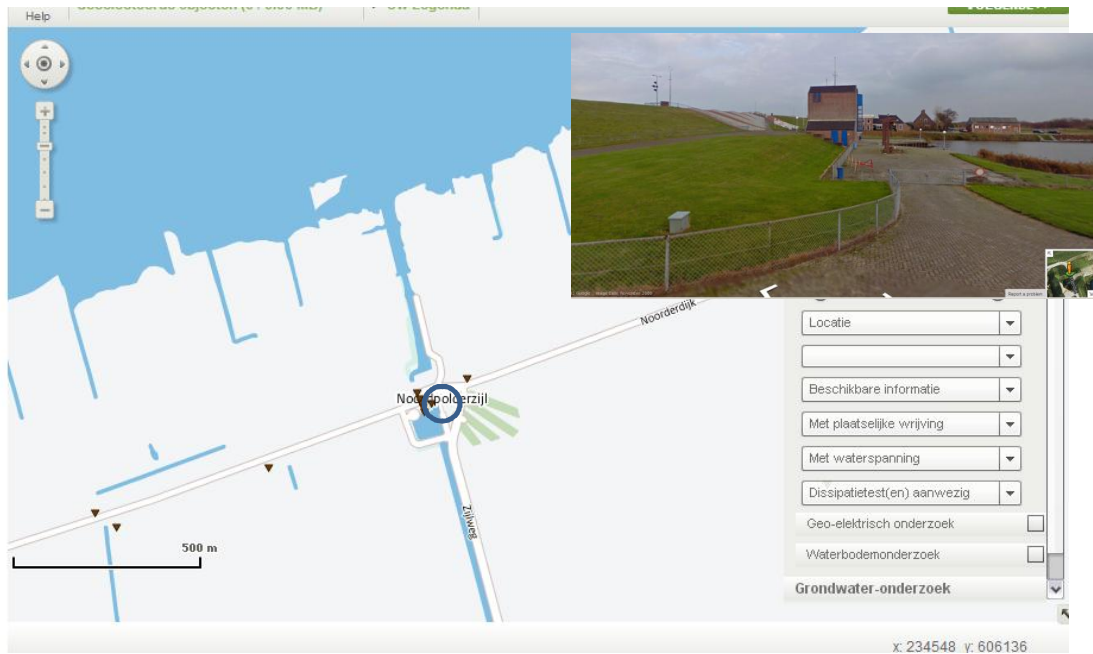


Figuur 6.2 Gegevens website Dinoloket

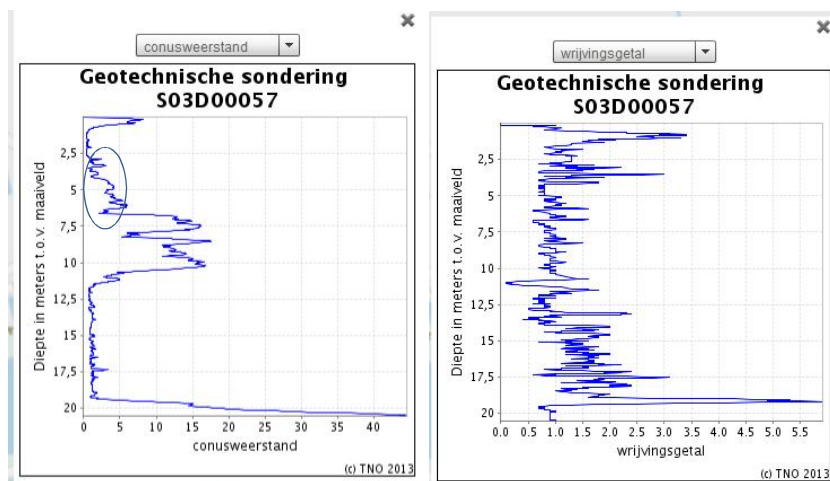


Non of the CPT's shown on this picture are available. The information was requested in Dino Loket, and some files were delivered, but still these could not be opened.

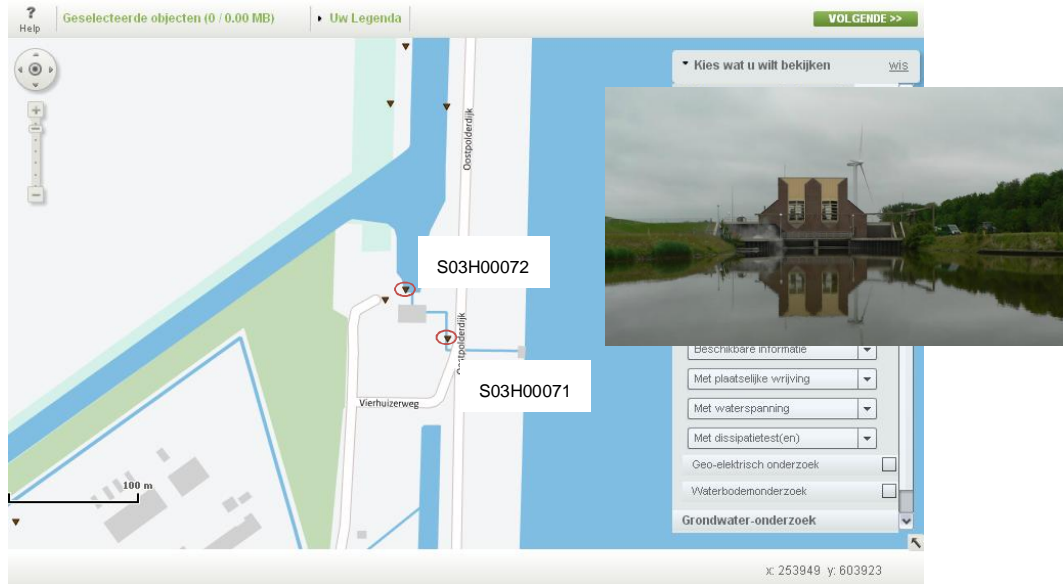
6.2 Noordpolderzijl: zeegemaal nabij Noordpolderzijl



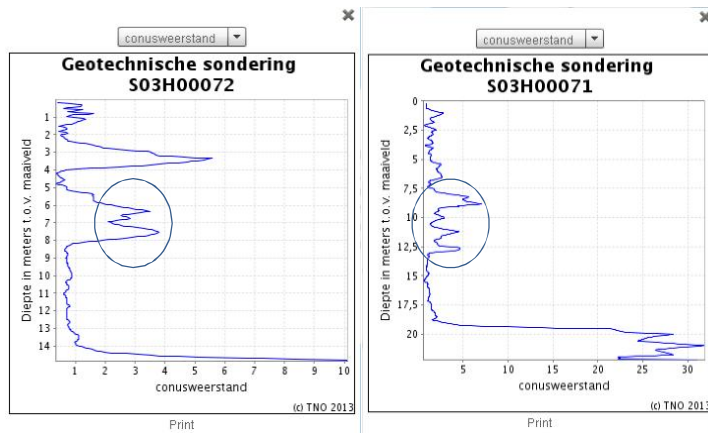
Figuur 6.3 Gegevens website Dinoloket



6.3 Spijksterpompen: zeegemaal nabij Spijk



Figuur 6.4 Gegevens website Provincie Groningen



6.4 De Drie Delfzijen:

het boezemgemaal De Drie Delfzijen staat in Delfzijl. Overtollig wat stroomt via De Drie Delfzijen naar de zee.

6.4.1 Boezemgemaal



Het boezemgemaal De Drie Delfzijen staat in Delfzijl. Overtollig water vanuit de achterliggende Filvelingo-boezem gaat via De Drie Delfzijen de Zeehaven in, en stroomt verder naar de Eemsmonding. Het boezemgebied Fivelingo is 16.200 ha groot. Voor het aanvoerkanaal, het Damsterdiep, geldt een streefpeil van NAP $-1,33$ m. In het vaarseizoen wordt voor de recreatievaart de waterstand met ongeveer 10 cm verhoogd.

6.4.2 Lozen onder vrij verval

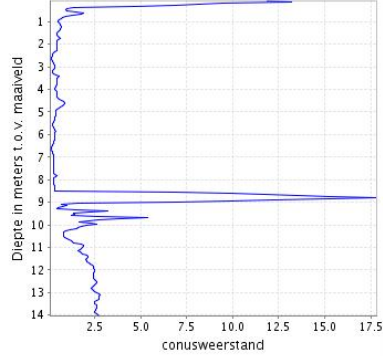
Overtollig boezemwater wordt zo veel mogelijk onder vrij verval geloosd via de spuikokers. Dit kan alleen als de waterstand op de Eems voldoende laag is. Als de waterstand op de Eems te hoog is dan worden één of meer van de drie schroefpompen van gemaal De Drie Delfzijen aan gezet.

6.4.3 Capaciteit en naam van het gemaal

Het gemaal heeft een capaciteit van 1500 m³/min. Het gemaal is genoemd naar het oude Groninger waterschap het "Generale Zijlvest van de Drie Delfzijen". Dit oude waterschap beheerde de drie oorspronkelijke uitwaterende sluisen (= zijlen):

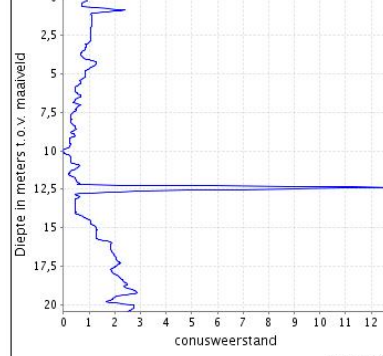
- het Dorpsterzijl
- het Slochterzijl
- het Scharmerzijl

Geotechnische sondering S07F00182



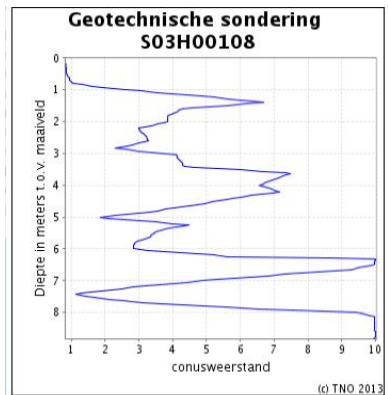
(c) TNO 2013

Geotechnische sondering S07F00191



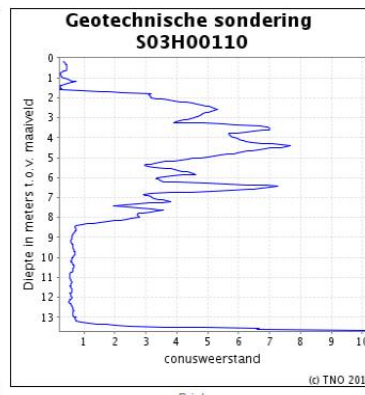
(c) TNO 2013

6.5 In- / uitlaat Eemscentrale



Print

(c) TNO 2013



Print

(c) TNO 2013



Datum
20 september 2013

Ons kenmerk
1208624-008-GEO-0002

Pagina
27/28

6.6 Zoetwaterleiding Emmapolder

?

7 Referenties

- Rapport “*Effecten geïnduceerde aardbevingen op kritische infrastructuur Groningen*”, p. 30, fig: 3.2 en 2.2.
- http://objecten.provinciegroningen.nl/objecten_kml/kunstwerken/sluizen5.kmz
- <http://www.hunzeenaas.nl/Paginas/default.aspx>
- http://www.noorderzijlvest.nl/overnoorderzijlvest/bouwwerken/kaart_bouwwerken
- Dino Loket, <http://www.dinoloket.nl/>

Kopie aan
Mandy Korff, Joost Bredeveld