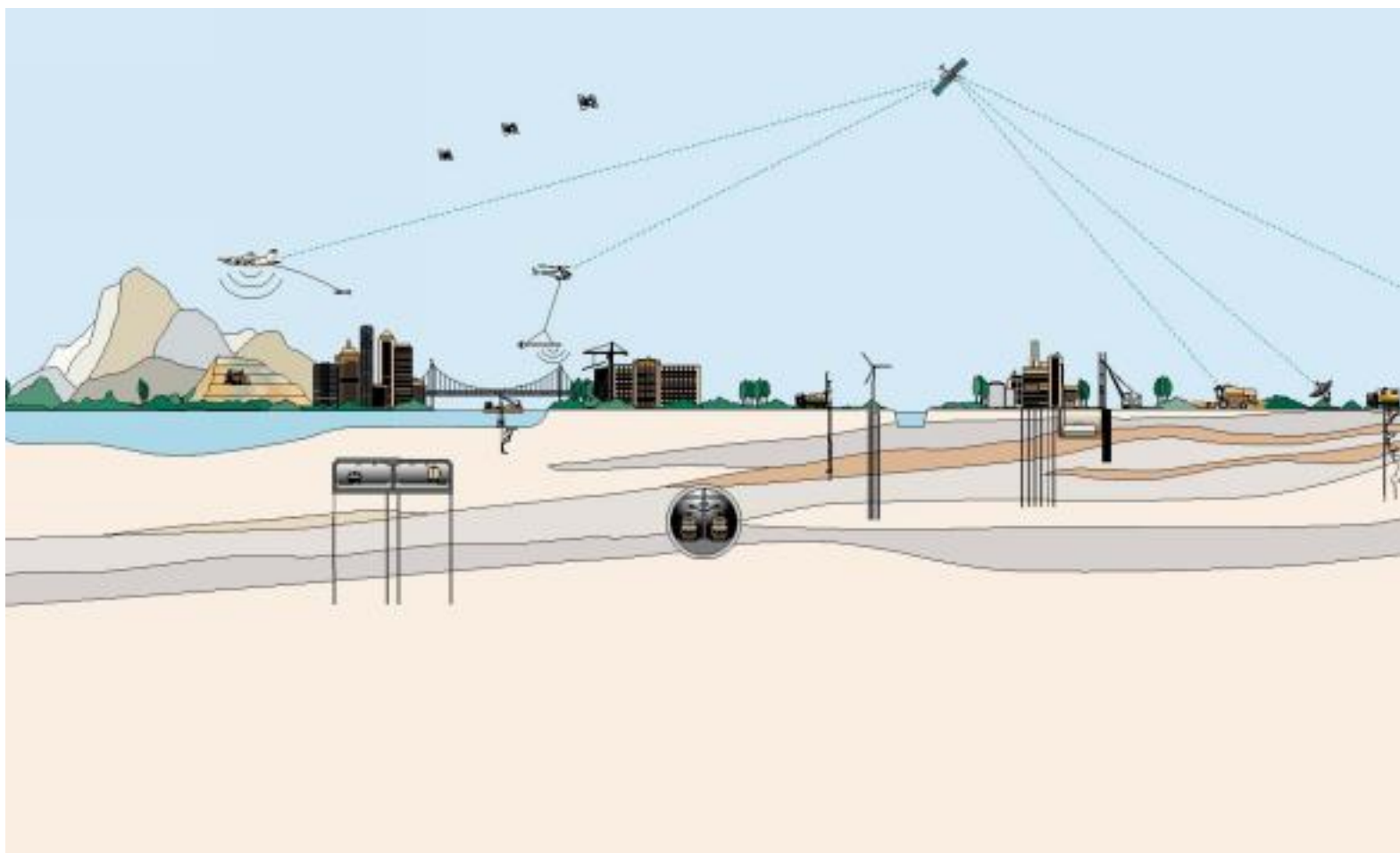


ORIENTEREND GEOTECHNISCH EN
GEOHYDOLOGISCH ADVIES
betreffende

**AANLEG FIETSENSTALLING
A/H STATIONSPLEIN
TE MAASTRICHT**

Opdrachtnummer: 7214-0125-000



ORIENTEREND GEOTECHNISCH EN
GEOHYDOLOGISCH ADVIES
betreffende

**AANLEG FIETSENSTALLING
A/H STATIONSPLEIN
TE MAASTRICHT**

Opdrachtnummer: 7214-0125-000

Opdrachtgever : Gemeente Maastricht, afd. Grondzaken
Dienst Stadsontwikkeling, Economie en Beheer
Postbus 1992
6201 BZ MAASTRICHT

Datum grondonderzoek : 11 t/m 13 augustus 2014

Projectleider : ing. B. Telkamp
Commercieel Manager Geotechniek

Mede opgesteld door : ing. A. Cherkaoui / ing. J. Vermeij
Adviseurs Geotechniek

B.I.Y.A. Snacken MSc. / Drs. I.V. Berger
Adviseurs Hydrologie

Gecontroleerd door : ing. M.P. Rooduijn
Senior Adviseur Geotechniek

VERSIE	DATUM	OMSCHRIJVING WIJZIGING	PARAAF PROJECTLEIDER
1	25 september 2014	Eerste versie	
2	18 november 2014	Aangepast o.b.v. nieuwe uitgangspunten	

FILE: 7214-0125-000_31 R01v3_definitief.docx

<u>INHOUDSOPGAVE</u>	<u>Blz.</u>
1. ALGEMENE TOELICHTING	1
1.1. Inleiding	1
1.2. Projectomschrijving	1
2. GEOTECHNISCH ONDERZOEK EN BODEMGESTELDHEID	6
2.1. Algemeen	6
2.2. Globale bodemgesteldheid	6
2.3. Geohydrologische schematisering	8
2.4. Waterstand Maas	8
2.5. Grondwaterstanden en stijghoogten	9
3. ORIENTEREND ADVIES BEMALING	11
3.1. Algemeen	11
3.2. Benodigde verlaging en te bemalen lagen	11
3.3. Uitvoeringswijzen en waterbezwaar	12
3.3.1. <i>Uitvoering in een open ontgraving</i>	12
3.3.2. <i>Uitvoering binnen een grondkering</i>	12
3.3.3. <i>Uitvoering binnen grond- en waterkerende wanden</i>	13
3.3.4. <i>Algemeen</i>	15
3.4. Verlagingen en effecten in de omgeving	15
3.5. Bemalingsinstallatie	16
3.6. Vergunningsplicht	17
3.7. Lozing van het bemalingswater	18
4. ORIENTEREND ADVIES BOUWPUTBEGRENZING	19
4.1. Algemeen	19
4.2. Alternatieven bouwputbegrenzing	19
4.2.1. Stalen damwanden	19
4.2.2. CSM-wand	20
4.2.3. MIP-wand	20
4.2.4. Diepwanden	20
4.2.5. Schroefpalenwand	21
4.2.6. Afweging	22
4.3. Berekeningsmethode	23
4.4. Uitgangspunten berekeningen	25
4.5. Berekeningsresultaten	29
4.6. Toetsing stempelkracht	30
4.7. Toetsing vloeimoment en dwarskracht	31
4.8. Toetsing vervormingen	32
4.9. Toetsing overige mechanismen	33
5. TRILLINGRISICO ANALYSE	34
5.1. Inleiding	34
5.2. Karakteristieke werkzaamheden	34
5.3. Modelleren werkzaamheden	35
5.4. Trillingsoverdracht	36
5.5. Toetsing objecten	37
5.6. Conclusies en advies	38
6. ORIENTEREND FUNDERINGSADVIES	40
6.1. Richtlijnen en normen	40
6.2. Fundering op staal	40
6.3. Aanlegniveau's en draagkracht fundering (UGT)	40

6.4. Zakkingen (UGT type B en BGT)	42
6.5. Funderingsadvies voor op trek belaste palen	42
6.6. Uitvoeringsaspecten fundering op staal	45
7. SAMENVATTING EN CONCLUSIES	46
7.1. Bouwput opties	46
7.2. Draagkracht ondergrond	47
7.3. Conclusie	48

BIJLAGEN

Nr.

Geotechnisch onderzoek

- Rapportage geotechnisch veldwerk
- Rapportage laboratoriumonderzoek

Bemalingsadvies

- | | |
|--|----|
| - Memo 'Kalksteen en doorlatendheden ter plaatse van Stationsgebouw' | A1 |
| - Locatieoverzicht en peilbuislocaties TNO | A2 |
| - Tijd-stijghoogtegegevens peilbuizen TNO | A3 |
| - Waterstanden Maas en peilbuis B61F1333 | A4 |

Advies bouwputbegrenzing

- | | |
|--|---------------|
| - DSheetPiling: Geometrie bouwfasering | A5.1 en A5.2 |
| - DSheetPiling: Berekeningsresultaten | A6.1 t/m A6.5 |

Funderingsadvies

- | | |
|--|----|
| - Berekening rekenwaarde draagkracht (staal) | A7 |
|--|----|

Uitvoering en trillingsrisico analyse

- "Richtlijnen grondverbetering"
- "Uitvoering Avegaarpalen en Buisschroefpalen"

1. ALGEMENE TOELICHTING

1.1. Inleiding

Op 30 juni 2014 ontving Fugro GeoServices B.V. te Weert van Gemeente Maastricht afdeling grondzaken de opdracht voor het uitvoeren van een geotechnisch en geohydrologisch onderzoek en het opstellen van oriënterende adviezen voor de aanleg van een ondergrondse fietsenstalling aan het Stationsplein te Maastricht.

In een eerder stadium is door Fugro in de zeer nabije omgeving grondonderzoek uitgevoerd, te weten voor de projecten:

- P-2808 en P-2808/010, De kolonel;
- P-2644 en P-2644/010, Hotel L'Empereur.

Voor de aanleg van de fietsenkelder zijn verschillende uitvoeringsmethoden denkbaar. Voorliggend rapport betreft een oriënterende variantenstudie voor de bouwputmogelijkheden en fundering op technische gronden en bevat in hoofdlijnen de volgende onderdelen:

- korte projectomschrijving;
- beschrijving van uitgevoerd grondonderzoek en bodemgesteldheid (hoofdstuk 2);
- oriënterend bemalingsadvies (hoofdstuk 3);
- oriënterend advies voor de bouwputbegrenzing (hoofdstuk 4);
- trillingsrisico analyse (hoofdstuk 5);
- oriënterend funderingsadvies (hoofdstuk 6);
- samenvatting en conclusies (hoofdstuk 7).

Voorliggend rapport is aangepast op basis van de door de opdrachtgever aangegeven gewijzigde uitgangspunten, te weten:

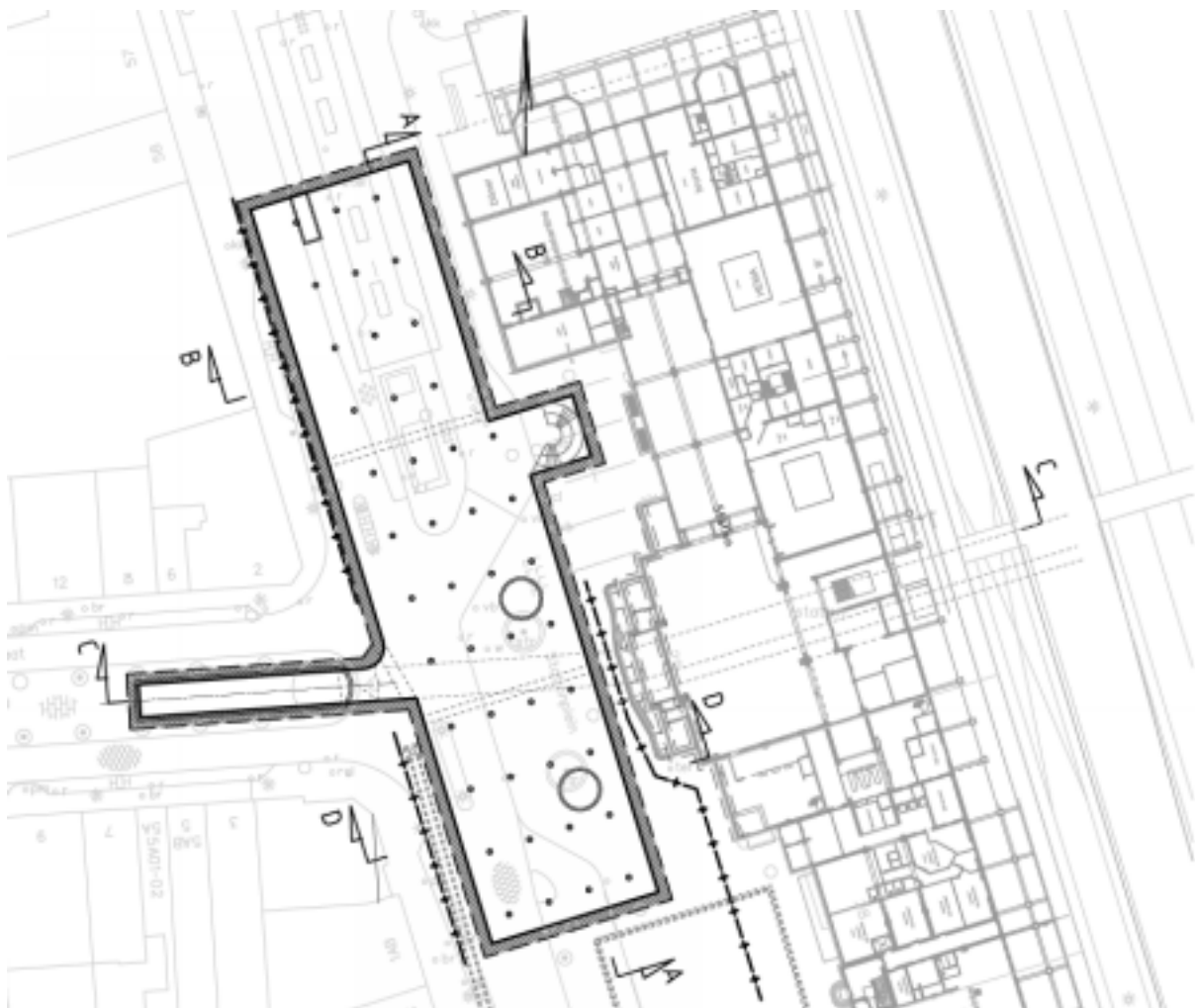
- een dieper aanlegniveau van de keldervloer van de fietsenstalling van NAP +41,0 m (i.p.v. de eerder aangegeven NAP +41,85 m) en van de roltrapput van NAP +40,0 m (i.p.v. de eerder aangegeven NAP +40,65 m);
- Tevens is de ontwerpgrondwaterstand voor de constructieve berekeningen door de opdrachtgever formeel vastgelegd op NAP +47,05 m. Eerder was NAP +45,8 m aangehouden;
- In- en uitgang is de entree met luie trap geworden zie tekening RM001747 D90-MGR-AU-14000006 versie 2, d.d. 3-10-2014.

Verder zijn er geen wijzigingen aangegeven.

De resultaten van dit onderzoek zijn gebaseerd op de opdracht en de in het rapport beschreven uitgangspunten. *Fugro neemt geen verantwoordelijkheid voor de juistheid van andere dan door ons gerapporteerde conclusies en interpretaties.* De gerapporteerde resultaten van het geotechnisch onderzoek mogen slechts worden gehanteerd voor het doel zoals in de opdracht is beschreven.

1.2. Projectomschrijving

Het project betreft de aanleg van een fietsenstalling aan het Stationsplein te Maastricht. De bouwlocatie is weergegeven in figuur 1-1. Binnen het Rijksdriehoeksnet heeft de projectlocatie globaal de coördinaten $X = 177.380$ m en $Y = 317.830$ m. Op bijlage A2 is de locatie op een topografische ondergrond weergegeven.

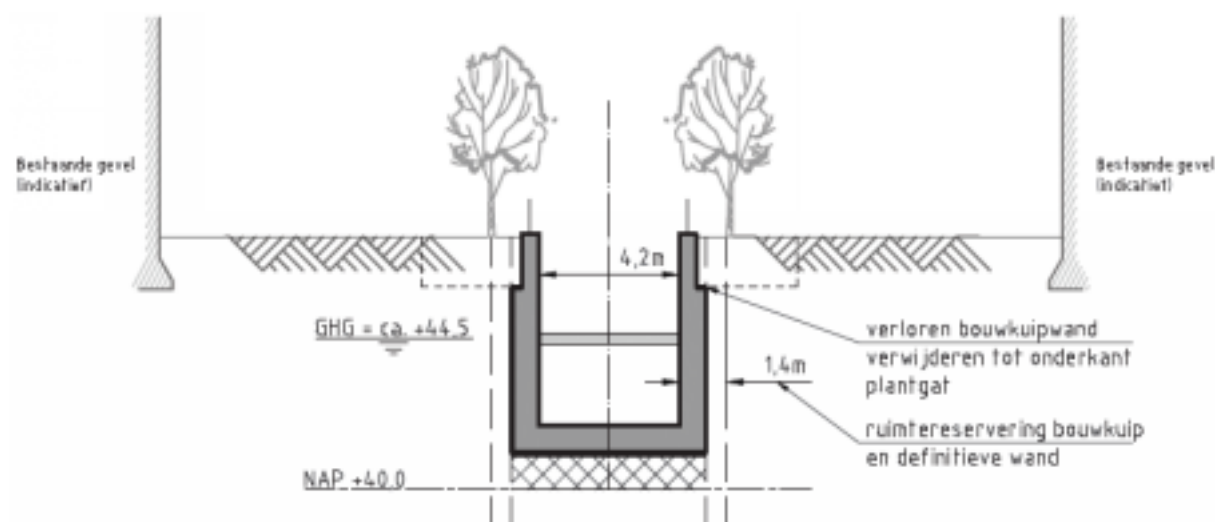


Figuur 1-1: Situatie ondergrondse fietsenstalling.

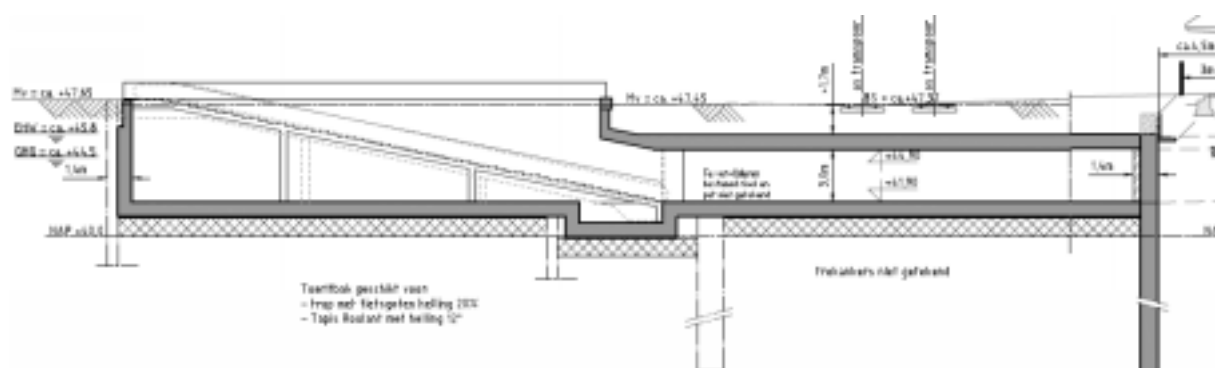
De nieuw aan te leggen fietsenstalling betreft een 1-laags ondergrondse fietsenstalling met de afmetingen van ca. 100 m x 25 m, en een aanlegniveau van NAP +41,0 m. De hoogte tussen de stallingsvloer en het plafond bedraagt 3,0 m.

De in- en uitrit van de stalling worden voorzien van een roltrap en zijn gelegen in de Stationsstraat. Zie doorsnede E-E en C-C in figuur 1-2 en figuur 1-3.

Aan de ingang van de fietstunnel is de vloer in verband met installaties voor de roltrappen ca. 1,0 m dieper gelegen, op NAP +40,0 m. De afmetingen hiervan bedragen ca. 8,0 x 4,2 m.



Figuur 1-2: Doorsnede E-E.

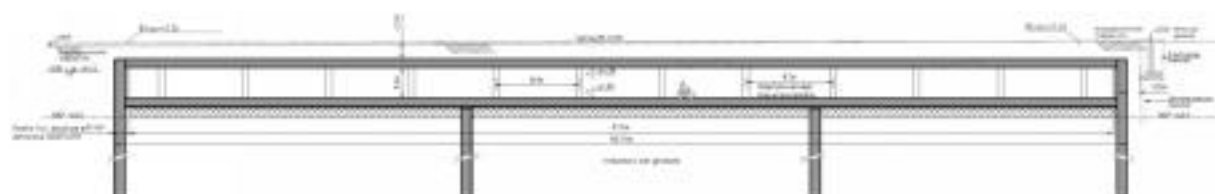


Figuur 1-3: Langsdoorsnede C-C.

De belending aan de zuidzijde wordt gevormd door de 1-laags ondergrondse Q-park garage. Zie langsdoorsnede A-A in figuur 1-4 rechterzijde.

De afstand van de bouwputbegrenzing tot de parkeergarage is ca. 1,3 à 2,5 m.

Het aanlegniveau van de garagevloer is ca. 3,5 à 3,9 m – maaiveld (ca. NAP +44,0 à NAP +43,6 m). Bij de aanleg van de garage is destijds gebruik gemaakt van een tijdelijke damwand, waardoor de grond mogelijk is geroerd.

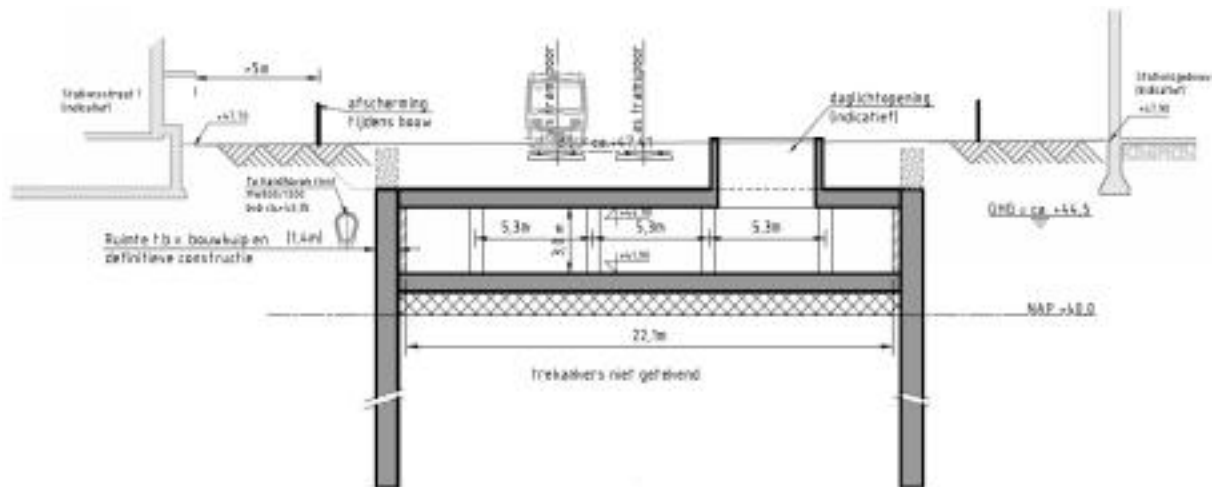


Figuur 1-4: Langsdoorsnede A-A.

Aan de oostzijde wordt de fietsenstalling begrensd door een (oud) monumentaal stationsgebouw (zie doorsnede C-C, D-D en B-B in figuur 1-3, figuur 1-5 en figuur 1-6).

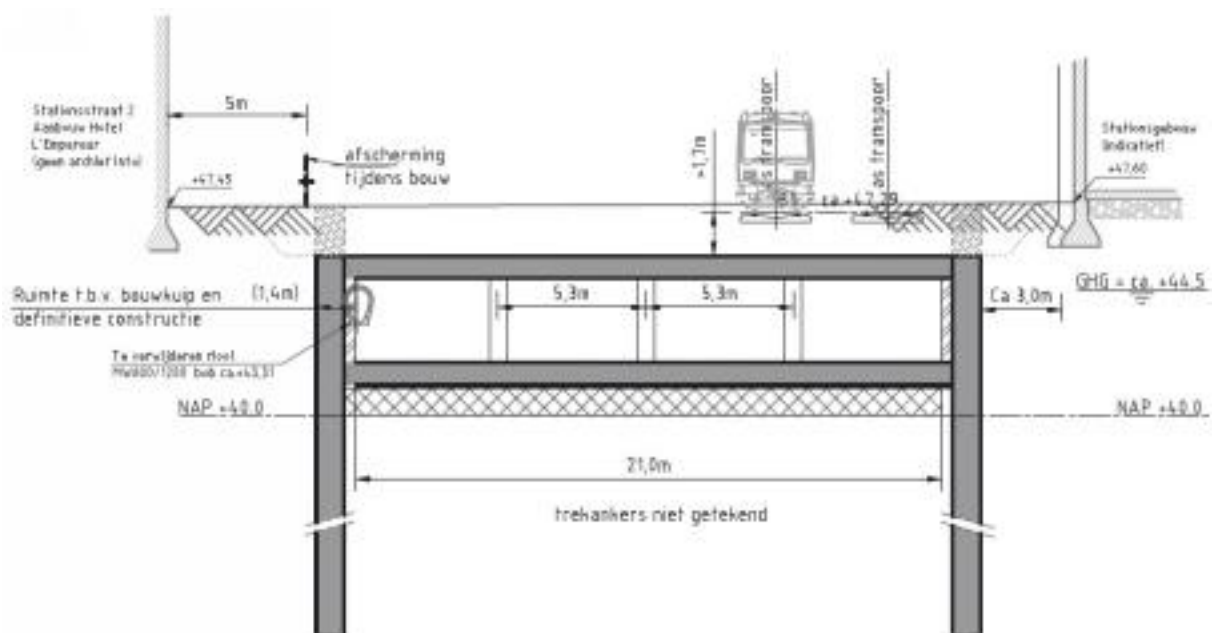
De afstand van de bouwput tot het stationsgebouw is ca. 3,0 à 4,5 m.

Het aanlegniveau van de fundering van het stationsgebouw is ca. 1,6 à 2,9 – maaiveld (ca. NAP +46,0 à NAP +45,1 m).



Figuur 1-5: Doorsnede D-D.

De belending aan de noordwestzijde wordt gevormd door Grand hotel L'Empereur. Zie doorsnede B-B in figuur 1-6 linkerzijde. De afstand van de bouwput tot Grand hotel L'Empereur is ca. 5,0 m. Het aanlegniveau van het Hotel is niet bekend (geen informatie beschikbaar). Er wordt in deze rapportage vanuit gegaan dat het hotel niet is onderkelderd.



Figuur 1-6: Doorsnede B-B.

De belending met de 1-laags kelder aan de zuidwestzijde betreft het pand aan de Stationsstraat 1. De afstand van de bouwput tot deze belending is minimaal ca. 5,0 m. Het aanlegniveau van de kelder is ca. 2,4 m – maaiveld (ca. NAP +43,3 m).

Voor de aanleg van de fietsenstalling zal lokaal riolering moeten worden verlegd, zie tekening D90-MGR-AU-140006 van de opdrachtgever. Aan de Stationsstraat 1, aan de zijde van de bouwput, zal de riolering worden gehandhaafd. Dit betreft een betonnen riool gelegen op een afstand van ca. 1,0 m van de bouwput op een diepte (b.o.b) van ca. 4,4 m.

De voorgaande informatie is gebaseerd op de door de opdrachtgever verstrekte tekening RM001747 D90-MGR-AU-14000006, versie 2.0.

De volgende gegevens zijn door de opdrachtgever verstrekt:

- Rapport GM-0122665, rev D2, definitief, Gebiedsplan gebiedsgericht grondwaterbeheer (Ggb), Maastricht-oost, Grontmij, d.d. 20 januari 2014;
- Memo Fietsenstalling CS, Gemeente Maastricht, d.d. 27 maart 2014;
- Tekening RM001747 D90-MGR-AU-14000006 versie 2.0, d.d. 3-10-2014, Voorontwerp, Bovenaanzicht en doorsneden, Movares.

Voor nadere gegevens omtrent de constructie verwijzen wij u naar de berekeningen en tekeningen van de constructeur.

De afstanden tot de belendingen zijn gemeten vanaf de ter beschikking gestelde tekening en kunnen daardoor afwijken.

2. GEOTECHNISCH ONDERZOEK EN BODEMGESTELDHEID

2.1. Algemeen

Het geotechnisch onderzoek voor dit project heeft bestaan uit een veldwerkonderzoek en laboratoriumonderzoek.

De resultaten hiervan, eventuele afwijkingen van de opdracht en opmerkingen zijn gepresenteerd in de bijlagen "Rapportage Geotechnisch Veldwerk" en "Rapportage Laboratoriumonderzoek".

Mogelijk is nog aanvullend onderzoek gewenst in het kader van het detailontwerp van de soilmix- en diepwanden (b.v. extra korrelverdelingen) en/of het in kaart brengen van eventuele obstakels in de ondergrond (b.v. geofysisch onderzoek).

2.2. Globale bodemgesteldheid

De maaiveldniveaus ter plaatse van de onderzoeklocaties varieerden ten tijde van het onderzoek van NAP +47,7 m tot NAP +47,3 m.

Op basis van het geotechnisch onderzoek kan de bodemgesteldheid globaal worden geschematiseerd zoals in tabel 2-1 is weergegeven.

Tabel 2-1: Globale bodemgesteldheid.

Diepte in m t.o.v. NAP			Bodembeschrijving	
+47,7 à +47,3	tot	+45,5 à +44,0	LEEM	met zand- en grindlagen
+45,5 à +44,0	tot	+36,5 à +35,5	GRIND	Matig grof tot zeer grof, matig zandig, vast tot zeer vast gepakt
+36,5 à +35,5	tot	+22,6	KALKSTEEN	plaatselijk met Silex
+22,6			Maximaal verkende diepte	

Deklaag

Vanaf maaiveld tot ca. NAP +45,5 m à NAP +44,0 m komt een deklaag voor. De deklaag is opgebouwd uit leem. De leemlaag bezit een hydraulische weerstand tegen verticale grondwaterbeweging die geraamd wordt op ca. 50 à 200 dagen.

Maasgrind

Onder de deklaag volgt tot ca. NAP +36,5 m à NAP +35,5 m een ca. 8 à 9 m dikke grindlaag behorende tot de watervoerende Maasafzettingen (Laagterras; afz. v. Oost Maarland). Deze afzetting komt voor tot ca. 250 à 1.500 m westelijk van de Maasoever en tot ca. 1.500 à 2.000 m oostelijk van de Maasoever.

De afzettingen van het Laagterras sluiten in westelijke en oostelijke richting aan op Maasafzettingen van het Middenterras (afz. v. Caberg/Gronsveld en de Afzettingen van Rothem). De afzettingen van het Middenterras worden aangetroffen tot ca. 1.500 à 3.500 m westelijke van de Maasoever en tot ca. 2.500 à 3.500 m oostelijk van de Maasoever waar deze aansluiten op de afzettingen van het Hoogterras. In zuidwestelijke richting sluiten de afzettingen van het Laagterras aan op de afzettingen van de Jeker en het Hoogterras (Afzettingen van St. Pietersberg).

Bij de overgang van het Laag- en/of Midenterras naar het Hoogterras stijgt het maaiveld van ca. NAP +45 m à NAP +60 m snel naar een hoogteligging van meer dan NAP +100 m.

Voor het huidige project zijn voornamelijk de afzettingen van het Laagterras en mogelijk (deels) de afzettingen van het Midenterras van belang.

In het grind van het Laag- en Midenterras kunnen lokaal zand, silt en stenen voorkomen. Gezien de wijze van afzetten kan de samenstelling van dit watervoerend pakket sterk variëren. In de beschikbare literatuur lopen de schattingen van het horizontaal doorlaatvermogen van de Maasgrinden uiteen van ca. 500 m²/dag tot ca. 2.500 m²/dag. Het horizontaal doorlaatvermogen is afhankelijk van de dikte van het pakket Maasgrind en de mate van heterogeniteit. Hierdoor kan het doorlaatvermogen lokaal laag of juist hoog zijn. Lokaal kan een zeer hoog doorlaatvermogen aanwezig zijn oplopend tot ca. 5.000 m²/dag.

Ter plaatse van de Universiteit van Maastricht (Randwijck) en de R.W.Z.I te Heugem zijn beperkte pompproeven uitgevoerd in het Maasgrind aan de oostzijde van de Maas. Hieruit volgt een horizontaal doorlaatvermogen van ca. 1.200 à 1.500 m²/dag.

Ter plaatse van de R.W.Z.I.-Limmel gelegen aan het Julianakanaal (oostzijde) is een uitgebreide putproef uitgevoerd. Uit de resultaten van de proef is afgeleid dat het effectieve horizontaal doorlaatvermogen ter plaatse ca. 600 à 800 m²/dag bedraagt.

Ter plaatse van de projectlocatie bestaat het Laagterras uit matig tot zeer grof grind dat matig tot zwak zandig is. Zeer waarschijnlijk bezit het Maasgrind ter plaatse van de bouwlocatie een hoog tot zeer hoog doorlaatvermogen in de orde van 3.000 à 6.000 m²/dag.

Indien een nauwkeurigere bepaling van het doorlaatvermogen gewenst is, wordt geadviseerd ter plaatse het doorlaatvermogen nader vast te stellen door middel van een pompproef.

Kalksteen, op basis boorkernen B1 en B3

Direct onder de Maasafzettingen wordt tot grote diepte (ca. NAP -100 m) kalksteen aangetroffen. De kalksteen behoort tot de Formatie van Maastricht en Gulpen en bestaat overwegend uit zachte, fijn- tot grofkorrelige goed doorlatende kalksteen afgewisseld met (vuur)stenen en hardgrounds. Er komen geregeld vuurstenen voor tussen NAP +34,6 m en NAP +25,9 m. Met goed ontwikkelde vuursteenbanken van ca. 10 à 20 cm dikte op ca. NAP +32,5 m à NAP +32,7 m en tussen NAP +29,4 en NAP +27,9 m ter plaatse van B3.

Het grensvlak van de formatie van Maastricht en Formatie van Gulpen bevindt zich bij B1 op ca. NAP +26,8 m en bij B3 op ca. NAP +24,8 m. Het horizont van Lichtenberg ('officieel' scheidingsvlak Maastricht-Gulpen) is ter plaatse van beide boringen niet aangetroffen.

De primaire horizontale doorlatendheid wordt geraamd op ca. 5 m/d. Rekening houdend met een anisotropie van ca. 1:5 bedraagt de verticale doorlatendheid ca. 1 m/d. De mate van doorlatendheid wordt echter sterk bepaald door het voorkomen van scheuren en breuken, de secundaire doorlatendheid. Daar waar geen scheuren aanwezig zijn zal de horizontale doorlatendheid beduidend lager zijn. Bij aanwezigheid van scheuren kan de doorlatendheid significant groter zijn dan aangegeven in tabel 2-2 waardoor dit een significante invloed kan hebben op het te verwachten waterbezwaar. Over het algemeen kan worden gesteld dat de doorlatendheid afneemt met toenemende dichtheid en dus met diepte. Volgens de literatuur bedraagt het horizontale doorlaatvermogen ca. 100 à 600 m²/dag.

Onder in B3 is op ca. NAP +23,05 m een kleine karst gevonden met wat ijzerroest. Echter zijn hier geen duidelijke sporen van mangaan aangetroffen. In de kalksteen bevinden zich over het algemeen weinig breuken. Indien aanwezig lopen deze over grotere afstand door. Over de voorziene bouwput loopt naar verwachting geen geologische breuk in de kalksteen. Op basis van geologische waarnemingen ter plaatse van de A2 bouwput zal een belangrijke breuklijn op ca. 100 m afstand ten noorden van de projectlocatie lopen.

Boring B1 is vermoedelijk in een verstoorde zone uitgevoerd doordat in het verleden damwanden ten behoeve van de bestaande parkeergarage zijn getrokken.

Zie bijlage A1 voor de memo 'Kalksteen en doorlatendheden ter plaatse van Stationsgebouw' van Bjorn Vink (Projectbureau A2 Maastricht).

2.3. Geohydrologische schematisering

De parameterwaarden die behoren bij de geohydrologische schematisering zijn opgenomen in tabel 2-2. Hierbij is de weerstand tegen verticale grondwaterstroming door een waterremmende laag weergegeven met een c-waarde en is het horizontaal doorlaatvermogen van een watervoerende laag weergegeven met een kD-waarde.

Tabel 2-2: Geohydrologische schematisering.

Laag	Typering	Parameterwaarden (ca.)
0+1	Infiltratieoppervlak + waterremmende deklaag	c = 250 à 500 dagen
2	Watervoerende grindlaag	kD = 3.000 à 6.000 m ² /dag
3	Watervoerende kalklaag	kD = 400 à 600 m ² /dag*

Opmerkingen bij de tabel:

* Doorlatendheid sterk bepaald door voorkomen van spleten en scheuren.

Bovenstaande parameterwaarden zijn geraamd op basis van ervaringen (waaronder ook de informatie in bijlage A1), aan de hand van het uitgevoerde grondonderzoek, gegevens uit het Fugro-archief en de literatuur. Indien meer zekerheid omtrent het te verwerken waterbezwaar gewenst is, wordt geadviseerd een pomp-of bemalingsproef uit te voeren in het grindpakket en packertesten in het kalksteen pakket.

2.4. Waterstand Maas

De projectlocatie bevindt zich op ca. 540 à 550 m ten oosten van de Maas. De isohypsenkaarten uit de literatuur geven aan dat het grondwater afstroomt richting de Maas (Maas draineert omgeving). Ten gevolge van de opstuwende werking van de Maas bovenstrooms van de stuw bij Borgharen zijn de Maaswaterstanden in Maastricht relatief hoog, waardoor lokaal de Maas in Maastricht infiltreert in plaats van draineert.

De hoogwaterafvoeren van de Maas en de hierbij optredende waterstanden nabij de locatie van onderhavig project (Wilhelminabrug) tezamen met de frequentie van optreden zijn vermeld in tabel 2-3.

Tabel 2-3: Maaswaterstanden en overschrijdingsfrequentie ter plaatse van de projectlocatie (geïnterpoleerd) en ter plaatse van meetstation Sint Pieter en Borgharen Julianakanaal (bron: Rijkswaterstaat).

Overschrijdings-frequentie	Afvoer (m ³ /seconden)	Waterstand Maas (m NAP)		
		t.h.v. projectlocatie	Borgharen Julianakanaal	Sint Pieter
1x per jaar	1.200	+44,65	+44,15	+45,10
1x per 10 jaar	2.000	+46,05	+45,55	+46,55
1x per 100 jaar	2.800	+46,75	+46,15	+47,30
1x per 1.250 jaar	3.650	+47,6	+46,85	+48,35

Opgemerkt wordt dat de in tabel 2-3 genoemde waterstanden, waarbij een overschrijdingsfrequentie is gegeven, berekende topwaterstanden zijn behorende bij een hoogwatergolf. Deze topwaterstanden zullen enkele uren tot ca. een halve dag kunnen voorkomen. Bij een hoogwatergolf kunnen in principe rivierstanden die slechts enkele centimeters lager zijn dan de topwaterstand derhalve gedurende langere tijd (meerdere dagen) voorkomen.

Op basis hiervan wordt geadviseerd om de topwaterstanden te interpreteren als waterstanden die met de in tabel 2-3 gegeven overschrijdingsfrequentie gedurende enige dagen nagenoeg zullen worden bereikt. Met andere woorden, de overschrijdingsfrequentie kan voor ontwerp-berekeningen gehanteerd worden als maatgevende overschrijdingsfrequentie.

Voor het bepalen van de benodigde te installeren onttrekkingscapaciteit voor de bemaling dient rekening te worden gehouden met het voorkomen van de bovengenoemde hoogwatergolven.

Volgens Rijkswaterstaat kan voor de beoogde bouwlocatie de data van beide Rijkswaterstaat meetpunten (stuw Borgharen en St. Pieter) globaal rechtlijnig worden geïnterpoleerd. Hierbij dient volgens Rijkswaterstaat rekening gehouden te worden met een onnauwkeurigheid van ca. + 0,1 en - 0,1 meter. Door middel van interpolatie is voor de hoogwatergolf van 1995 de waterhoogte bij de Wilhelminabrug bepaald op NAP +46,95 +/- 0,1 m. Dit komt overeen met een herhalingsfrequentie (zie tabel 2-3) van ca. 1 keer per 100 jaar.

2.5. Grondwaterstanden en stijghoogten

Tijdens de uitvoering van het grondonderzoek is de grondwaterstand aangetroffen op ca. NAP +43,3 m tot NAP +43,6 m. Deze grondwaterstand is een éénmalige opname en bedoeld als een oriënterend gegeven. De grondwaterstand kan in de tijd (sterk) fluctueren onder invloed van hoogwatergolven, weersgesteldheid en de seizoenen.

Om inzicht te krijgen in de fluctuatie van de grondwaterstand en stijghoogte in de omgeving van de locatie zijn grondwaterstandsgegevens opgevraagd uit de DINO-database van TNO. De locaties van de TNO-peilbuizen zijn weergegeven op bijlage A2. De tijd-stijghoogtegrafieken zijn uitgewerkt op bijlage A3.

In het verleden zijn in de directe omgeving van de projectlocatie een aantal ondiepe en diepe peilbuizen tussen eind maart 2002 en eind april 2002 gemonitord. De grondwaterstand en stijghoogte fluctueerden tussen de NAP +44,2 m en NAP +44,6 m.

Daar de grondwaterstand in de grind- en kalksteenafzettingen samenhangt met de Maaswaterstand is het verloop in de actuele grondwaterstand vergeleken met het verloop van de Maaswaterstand.

Gezien de relatief korte afstand van peilbuis B61F1333 tot de projectlocatie en de nagenoeg gelijke afstand tot de Maas, wordt verondersteld dat deze peilbuis de stijghoogte ter plaatse goed weergeeft. Op bijlage A4 zijn hiertoe de grondwaterstanden in de peilbuis B61F1333 (TNO) tezamen met de waterstand op de Maas uitgezet tegen de tijd. Hieruit blijkt dat de grondwaterstand in de omgeving van het onderhavig project reageert op fluctuaties in de Maaswaterstand en dat deze gedempt wordt geregistreerd.

De waterstand in de peilbuis in het Maasgrind ter hoogte van de projectlocatie is bij normale waterstanden op de Maas 0,1 à 0,2 m lager dan de Maaswaterstand. De stijghoogte in het grind fluctueert in deze situatie tussen ca. NAP +44,5 m en ca. NAP +43,5 m. Tijdens hoogwatergolven treedt een hogere stijghoogte op. De maximaal gemeten stijghoogte in de afgelopen 10 jaar bedraagt ca. NAP +45,8 m. Omdat de grondwaterstand in de peilbuis slechts 1 keer per 14 dagen wordt waargenomen, dient in de praktijk waarschijnlijk rekening te worden gehouden met een hogere maximale stijghoogte ten tijde van het passeren van extreme hoogwatergolven. In dit rapport is voor de oriënterende berekeningen voor de grondkerende constructies en de trekpalen (bouwphase) vooralsnog de door de opdrachtgever opgegeven (hoge) grondwaterstand van NAP +47,05 m als maatgevend beschouwd. Voor de bemalingsberekeningen (bouwphase) is de hoge grondwaterstand van NAP +44,5 m als maatgevend beschouwd (behoudens extremen tijdens hoogwatergolven). Deze waarde komt overeen met een overschrijdingsfrequentie van ca. meer dan 1 keer per jaar. Deze waarde mag niet zonder meer worden gebruikt voor andere (ontwerp)doeleinden.

Voor dit aangepaste rapport is de ontwerpgrondwaterstand (voor de gebruiksfase) voor de constructieve berekeningen door de opdrachtgever formeel vastgelegd op NAP +47,05 m.

Fluctuaties in de grondwaterstand hebben consequenties voor de waterbezwaren. Om een beter inzicht te krijgen in de fluctuaties op de projectlocatie wordt geadviseerd de grondwaterstand van een aantal recentelijk op de locatie geplaatste peilbuizen intensief te monitoren door middel van dataloggers en deze metingen te verifiëren met bovenstaande waarden. Daarnaast wordt aanvullend geadviseerd een aantal strategische peilbuizen in de projectomgeving voorafgaand aan en tijdens de werkzaamheden vanaf nu blijvend regelmatig op te (laten) nemen.

3. ORIENTEREND ADVIES BEMALING

3.1. Algemeen

Om inzicht te krijgen in de (on)mogelijkheden van een verantwoorde uitvoeringsmethode zijn de volgende methoden beschouwd, te weten voor een uitvoering:

- (deels) in open ontgraving (maatgevend voor de bemaling);
- binnen een grondkering;
- binnen een grond- en waterkering met een van nature aanwezige of kunstmatige onderafdichting.

Met de aangeleverde gegevens zijn de afmetingen en niveaus afgeleid zoals zijn weergegeven in tabel 3-1.

Tabel 3-1: Afmetingen, aanleg- en ontgravingsniveaus.

Onderdeel	Afmetingen [ca. m]	Aanlegniveau* [ca. m NAP]	Ontgravingsniveau [ca. m NAP]
Fietsenstalling	100 x 25	+41,0	+41,0
Verdiept deel voor roltrap	8,0 x 4,2	+40,0	+40,0

Opmerkingen bij de tabel:

* Onderkant vloer, uitgaande van een vloerdikte van ca. 0,9 m.

De in tabel 3-1 genoemde ontgravingsniveaus bevinden zich beneden de grondwaterstand. Om de werkzaamheden in den droge uit te voeren moet de grondwaterstand in de bouwput door een bemaling worden verlaagd.

De beschouwing van de verticale bouwputbegrenzing is gegeven in hoofdstuk 4.

3.2. Benodigde verlaging en te bemalen lagen

In hoofdlijnen wordt onderscheid gemaakt in het verlagen van de grondwaterstand en het eventueel (moeten) verlagen van de stijghoogte in diepere watervoerende lagen.

Noodzakelijke verlaging van de grondwaterstand

Voor een droge en goed begaanbare bouwputbodem dient de grondwaterstand te worden verlaagd tot 0,5 m beneden het ontgravingsniveau van de keldervloer. Uitgaande van een ontgravingsniveau van de fietsenstalling van NAP +41,0 m en van de roltrap van NAP +40,0 m dient de grondwaterstand verlaagd te worden tot respectievelijk NAP +40,5 m en NAP +39,5 m. Bij een uitgangsgrondwaterstand van NAP +44,5 m bedraagt de verlaging respectievelijk 4,0 m en 5,0 m.

Voor de bemalingsberekeningen is een hoge grondwaterstand van NAP +44,5 m als maatgevend beschouwd (behoudens extremen tijdens hoogwatergolven). Deze waarde kan ca. meer dan 1 keer per jaar voorkomen (NAP +44,65 m = overschrijdingsfrequentie 1x/jaar). Zekerheidshalve wordt ook een hoge grondwaterstand van NAP +45,8 m genoemd, met een overschrijdingsfrequentie van minder dan 1x/jaar. Er is niet gerekend met de extreem hoge ontwerpgrondwaterstand voor de gebruiksfase van NAP +47,05 m, omdat de bemalingswerkzaamheden in de bouwphase worden uitgevoerd en deze waarde een overschrijdingsfrequentie heeft van minder dan 1x per 100 jaar.

Noodzakelijke verlaging van de stijghoogte

Volgens NEN 9997-1, hoofdstuk 10, dient ten opzichte van elk niveau sprake te zijn van verticale stabiliteit van de ontgraving (bouwputbodem). Door het ontgraven van de bouwput en het verlagen van de grondwaterstand ter plaatse neemt de neerwaartse belasting af. Dit kan, bij onvoldoende veiligheid, leiden tot het opbarsten van de bouwputbodem of tot

welvorming. Bij de stabiliteitsberekeningen dient de neerwaartse belasting van de grond te worden vermenigvuldigd met een partiële materiaalfactor 0,9. Op basis van de aangetroffen bodemopbouw en het ontgravingsniveau wordt de gehele deklaag verwijderd waardoor geen sprake is van een opbarstrisico van de bouwputbodem.

De benodigde verlagingen zijn samengevat weergegeven in tabel 3-2.

Tabel 3-2: Benodigde verlagingen van grondwaterstand.

Onderdeel	Aanleg/-ontgravings-niveau [ca. m NAP]	Grondwaterstand verlagen tot [ca. m NAP]	Verlaging [ca. m] t.o.v. hoge grondwaterstand NAP +44,5 m*
Fietsenstalling	+41,0	+40,5	4,0
Roltrap	+40,0	+39,5	5,0

Opmerkingen bij de tabel:

* Hierbij is geen rekening gehouden met hoogwatergolven. In verband met hoogwatergolven dient vooralsnog rekening te worden gehouden met een tijdelijke ca. 0,5 à 1,3 m hogere grondwaterstand.

3.3. Uitvoeringswijzen en waterbezwaar

In onderstaande subparagrafen worden de genoemde uitvoeringsmethoden beschouwd.

3.3.1. Uitvoering in een open ontgraving

Gezien de zeer korte afstand tot belendingen wordt een uitvoering onder talud niet uitvoerbaar geacht. Derhalve wordt deze variant niet verder uitgewerkt.

3.3.2. Uitvoering binnen een grondkering

Om de verlagingen te realiseren voor de ontgraving tot NAP +41 à +40 m binnen een grondkerende constructie (tot maximaal ca. NAP +37 m) zonder natuurlijke of kunstmatige onderafdichting zullen hoge waterbezwaren moeten worden onttrokken waardoor ook de grondwaterstand in de omgeving fors worden verlaagd. Het hoge waterbezwaar wordt veroorzaakt door het door het maasgrind toestromende grondwater.

Om inzicht te verkrijgen in het waterbezwaar en de grondwaterstandsverlagingen in de omgeving als gevolg van de bemaling zijn met het softwarepakket MicroFEM berekeningen uitgevoerd. Voor de berekeningen zijn de geohydrologische parameterwaarden gehanteerd zoals weergegeven in tabel 2-2, waarbij voor het doorlaatvermogen van de grindlaag, laag 2, de ondergrens van 3.000 m²/d is aangehouden. De stationair berekende waterbezwaren voor de aanleg van de fietsenstalling, in zijn geheel en in 2 delen, zijn weergegeven in tabel 3-3. Hierbij is uitgegaan van wanden tot ca. NAP +37 m.

Tabel 3-3: Berekende waterbezwaren t.o.v. hoge grondwaterstand (behoudens extremen bij hoogwatergolven)

Onderdeel	Verlaging [ca. m] t.o.v. hoge grondwaterstand NAP +44,5 m	Waterbezwaar [m ³ /uur] (bij kD = 3.000 m ² /d)
Fietsenstalling 100 x 25	4,0*	1.100 à 1.200*
Halve bouwput 50 x 25	4,0	950 à 1.050

Opmerkingen bij de tabel:

Bij een hoogwatergolf en een optredende grondwaterstand van NAP +45,8 m dient rekening te worden gehouden met een verlaging van ca. 5,3 m en waterbezwaren in de orde grootte van ca. 1.500 à 1.700 m³/uur.

Op basis van de gehanteerde uitgangspunten wordt voor de bouw van de fietsenstalling binnen grondkerende wanden, *zonder onderafdichting*, een stationair waterbezwaar berekend van (minimaal) ca. 950 à 1.200 m³/uur. Deze waarden zijn berekend bij het aangehouden genoemde lage doorlaatvermogen van het watervoerende pakket; bij een hoger doorlaatvermogen zullen de waterbezwaren groter zijn. In de instationaire beginfase van de bemaling dient rekening te worden gehouden met een groter waterbezwaar (+ ca.

30%). Indien gelijktijdig de roltrapput wordt aangelegd zal het waterbezwaar significant verder toenemen. Dit geldt ook voor de uitvoering van de bemaling tijdens hoogwatergolven.

3.3.3. Uitvoering binnen grond- en waterkerende wanden

3.3.3.1 Met een van nature aanwezige onderafdichting

Om het waterbezwaar en de invloed op de omgeving sterk te reduceren kan een (in significante mate) waterremmende bouwputbegrenzing rondom de bouwput worden aangebracht. Door deze begrenzing tot enige diepte in het kalksteen pakket te laten reiken en de aansluiting met de kalksteen nagenoeg waterdicht te maken zal het waterbezwaar sterk reduceren, mits geen scheuren/spleten in de kalksteen binnen de bouwputbegrenzings voorkomen.

In dit oriënterend bemalingsadvies wordt er van uitgegaan dat de onderzijde van de bouwputbegrenzing minimaal reikt tot ca. 5 m in de kalklaag, waarvan de bovenzijde zich bevindt op ca. NAP +36,0 m. Voor overige informatie aangaande de bouwputbegrenzing wordt verwezen naar het verkennend bouwputadvies.

Bij een dergelijke constructie van de bouwput bestaat het waterbezwaar uit het leegmalen van de bouwput, lekkage door en onder de bouwputwand, het verticaal opkomend grondwater (kwel vanuit de kalksteen) en neerslag.

Indien de doorlatendheid van de kalksteen gering is, zal de bijdrage uit kwel vanuit de kalksteen beperkt zijn tot enkele tientallen m³/uur. Bij een relatief hoog doorlaatvermogen van de kalksteen kan echter de bijdrage uit kwel vanuit de kalksteen op het waterbezwaar significant zijn.

Om inzicht te krijgen in het waterbezwaar en de grondwaterstandsverlagingen in de omgeving als gevolg van de bemaling zijn bemalingsberekeningen. Voor dit project worden de volgende waterbezwaren onderscheiden:

- éénmalig leegmalen bouwput;
- lekkage door en onder de bouwputwand;
- kwel uit de kalksteenlaag onder de bouwputbodem.

Eénmalig leegmalen bouwput en lekkage bouwputwand

Voor het leegmalen van de bouwput tot aan het verlagingsniveau dient ca. 3.200 m³ grondwater te worden verpompt. Indien de wand lokaal, ten gevolge van de uitvoering, lekt kan een waterbezwaar ontstaan van enkele m³'s per uur (per lek).

Waterbezwaar kwel kalksteen

De oppervlakte van de bouwput bedraagt ca. 2.500 m². Bij een waterremmende verticale begrenzing tot ca. 5 m in de kalksteen ontstaat een onderafsluiting van ca. 5 m dikte. Uitgaande van een verticale doorlatendheid voor de kalksteen van ca. 1 m/dag komt dit overeen met een weerstand van ca. 5 dagen en wordt een waterbezwaar van ca. 2.090 m³/dag (ca. 80 à 90 m³/uur) berekend. Hierbij wordt verondersteld dat er geen spleten of scheuren in de kalksteen aanwezig zijn. De weerstand van de kalklaag kan sterk variëren afhankelijk van de aanwezigheid van scheuren en de diepte tot waar de bouwputwand wordt aangebracht. Ter indicatie zijn de te verwachte waterbezwaren bij een verlaging van ca. 4,0 m in de bouwput berekend voor verschillende weerstanden van de kalklaag en weergegeven in tabel 3-4. Bij deze berekeningen is uitgegaan van een goed sluitend uitgevoerde bouwputbegrenzing, waarvoor een doorlaatvermogen van ca. 0,01 à 0,05 m²/dag is aangehouden.

Tabel 3-4: Stationair berekende waterbezwaren uit kwel van de kalksteenlaag bij verschillende weerstanden van de kalksteenlaag voor een verlaging van ca. 4,0 m in de bouwput (behoudens extremen bij hoogwatergolven).

Weerstand kalksteenlaag	Waterbezwaar kwel [ca. m ³ /uur]
c = 1 dag	375 à 425
c = 2 dagen	190 à 220
c = 5 dagen (verwachtingswaarde)	80 à 90
c = 10 dagen	40 à 50

Indien ter plaatse van de bouwput scheuren in de kalksteen aanwezig zijn, die in directe verbinding staan met het maasgrind, kunnen er stroomkanalen ontstaan die een extreem hoog waterbezwaar kunnen geven.

3.3.3.2 Met een kunstmatige onderafdichting

In principe kan bij een kunstmatig uitgevoerde onderafdichting van de bouwput worden gedacht aan een bodeminjectielaag of een onderwater betonvloer.

Een bodeminjectie met een cement gebonden injectie vloeistof in de zeer doorlatende zand- en grindlagen is alleen al in verband met de benodigde dikte van de laag (minimaal 4 m, NAP +36,5 tot NAP +40,5 m) bij de stijghoogte van minimaal NAP +44,5 m geen mogelijke optie. De variant op basis van een onderwater betonvloer is nader uitgewerkt.

Bij de uitvoering binnen een waterremmende bouwputbegrenzing rondom de bouwput met toepassing van een onderwaterbetonvloer is ervan uitgegaan dat de bouwkuip in “den natte” wordt ontgraven tot de benodigde diepte waarna de bovenzijde van de onderwaterbetonvloer zal worden aangelegd op NAP +41,9 m.

Tijdens het ontgraven dient zorg gedragen te worden dat het water binnen de bouwkuip op een voldoende hoog niveau wordt gehouden om voldoende tegendruk te genereren. Het kan hiervoor noodzakelijk blijken te zijn dat tijdens het ontgraven water moet worden aangevoerd.

Om na het storten van de onderwaterbetonvloer de verdere werkzaamheden in den droge uit te voeren, dient bouwkuip éénmalig te worden leeg gemalen. Vervolgens dient de lekkage door de damwandsloten en de “kwel” tussen de onderwaterbetonvloer en de waterkerende wand te worden afgevoerd, evenals de neerslag. Hierbij wordt opgemerkt dat de lekkage tussen het onderwaterbeton en de wand sterk afhankelijk is van of (de kassen van) de wand goed zijn schoongemaakt en of het onderwaterbeton goed tegen de wand aansluit. Ook indien het onderwaterbeton tijdens het uitharden onvoldoende is gekoeld en er scheuren zijn ontstaan, kan het waterbezwaar aanzienlijk toenemen. Het éénmalig leegmalen van de bouwkuip kan worden gerealiseerd met klokpompen. De lekkage door de damwandsloten en tussen de wand en de onderwaterbeton vloer alsmede de neerslag kan worden afgevoerd met een open bemaling.

Voor dit project worden de volgende waterbezwaren onderscheiden:

- éénmalig leegpompen bouwkuip;
- lekkage door de damwandsloten;
- lekkage tussen de onderwaterbetonvloer en de waterkerende wand.

Voor het leegmalen van de bouwkuip dient afhankelijk van de waterstand in de bouwkuip rekening te worden gehouden met ca. ca. 6.500 à 9.750 m³ (bij een waterstand in de kuip van ca. NAP +44,5 à 45,8 m). Indien de wand of de aansluiting tussen de wand en de vloer lokaal lekt kan een waterbezwaar ontstaan van ca. enkele kubieke meters per uur (per lek/aansluiting), afhankelijk van de uitvoering.

3.3.4. Algemeen

Hoogwatergolven Maas

Fluctuaties in de grondwaterstand hebben consequenties voor het waterbezwaar. Voor hoogwater op de Maas geldt dat de grondwaterstand/stijghoogte in het grindpakket en in de kalksteen hierop reageert.

Neerslag

Als gevolg van neerslag kan het waterbezwaar bij maatgevende buien van 10 mm/uur of 30 mm/dag toenemen met respectievelijk 25 m³/uur of 75 m³/dag. Bij de dimensionering van de bemalingsinstallatie dient met dit extra waterbezwaar rekening te worden gehouden.

3.4. Verlagen en effecten in de omgeving

De bemaling leidt in de omgeving van de bouwput tot verlagingen van de grondwaterstand.

Uitvoering binnen grond- en waterkerende wanden met onderafdichting

Door het toepassen van een grond- en waterkerende bouwputwand zullen de verlagingen van de grondwaterstand buiten de bouwput beperkt zijn tot maximaal enkele decimeters tot ca. 0,5 à 1 m. Dit is afhankelijk van de mate van waterremming van de kalklaag (en de aanwezigheid van scheuren in de kalksteen). Hierbij is uitgegaan van een goed sluitend uitgevoerde bouwputbegrenzing.

Bij uitvoering binnen waterkerende wanden in combinatie met een onderwaterbetonvloer zullen de verlagingen buiten de bouwkuip kleiner zijn dan bij uitvoering met wanden in de kalksteen (tot ca. enkele decimeters), hetgeen afhankelijk is van de uitvoering van de wanden en aansluiting van de vloer op de wanden.

Uitvoering binnen grondkerende wanden zonder onderafdichting

De stationair berekende verlagingen ten opzichte van de aangehouden hoge uitgangsgroundwaterstand van NAP +44,5 m voor de variant met grondkerende wand voor de fietsenstalling (100 m x 25 m) zijn weergegeven in tabel 3-5. De resultaten zijn weergegeven uitgaande van een doorlaatvermogen van 3.000 m²/d.

Tabel 3-5: Berekende stationaire verlagingen van de grondwaterstand [m], binnen grondkerende wanden fietsenstalling (100 m x 25 m), behoudens extremen bij hoogwatergolven.

Afstand tot bouwput naar het oosten toe [ca. m]	laag	In put	10	25	50	100	250	500	1.000	1.500	2.300
Verlagingen fietsenstalling bij kD = 3.000 m ² /d	2	4,0	3,5	3,2	2,8	2,3	1,4	0,8	0,3	0,2	0,05

Door de invloed van open water, de bemalingsduur en eventuele neerslag kunnen de werkelijk optredende verlagingen anders zijn.

Door de verlaging van de grondwaterstand kunnen nadelige effecten in de omgeving optreden. Deze effecten kunnen bestaan uit maaiveldzakkingen en zakking van op staal gefundeerde objecten (gebouwen en (ondergrondse) infrastructuur), droogstand van houten (paal)funderingen, het verplaatsen van grondwaterverontreinigingen en droogteschade aan begroeiing.

Op basis van het Gebiedsplan Gebiedsgericht Grondwaterbeheer (Ggb), Grontmij, rapport nr. GM-0122665, rev. D2, d.d. 20-01-2014 blijkt dat binnen een straal van ca. 1.000 m rondom de projectlocatie een aantal grondwaterverontreinigingen met VOCl en een tweetal industriële onttrekkingen aanwezig zijn. Door de bemalingswerkzaamheden bij een

uitvoering binnen grondkerende wanden zullen de verontreinigingen naar verwachting verplaatst worden.

Daarnaast blijkt dat er op minder dan 50 m afstand archeologische vindplaatsen aanwezig zijn evenals monumentale gebouwen waaronder het hotel de L'Empereur en het stationsgebouw.

De bodemopbouw is op basis van het beschikbare grondonderzoek niet zettingsgevoelig. De bovenste leem lagen bevinden zich boven de lage grondwaterstand waardoor de kans op zettingen als gevolg van grondwaterstandsverlagingen klein zijn. Tevens wordt opgemerkt dat in het verleden een groot aantal grootschalige onttrekkingen in de omgeving van de projectlocatie hebben plaats gevonden waardoor nadelig invloed door de bemalingswerkzaamheden op de omgeving naar verwachting beperkt zal zijn.

Desalniettemin wordt geadviseerd binnen een straal van 100 m rondom de projectlocatie de kans op zettingen en de toelaatbaarheid daarvan vast te (laten) stellen en eventueel zettingsgevoelige objecten in alle gevallen op te nemen in een expertiserapport. Ook het aanbrengen en verwijderen de bouwputbegrenzings kunnen zettingen teweegbrengen.

Geadviseerd wordt te beoordeeldelen of door de bemaling bij een uitvoering binnen grondkerende wanden een kans op schade c.q. beïnvloeding aan de genoemde aspecten bestaat. Vervolgens dient vastgesteld te worden hoe met eventuele schade/beïnvloeding moet worden omgegaan. Tevens wordt geadviseerd de directe omgeving van de projectlocatie te monitoren vóór, gedurende en na de bemalingswerkzaamheden.

Een nadere uitwerking van de gevolgen van de bemaling op de omgeving valt buiten de verstrekte opdracht.

3.5. Bemalingsinstallatie

De bemalingsinstallatie is mede afhankelijk van de uitvoeringswijzen en de doorlatendheid van zowel het watervoerende pakket als de kalksteen en het eventueel voorkomen van scheuren in de kalksteen. Derhalve wordt geadviseerd in een later stadium wanneer meer bekend is over o.a. de werkelijke uitvoeringswijze de bemalingsinstallatie verder uit te werken.

Voor het bemalen van de bouwput kan, indien de kalksteen redelijk tot goed doorlatend is, de bemalingsinstallatie bestaan uit een bemaling met deepwells tot in de kalksteen in combinatie met een open bemaling (drains) in de bouwputbodem.

Bij een (semi-)gesloten bouwput, indien de kalksteen slecht doorlatend is en de interne stabiliteit van de kalksteen verzekerd is, zal volstaan kunnen worden met een open bemaling (drains) in de bouwputbodem. Bij deze wijze van bemalen dient zekerheid te bestaan over de uit geohydrologisch en geotechnisch oogpunt minimaal noodzakelijke installatiediepte in de kalksteen van de bouwputbegrenzing (stabiliteit kalksteen).

Bij toepassing van waterkerende wanden in combinatie met een onderwaterbetonvloer dient de bouwkuip nadat de vloer is gestort, éénmalig te worden leeggepompt en kan de lekkage door de damwandsloten en tussen de wand en de onderwaterbetonvloer alsmede de neerslag worden afgevoerd met een open bemaling.

Algemeen

De bemaling dient zo te worden ingeregeld dat niet meer wordt verlaagd dan strikt noodzakelijk is. De uitvoering van de bemaling dient te worden overgelaten aan de bemaler, die voldoende lokale ervaring moet hebben. Wij adviseren in het bestek een

resultaatverplichting voor de bemaler op te nemen voor het realiseren en in stand houden van de verlagingen.

3.6. Vergunningsplicht

De projectlocatie bevindt zich in het beheersgebied van Waterschap Roer en Overmaas. Hier geldt dat in het kader van de Waterwet een onttrekkingsvergunning moet worden aangevraagd als:

- meer dan 100 m³ grondwater per uur wordt onttrokken;
- meer dan 50.000 m³ grondwater per maand (gemiddeld ca. 69 m³/uur) wordt onttrokken;
- of als langer dan 6 maanden wordt bemalen.

De projectlocatie is niet in een kwetsbaar gebied gelegen.

Binnen grondkerende wanden zonder onderafdichting

Op basis van het berekende waterbezwaar bij de uitvoering binnen grondkerende wanden is de bemaling ten alle tijden **vergunningplichtig**.

Semi-gesloten bouwput, binnen grond- en waterkerende wanden met onderafdichting

Met wanden in de kalksteen

Op basis van de berekende waterbezwaren bij de uitvoering binnen semi-gesloten bouwputwanden is de bemaling afhankelijk van de waterremming van de kalklaag (en eventueel aanwezige scheuren) en uitvoeringskeuze (compartimentering) al dan niet vergunningplichtig (behoudens hoogwatergolven), mits korter dan 6 maanden wordt bemalen. Maar op basis van de berekende waterbezwaren bij de aangehouden verwachtingswaarde van de weerstand van de kalksteenlaag is de bemaling **vergunningplichtig**. Opgemerkt wordt dat middels specifiek aanvullend onderzoek meer duidelijkheid kan worden verkregen over de doorlatendheid van het kalksteenpakket.

Met wanden in combinatie met een onderwaterbetonvloer

Bij de uitvoering binnen waterkerende wanden in combinatie met een onderwaterbetonvloer is de bemaling **niet vergunningplichtig, mits korter dan 6 maanden wordt bemalen**.

Algemeen

Een bemaling dient in alle gevallen minimaal ca. 6 weken voor aanvang bij het waterschap te worden gemeld, en achteraf weer te worden afgemeld.

Voorliggend rapport is niet geschikt voor het aanvragen van een onttrekkingsvergunning. Voor het aanvragen van een onttrekkingsvergunning geldt, afhankelijk per project, een korte of een lange proceduretermijn van ca. 8 à 14 weken of van ca. 6 maanden, hetgeen bij het waterschap moet worden nagegaan. Daarnaast moet rekening worden gehouden met ca. 10 à 12 weken daaraan voorafgaand voor het (laten) opstellen van een daarvoor noodzakelijk vergunningonderbouwend bemalingsadvies. Voor het behandelen van een vergunningaanvraag in het kader van de Waterwet kunnen legeskosten verschuldigd zijn.

Tevens dient rekening te worden gehouden met een (provinciale) heffing, die per onttrokken m³ grondwater moet worden betaald. Voor de (provinciale) heffing geldt dat dat deel dat geretourneerd wordt voor de helft in mindering gebracht wordt op de onttrokken hoeveelheid grondwater. Voorts wijzen wij u erop dat het waterschap voorschriften zal verbinden aan de bemaling. Door deze voorschriften nauwkeurig op te volgen kunnen problemen tijdens en na de bemaling worden voorkomen.

Voor zowel het onttrekken als het lozen/retourneren van het grondwater is het, voor het functioneren van de bemalingsinstallatie en in het kader van eventuele heffingen,

noodzakelijk dat de hoeveelheden onttrokken grondwater elke werkdag worden gemeten met behulp van geijkte debietmeters en worden geregistreerd in een logboek.

3.7. Lozing van het bemalingswater

De wijze van lozen, op open water of op het riool, dient nader te worden bepaald en is afhankelijk van de hoeveelheid te lozen water en van de waterkwaliteit. De waterkwaliteit kan in een laboratorium worden vastgesteld aan de hand van grondwatermonsters die op of direct naast de locatie zijn genomen. Deze watermonsters worden genomen uit één of meer peilbuizen, waarvan de filters moeten zijn afgesteld in de te bemalen lagen.

Over het algemeen bestaat de voorkeur voor het lozen van het bemalingswater op open water. Het dichtstbijzijnde open water is de Maas op ca. 550 m ten westen van de projectlocatie. Voor lozen op de Maas dient contact te worden opgenomen met Rijkswaterstaat. Voor lozing van het bemalingswater op het riool dient contact op te worden genomen met de gemeente. Op basis van analyseresultaten van grondwatermonsters kan worden beoordeeld of voor de lozing beperkingen kunnen worden verwacht en of het water voor lozing moet worden behandeld.

Bij een uitvoering binnen grondkerende wanden zonder onderafdichting is, gezien de grote hoeveelheden, lozing op de Maas de meest voor de hand liggende optie. Bij een uitvoering binnen waterkerende wanden met onderafdichting kan het onttrokken grondwater eventueel in de bodem geretourneerd worden.

Een ontheffing van een keur en/of een vergunning in het kader van de Waterwet kan noodzakelijk zijn. Houdt u in dat geval rekening met een vergunningprocedure die kan oplopen tot ca. 6 maanden en ca. 4 weken daaraan voorafgaand voor het verzamelen, analyseren en toetsen van de watermonsters. Geadviseerd wordt in een zo vroeg mogelijk stadium in overleg te treden met de waterontvangende instantie.

Voor de lozing kunnen significante kosten verschuldigd zijn aan de waterontvangende instantie. Bovendien kan de waterontvangende instantie waterzuiverende maatregelen eisen als de gehalten van lozingsparameters te hoog zijn.

4. ORIENTEREND ADVIES BOUWPUTBEGRENZING

4.1. Algemeen

Ten behoeve van de bouwputbegrenzing zijn er in de praktijk een aantal opties welke overwogen dienen te worden, waarbij de uitvoerbaarheid, de omgevingsbeïnvloeding en het kostenaspect beschouwd dienen te worden.

Op de betreffende projectlocatie dient een grond- (en water)kerende constructie rondom de contouren van het te realiseren object aangebracht te worden. Een al dan niet gedeeltelijke open ontgraving behoort, gezien de belendingen en andere onder- en bovengrondse obstakels in de directe nabijheid van de locatie, niet tot de opties.

Voor de bouwputbegrenzing bestaan diverse grond- en waterkerende systemen, welke in de navolgende paragrafen nader uiteen worden gezet.

4.2. Alternatieven bouwputbegrenzing

Gezien de omgevingsaspecten dient een grond- en waterkerende constructie te worden toegepast. Door dit rondom de bouwput te realiseren, kan een gesloten bouwput worden gevormd.

Om een gesloten bouwput te verkrijgen dient deze tevens horizontaal afgesloten te worden, hiervoor zijn er een drietal opties:

- De wanden dusdanig diep doorzetten dat gebruik wordt gemaakt van de van nature aanwezige kalksteenlaag, waarbij wordt opgemerkt dat het bovenste deel van de kalksteenlaag doorgaans verweerd is en zodoende onvoldoende waterremmend is;
- Het realiseren van een waterremmende groutinjectielaag in de aanwezige grindlaag;
- Het toepassen van onderwaterbeton als bouwputbodem.

Voor de verticale afsluiting van de bouwput kunnen de volgende systemen worden overwogen:

- stalen damwanden;
- Soilmix wanden (CSM / MIP);
- diepwanden;
- schroefpalenwanden (al dan niet verbuisd uitgevoerd).

Deze systemen worden hierna in het kort beschreven.

4.2.1. Stalen damwanden

Stalen damwanden zijn het meest toegepaste systeem voor grondkeringen van bouwputten. De damwandplanken worden door middel van heien/trillen of drukken op diepte gebracht. Meestal worden de damwanden trillend aangebracht. De mogelijkheden voor het intrillen van de damwanden zijn echter sterk afhankelijk van de aanwezigheid van trillingsgevoelige belendingen/kabels en leidingen/ etc.

Damwanden kunnen tijdelijk of permanent (eventueel als dragende constructie) worden toegepast. Tijdelijke damwanden kunnen worden getrokken na het aanvullen van de ontgraving. Het trekken van damwanden kan nadelige gevolgen hebben op de draagkracht van bestaande of nieuwe funderingen.

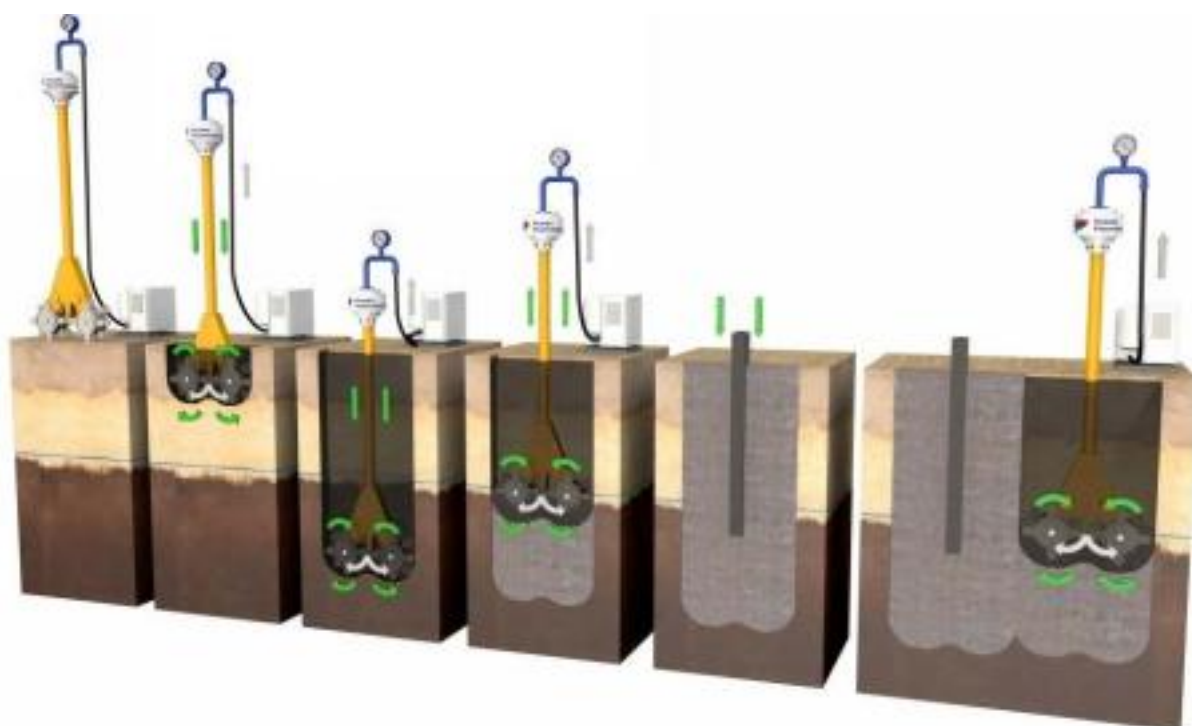
De risico's van het installeren en verwijderen van damwanden dienen te worden onderzocht. De trillingsrisico's zijn nader onderzocht in hoofdstuk 5.

4.2.2. CSM-wand

Cutter Soilmix wanden (afgekort als CSM) zijn het resultaat van een innovatief proces voor het creëren van grondkerende en dragende wanden. Door middel van twee hydraulisch tegengesteld draaiende snijwielen wordt de grond in situ onder toevoeging van bentoniet/cement tot een water- en grondkerende wand omgevormd. Voor het opvangen van de horizontale gronddruk na het ontgraven worden er gelijk na het aanbrengen van een paneel 1 tot 2 stalen binten ingebracht. Door het inbrengen van staal kan er ook een dragende functie worden ontleend aan de wand en kan deze een eventuele paalfundering overbodig maken. De wanden hebben doorgaans een dikte van circa 550 mm.

Voor de uitvoering van CSM-wanden in grof grind / kalkzandsteen is bijzondere aandacht en ervaring voor de uitvoering vereist.

In figuur 4-1 is de werkvolgorde (vlnr) voor de productie van CSM-wanden weergegeven.



Figuur 4-1: Uitvoeringsvolgorde CSM-wand. (bron: www.ffgb.be)

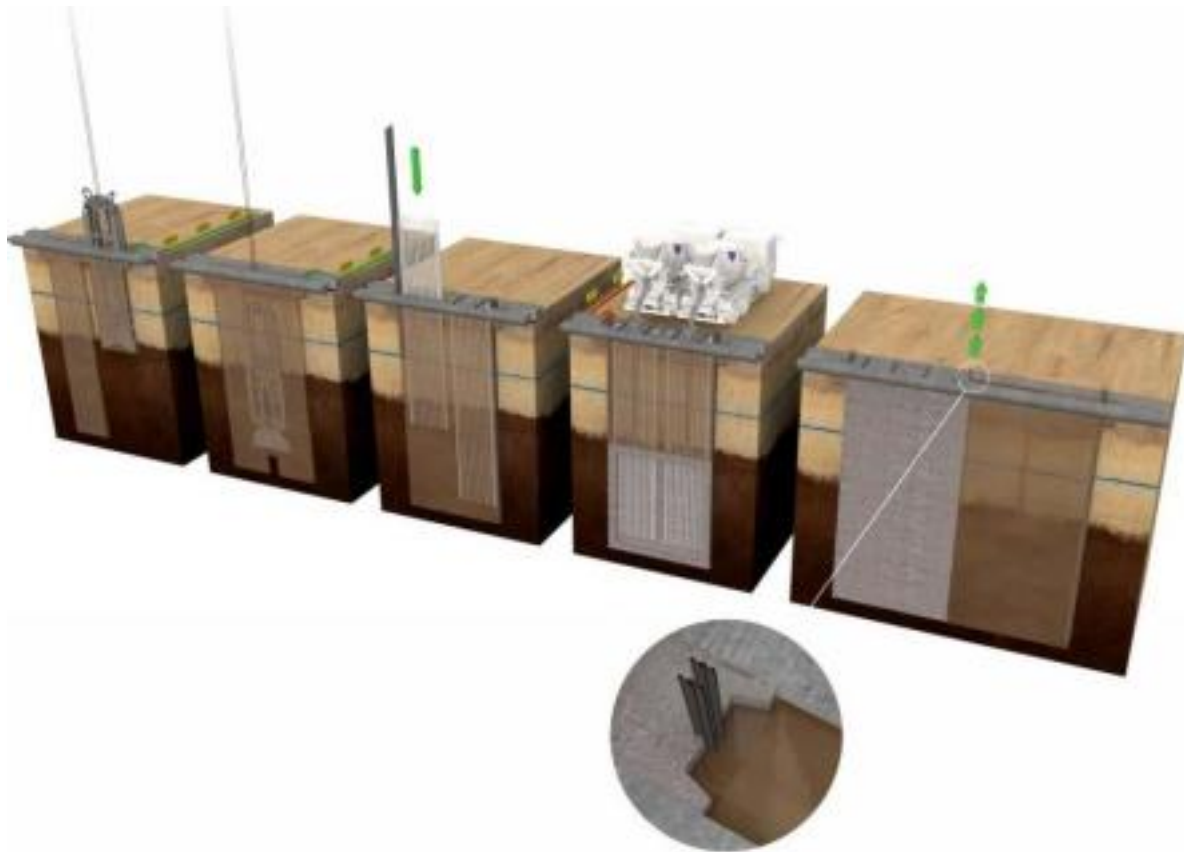
4.2.3. MIP-wand

Mixed In Place wanden (afgekort als MIP-wand) zijn behoudens de wijze van mengen van grond met bentoniet/cement in principe gelijk aan een CSM-wand. Bij een MIP-wand wordt het mengen uitgevoerd met stelsel van verticaal draaiende avegaren.

4.2.4. Diepwanden

Een diepwand is een betonnen wand, die na het graven van een sleuf in de grond is gemaakt. De wand kan in dikte variëren van 0,6 m tot 1,5 m. De diepte van de wand is in principe onbeperkt. De wand wordt opgebouwd uit panelen van enkele meters breed, afhankelijk van het ingezette materieel, stabiliteitseisen tijdens de uitvoering en de aanwezigheid van belendende constructies. In figuur 4-2 is de werkvolgorde (vlnr) voor de productie van diepwanden weergegeven.

Omdat de betonwand onder de grond wordt gemaakt, ontstaat een wand met een ruw oppervlak. Afhankelijk van de wens van de opdrachtgever kan (na het ontgraven van de bouwput) een voorzetwand worden geplaatst in verband met de esthetische eisen. Een diepwand is relatief kostbaar en vergt veel ruimte op de bouwplaats en een relatief lange uitvoeringstijd.



Figuur 4-2: Uitvoeringsvolgorde diepwand. (bron: www.ffgb.be)

4.2.5. Schroefpalenwand

In het geval er op staal gefundeerde belendingen nabij de bouwputbegrenzing aanwezig zijn, kan het toepassen van een schroefpalenwand een goede mogelijkheid zijn. Het systeem kan tevens verbuisd worden uitgevoerd. Met het schroefpalensysteem is het mogelijk om palenwanden te installeren waarbij de palen overlappend worden aangebracht. De palen worden om en om geïnstalleerd als zogenaamde primaire en secundaire palen. De secundaire palen worden voorzien van een volledige wapening, meestal in de vorm van een staalprofiel. De primaire palen kunnen ook worden uitgevoerd in cement / bentoniet, waardoor het overlappend boren van de secundaire palen eenvoudiger wordt. Op dergelijke wijze geïnstalleerde palenwanden zijn in staat grote buigende momenten op te nemen. Het verbuisd boren van de palen bevordert de plaatsnauwkeurigheid, hetgeen van belang is voor de grond- en waterdichtheid. Bij een goede uitvoering is de gronddichtheid meestal wel verzekerd. Palenwanden zijn echter nooit 100% waterdicht. Bij een goede uitvoering is de waterdichtheid van de wanden meestal voldoende om beïnvloeding van waterstand buiten de wand te voorkomen.

In figuur 4-3 is de werkvolgorde (vlnr) voor de productie van een schroefpalenwand weergegeven.



Figuur 4-3: Uitvoeringsvolgorde schroefpalenwand. (bron: www.ffgb.be)

Bij grote paallengtes in grind met vuurstenen neemt het risico op lekkage door onvoldoende overlap tussen de palen sterk toe, wat een belangrijke beperking van dit systeem vormt. In ontwerp en uitvoering dient hier voldoende aandacht aan te worden besteed.

Het verbuisd boren van de palen beperkt de ontspanning van de ondergrond, waardoor de zettingen minimaal zullen zijn. Dit kwalitatief goede systeem heeft een relatief lage productiesnelheid en is daardoor relatief duur.

De krachtswerking in en de afmeting van de palenwand volgen uit een normale damwandberekening. De dimensionering van de wapening (zoals H-profielen) geschiedt door de leverancier van de palen. De diameter van de palen en daarmee de dikte van de wand bedraagt minimaal 560 mm. De palen kunnen eventueel als een dragende kelderwand worden uitgevoerd.

4.2.6. Afweging

Bij de keuze voor één van de omschreven systemen, kunnen de volgende voor- en nadelen van de systemen worden aangemerkt.

Stalen damwand

Voordelen:

- relatief goedkoop;
- bij zorgvuldige uitvoering bezit de wand een constante kwaliteit;
- indien planken niet als onderdeel van de constructie worden gebruikt, kunnen de planken mogelijk aan het einde van de bouwwerkzaamheden voor hergebruik teruggewonnen worden. Gezien de vastheid van de grind- en kalksteenlagen zal het trekken van de damwand echter zeer zwaar zijn en wellicht in het geheel niet mogelijk blijken te zijn.

Nadelen:

- grind- en kalksteenlaag kunnen alleen door zwaar hei- en trilwerk gepenetreerd worden, resulterend in trillings- en geluidshinder tijdens installatie. Hierdoor kan mogelijk schade optreden aan belendingen;

- beperking van de indringingsweerstand door middel van voorspuiten of fluïderen is door de relatief grote doorlatendheid van de te penetreren lagen waarschijnlijk weinig effectief;
- gezien de vastheid van de grind- en kalksteenlagen, alsmede de mogelijke aanwezigheid van vuursteenkolommen in de kalksteen, kunnen de damwanden in de vaste grind- en kalksteenlagen alleen, eventueel na voorboren, heidend op diepte worden gebracht.

Soilmix wanden, schroefpalenwand, diepwand

Voordelen:

- installatie trillings- en geluidsarm;
- bij zorgvuldige uitvoering een geringe beïnvloeding van de omgeving. Tijdens de uitvoering dient met name aandacht besteed te worden aan de samenstelling van de bentonietsuspensie en de wijze van ontgraven;
- de in Maastricht aanwezige harde grind- en kalksteenafzettingen vormen geen belemmering voor een goede uitvoering. Er zijn geschikte graaf-, boor- en schroefsystemen om genoemde lagen zonder overmatige problemen te kunnen verwerken;
- te gebruiken als wandconstructie van de tunnel, tevens mogelijkheden als draagconstructie als onderdeel van de fundering.

Nadelen:

- bij onzorgvuldige uitvoering ontspanning van de grond, resulterend in deformaties in de nabijheid van de te installeren diepwand. Met name bij toepassing van een schroefpalenwand dient zeer zorgvuldig te worden gewerkt om ontspanning van de grond en lekkage te voorkomen;
- bij diepwand: risico op instabiliteit van de sleuf door plotseling weglopen van de bentonietsuspensie in oude riolen en andere ondergrondse ruimten (kelders, kademuren, vestingwerken);
- bij onzorgvuldige uitvoering, afhankelijk van de samenstelling van de bentonietsuspensie, een mogelijke verontreiniging van de omgeving;
- bij onzorgvuldige uitvoering wisselingen in de kwaliteit van de wand mogelijk, hetgeen nadelig kan zijn voor de grond- en waterkerende functie van de wand tijdens de uitvoering of voor de functie van constructie element in de eindsituatie;
- in de praktijk is gebleken dat de conventionele uitvoeringswijze van een schroefpalenwand het risico van een niet-voldoende waterdichte wand oplevert. Bij toepassing van een verbuisde palenwand is het inbrengsysteem stijver, waardoor de maattoleranties geringer zijn en de waterdichtheid derhalve beter zal zijn. Door middel van aanvullende maatregelen kan de kerende functie van de wand worden verbeterd. Het dichter bij elkaar plaatsen of overlappen van de individuele palen zal de waterdichtheid ten goede komen. Daarnaast kan de waterdichtheid, indien nodig, worden verbeterd door injectie van goed-waterdoorlatende lagen ter plaatse van lekkages. Aangezien in Maastricht dergelijke lagen over een groot deel van de te installeren diepte aanwezig zijn, zal dit bij toepassing van een schroefpalenwand mogelijk aanzienlijk kostenverhogend kunnen werken.

Aangezien de waterdichtheid van de schroefpalenwand onvoldoende kan worden gegarandeerd is dit systeem ten behoeve van onderhavig rapport niet verder uitgewerkt.

4.3. Berekeningsmethode

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

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

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

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

- het overschrijden van de passieve weerstand van de wand (grondbreuk);
- het ontstaan van een vloei-moment/breukmoment in de wand;
- het overschrijden van de draagkracht van de stempels/ankers;

en, indien de wand ook verticale belastingen moet opnemen:

- het overschrijden van de verticale draagkracht.

Daarnaast worden de vervormingen in de BGT globaal gecontroleerd.

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

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

De volgende berekeningen zijn gemaakt:

- Berekeningen UGT

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

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

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

- Berekening BGT

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

- Maatgevende waarden

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

4.4. Uitgangspunten berekeningen

Bodemprofiel en parameters

De representatieve grondparameters (tabel 4-1) zijn bepaald aan de hand van interpretatie van het beschikbare grondonderzoek op basis van ervaring, tabel 2.b van NEN 9997-1, CUR-publicatie 166 en de in onze archieven beschikbare informatie.

Tabel 4-1: Representatieve grondparameters.

Bovenkant laag [m NAP]	Grondlaag	$\gamma_{rep} / \gamma_{sat,rep}$ [kN/m ³]	C'_{rep} [kPa]	ϕ'_{rep} [°]	δ'_{rep} [°]	$k_{h,1,rep}$ [kN/m ³]	$k_{h,2,rep}$ [kN/m ³]	$k_{h,3,rep}$ [kN/m ³]
+47,65	LEEM / ZAND	18 / 18	0	28,5	19,0	12.000	6.000	3.000
+45,0	ZAND en GRIND	19 / 21	0	32,5	20,0	40.000	20.000	10.000
+36,0	KALKSTEEN, verweerd	21 / 21	0	35,0	20,0	40.000	20.000	10.000
+35,0	KALKSTEEN, vast	22 / 22	0	40,0	20,0	40.000	20.000	10.000

Opmerkingen bij de tabel:

γ_{rep}	=	Representatief aardvochtig volumiek gewicht.
$\gamma_{sat,rep}$	=	Representatief verzadigd volumiek gewicht.
C'_{rep}	=	Representatieve effectieve cohesie.
ϕ'_{rep}	=	Representatieve effectieve hoek van inwendige wrijving.
δ'_{rep}	=	Representatieve wandwrijvingshoek.
$k_{h,1,rep}$	=	Representatieve lage waarde voor de horizontale beddingconstante tot 50% maximale gronddruk.
$k_{h,2,rep}$	=	Representatieve lage waarde voor de horizontale beddingconstante tot 80% maximale gronddruk.
$k_{h,3,rep}$	=	Representatieve lage waarde voor de horizontale beddingconstante tot 100% maximale gronddruk.

Veiligheidsklasse

Conform B3.1 en tabel B1 in NEN-EN 1990 is de constructie, gezien de geringe gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens of de kleine / verwaarloosbare economische gevolgen, sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving, ingedeeld in veiligheidsklasse RC1.

Grondkerende constructie

Ten behoeve van onderhavig rapport zijn de volgende varianten uitgewerkt:

- Stalen damwand
 - o Onderwaterbeton als onderafdichting
 - o Geen onderafdichting
- Soilmix-wand
 - o Kalksteen als onderafdichting
 - o Onderwaterbeton als onderafdichting
- Diepwand
 - o Kalksteen als onderafdichting
 - o Onderwaterbeton als onderafdichting

Toelichting stalen damwand

Bij het beschouwen van de stalen damwand is gevarieerd met de zwaarte van het profiel, waarbij als uitgangspunt is gehanteerd dat vervormingen van maximaal ca. 50 mm toelaatbaar zijn. Uitgangspunt is dat de damwanden geen deel uitmaken van de uiteindelijke constructie, er is zodoende geen rekening gehouden met eventuele reductie van het traagheids- en weerstandsmoment ten gevolge van corrosie.

In de directe omgeving van de projectlocatie (Grand Hotel l'Empereur) is in het verleden succesvol gebruik gemaakt van trillend ingebrachte stalen damwandplanken, waarbij deze zijn geïnstalleerd tot een diepte van ca. MV -6 à -10 m. Uitgangspunt is dat installatie tot in het kalksteen niet mogelijk is, dit alternatief is derhalve niet beschouwd.

Toelichting Soilmix wand

Uitgangspunt bij de uitwerking van de Soilmix wand is een gangbare dikte van 0,55 m, waarbij stalen HEB-profielen ($\leq$ HEB400) worden geïnstalleerd om het optredende moment op te kunnen nemen.

Toelichting diepwand

Bij de uitwerking van de diepwand is uitgegaan van een dikte van de wand van 1 m. Het optredende moment dient opgenomen te worden door af te hangen wapeningskorven. De constructeur dient de benodigde hoeveelheid wapening te bepalen.

Stempels / verankering

Uit oriënterende berekeningen is gebleken dat een vrijstaande wand (dus zonder verankering of stempeling) geen stabiele situatie en/of onacceptabele vervormingen oplevert. Voor de verdere uitwerking is derhalve uitgegaan van een gestempelde constructie.

Het stempel is geschematiseerd als een star steunpunt met een scharnierend verankeringspunt op een niveau van NAP +46,5 m. Na storten (en uitharden) van de vloer kan worden overwogen het stempelraam te verwijderen. Uit de berekeningen is wel gebleken dat de grootste (toename in) vervormingen van de wanden plaatsvinden na het verwijderen van het stempelraam. Om dit effect te beheersen kan overwogen worden de wanden van een hoger niveau af te stempelen op de constructieve vloer totdat het plafond is aangebracht en kan dienen als additioneel steunpunt.

Het aanbrengen van ankers onder de belendingen kan schadelijke gevolgen hebben, zoals het horizontaal belasten van de bestaande palen met gronddrukken of verleys aan draagkracht door ontspanning van de grond. De invloed van een ankerontwerp op de belendingen dient te worden aangetoond. Als kan worden aangetoond dat het maken van de

verankering geen nadelige effecten op de panden heeft, kan een verankering ook een optie zijn. Het is verstandig om de verplaatsingen en de trillingsniveau's tijdens de uitvoering op de monumentale panden te monitoren.

Bouwfasen

Bij het beschouwen van de diverse varianten, wordt qua bouwfaserings onderscheid gemaakt tussen het realiseren van een onderafdichting van de bouwput middels onderwaterbeton en het gebruik maken van de van nature aanwezige kalksteenlaag als afdichting (m.u.v. de stalen damwand).

Bij de berekeningen waarbij *géén kunstmatige onderafdichting* is gemodelleerd is de volgende bouwfaserings gehanteerd:

- bouwfase 1: aanbrengen kerende constructie;
- bouwfase 2: ontgraven t.b.v. stempelraam (tot NAP +46 m);
- bouwfase 3: plaatsen stempelraam (op NAP +46,5 m);
- bouwfase 4: verlagen GWS (tot NAP +40,5 m*) en ontgraven tot constructief aanlegniveau (NAP +41,0 m*);
- bouwfase 5: storten vloer (d = 0,9 m);
- bouwfase 6: verwijderen stempelraam.

Bij de berekeningen waarbij *onderwaterbeton* is gemodelleerd als onderafdichting is de volgende bouwfaserings gehanteerd:

- bouwfase 1: aanbrengen kerende constructie;
- bouwfase 2: ontgraven t.b.v. stempelraam (tot NAP +46 m);
- bouwfase 3: plaatsen stempelraam (op NAP +46,5 m);
- bouwfase 4: ontgraven tot 1 m beneden constructief aanlegniveau (NAP +40,0 m*);
- bouwfase 5: installeren trekelementen + storten 1 m onderwaterbeton¹;
- bouwfase 6: leegpompen bouwput;
- bouwfase 7: storten vloer (d = 0,9 m);
- bouwfase 8: verwijderen stempelraam.

*ter plaatse van de roltrappen 1 m dieper. Dit betreft een beperkt gedeelte van de bouwput. De berekening is hierop niet verder aangepast.

Terreinbelasting

Door de opdrachtgever zijn geen specifieke eisen ten aanzien van de bovenbelasting aan de actieve zijde van de wand gegeven. Daarom is conform tabel 3.6 CUR 166 - Deel1 een bovenbelasting van 20 kN/m² (representatieve waarde) in rekening gebracht.

Geometrische parameters en overige uitgangspunten

De karakteristieke waarden voor de geometrische parameters en overige uitgangspunten zijn voor iedere bouwfase samengevat in tabel 4-2 voor de modellen zonder kunstmatige onderafdichting en in tabel 4-3 voor de varianten met onderwaterbeton. De bovenkant van de wand is gemodelleerd op NAP +47,65 m. De juistheid van deze uitgangspunten moet door de opdrachtgever en/of constructeur worden gecontroleerd.

¹ Zonder trekelementen zou voor de maatgevende grondwaterstand in de uitvoeringsfase een dikte van het onderwaterbeton benodigd zijn van ca. 5,25 m om opdrijven te voorkomen. Het hiertoe benodigde ontgravingsniveau zou hiermee ca. NAP +35,75 m bedragen, hetgeen zal resulteren in een toename van de optredende momenten in en uitbuigingen van de grondkerende constructies. Dit wordt als een niet reële variant beoordeeld.

De in de berekeningen gehanteerde bouwfasering is grafisch weergegeven in de bijlagen A5.1 en A5.2.

Tabel 4-2: Karakteristieke waarden geometrische parameters (variant zonder kunst matige onderafdichting)

Bouw-fase	Karakteristieke waarde maaiveld [m t.o.v. NAP]		Karakteristieke waarde (grond)waterstand [m t.o.v. NAP]		Representatieve waarde bovenbelasting [in kN/m ²] en traject [m] vanaf de wand	Opmerkingen
	Hoge zijde	Lage zijde	Hoge zijde	Lage zijde		
1	+47,65	+47,65	+47,05	+47,05	20 kN/m ² over 10 m vanaf de wand	
2	+47,65	+46,00	+47,05	+45,50		
3	+47,65	+46,00	+47,05	+45,50		Aanbrengen stempelraam
4	+47,65	+41,00	+47,05	+40,50		
5	+47,65	+41,90	+47,05	+40,50		
6	+47,65	+41,90	+47,05	+40,50		Verwijderen stempelraam

Tabel 4-3: Karakteristieke waarden geometrische parameters (variant onderwater beton)

Bouw-fase	Karakteristieke waarde maaiveld [m t.o.v. NAP]		Karakteristieke waarde (grond)waterstand [m t.o.v. NAP]		Representatieve waarde bovenbelasting [in kN/m ²] en traject [m] vanaf de wand	Opmerkingen
	Hoge zijde	Lage zijde	Hoge zijde	Lage zijde		
1	+47,65	+47,65	+47,05	+47,05	20 kN/m ² over 10 m vanaf de wand	
2	+47,65	+46,00	+47,05	+47,05		
3	+47,65	+46,00	+47,05	+47,05		Aanbrengen stempelraam
4	+47,65	+40,85	+47,05	+47,05		
5	+47,65	+41,85	+47,05	+47,05		Trekelementen als uniforme belasting (80 kN/m ²)
6	+47,65	+41,85	+47,05	+40,00		
7	+47,65	+42,65	+47,05	+40,00		
8	+47,65	+42,65	+47,05	+40,00		Verwijderen stempelraam

Rekenwaarden

De rekenwaarden voor de geotechnische parameters worden gevonden door deling van de karakteristieke waarden (X_k) uit tabel 4-1 door materiaalfactoren uit tabel A.4b van NEN 9997-1. Bij de geometrische parameters (waterniveaus en kerende hoogte) uit tabel 4-2 en tabel 4-3 wordt de rekenwaarde gevonden door toepassing van een additionele veiligheidsmarge, waarvoor een minimum geldt van Δa volgens tabel 9.a en 9.3.2.(2) van NEN 9997-1. De gehanteerde factoren en veiligheidsmarges zijn samengevat in tabel 4-4.

Tabel 4-4: Partiële factoren (γ_m / γ_F en additionele veiligheidsmarges (Δa))

	Partiële factor γ_m en γ_F betrokken op X_k / p_{rep} of F_{rep}	Additionele veiligheidsmarge Δa betrokken op μ	Rekenwaarde
	Veiligheidsklasse RC1		
Tan ϕ' hoek van inwendige wrijving	1,15	-	X_k / γ_m (min)
c' cohesie	1,15	-	X_k / γ_m (min)
Kerende hoogte	-	10% ($\leq 0,5$ m)	Max ($\mu + \Delta a$)
GWS lage zijde	-	0,20	Max ($\mu + \Delta a$) of Min ($(\mu - \Delta a)$)
GWS hoge zijde	-	0,05	Max ($\mu + \Delta a$)
Belasting (p of F):			
- permanent	1,0	-	$p_{rep} \cdot \gamma_F$
- veranderlijk	1,0	-	$p_{rep} \cdot \gamma_F$

De rekenwaarde van de buigstijfheid van de wand is gelijk aan de karakteristieke waarde (materiaal factor 1,0).

Rekenwaarden voor de lage- en hoge waarden van de beddingsconstanten zijn verkregen door toepassing van partiële factoren van respectievelijk 1,3 en 1,0 op de karakteristieke waarden.

Berekeningsschema (9.7.1(h) van NEN 9997-1)

De berekeningen zijn gemaakt volgens schema A, dat wil zeggen dat in alle bouwfases rekenwaarden van de parameters zijn gebruikt.

4.5. Berekeningsresultaten

In onderstaande tabel 4-5 t/m tabel 4-7 zijn van de maatgevende doorsnede van de respectievelijk een stalen damwand, een CSM-wand en een diepwand de uitgangspunten en berekeningsresultaten gepresenteerd. De berekeningsresultaten zijn tevens grafisch gepresenteerd in bijlagen A6.1 t/m A6.5.

De elasticiteitsmodulus van de CSM- en diepwanden is lastig vooraf te schatten. In de berekeningen is uitgegaan van 8.000 MPa, zijnde $E'_b = 40\% \cdot E'_{b,ongescheurd}$, waarbij $E'_{b,ongescheurd} = 20.000$ MPa. Deze waarde moet eerder worden gezien als een bovengrens dan als een ondergrens.

Tabel 4-5: Maatgevende rekenwaarden en uitgangspunten voor toetsing UGT en BGT – stalen damwand i.c.m. onderwaterbeton.

Damwandprofiel	AZ46 of gelijkwaardig
Lengte	10,65 m
Inbeddingsdiepte	NAP +37,0 m
Traagheidsmoment	110.450 cm ⁴ /m ¹
Weerstandsmoment	4.595 cm ³ /m ¹
Rekenwaarde optredend buigend moment $M_{s,d}$ (UGT)	523 kNm/m ¹
Rekenwaarde optredende dwarskracht $D_{s,d}$ (UGT)	323 kN/m ¹
Stempelkracht (horizontaal) $P_{h,d}$ (UGT)	168 kN/m ¹
Maximum uitbuiging u_{max} (BGT)	46 mm

Tabel 4-6: Maatgevende rekenwaarden en uitgangspunten voor toetsing UGT en BGT – CSM-wand.

Onderafdichting	Onderafdichting Kalksteen *	Onderwaterbeton
Wanddikte	0,55 m	0,55 m
Wapening (staalkwaliteit S235)	HEB400 (S355) h.o.h. 1 m	HEB340 (S235) h.o.h. 1 m
Lengte	16,65 m	10,65 m
Inbeddingsdiepte	NAP +31,0 m	NAP +37,0 m
Traagheidsmoment	1.444.138 cm ⁴ /m ¹	1.423.114 cm ⁴ /m ¹
Weerstandsmoment	53.297 cm ³ /m ¹	52.577 cm ³ /m ¹
Rekenwaarde optredend buigend moment $M_{s,d}$ (UGT)	970 kNm/m ¹	521 kNm/m ¹
Rekenwaarde optredende dwarskracht $D_{s,d}$ (UGT)	335 kN/m ¹	334 kN/m ¹
Stempelkracht (horizontaal) $P_{h,d}$ (UGT)	286 kN/m ¹	172 kN/m ¹
Maximum uitbuiging u_{max} (BGT)	140 mm	55 mm

Tabel 4-7: Maatgevende rekenwaarden en uitgangspunten voor toetsing UGT en BGT – diepwand.

Onderafdichting	Onderafdichting Kalksteen *	Onderwaterbeton
Wanddikte	1 m (sterkteklasse C20/25)	1 m (sterkteklasse C20/25)
Lengte	16,65 m	10,65 m
Inbeddingsdiepte	NAP +31,0 m	NAP +37,0 m
Traagheidsmoment	8.333.333 cm ⁴ /m ¹	8.333.333 cm ⁴ /m ¹
Weerstandsmoment (beton excl. wapening)	166.667 cm ³ /m ¹	166.667 cm ³ /m ¹
Rekenwaarde optredend buigend moment $M_{s,d}$ (UGT)	1.081 kNm/m ¹	539 kNm/m ¹
Rekenwaarde optredende dwarskracht $D_{s,d}$ (UGT)	335 kN/m ¹	261 kN/m ¹
Stempelkracht (horizontaal) $P_{h,d}$ (UGT)	272 kN/m ¹	158 kN/m ¹
Maximum uitbuiging u_{max} (BGT)	45 mm	14 mm

*Het maken van de langere diepwanden tot 5 m in de kalkzandsteenlagen kan extra risico's geven bij het graven t.a.v. de hardheid van deze lagen en de Silex. De specifieke ervaringen van de aannemer hiermee kunnen de risico's hiervan beperken. Dus bij kortere wanden tot in het grind en de o.w. betonvloer is een lager risicoprofiel van toepassing.

Met betrekking tot de bemalingswerkzaamheden en omgevingseffecten zal het toepassen van korte wanden leiden tot hoge waterbezwaren en een groot hydrologisch invloedsgebied. Een vergunningonderbouwend rapport zal moeten worden opgesteld waarbij rekening zal moeten worden gehouden met verplaatsingen van verontreinigingen. Tevens zal een uitgebreid monitoringsplan moeten worden opgesteld. Door de wanden tot in het mergellaag door te zetten zullen de omgevingseffecten en waterbezwaren sterk beperkt worden.

Zoals reeds opgemerkt vindt de grootste (toename in) uitbuiging van de wanden plaats op het moment dat het stempelraam wordt verwijderd. Indien er toe wordt gekozen om de grondkerende constructie af te stempelen op de vloer totdat het plafond gereed is, zullen de te verwachten deformaties sterk afnemen en kan worden volstaan met lichtere profielen / minder wapening aangezien het optredend moment in de wanden tevens wordt gereduceerd.

4.6. Toetsing stempelkracht

De rekenwaarde van de stempelkracht dient getoetst te worden aan de rekenwaarde voor de sterkte. Bij deze toetsing kunnen conform 9.7.1(o) van NEN 9997-1 de rekenwaarden op de volgende wijze worden bepaald:

stempel:

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

gording:

$$P_d = 1,10 \cdot P_{max}$$

Voor de beschouwde alternatieven zijn de rekenwaarden voor de sterkte weergegeven in tabel 4-8.

Tabel 4-8: Rekenwaarden benodigde sterkte stempel en bijbehorende gording.

Type kering	Onderafdichting	$P_{\max}$ [kN/m ¹]	P_d [kN/m ¹]	
			Stempel	Gording
Stalen damwand	OWB	168	210	185
CSM-wand	Kalksteen	286	358	315
	OWB	172	215	189
Diepwand	Kalksteen	272	340	299
	OWB	158	198	174

De nadere detaillering van het stempelraam valt buiten het kader van dit rapport.

Voor de toetsing van de rekenwaarde van de stempel/ankerkracht worden additionele partiële factoren toegepast, onder andere vanwege het feit dat bij vloeï of breuk van het stempel of anker dit volledig uitvalt.

4.7. Toetsing vloeimoment en dwarskracht

Conform 9.7.1(l, m en n) van NEN 9997-1 dienen momenten en krachten in de constructie te worden getoetst aan de materiaalgebonden norm NEN-EN 1993 (staalconstructies).

Momenten

Voor de momenten moet worden voldaan aan:

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

waarin:

$$M_{r;d} = \text{rekenwaarde van het vloeimoment} = M_{r;\text{rep}} / \gamma_m$$

$$M_{r;\text{rep}} = \text{representatieve waarde van het vloeimoment}$$

$$\gamma_m = 1,0 \text{ (staal)}$$

Bij toepassing van CSM-wanden is het uitgangspunt dat het optredend buigend moment (exclusief eventuele normaal spanningen) voor het overgrote deel wordt opgenomen door de aangenomen stalen HEB-profielen h.o.h. 1,0 m en voor een klein gedeelte door het beton (20 kNm/m¹). Bij toepassing van diepwanden dient hiervoor wapening afgehangen te worden, de benodigde hoeveelheid wapening dient door de constructeur te worden bepaald. De resultaten van de toetsing zijn gepresenteerd in tabel 4-69.

Voor de maatgevende situatie zijn de rekenwaarden van het maatgevende moment $M_{s;d}$ en de rekenwaarde van de sterkte $M_{r;d}$ per beschouwd alternatief gepresenteerd in tabel 4-9.

Tabel 4-9: Optredend en opneembaar moment.

Type kering	Profiel / wapening	Onderafdichting	$M_{s;d}$ [kNm/m ¹]	$M_{r;d}$ [kNm/m ¹]
Stalen damwand	AZ46 (S240)	OWB	523	1.103
Soilmix wand	HEB400 (S355) h.o.h. 1 m	Kalksteen	970	1.041
	HEB340 (S235) h.o.h. 1 m	OWB	521	527
Diepwand	n.t.b.	Kalksteen	1.081	-
	n.t.b.	OWB	539	-

Dwars- en normaalkracht

De berekende dwarskracht $D_{s;d}$ dient eveneens te worden getoetst aan de materiaalgebonden normen. Hierbij dient $D_{s;d}$ kleiner te zijn dan de rekenwaarde voor de sterkte $D_{r;d}$.

Bij de samenstelling van dit rapport was niets bekend over een axiale belasting van de wand. Als in het definitieve ontwerp sprake is van een normaalkracht in de wand dient deze te worden meegenomen in de toets op de sterkte van de wand. Een normaalkracht in de damwand kan ontstaan door een verticale belasting op de kop van de damwand, (grout)ankers onder een hoek met de horizontaal en/of negatieve kleeft.

De definitieve toetsing van dwars- en normaalkracht (en 2^e orde effecten) valt buiten het kader van dit rapport.

4.8. Toetsing vervormingen

Bij de controle op vervormingen conform 9.7.1(s) van NEN 9997-1 dient aan de eisen in 9.8 van NEN 9997-1 te worden voldaan. De vervormingseis is als volgt:

$$u_{\max} \leq u_{\text{req}}$$

waarin:

$$\begin{aligned} u_{\text{req}} &= \text{maximaal toelaatbare uitbuiging in de BGT} \\ u_{\max} &= \text{optredende uitbuiging in de BGT} \end{aligned}$$

Aangezien in dit stadium van het ontwerp nog geen eisen zijn geformuleerd met betrekking tot de maximaal toelaatbare uitbuiging (u_{req}) kan een toetsing nog niet plaatsvinden. De keuze voor het toe te passen type grondkering zal mede afhangen van wat toelaatbaar wordt geacht.

Opgemerkt wordt dat het grootste deel van de in tabel 4-5 t/m tabel 4-7 gepresenteerde uitbuiging pas optreedt nadat het stempelraam wordt verwijderd. Dit kan in de praktijk mogelijk worden beperkt door voordat het stempelraam wordt verwijderd af te stempelen op de gerealiseerde betonvloer.

Tevens wordt opgemerkt dat als gevolg van een horizontale uitbuiging van de wanden direct achter de damwand maaiveldzakkingen van ongeveer dezelfde orde van grootte zijn te verwachten. Geadviseerd wordt om de risico analyses uit te breiden door het effect van de wanduitbuigingen op de belendende panden en constructies te onderzoeken met EEM Plaxis.

Ten aanzien van diepwanden geldt het volgende. Door het graven van de diepwandsleuf zal ontspanning van het korrelskelet optreden, waardoor gronddeformaties en een verminderd draagvermogen van de belendende funderingen kan optreden. Om de gronddeformaties en de verplaatsingen van de belendingen te analyseren zijn berekeningen EEM nodig. Om het verminderde draagvermogen tijdens het ontgraven van de sleuf te waarborgen dient binnen een zone van 70% van de sleufbreedte een extra veiligheid (1,3 i.p.v. 1.1) op de macro stabiliteit van de sleuf te worden meegenomen (zie CUR 231 en DIN4126).

4.9. Toetsing overige mechanismen

Diepe glijvlakken

Als nadere gegevens over de stempeling / verankering bekend zijn, kan conform hoofdstuk 11 van NEN 9997-1 een definitieve toetsing worden uitgevoerd op afschuiven langs een diep glijvlak (geknikt recht glijvlak methode Kranz en cirkelvormige glijvlak methode Bishop).

5. TRILLINGRISICO ANALYSE

5.1. Inleiding

In het voorgaande hoofdstuk is een optie op basis van stalen damwanden op sterkte berekend. In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op de invloed op de omgeving die het inbrengen en verwijderen van de damwanden kan hebben.

In de directe omgeving van de bouwkuip zijn het stationsgebouw van de NS (figuur 5.1) en het hotel L'Empereur (figuur 5.2) gelegen. Gesteld is dat deze beide een monumentale status hebben.



Figuur 5.1: Stationsgebouw NS



Figuur 5.2: Hoetel L'Empereur

De belendingen staan op kortere afstand dan 5 m tot de installatiewerkzaamheden.

De onderhavige toetsing gaat over het risico op schade volgens SBRA. Een beschouwing van de trillingsintensiteiten op hinderbeleving (SBR B) en op storing aan trillingsgevoelige apparatuur (SBR C) vallen buiten het kader van de opdracht.

5.2. Karakteristieke werkzaamheden

Conform het damwandadvies kunnen damwanden met een weerstandsmoment van $2.600 \text{ cm}^3/\text{m}$ tot $4.595 \text{ cm}^3/\text{m}$ worden aangebracht. De lengte van de planken bedraagt circa 10 m tot 11 m.

Door de opdrachtgever is geen opgave gedaan van het te hanteren trilblok. Derhalve is op basis van het handboek CUR 166 "Damwandconstructies" 6^e druk een schatting gemaakt van de benodigde slagkracht van het trilblok. Het handboek bevat grafieken, overgenomen van de NVAF, waarmee de slagkracht bepaald kan worden gegeven de grondslag, het weerstandsmoment en de lengte van de damwandplank.

Verwacht wordt dat de damwandplanken met een hoog frequent trilblok met een slagkracht van circa 800 kN tot 1150 kN op diepte gebracht kunnen worden, de efficiëntie van het trilblok bedraagt circa 95%.

Opgemerkt wordt dat bij het trillend op diepte brengen van de damwandplanken het zeer waarschijnlijk is dat schade aan de damwandplanken zelf kan optreden. De grafieken van de NVAF geven aan dat er kans op schade te verwachten is. Zeker, omdat zeer hoge conuswaarden in de sondeergrafieken te zien zijn.

Het hierboven beschouwde blok kan goed geregeld worden, zodat niet met een te hoog of te lage slagkracht op de planken geslagen behoeft te worden. De acceptatie van het gekozen blok dient door de aannemer in overleg met constructeur te worden verzorgd.

Bovengenoemde aannamen zijn als uitgangspunt voor de analyse gehanteerd. In geval van wijzigingen in het te hanteren equipment en / of materieel, wordt aanbevolen de analyse / toetsing zo nodig aan te passen.

5.3. Modelleren werkzaamheden

In de bijlage “*Toelichting Trillingsprognosemodel*” wordt nader ingegaan op de theoretische achtergrond omtrent trillingen.

De modellering en het opstellen van de trillingsrisico analyse vindt plaats op basis van CUR - publicatie 166 ‘Damwandconstructies’. In genoemde CUR - publicatie wordt onderscheid gemaakt in verschillende bodemkarakteristieken, verschillende damwandplanken alsmede in verschillende wijzen van inbrengen.

Bronwaarde

In CUR 166 wordt voor de bronintensiteit van de trillingsintensiteit een “standaard” bodemprofiel gehanteerd. Door de bronwaarden van het “standaard” profiel te correleren naar de grondcondities van de projectlocatie is met lokale omstandigheden rekening gehouden. Voor de modellering van de projectlocatie zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Gemiddelde bronsnelheid u_{5m} , intrillen 3,8 mm/s
- Variatie coëfficiënt, trillen 0,8

De bronsnelheid bij uittrillen is op 1,5 maal de bronsnelheid bij intrillen gesteld (met dezelfde variatiecoëfficiënt).

Voor het bepalen van de trillingsintensiteit in de draagconstructie wordt gebruik gemaakt van een overdrachtsfactor van 0,7 van grond naar draagconstructie (conform CUR 166 4^e druk).

In tegenstelling tot de in CUR 166 (6^e druk) gehanteerde vereenvoudigde lognormale verdeling voor de bronwaarde wordt in de analyse uitgegaan van een uitgebreide lognormale verdeling.

Demping

Tijdens de installatie van de planken wordt de omringende grond in beweging gebracht. Hierdoor ontstaan trillingen. Deze trillingen planten zich als golven door de ondergrond voort. Te onderscheiden zijn compressie-, afschuif- en Rayleigh-golven.

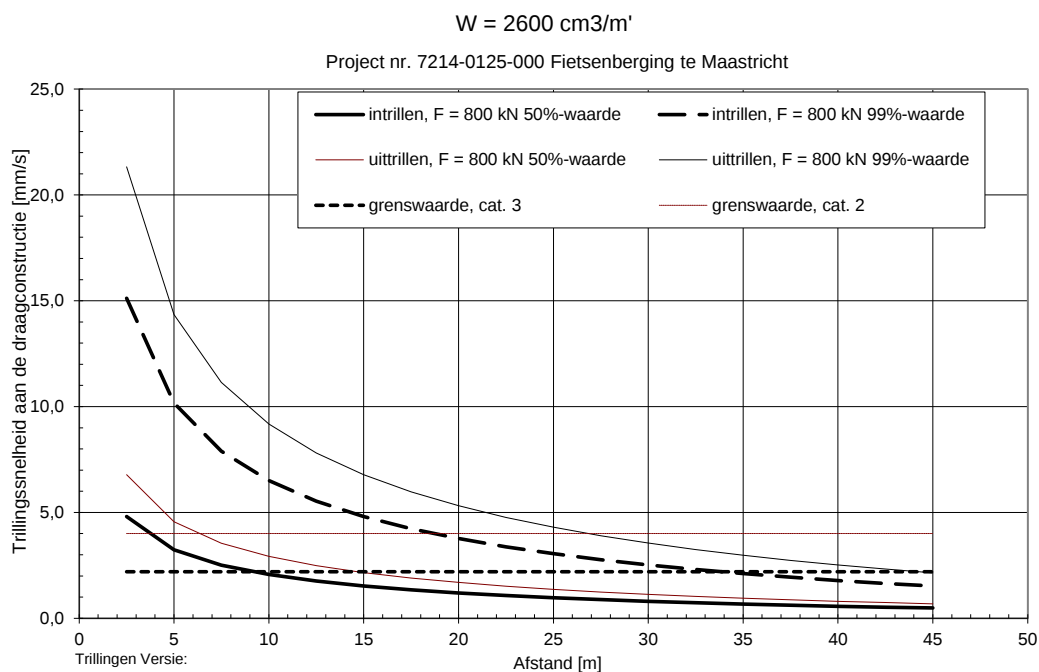
Op korte afstand van de trillingsbron zijn qua trillingsniveau zowel de afschuif- als Rayleighgolven van belang, op grotere afstand alleen de Rayleighgolven. De voortplantingssnelheid van de trillingsgolven in de aanwezige zandlagen bedraagt globaal 125 à 200 m/s.

De demping is in sterke mate afhankelijk van de mate waarin het grondmateriaal vervormd wordt onder invloed van de homogeniteit en de gelaagdheid van het bodemprofiel.

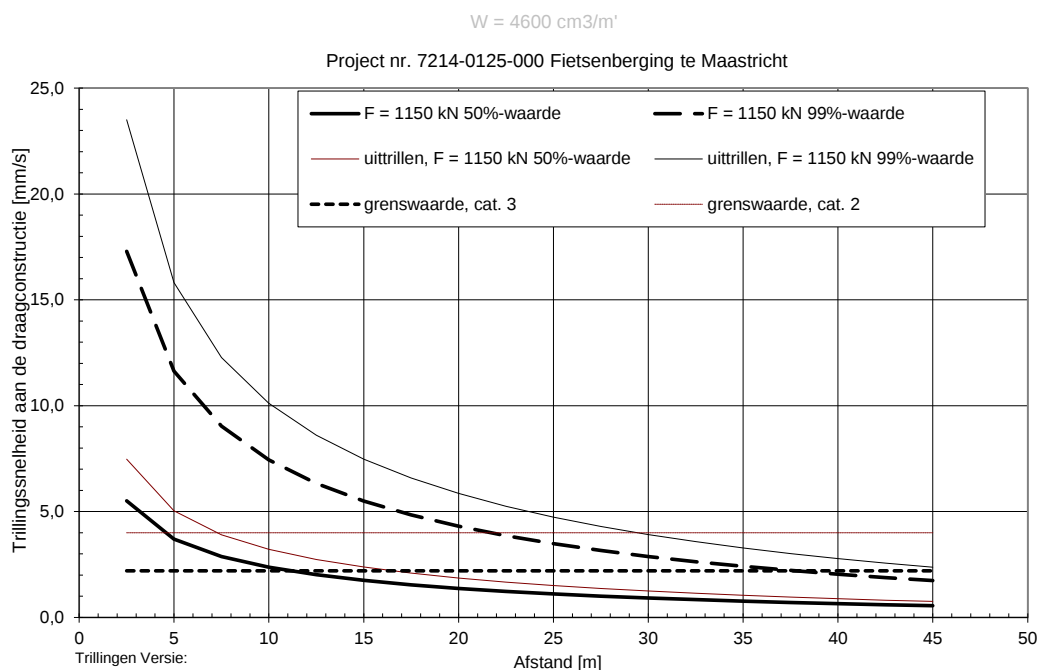
Tijdens het trillen van de damwandplanken wordt bij een dempingsmaat van $\zeta = 1$ tot 2% uitgegaan van een dempingsconstante van circa $\alpha = 0,02 \text{ m}^{-1}$.

5.4. Trillingsoverdracht

In onderstaande figuur 5-3 en 5-4 is grafisch de trillingssnelheid aan de draagconstructie als functie van de afstand gepresenteerd.



Figuur 5-3: Trillen intensiteiten aan de draagconstructie (snelheden versus de afstand), slagkracht 800 kN



Figuur 5-4: Trillen intensiteiten aan de draagconstructie (snelheden versus de afstand), slagkracht 1150 kN

5.5. Toetsing objecten

In de bijlage “*Toelichting toetsingskader*” wordt nader ingegaan op de bepaling van o.a. de grenswaarde.

De volgens CUR 166 geprognosticeerde trillingswaarden worden getoetst aan de grenswaarden uit de SBR richtlijnen uit augustus 2006, uitgegeven door Stichting Bouw Research, Rotterdam. De Raad van State erkent de richtlijnen als uitgangspunt voor jurisprudentie. Richtlijn A: ‘*Schade aan gebouwen*’ is van toepassing.

Categorie object

In SBR richtlijn A wordt onderscheid gemaakt in de constructiewijze en in de staat van het bouwwerk. Omdat de belendingen een monumentale status hebben, worden deze ingedeeld in categorie 3. Ter indicatie is ook de grenswaarde voor categorie 2, draagconstructie metselwerk weergegeven in figuur 5-3 en 5-4.

Funderingswijze object

Door SBR A wordt onderscheid gemaakt in trillingsgevoelige en niet-trillingsgevoelige funderingen. Omdat de belendingen gefundeerd zijn op staal is eveneens een grenswaarde voor trillingsgevoelige funderingen van toepassing. Deze is in dit geval niet maatgevend ten opzichte van de grenswaarde aan de draagconstructie.

Grenswaarde object

Op basis van SBR - richtlijn A “*Schade aan gebouwen*” wordt de grenswaarde van de trillingssnelheid bepaald. Op basis van het type trillingsbron, de constructie- en funderingswijze van de omliggende bebouwing worden de maatgevende grenswaarden bepaald. Volgens de richtlijn is de kans op schade aanvaardbaar klein (minder dan 1%) indien de rekenwaarde van de grenswaarden niet overschreden worden.

Voor de bepaling van de rekenwaarde van de grenswaarde is de dominante frequentie van de trilling een maatgevende factor. De rekenwaarden van de grenswaarden zijn opgenomen in tabel 5-1.

Tabel 5-1: Grenswaarden [mm/s] conform SBR – richtlijn A ‘Schade aan gebouwen’

Dominante frequentie [Hz]	Karakteristieke waarden Cat. 3 [mm/s]	Partiële veiligheidsfactor Trillen [-]	Rekenwaarde grenswaarde trillingssnelheid	
			Cat. 3 ¹⁾ [mm/s]	Fundering [mm/s]
30	5,5	2,5	1,4 / 2,2	5,3
35	6,1	2,5	1,5 / 2,4	4,6
40	6,8	2,5	1,7 / 2,7	4,0

1) inclusief / exclusief partiële factor (1,6) voor de soort meting

De vet gemarkeerde waarden zijn geldig voor de voorliggende analyse met betrekking tot trillingen aan de draagconstructie en de trillingsgevoelige funderingen. Bij het trillen van damwandplanken geldt een dominante frequentie van 30 tot 40 Hz.

Partiële factor soort meting

Niet van invloed op de resultaten van de trillingsrisico analyse, maar uiteindelijk wel van invloed op de toe te passen grenswaarde bij mogelijk uitgevoerde metingen, is de factor voor de soort meting. De grootte van de partiële factor voor de soort meting varieert tussen 1,0 en

1,6 en is afhankelijk van de uitgebreidheid van de meting. Er is sprake van een “indicatieve”, een “beperkte” of een “uitgebreide” meting. Omdat met een trillingsrisico analyse op voorhand geen invulling gegeven kan worden voor de uitgebreidheid van het aantal meetpunten, wordt hiervoor ten behoeve van het inzicht zowel 1,0 als 1,6 gehanteerd. Zie tabel 5-1. De uitgebreidheid van de meting is geheel afhankelijk van de insteek van de opdrachtgever waarbij kosten voor de metingen en mogelijke aanvaardbare risico's meegewogen worden.

Conform SBR richtlijn A dienen de meetresultaten vermenigvuldigd te worden met deze factor.

Invloedsgebied

Binnen het invloedsgebied wordt verwacht dat de kans op overschrijden van de grenswaarde groter is dan 1%. In tabel 5-2 is de geprognosticeerde grootte van het invloedsgebied opgenomen.

Tabel 5-2: Invloedsgebieden

grenswaarde	4,0 mm/s	2,2 mm/s	1,4 mm/s
Slagkracht	Fund. ¹⁾	Cat. 3 Draag. ²⁾	
[kN]	[m]	[m]	[m]
800 intrillen	27,5	35	45
800 uittrillen	37	45	>50
1150 intrillen	31	>45	>45
1150 uittrillen	40	>45	>50

1) fund - trillingsgevoelige fundering

2) draag - draagconstructie

Toetsing objecten

Op basis van de prognose waarden en de grenswaarden zijn de overschrijdingskansen voor de afzonderlijke objecten te bepalen. Omdat de afstand van de installatiewerkzaamheden tot de belendingen minder dan 5 m bedraagt, zijn overschrijdingskansen van meer dan 50% te verwachten. Geconcludeerd wordt dat er een groot risico op schade is door de installatiewerkzaamheden.

5.6. Conclusies en advies

Objecten en grenswaarden

Voor het stationsgebouw van de NS en het hotel L'Empereur is een monumentale status van toepassing. Derhalve geldt aan de draagconstructie bij trillen van damwandplanken (intrillen dan wel uittrillen) een grenswaarde van 2,2 mm/s (frequentie 30 Hz, “uitgebreide meting”).

Voor de belendingen geldt eveneens een grenswaarde voor trillingsgevoelige funderingen (fundering op staal) echter deze zijn onder geschikt aan de grenswaarde aan de draagconstructie.

Materieel

Het volgende materieel wordt gehanteerd:

- Damwandplanken

Hoog frequent variabel moment trilblok

weerstandsmoment

2600 cm³/m' tot 4600 cm³/m'

slagkracht 800 kN tot 1150 kN

Invloedsgebieden objecten

De volgende grootte van de invloedsgebieden worden verwacht (binnen genoemde afstanden wordt verwacht dat de grenswaarde wordt overschreden):

- | | | | |
|----------------------|------------------|--|-----------------------|
| • Slagkracht 800 kN | draagconstructie | circa 35 m (intrillen) | tot 45 m (uittrillen) |
| • Slagkracht 800 kN | op staal | circa 27,5 m (intrillen) | tot 37 m (uittrillen) |
| • Slagkracht 1150 kN | draagconstructie | circa >45 m (intrillen c.q. (uittrillen) | |
| • Slagkracht 1150 kN | op staal | circa 31 m (intrillen) | tot 40 m (uittrillen) |

Risico objecten

Voor het stationsgebouw en het hotel worden overschrijdingskansen van de grenswaarden aan de draagconstructie van meer dan 50% verwacht.

Advies

Gezien de geprognosticeerde kansen en grootte van de invloedsgebieden wordt geadviseerd af te zien van het trillend installeren (trekken) van de damwandplanken. Het risico op schade door trillingen is dusdanig dat eerder geadviseerd wordt een alternatief (= trillingsvrij / -arm) als bouwput begrenzing toe te passen.

Ondanks een eventuele trillingsvrije / -arme installatie methode, wordt geadviseerd de uitvoering onder begeleiding van (bemande) trillingsmetingen en deformatie metingen uit te voeren. Direct constructieve schade wordt niet verwacht, wel is er risico op mogelijk scheefzakken van de objecten.

Trillingen alternatieve bouwputscheiding

Als alternatief voor de damwanden kan gedacht worden aan het toepassen van diepwanden, palenwanden of Soilmix wanden. Het aanbrengen van deze wanden zijn in principe trillingsarm. Echter door handling en een onzorgvuldige uitvoering kunnen trillingen optreden door b.v ruwe bewegingen van materieel, hard schurende bewegingen tegen harde onderdelen, draaiende motoren/ vrachtauto's (trillingen door geluiddruk) etc.

De trillingsintensiteiten veroorzaakt door deze activiteiten zijn vele malen lager dan bij het trillen van damwandplanken. Omdat de dominante frequentie van de trillingen (eerder herhaald kortdurende trillingen dan continue trillingen bij damwanden) lager ligt, wordt de eigenfrequentie van de bebouwing eerder aangestoten. Daardoor is de verwachting dat bij de bewoners de beleving (hinder) van de trilling niet minder zal zijn. Het risico voor de belendingen is minder groot dan bij trillen van damwanden.

6. ORIENTEREND FUNDERINGSADVIES

6.1. Richtlijnen en normen

Voor het funderingsadvies in deze rapportage zijn de volgende richtlijnen en normen van toepassing:

- NEN-EN 1990, Eurocode - Grondslagen van het constructief ontwerp
- NEN-EN 1991, Eurocode 1 - Belastingen op constructies
- NEN 9997-1: Geotechniek, berekeningsmethode voor funderingen op staal
- CUR-aanbeveling 36: 2011, Ontwerpen van elastisch ondersteunde betonvloeren en verhardingen
- CUR 236: Ankerpalen

Het mede op basis van dit advies gemaakte funderingsontwerp dient achteraf te worden getoetst aan de geldende geotechnische normen. In dit stadium van het project wordt volstaan met het verstrekken van die gegevens die nodig zijn om het ontwerp van de fundering mogelijk te maken.

6.2. Fundering op staal

Gezien de aangetroffen bodemgesteldheid en de aard van de bebouwing komt voor dit project een fundering op staal in aanmerking.

Deze funderingsoplossing is in de volgende paragrafen nader uitgewerkt. Een (onderwater)betonvloer zal mogelijk verankerd worden met behulp van trekpalen/ankers.

De constructie dient te voldoen aan:

- Uiterste Grenstoestand (UGT op draagkracht): Bij deze toetsing dient de rekenwaarde van de belasting (V_d) kleiner te zijn dan de rekenwaarde van de draagkracht (R_d).
- Uiterste Grenstoestand type B (UGT in bovenbouw door te grote vervorming fundering): Bij normale bouwconstructies, waarvan hier sprake is, is de bruikbaarheids-grenstoestand (BGT) maatgevend.
- Bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT, vervormingen): Getoetst wordt of de berekende zakkingen van de bovenzijde van de fundering toelaatbaar zijn.

Voor de uitwerking van het funderingsadvies voor dit project zijn de volgende mede door de constructeur verstrekte uitgangspunten / tekeningen gehanteerd:

- Het constructief aanlegniveau bedraagt NAP +41,0 m.
- Het ontwerp voorziet in een dikte van de keldervloer van ca. 0,90 m.
- In de eindsituatie is gerekend met een grondwaterstand NAP +47,05 m hetgeen overeenkomt met de voorlopig ten behoeve van deze rapportage aangehouden maatgevende hoge grondwaterstand (zie paragraaf 2.5);
- Uitgegaan is van verticaal en centrisch aangrijpende belastingen.

6.3. Aanlegniveau en draagkracht fundering (UGT)

Voor een fundering op staal dient conform 6.4(c) van NEN 9997-1 in het algemeen uitgegaan te worden van een minimaal aanlegniveau van 0,8 m beneden het toekomstige maaiveld. Bij de voorziene kelder wordt ruimschoots aan deze eis voldaan.

Ter plaatse van de sonderingen is op het gegeven constructief aanlegniveau van de fundering van NAP +41,0 m vrijwel direct een draagkrachtige zand- en/of grindlaag aanwezig. Eventueel op het aanlegniveau van de fundering aanwezige los gepakt zand, leem of verweekte zones dienen door dieper te ontgraven te worden verwijderd.

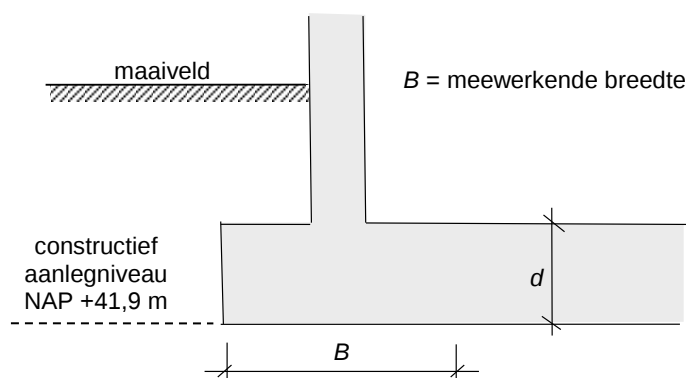
Opgemerkt wordt dat de juiste diepte van de ontgravingen, met name tussen de onderzoekspunten, in het werk moet worden bepaald. Zo kunnen bijvoorbeeld (opgevulde) ontgravingen aanwezig zijn. In die gevallen zal plaatselijk dieper moeten worden ontgraven tot het ongeroerde, draagkrachtige bodemmateriaal.

Het ontgravingsniveau dient, ook indien geen grondverbetering hoeft te worden aangebracht, met een lichte trilplaat in meerdere gangen te worden afgetrild en verdicht. Na ontgraven dient ervoor zorg gedragen te worden dat het materiaal niet verweekt of wordt verkneed.

Indien het gerealiseerde ontgravingsniveau beneden het constructieve aanlegniveau van de fundering is gelegen, dient de tussenliggende zone te worden opgevuld door middel van een grondverbetering, zie hoofdstuk 6, NEN 9997-1.

Op basis van B1 t/m B3 is volgens hoofdstuk 6 van NEN 9997-1 de rekenwaarde van de draagkracht van de funderingsgrondslag berekend. Een voorbeeldberekening van de plaatfundering is gegeven in bijlage A7.

Samengevat kan worden uitgegaan van de in tabel 6-1 gegeven rekenwaarden voor de maximale funderingsdruk ($\sigma'_{\max;d}$) als functie van de meewerkende (strook)breedte B' en de maatgevende (minimum gronddekking) d naast de fundering zie figuur 6-1.



Figuur 6-1: Maatgevende dekking- d naast de vloer

Tabel 6-1: Rekenwaarde draagkracht plaatfundering (indicatief) (UGT)

Meewerkende breedte *	Rekenwaarde maximale funderingsdruk $\sigma'_{\max;d}$ [kN/m ²]
B [m]	dekking $d = 0,00$ m
0,50	35
1,00	65
1,50	105
2,00	150
2,50	195
3,00	235
3,50	280
4,00	325

- * = Onder meewerkende breedte wordt bij een plaatfundering bedoeld het gedeelte van de plaat dat belast wordt conform 6.8(c) van NEN 9997-1. In de praktijk komt dit veelal overeen met een strookbreedte van ca. 5 x de vloerdikte.

Opgemerkt wordt dat de maximaal toelaatbare grondspanning onder een funderingselement met een meewerkende breedte van 3,0 m (of groter) en een vloerdikte van 0,9 m (of meer) ca. 325 kN/m² bedraagt.

Veiligheidshalve is geen gronddekking of gewicht van de vloer meegenomen. Vanwege de opwaartse waterdruk tegen de onderzijde van de plaat is het effectieve gewicht van de betonvloer nihil. Om het effect van tegendruk op het glijvlak via buigwerking te verdisconteren kan een (arbitraire) waarde van 10 kPa worden gehanteerd. Dit dient te worden geverifieerd door een constructeur.

Om te voldoen aan de UGT dient de plaatfundering zodanig gedimensioneerd te worden, dat de rekenwaarde voor de funderingsdruk $\sigma'_{\text{gem;d}}$ kleiner is dan of gelijk is aan de rekenwaarde van de maximale funderingsdruk $\sigma'_{\text{max;d}}$.

6.4. Zakkingen (UGT type B en BGT)

Zowel voor de UGT type B als de BGT zijn eisen geformuleerd ten aanzien van de maximaal toelaatbare vervormingen. Bij de UGT type B treedt constructieve schade aan de bovenbouw op door te grote (verschil)zakkingen. Over het algemeen zijn de eisen voor de BGT strenger.

Aangezien de fundering direct in (vast) gepakte zand- en grindafzettingen wordt aangelegd zullen de zakkingen (zeer) beperkt zijn. Echter, een nadere analyse van de vervormingen op basis van concrete uitgangspunten zal daarover uitsluitsel moeten geven.

Ten behoeve van de dimensionering van de vloer als zijnde elastisch ondersteund kan voor permanente statische belastingen een beddingsconstante van 5 à 10 MN/m³ worden gehanteerd (zie CUR-aanbeveling 36: 2011).

Deze waarde is bedoeld voor berekeningen in de BGT en is gebaseerd op een analyse van het lange termijn vervormingsgedrag van de ondergrond onder invloed van een door de opdrachtgever opgegeven statische vloer belasting.

Voor kortdurende, belastingen zal de ondergrond beduidend stijver reageren en kan een beddingsconstante worden aangehouden die een factor 2,5 à 3,0 hoger is (zie CUR-aanbeveling 36: 2011).

Rekening dient gehouden te worden met stijfheidsverschillen, onder meer veroorzaakt door de heterogeniteit van de bodem.

6.5. Funderingsadvies voor op trek belaste palen

Om de noodzaak van het toepassen van trekelementen onder de kelder vast te stellen, dienen de uitvoeringsfase en de gebruiksfase afzonderlijk beschouwd te worden.

Wat betreft de uitvoeringsfase wordt verwezen naar hoofdstuk 4 waarin, los van de verschillende opties voor de grondkering, twee varianten worden beschouwd. Eén variant waarbij de wanden tot in het kalksteen dienen te reiken, opdat deze laag als natuurlijke onderafdichting kan fungeren, en één variant waarbij een onderwaterbetonvloer als onderafsluiting van de bouwput gerealiseerd dient te worden.

Bij de *eerste variant* zijn gedurende de uitvoeringsfase geen trekelementen benodigd: de bemaling reguleert de waterdruk onder constructief aanlegniveau. Bij extreme waterstanden kan er eventueel toe worden besloten de bouwput vol te zetten met water opdat de vloer niet opdrijft.

Bij de *tweede variant* dient het gewicht van de onderwaterbetonvloer, eventueel in combinatie met trekelementen, te voorkomen dat de vloer bij de extreme waterstand van NAP +47,05 m opdrijft. Zoals reeds in hoofdstuk 4 is vermeld zou de onderwaterbetonvloer, wanneer geen trekelementen worden toegepast, een dikte van circa 5,25 m moeten krijgen. Dit wordt als een irreële oplossing beoordeeld, mede omdat hiervoor een ontgravingsniveau tot in het kalksteen benodigd zou zijn en de grondkerende wanden (aanzienlijk) langer zouden moeten worden en optredende uitbuigingen en momenten hierbij zullen toenemen. Bij de berekeningen voor de grondkerende constructies is uitgegaan van een zo dun mogelijke onderwaterbetonvloer (1,0 m). In onderhavige paragraaf zijn tevens vloerdikten van 1,5 en 2,0 m beschouwd, waarbij het overige deel van de waterdruk door trekpalen opgenomen dient te kunnen worden.

Opgemerkt wordt dat bij een hoge grondwaterstand van NAP +44,5 m, zoals aangehouden bij het bemalingsadvies, kan worden volstaan met een dikte van de onderwaterbetonvloer van 3,05 m zonder dat trekelementen toegepast hoeven te worden.

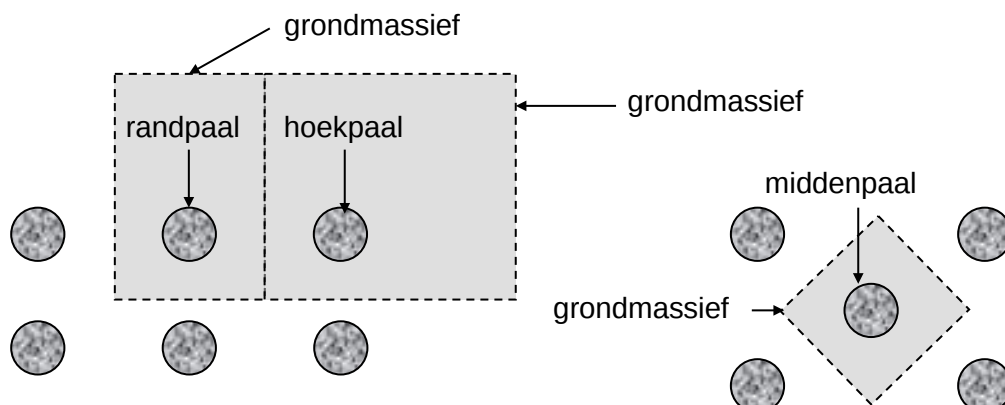
Wat betreft de gebruiksfase kunnen voornoemde twee varianten tevens worden beschouwd.

Voor de *eerste variant* is een evenwichtsberekening uitgevoerd: uitgaande van 0,9 m betonvloer, 0,8 m plafond (beton) en een gronddekking van 1,55 m (MV = NAP +47,25 m) zijn hierbij geen trekelementen benodigd. Bij de ingang van de stalling, waar lokaal geen plafond en gronddekking aanwezig is, zijn mogelijk wel trekelementen nodig. De noodzaak van trekelementen kan worden geoptimaliseerd i.r.t. bemaling en verticaal evenwicht.

Voor de *tweede variant* geldt dat de uitvoeringsfase maatgevend is. De ten behoeve hiervan geïnstalleerde trekpalen zullen over ruim voldoende capaciteit beschikken om opdrijven in de gebruiksfase te voorkomen.

In de berekeningen is uitgegaan van GEWI ankerpalen met een diameter $\varnothing$ 180 mm of gelijkwaardig. Elk gelijkwaardig systeem kan worden toegepast. De specifieke kennis ten aanzien van de uitvoering ligt bij de aannemer.

Bij op trek belaste palen wordt onderscheid gemaakt in middenpalen, randpalen en hoekpalen (zie figuur 6-2). Voor middenpalen is over het algemeen de massa van het grondmassief dat rondom de palen aanwezig is maatgevend voor de opneembare trekkracht. Voor randpalen en hoekpalen wordt geïnterpoleerd tussen middenpalen en alleenstaande palen.



Figuur 6-2: Principeschets rand-, hoek- en middenpalen (niet op schaal).

Gezien het oriënterende karakter van onderhavige rapportage zijn enkel middenpalen beschouwd. Afhankelijk van de dikte van de onderwaterbetonvloer en het gehanteerde paalstramien is het benodigde trekdraagvermogen van de ankerpalen bepaald. Vervolgens is hiervoor het minimale installatieniveau voor GEWI-ankerpalen bepaald, zie tabel 6-2. De berekeningen zijn gebaseerd op sondering SZ2.

Tabel 6-2: Benodigd trekdraagvermogen en minimaal installatieniveau GEWI-ankerpalen $\varnothing 180$ mm (middenpaal).

Dikte OWB [m]	Opdrijvende kracht [kPa]	Stramien 2,00 x 2,00 m		Stramien 2,25 x 2,25 m		Stramien 2,50 x 2,50 m	
		$F_{t,d}$ [kN]	P.p.n. [m NAP]	$F_{t,d}$ [kN]	P.p.n. [m NAP]	$F_{t,d}$ [kN]	P.p.n. [m NAP]
1,0	48,9	196	+30,0	248	+29,0	306	+27,5
1,5	43,1	173	+30,0	219	+29,0	270	+28,0
2,0	37,1	150	+30,5	189	+29,5	233	+28,5

Hierbij zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Het project is geplaatst in geotechnische categorie 2.
- Omdat in dit stadium van het ontwerp de stijfheid van de constructie nog niet exact bekend is, is de stijfheid van de constructie niet in rekening gebracht. Volgens tabel A.10a van NEN 9997-1 is voor de factoren ξ_3 en ξ_4 een waarde van 1,39 gehanteerd.
- Vanwege een eenmalige trek/drukwisseling is uitgegaan van $\gamma_{var} = 1,0$ (quasi statische trek).
- Bij de draagkrachtberekeningen zijn de volgende paalfactoren aangehouden voor de GEWI-palen:

$\alpha_t = 0,000$ (voor eerste meter onder ontgravingsniveau)

$\alpha_t = 0,008$ (voor 1 m tot 4 m onder ontgravingsniveau, niet af te persen i.v.m. slechte controleerbaarheid van onder verhoogde druk afpersen)

$\alpha_t = 0,011$ (vanaf 4 m onder ontgravingsniveau af te persen)

De parameters zijn vastgesteld op basis van CUR-publicatie 236, waarbij als uitgangspunt dat geen in-situ controle van de palen zal plaatsvinden. Wanneer dit wel het geval is kunnen gunstigere waarden worden gekozen (ca. factor 1,5 hoger).

- In verband met de ontgraving (niveau afhankelijk van dikte OWB-vloer) zijn de conusweerstand, afhankelijk van het maaiveldniveau tijdens sonderen, gereduceerd conform 7.6.2.3(k) van NEN 9997-1. Aangezien er sprake is van trillingsarme paalsystemen zijn de conusweerstand gereduceerd evenredig met de wortel verticale korrelspanning. De waargenomen dynamische sondeer slagwaarden N_{10H} zijn omgerekend naar fictieve statische conusweerstand q_c conform relaties van de TU-Aken.

- In de trekweerstand is het eigen gewicht van de paal niet meegerekend.
- In de berekeningen is de invloed van het verdichtingseffect niet meegenomen ($f_1 = 1$).

Geadviseerd wordt een paalleverancier met ruime ervaring in de specifieke Limburgse bodem te betrekken bij de paalkeuze teneinde meer zekerheid te verkrijgen ten aanzien van de installatiemogelijkheden van het paaltype, alsmede het haalbare paalpuntniveau in het kalksteenpakket (silex/vuursteen).

6.6. Uitvoeringsaspecten fundering op staal

De ontgravingsniveaus dienen nauwgezet te worden geïnspecteerd op geroerde en/of verweekte zones. In geval van twijfel omtrent het aan te houden niveau kunt u contact opnemen met Fugro.

Een (eventuele) grondverbetering dient te bestaan uit goed gegradeerd zand dat laagsgewijs wordt verdicht. Om een goede spreiding van de funderingsdrukken mogelijk te maken moet de grondverbetering onder een hoek van 45° met de verticaal gerekend vanaf de rand van de funderingselementen worden aangebracht. Voor materiaalkeuze en aanbevelingen ten behoeve van de uitvoering van de grondverbetering wordt verwezen naar de bijlage "Richtlijnen Grondverbetering".

Op het ontgravingsniveau voor de fundering kan leem worden aangetroffen. Over het algemeen is dergelijk materiaal sterk gevoelig voor verweking. Een dergelijke verweking dient tijdens de uitvoering voorkomen te worden door het zo nodig afdekken van de ontgravingsniveaus en het zo spoedig mogelijk storten van werkvloeren en fundamenteën.

Tijdens het realiseren van de benodigde ontgravingen voor de fundering dient ruim aandacht besteed te worden aan de stabiliteit van de belendende en op een hoger niveau gelegen funderingen. Desgewenst kunnen wij u hieromtrent nader adviseren.

Gezien de tijdens het grondonderzoek waargenomen grondwaterstand zal het noodzakelijk zijn om tijdens de uitvoering een bemaling te installeren. Zie hoofdstuk 3. Geadviseerd wordt de kelder waterdicht uit te voeren en een bemaling pas stop te zetten, nadat voldoende belasting is aangebracht om eventueel opdrijven te voorkomen.

7. SAMENVATTING EN CONCLUSIES

In voorliggend rapport is gekeken naar meerdere mogelijkheden waarbij is gevarieerd in type verticale begrenzing, alsmede in de wijze waarop de onderafdichting van de bouwput wordt gerealiseerd.

Uitgaande van de maten op tekening D90-MGR-AU-140006 versie 2 zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- kerende hoogte ca. 6,5 m;
- dikte vloer 0,9 m;
- stempeling / verankering op ca. 1m –mv;
- indien van toepassing onderwater betonvloer dik 1,0 m met trekankers (b.v. GEWI-ankerpalen)

7.1. Bouwput opties

Een open bouwkuip is gezien de beperkte ruimte geen optie.

De mogelijkheden liggen in een gesloten bouwput met verticale begrenzingen (Soilmix- of diepwanden) eventueel in combinatie met een natuurlijke (kalksteen) of kunstmatige onderafdichting in de vorm van onderwaterbeton.

De optie met een bodeminjectielaag is geen optie in verband met de beperkt mogelijke diepteligging in het grind en de uitgangspunten voor de stijghoogte van het grondwater.

Het bemalen in de grindlagen zal naar verwachting grote debieten opleveren. Dit door de grote waterdoorlatendheid van de grindlagen. Geconcludeerd kan worden dat een bouwput met wanden tot in de grindlagen geen goede optie is zonder goede onderafdichting. De onderafdichting van de put zal door de kalkzandsteen (bij relatief lange wanden) of een onderwaterbetonvloer (bij relatief korte wanden) moeten worden gerealiseerd.

Gezien de kerende hoogte moet worden uitgegaan van stempels / verankering. Vrijstaande wanden zijn met het oog op de te verwachten uitbuigingen en de risico's voor de belendende panden geen optie.

De optie met trekankers (h.o.h. type, lengte) en de onderwater betonvloer (dikte) kan worden geoptimaliseerd. Zonder trekankers zal de o.w. betonvloer uitgaande van de grondwaterstand op NAP +47,05 m ca. 5,25 m dik moeten zijn. Uitgaande van grondwater op NAP +44,5 m kan worden volstaan met ca. 3,05 m dikte. Deze opties vergen door de extra ontgravingsdiepte zwaardere wanden en zijn niet verder uitgewerkt.

De volgende mogelijkheden zijn o.a. bekeken:

1. Een *stalen damwand* met onderwaterbetonvloer

Bij toepassing van stalen damwanden dient te worden opgemerkt dat in de directe omgeving in het verleden stalen damwanden zijn geïnstalleerd tot een maximale diepte van circa 10 m. Dit ging gepaard met zwaar trilwerk. Het wordt echter onwaarschijnlijk geacht dat de damwanden tot in het kalksteen kunnen worden geïnstalleerd.

2. Een *soilmix wand (CSM / MIP)* met onderafdichting door kalkzandsteen of onderwaterbetonvloer

Bij toepassing van CSM / MIP wanden behoort zowel bij installatie tot in het kalksteen als toepassing van onderwaterbeton tot de mogelijkheden. Opgemerkt wordt dat installatie tot in

het kalksteen bemoeilijkt kan worden door de eventuele aanwezigheid van laagjes Silex (vuursteen). Het optredend moment dient bij opgenomen te worden door de in de wand af te hangen staalprofielen. Met het oog op de betondekking zijn HEB-profielen tot een hoogte van 400 mm beschouwd;

3. Een *diepwand* met onderafdichting door kalkzandsteen of onderwaterbetonvloer
Bij toepassing van diepwanden behoort de installatie tot in het kalksteen alsmede de toepassing van onderwaterbeton eveneens tot de mogelijkheden. Het optredend moment dient opgenomen te worden door in de diepwanden af te hangen wapening;

4. Een *schroefpalenwand* door kalkzandsteen of onderwaterbetonvloer
Toepassing van een schroefpalenwand met secanspalen is bij goede uitvoering in principe ook mogelijk, echter bij de onderhavige ondergrond (grind, vuurstenen en kalkzandsteen) en relatief langere palen neemt de kans op lekkage toe doordat de overlappen minder goed te realiseren zijn (verhoogde kans op scheefstand en lekkage). Ook de aanwezigheid van monumentale panden in de omgeving vormen een risico op schade als er daadwerkelijk lekkage optreedt.

Ad 1) De stalen damwanden kunnen gebaseerd op de ervaringen bij Hotel L'Empereur in principe in de grindlagen tot maximaal 6 à 10 m lengte (installatiediepte ca. NAP +37,5 m à NAP +41,5 m) worden geïnstalleerd. Dit geeft wel grote kans op schade door zwaar in- en uittrillings werkzaamheden, veel trillingen en geluidshinder. De haalbaarheid is onderzocht aan de hand van een trillingsrisicoanalyse. Indicatie van de vervorming max. 45 -50 mm uitgaande van AZ46.

Ad 2) een goed alternatief voor de stalen damwanden is een Soil Mix wand met een breedte van 55 cm en een installatiediepte tot ca. NAP +30,5 à NAP +31,5 m. Sterkte van de wand te realiseren door stalen HEB-profielen op een h.o.h. afstand van ca. 1,0. Voor een goede natuurlijke waterafdichting aan de onderzijde dient de wand 5 m in de kalkzandsteen laag te staan. In combinatie met een onderwaterbetonvloer kan worden volstaan met een installatiediepte van ca. NAP +37,0 m in het grind. Indicatie van de vervorming max. 55-140 mm.

Ad 3) Voor deze optie geldt hetzelfde als voor optie 2). De diepwanden zijn dan aangehouden op een breedte van 1 m bij een sterkteklasse van C20/25. Indicatie van de vervorming max. 14-45 mm.

7.2. Draagkracht ondergrond

De (vloer)constructie kan op het maasgrind worden gefundeerd. In principe is op het aanlegniveau voldoende draagkrachtige ondergrond aanwezig. De belastingen zijn nihil in verband met de opwaartse waterdruk. De rekenwaarde van de maximale funderingsdruk is minimaal 325 kPa uitgaande dat er geen weerstandcomponent wordt geleverd door het gewicht van de constructievloer.

In verband met opdrijven zijn bij toepassing van een onderwaterbetonvloer trekankers benodigd.

7.3. Conclusie

Keuze bouwputbegrenzing

Gezien de beperkte ruimte is een open bouwkuip geen optie.

De toepassing van een diepwand of Soil Mix wand (type MIP) lijkt de meest economische oplossing met het laagste risico profiel. Een lange wand dient tot ca. 5 m in de kalkzandsteen doorgezet te worden. Bij uitvoering van een kortere wand dient deze uitgevoerd te worden met een verankerde onderwaterbetonvloer.

Omdat bij het trillend installeren en eventueel verwijderen van stalen damwanden de risico's op schade aan de planken zelf en schade / hinder aan de monumentale belendingen groot zijn, is toepassing van stalen damwanden niet aan te bevelen.

Bemaling

Bij uitvoering van een bouwkuip zonder onderafdichting zijn, bij bemalingen, de waterbezwaren en in de omgeving optredende verlagingen te groot.

Uitgegaan wordt van een bemaling binnen een gesloten bouwput. Hierbij dient een kunstmatige onderafdichting met onderwaterbeton dan wel een natuurlijke waterremming door de kalksteen aanwezig te zijn.

Op basis van de in dit rapport gehanteerde uitgangspunten is de bemaling in principe voor alle verschillende varianten vergunningsplichtig, met uitzondering van de variant binnen waterkerende wanden met een onderwaterbetonvloer mits korter dan 6 maanden wordt bemalen. Als de totale bemalingsduur langer is dan 6 maanden in de bemaling sowieso vergunningsplichtig. Bij de uitvoering met wanden in de kalksteen zijn het waterbezwaar en de verlagingen in de omgeving mede afhankelijk van de waterremming van de kalksteenlaag (en eventueel aanwezige scheuren in de kalksteen) en de uitvoeringskeuze (compartimentering). Opgemerkt wordt dat met specifiek aanvullend grondonderzoek meer inzicht kan worden verkregen over de doorlatendheid van het kalksteenpakket.

Fundering

De kelder kan in principe op staal worden gefundeerd.

Bij toepassing van een onderwater betonvloer met een reële dikte van ca. 1 á 2 m dienen ook ankerpalen te worden toegepast om in de bouwphase voldoende veiligheid tegen opdrijven te hebben.

Zonder ankerpalen is de dikte van de onderwater betonvloer meer dan 5 m uitgaande van de extreme waterstand van NAP +47,05 m. Bij een waterstand van NAP +44,5 m is de benodigde vloerdikte nog meer dan 3 m.

RAPPORTAGE GEOTECHNISCH VELDWERK

Project	Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht	Opdrachtnummer	7214-0125-000
Opdrachtgever	Gemeente Maastricht, afd. Grondzaken Dienst Stadsontwikkeling, Economie en Beheer Postbus 1992 6201 BZ MAASTRICHT	Datum rapportage	25 augustus 2014
		Uitvoeringsperiode	11 tot en met 13 augustus 2014
Opgesteld door	F. de Valk		
Gecontroleerd door	M. Werner		
Projectleider	ing. B. Telkamp		
Documentnaam	7214-0125-000_21.KR01.doc		

Deze rapportage bevat de resultaten van het geotechnisch veldwerk dat ten behoeve van bovengenoemd project door Fugro GeoServices B.V. is uitgevoerd. De gerapporteerde resultaten van dit onderzoek mogen slechts worden gehanteerd voor het doel zoals in de opdracht is beschreven.

Tot deze rapportage behoren de volgende bijlagen:

- Situatietekening
- Sonderingen
- Boorstaten (uitvoering door derden)
- Legenda Terreinproeven en Grondsoorten

1. GEOTECHNISCH VELDWERK

Het geotechnisch veldwerk voor dit project heeft bestaan uit:

- 6 zware slagsonderingen;
- 3 mechanische boringen (door derden).

Voor een verklaring van de op de situatietekening gebruikte tekens en symbolen wordt verwezen naar de bijlage "Legenda Terreinproeven en Grondsoorten".

2. COORDINATEN EN HOOGTE VAN ONDERZOEKSPUNTEN

De hoogte en de coördinaten van de onderzoekslocaties zijn bepaald in NAP en RD. De maximale afwijking van de meting van de coördinaten bedraagt 10 cm, de maximale afwijking van de meting van de hoogte bedraagt 5 cm.

Tijdens de uitvoering van het onderzoek is een puthoogte ingemeten op NAP +47,30 m.

De bijgevoegde situatietekening is gebruikt voor het aangeven van de onderzoekslocaties.

De hoogtebepaling van de onderzoekslocaties is uitgevoerd met als doel de bodemopbouw te refereren aan een vaste referentiehoogte. Deze gegevens zijn niet geschikt voor andere doeleinden dan dit onderzoek.

3. SLAGSONDEREN

De slagsonderingen (code SZ) zijn conform NEN EN ISO 22476-2 uitgevoerd met zwaar slagsondeerequipement. Tijdens het sonderen met dit systeem wordt een conus met een puntoppervlakte van 1500 mm², door middel van een valgewicht van 0,50 kN met een constante valhoogte van 0,50 m, de grond in gedreven. Tijdens het sonderen wordt het aantal slagen per 0,1 m indringing geregistreerd.

Het geregistreerde slaggetal N_{10H} weerspiegelt de gecombineerde puntweerstand en opgebouwde wrijving langs de stangen die per eenheid diepte overwonnen moet worden. Daar er geen verschil tussen wrijving- en puntweerstand kan worden gemeten en een eventuele (niet waarneembare) scheefstand een aanvullende vertekening van meetwaarden veroorzaakt dienen de waarden terughoudend te worden betracht.

In verband met de mogelijke aanwezigheid van kabels en leidingen is ter plaatse van de sondeerlocaties voorgeboord.

4. BOREN

Het mechanische boringen (code B) zijn tot kort in de kalksteen verbuisd uitgevoerd, waarbij de grond uit de buis is verwijderd met behulp van een puls (niet cohesieve gronden, zand, grind) en/of een avegaarboor (cohesieve gronden, klei, veen). Vervolgens zijn de boringen in de kalksteen voortgezet als kernboring waarbij de gesteentekernen met een afmeting SQ (ca. 10cm) in PVC liners zijn opvangen en luchtdicht afgesloten.

Tijdens het boren zijn geroerde monsters genomen en in het veld geclassificeerd. Als er laboratoriumonderzoek volgt na het veldwerk, worden in het laboratorium de monsters extra gedetailleerd geclassificeerd. Bij eventuele verschillen tussen de veld- en laboratoriumclassificatie, is de laboratoriumclassificatie bepalend. De classificatie van de grond is uitgevoerd conform NEN 5104.

De in de gerede boorgaten zijn twee peilbuizen geïnstalleerd. De filterdiepte, omstorting en afdichting zijn aangegeven op de betreffende boorstaten. De boringen met peilbuis zijn met bijbehorend symbool aangegeven op de situatietekening.

De boringen zijn in opdracht van de gemeente Maastricht uitgevoerd door Thijssen Drilling company B.V. uit Geulle.

5. (GROND)WATERSTAND

Tijdens de uitvoering van de boringen is de grondwaterstand in de boorgaten aangetroffen op 4,0 m à 4,1 m beneden maaiveld, hetgeen overeenkomt met ca NAP +43,6 m tot NAP +43,3 m.

Deze grondwaterstand is een eenmalige opname en bedoeld als een oriënterend gegeven. De grondwaterstand kan in de tijd fluctueren onder invloed van de weersgesteldheid en de seizoenen.

6. KWALITEITSBORING

Alle door Fugro GeoServices B.V. uitgevoerde werkzaamheden zijn verricht in overeenstemming met het managementsysteem dat voldoet aan de NEN-ISO 9001:2008 en VCA ** 2008/05.

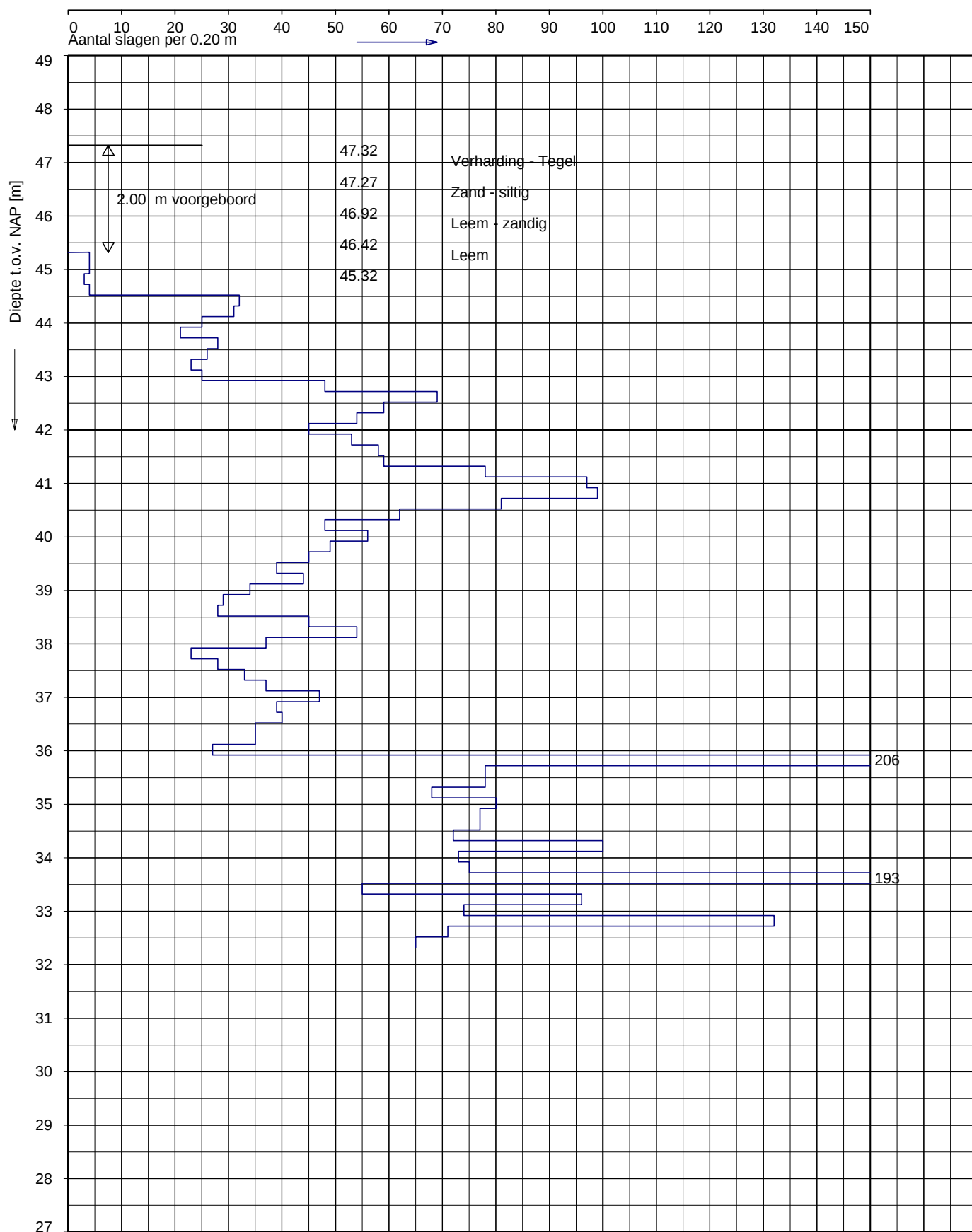
P:\7214-0125-000\21_Uitvoering_terreinonderzoek\10_Basisgegevens\7214-0125-000.dwg
Get.: FDV Datum: 25-08-2014 Versie: 1



SITUATIE

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. : 7214-0125-000
Bijl. : 1



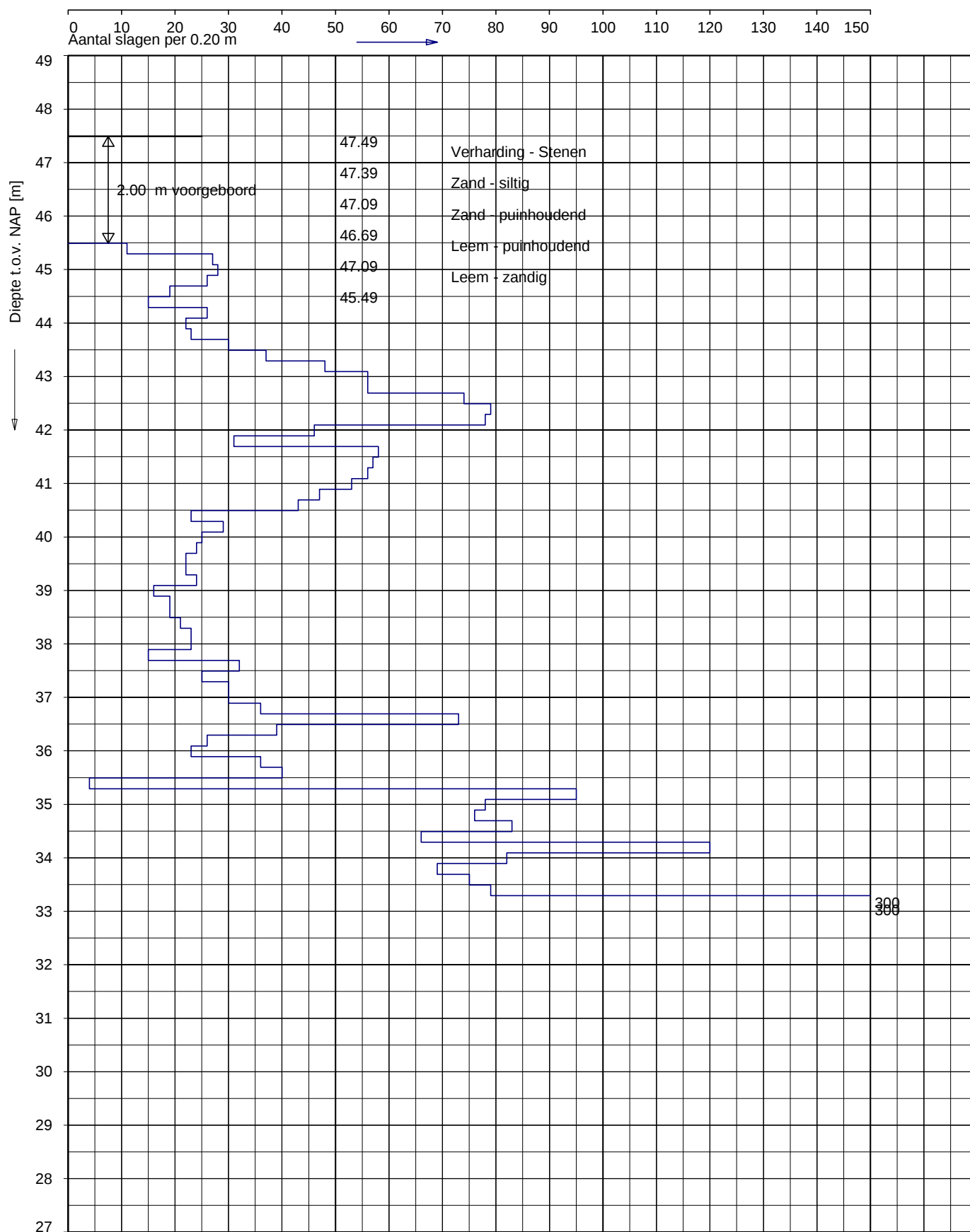
Opg.: JMM/RME d.d. 13-aug-2014 conus: Zwarte slag X = 177369.84
 Get.: VALKF d.d. 26-aug-2014 MV = NAP + 47.32 m Y = 317882.13

Sondering volgens norm NEN-EN-ISO 22476-1:
 conustype slag 1500mm2
 valgewicht/-hoogte: 0.50kN/0.50m

SONDERING

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. 7214-0125-000
 Sond. SZ1



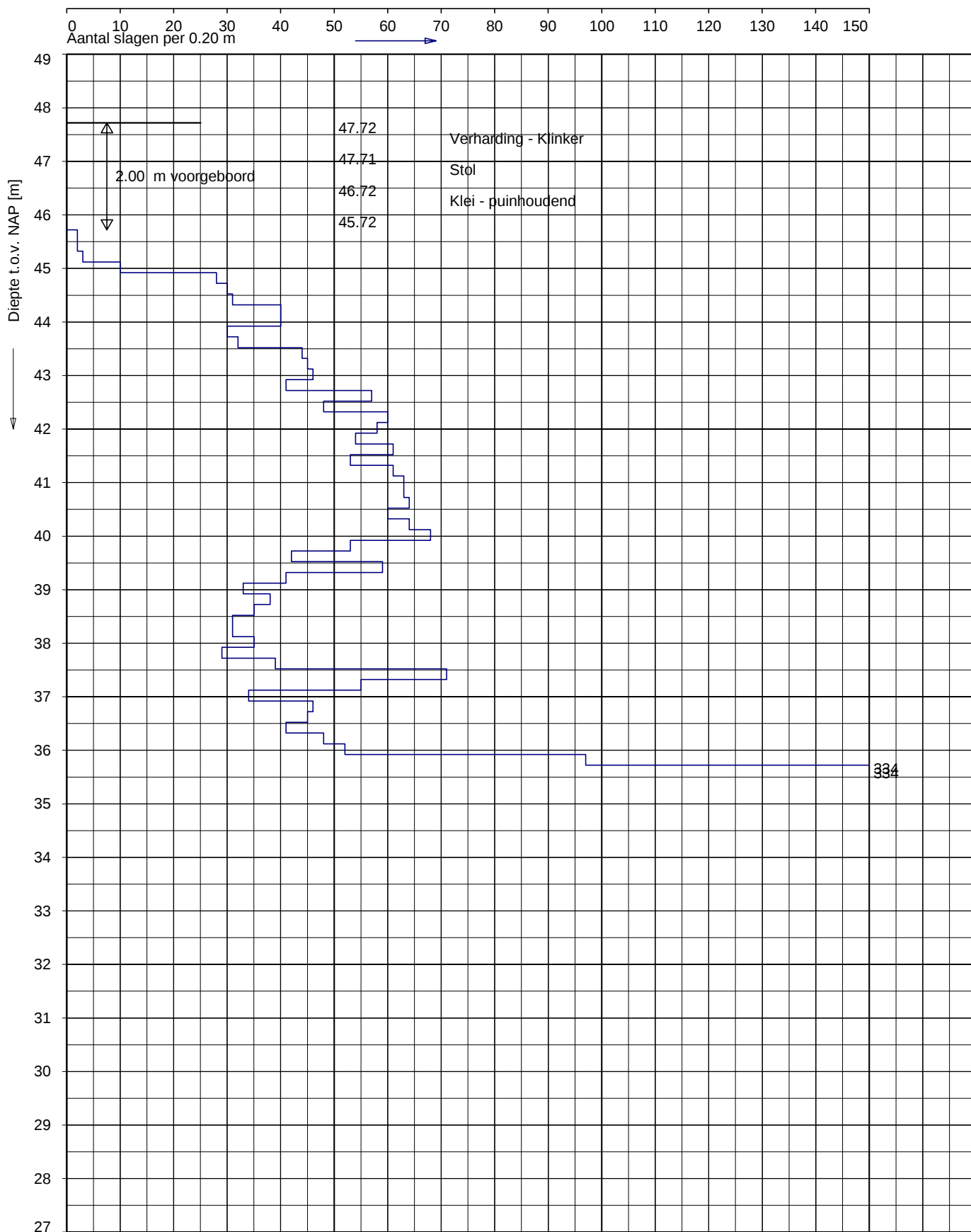
Opg.: JMM/RME d.d. 11-aug-2014 conus: Zware slag X = 177382.86
 Get.: VALKF d.d. 26-aug-2014 MV = NAP + 47.49 m Y = 317831.22

Sondering volgens norm NEN-EN-ISO 22476-1:
 conustype slag 1500mm2
 valgewicht/-hoogte: 0.50kN/0.50m

SONDERING

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. 7214-0125-000
 Sond. SZ2



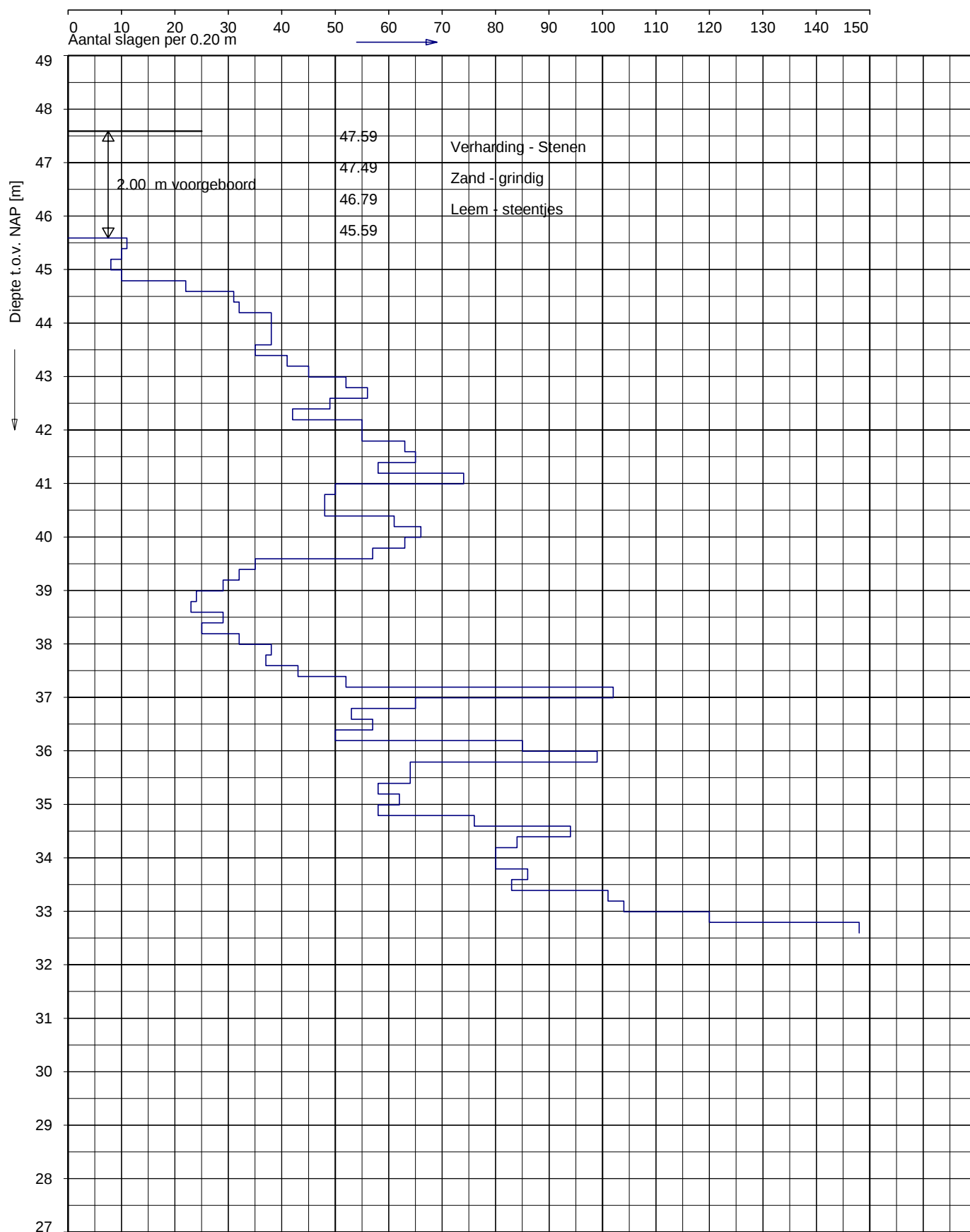
Opg.: JMM/RME d.d. 12-aug-2014 conus: Zware slag X = 177398.58
 Get.: VALKF d.d. 26-aug-2014 MV = NAP + 47.72 m Y = 317785.25

Sondering volgens norm NEN-EN-ISO 22476-1:
 conustype slag 1500mm2
 valgewicht/-hoogte: 0.50kN/0.50m

SONDERING

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. 7214-0125-000
 Sond. SZ3



Opg.: JMM/RME d.d. 11-aug-2014 conus: Zware slag X = 177384.80
 Get.: VALKF d.d. 26-aug-2014 MV = NAP + 47.59 m Y = 317777.06

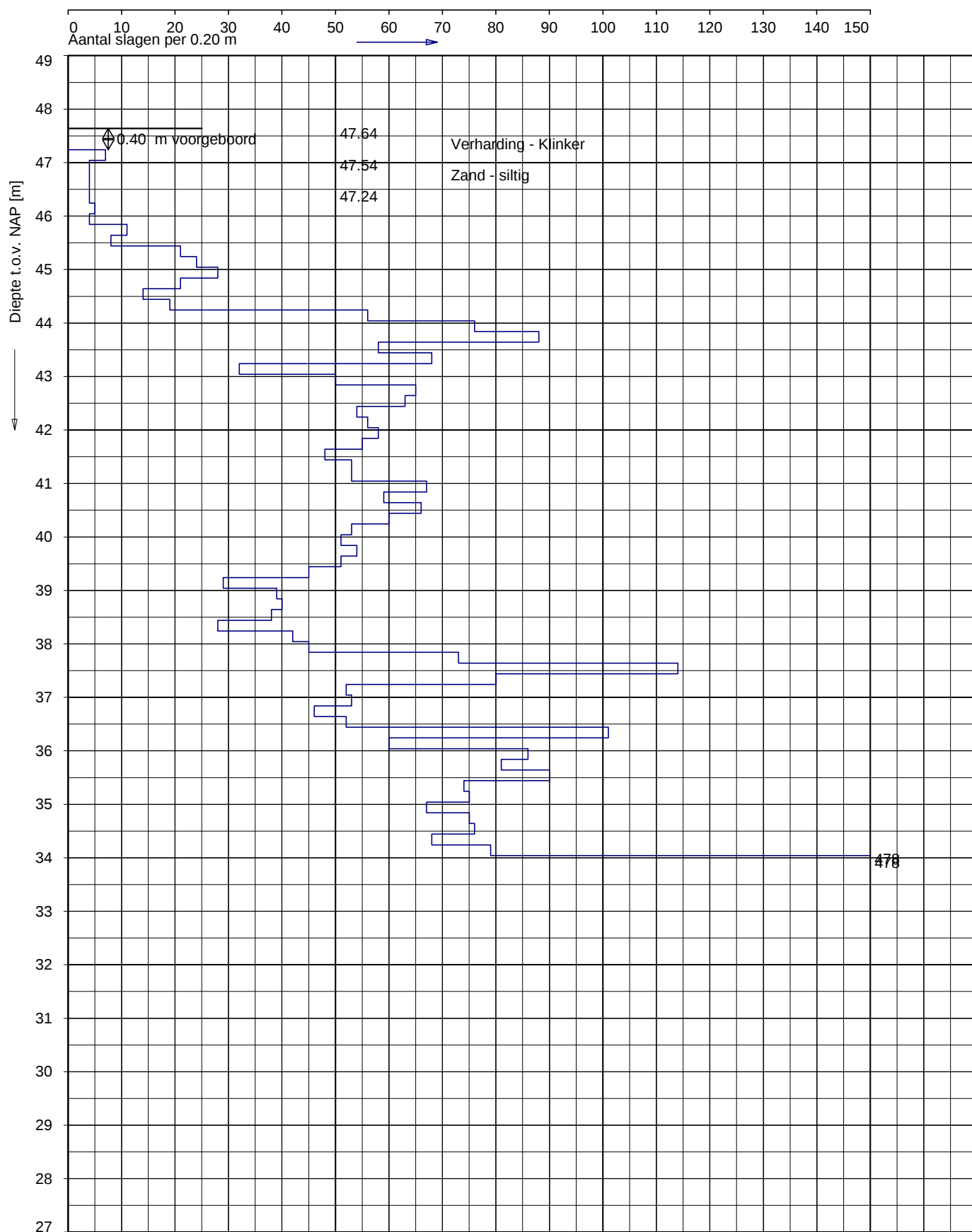
Sondering volgens norm NEN-EN-ISO 22476-1:
 conustype slag 1500mm2
 valgewicht/-hoogte: 0.50kN/0.50m



SONDERING

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. 7214-0125-000
 Sond. SZ4



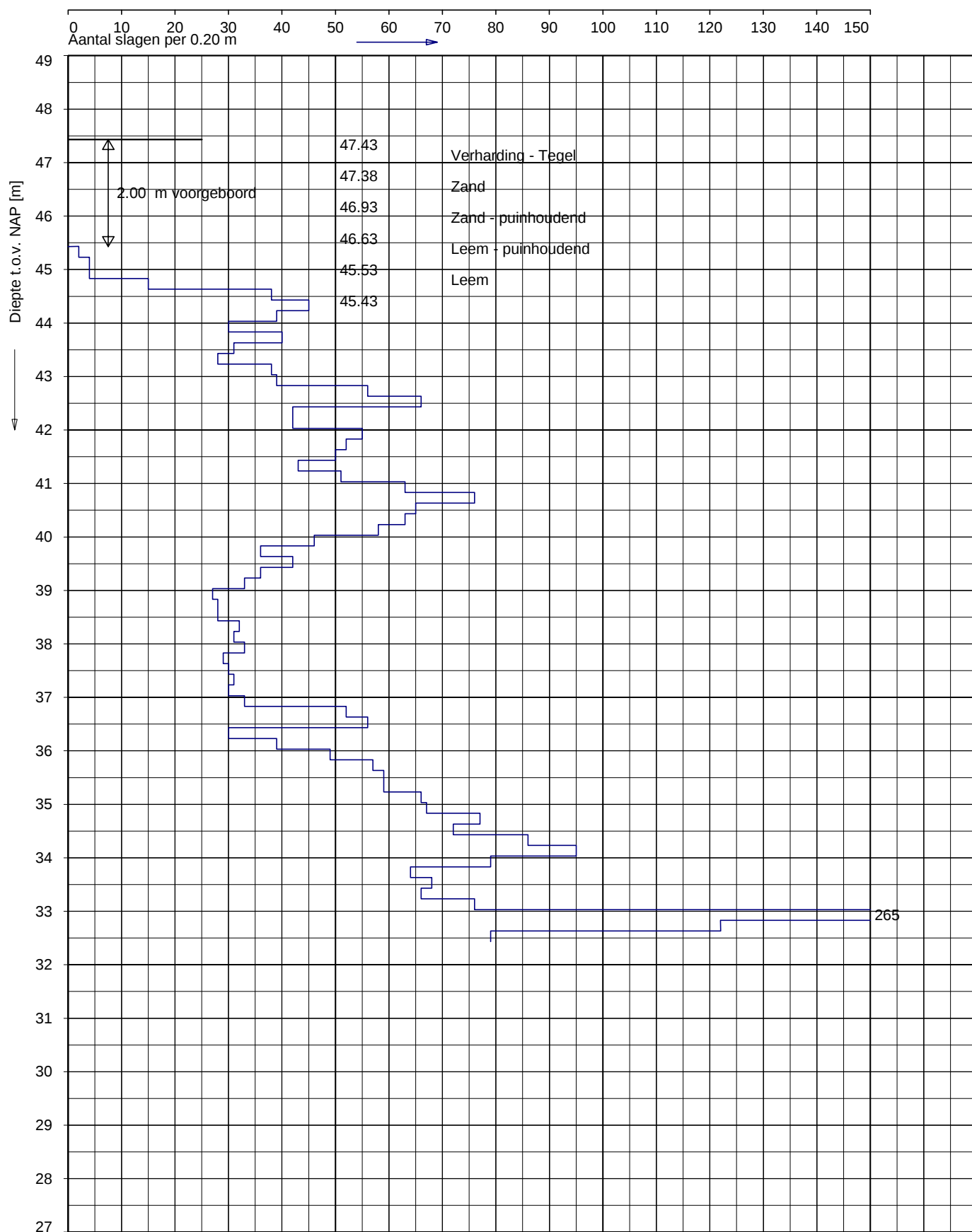
Opg.: JMM/RME d.d. 12-aug-2014 conus: Zware slag X = 177341.36
Get.: VALKF d.d. 26-aug-2014 MV = NAP + 47.64 m Y = 317803.84

Sondering volgens norm NEN-EN-ISO 22476-1:
conustype slag 1500mm2
valgewicht/-hoogte: 0.50kN/0.50m

SONDERING

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. 7214-0125-000
Sond. SZ5



Opg.: JMM/RME d.d. 12-aug-2014 conus: Zware slag X = 177346.17
 Get.: VALKF d.d. 26-aug-2014 MV = NAP + 47.43 m Y = 317855.84

Sondering volgens norm NEN-EN-ISO 22476-1:
 conustype slag 1500mm2
 valgewicht/-hoogte: 0.50kN/0.50m

SONDERING

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. 7214-0125-000
 Sond. SZ6

Boring: B1

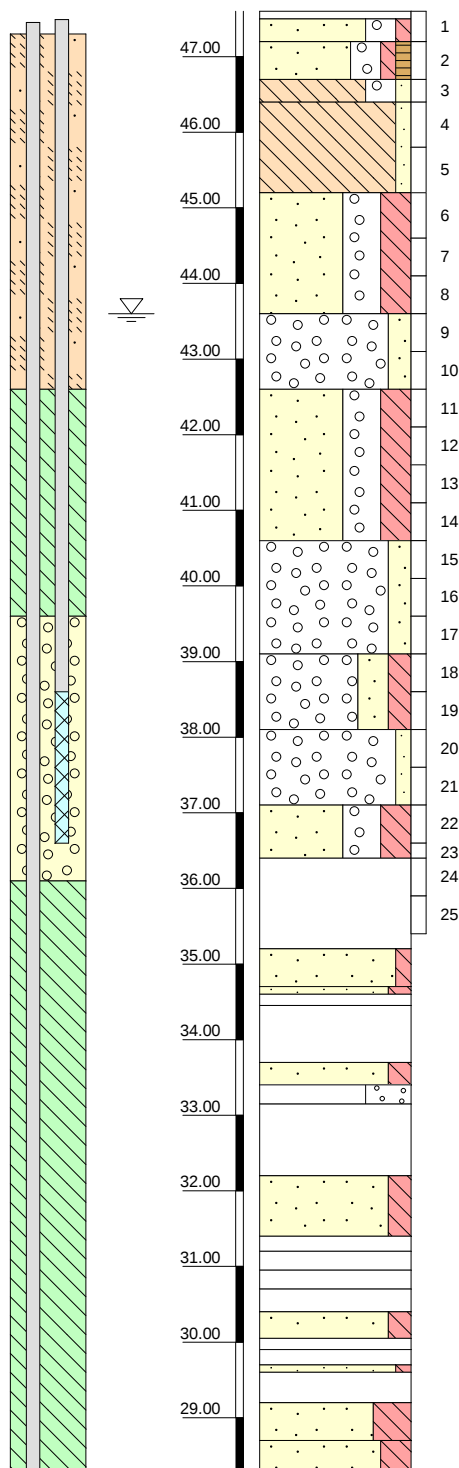
Laboratorium classificatie

Pagina 1 van 2

Peilbuis 1 2
Referentie (m tov NAP)

Monsternr.

Bodembeschrijving volgens NEN 5104



1	47.60 tot 47.50	, klinker
2	47.50 tot 47.20	Zand, uiterst fijn, zwak siltig, sterk grindig grijs
3	47.20 tot 46.70	Zand, matig grof, zwak siltig, zwak humeus, sterk grindig, stenen bruin
4	46.70 tot 46.40	Leem, zwak zandig, sterk grindig grijs
5	46.40 tot 45.20	Leem, zwak zandig, donker grijs
6	45.20 tot 43.60	Zand, uiterst fijn, sterk siltig, uiterst grindig grijs
7		
8		
9	43.60 tot 42.60	Grind, zeer grof, matig zandig grijs
10		
11	42.60 tot 40.60	Zand, zeer fijn, sterk siltig, uiterst grindig, resten leem, stenen grijs
12		
13		
14		
15	40.60 tot 39.10	Grind, matig grof, matig zandig, laagjes leem, stenen grijs
16		
17		
18	39.10 tot 38.10	Grind, matig grof, matig siltig, sterk zandig grijs
19		
20	38.10 tot 37.10	Grind, matig grof, zwak zandig, stenen grijs
21		
22	37.10 tot 36.40	Zand, uiterst fijn, sterk siltig, uiterst grindig grijs
23		
24	36.40 tot 35.20	, kalksteen, resten schalie geel-grijs
25		
L1	35.20 tot 34.70	Zand, zeer grof, zwak siltig, donker grijs
	34.70 tot 34.60	Zand, matig fijn, matig siltig, licht grijs
	34.60 tot 34.45	, kalksteen, laagjes zand, licht grijs, zacht
	34.45 tot 33.70	Geen monster
	33.70 tot 33.40	Zand, uiterst fijn, matig siltig, stenen, licht grijs
L2	33.40 tot 33.15	, kalksteen, laagjes stenen, laagjes zand, licht grijs, zeer zacht
	33.15 tot 32.20	Geen monster
	32.20 tot 31.40	Zand, zeer fijn, matig siltig, licht grijs
L3	31.40 tot 31.20	, kalksteen, licht grijs, hard (hardgrounds)
	31.20 tot 30.95	, kalksteen, licht grijs, matig zacht, met silex
	30.95 tot 30.70	Geen monster
	30.70 tot 30.40	, matig stevig, kalksteen, licht grijs
L4	30.40 tot 30.05	Zand, matig fijn, matig siltig, licht grijs
	30.05 tot 29.90	, kalksteen, licht grijs, zacht
	29.90 tot 29.70	, hard, kalksteen, licht grijs, hardgrounds
	29.70 tot 29.60	Zand, zeer grof, zwak siltig, donker grijs
	29.60 tot 29.20	Geen monster
L5	29.20 tot 28.70	Zand, zeer fijn, uiterst siltig, licht grijs
	28.70 tot 28.30	Zand, zeer fijn, sterk siltig, licht grijs

Algemene opmerking:

X: 177388.0

GWS (m tov NAP): 43.60

MV (m tov NAP): 47.60

bk PB1 (m tov NAP): 47.45

Boorvloeistof:

WS PB1 (m tov NAP):

Datum boring:

Boormeester:

Y: 317768.0

GHG (m tov NAP):

bk PB2 (m tov NAP): 47.49

WS PB2 (m tov NAP):

Datum laboratorium classificatie: 06-08-2014

Coördinatenstelsel: RD

GLG (m tov NAP):

bk PB3 (m tov NAP):

WS PB3 (m tov NAP):

Geclassificeerd door: nvv_(ovv_dam)

BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1

Fugro GeoServices B.V.

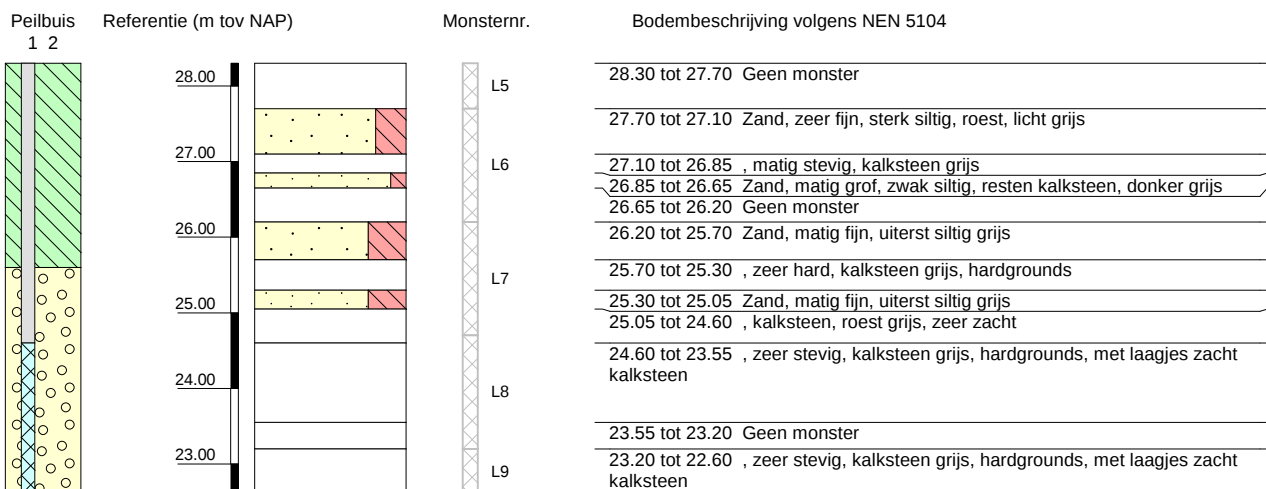
Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

7214-0125-000

Boring: B1

Laboratorium classificatie

Pagina 2 van 2



Algemene opmerking:

X: 177388.0

GWS (m tov NAP): 43.60

MV (m tov NAP): 47.60

bk PB1 (m tov NAP): 47.45

Boorvloeistof:

WS PB1 (m tov NAP):

Datum boring:

Boormeester:

Y: 317768.0

GHG (m tov NAP):

bk PB2 (m tov NAP): 47.49

WS PB2 (m tov NAP):

Datum laboratorium classificatie: 06-08-2014

Coördinatenstelsel: RD

GLG (m tov NAP):

bk PB3 (m tov NAP):

WS PB3 (m tov NAP):

Geclassificeerd door: nvv_(ovv_dam)

BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1

Fugro GeoServices B.V.

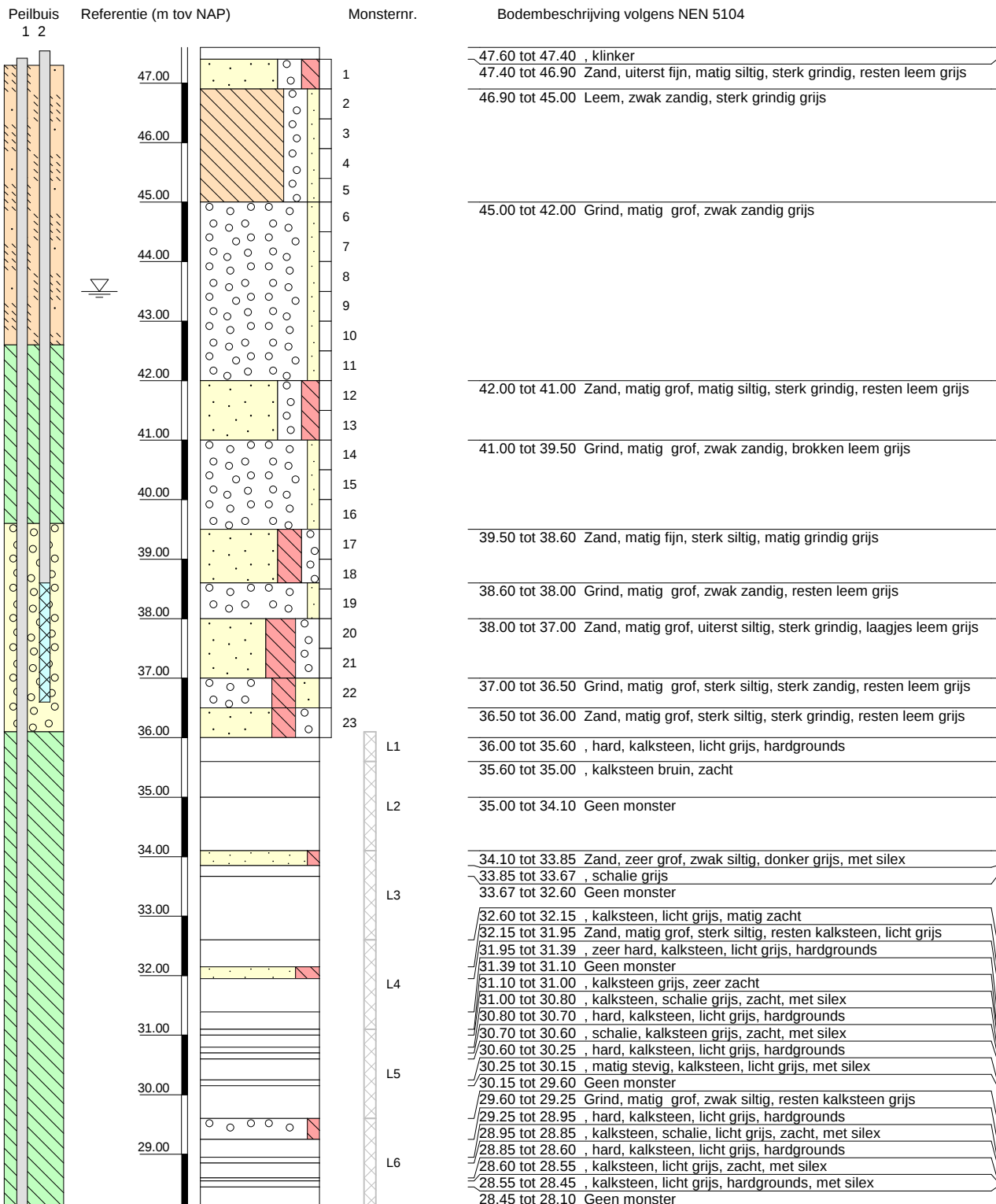
Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

7214-0125-000

Boring: B2

Laboratorium classificatie

Pagina 1 van 2



Algemene opmerking:

X: 177346.8

GWS (m tov NAP): 43.50

MV (m tov NAP): 47.60

bk PB1 (m tov NAP): 47.42

Boorvloeistof:

WS PB1 (m tov NAP):

Datum boring:

Boormeester:

Y: 317810.1

GHG (m tov NAP):

bk PB2 (m tov NAP): 47.54

WS PB2 (m tov NAP):

Datum laboratorium classificatie: 06-08-2014

Coördinatenstelsel: RD

GLG (m tov NAP):

bk PB3 (m tov NAP):

WS PB3 (m tov NAP):

Geclassificeerd door: nvv_(ovv_dam)

BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1

Fugro GeoServices B.V.

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

7214-0125-000

Boring: B2

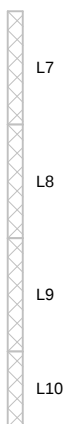
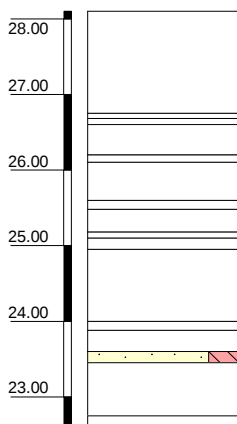
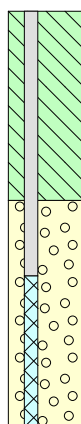
Laboratorium classificatie

Pagina 2 van 2

Peilbuis 1 2 Referentie (m tov NAP)

Monsternr.

Bodembeschrijving volgens NEN 5104



28.10 tot 26.75	, hard, kalksteen grijs, hardgrounds
26.75 tot 26.68	, matig stevig, kalksteen grijs
26.68 tot 26.60	Geen monster
26.60 tot 26.20	, matig stevig, kalksteen, roest, licht grijs
26.20 tot 26.10	, schalie grijs
26.10 tot 25.60	, zeer hard, kalksteen grijs, hardgrounds
25.60 tot 25.48	, kalksteen grijs, zacht
25.48 tot 25.18	, hard, kalksteen grijs, hardgrounds
25.18 tot 25.10	Geen monster
25.10 tot 24.95	, kalksteen grijs, matig zacht
24.95 tot 24.00	, hard, kalksteen grijs, hardgrounds
24.00 tot 23.88	, kalksteen grijs, matig zacht
23.88 tot 23.60	Geen monster
23.60 tot 23.45	Zand, matig grof, sterk siltig, roest grijs
23.45 tot 22.75	, kalksteen , matig zacht
22.75 tot 22.60	, hard, kalksteen grijs, hardgrounds

Algemene opmerking:

X: 177346.8

GWS (m tov NAP): 43.50

MV (m tov NAP): 47.60

bk PB1 (m tov NAP): 47.42

Boorvloeistof:

WS PB1 (m tov NAP):

Datum boring:

Boormeester:

Y: 317810.1

GHG (m tov NAP):

bk PB2 (m tov NAP): 47.54

WS PB2 (m tov NAP):

Datum laboratorium classificatie: 06-08-2014

Coördinatenstelsel: RD

GLG (m tov NAP):

bk PB3 (m tov NAP):

WS PB3 (m tov NAP):

Geclassificeerd door: nvv_(ovv_dam)

BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1

Fugro GeoServices B.V.

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

7214-0125-000

Boring: B3

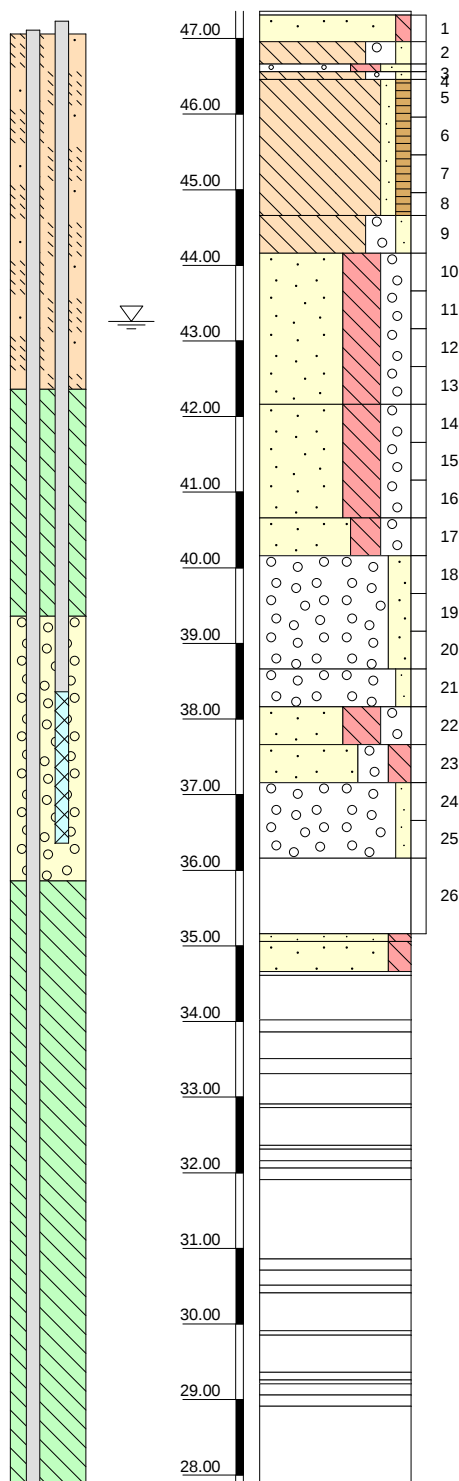
Laboratorium classificatie

Pagina 1 van 2

Peilbuis 1 2
Referentie (m tov NAP)

Monsternr.

Bodembeschrijving volgens NEN 5104



47.36 tot 47.31	, teelaarde
47.31 tot 46.96	Zand, matig fijn, zwak siltig, licht grijs
46.96 tot 46.66	Leem, zwak zandig, sterk grindig, stenen, donker grijs
46.66 tot 46.56	Grind, matig grof, sterk siltig, sterk zandig zwart-grijs
46.56 tot 46.46	Leem, zwak zandig, sterk grindig grijs
46.46 tot 44.66	Leem, zwak zandig, zwak humeus bruin-grijs
44.66 tot 44.16	Leem, zwak zandig, sterk grindig, stenen grijs
44.16 tot 42.16	Zand, matig grof, uiterst siltig, sterk grindig, stenen, laagjes leem grijs
42.16 tot 40.66	Zand, matig fijn, uiterst siltig, sterk grindig, stenen, laagjes leem grijs
40.66 tot 40.16	Zand, matig grof, sterk siltig, sterk grindig, stenen grijs
40.16 tot 38.66	Grind, matig grof, matig zandig, resten leem, stenen grijs
38.66 tot 38.16	Grind, matig grof, zwak zandig grijs
38.16 tot 37.66	Zand, matig grof, uiterst siltig, sterk grindig, laagjes leem grijs
37.66 tot 37.16	Zand, matig grof, matig siltig, sterk grindig, stenen grijs
37.16 tot 36.16	Grind, matig grof, zwak zandig, stenen grijs
36.16 tot 35.16	, matig slap, kalksteen, resten schalie wit-grijs
35.16 tot 35.06	Zand, zeer fijn, matig siltig grijs
35.06 tot 34.66	Zand, matig fijn, matig siltig grijs
34.66 tot 34.61	, kalksteen grijs, zacht met silex
34.61 tot 34.02	, matig stevig, kalksteen, licht grijs
34.02 tot 33.86	Geen monster
33.86 tot 33.51	Geen monster
33.51 tot 33.31	, hard, kalksteen, licht grijs
33.31 tot 32.91	, hard, kalksteen, licht grijs, met silex
32.91 tot 32.86	, matig slap, kalksteen, licht grijs, met silex
32.86 tot 32.36	Geen monster
32.36 tot 32.31	, matig slap, kalksteen, licht grijs, met silex
32.31 tot 32.16	, matig stevig, kalksteen, licht grijs
32.16 tot 32.06	, hard, kalksteen, licht grijs, hardgrounds
32.06 tot 31.91	, matig stevig, kalksteen, licht grijs
31.91 tot 30.86	Geen monster
30.86 tot 30.71	, matig stevig, kalksteen, licht grijs, met silex
30.71 tot 30.51	, hard, kalksteen, licht grijs, hardgrounds
30.51 tot 30.41	, matig stevig, kalksteen, licht grijs
30.41 tot 29.91	, hard, kalksteen, licht grijs, hardgrounds
29.91 tot 29.85	, matig stevig, kalksteen, licht grijs
29.85 tot 29.36	Geen monster
29.36 tot 29.26	, matig slap, kalksteen, roest, licht grijs
29.26 tot 29.21	, hard, kalksteen, licht grijs, hardgrounds
29.21 tot 29.06	, slap, kalksteen, licht grijs, met silex
29.06 tot 28.91	, hard, kalksteen, licht grijs, hardgrounds, met silex
28.91 tot 27.86	Geen monster

Algemene opmerking:

X: 177369.7

GWS (m tov NAP): 43.26

MV (m tov NAP): 47.36

bk PB1 (m tov NAP): 47.11

Boorvloeistof:

WS PB1 (m tov NAP):

Datum boring:

Boormeester:

Y: 317884.8

GHG (m tov NAP):

bk PB2 (m tov NAP): 47.23

WS PB2 (m tov NAP):

Datum laboratorium classificatie: 06-08-2014

Coördinatenstelsel: RD

GLG (m tov NAP):

bk PB3 (m tov NAP):

WS PB3 (m tov NAP):

Geclassificeerd door: nvv_(ovv_dam)

BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1

Fugro GeoServices B.V.

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

7214-0125-000

Boring: B3

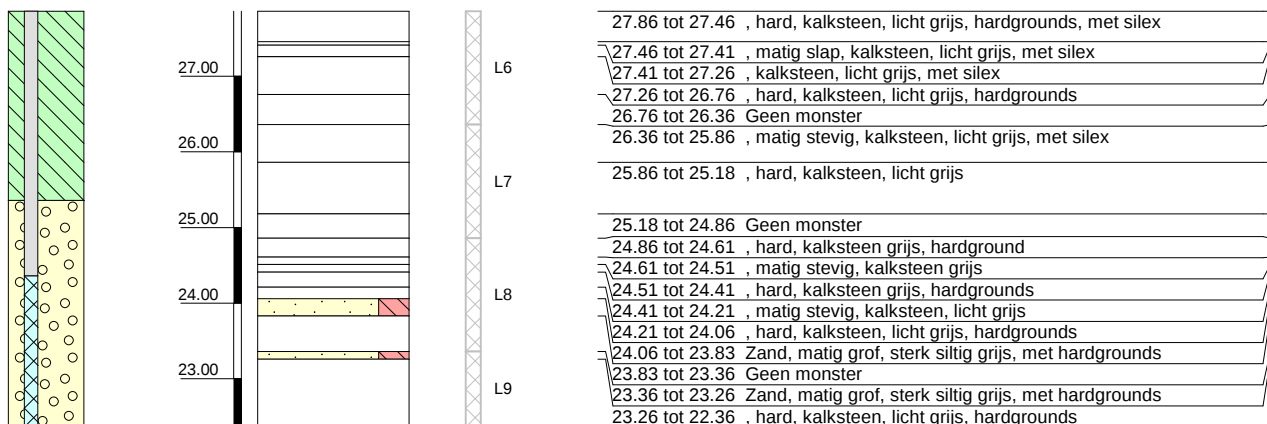
Laboratorium classificatie

Pagina 2 van 2

Peilbuis 1 2 Referentie (m tov NAP)

Monsternr.

Bodembeschrijving volgens NEN 5104



Algemene opmerking:

X: 177369.7

GWS (m tov NAP): 43.26

MV (m tov NAP): 47.36

bk PB1 (m tov NAP): 47.11

Boorvloeistof:

WS PB1 (m tov NAP):

Datum boring:

Boormeester:

Y: 317884.8

GHG (m tov NAP):

bk PB2 (m tov NAP): 47.23

WS PB2 (m tov NAP):

Datum laboratorium classificatie: 06-08-2014

Coördinatenstelsel: RD

GLG (m tov NAP):

bk PB3 (m tov NAP):

WS PB3 (m tov NAP):

Geclassificeerd door: nvv_(ovv_dam)

BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1

Fugro GeoServices B.V.

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

7214-0125-000

LEGENDA TERREINPROEVEN EN GRONDSOORTEN

Boringen / Peilbuizen

	Handboring nog niet uitgevoerd
	Handboring uitgevoerd
	Handboring uitgevoerd met 1 peilbuis
	Handboring uitgevoerd met 2 peilbuizen
	Mechanische boring nog niet uitgevoerd
	Mechanische boring uitgevoerd
	Mechanische boring uitgevoerd met 1 peilbuis
	Mechanische boring uitgevoerd met 2 peilbuizen
	Mechanische boring uitgevoerd met 3 peilbuizen
	Boring uitgevoerd door derden
	Boring uitgevoerd met peilbuis door derden
	Gedrukte peilbuis (PB) / minifilter (MF) nog niet uitgevoerd
	Gedrukte peilbuis (PB) / minifilter (MF) uitgevoerd

Overige symbolen

	Meetpunt
	Hoogtemaat

Sonderingen

	Sondering met plaatselijke kleefmeting nog niet uitgevoerd
	Sondering met plaatselijke kleefmeting uitgevoerd
	Sondering zonder plaatselijke kleefmeting nog niet uitgevoerd
	Sondering zonder plaatselijke kleefmeting uitgevoerd
	Slagsondering uitgevoerd
	Handsondering uitgevoerd
	Multigrondwatersondering nog niet uitgevoerd
	Multigrondwatersondering uitgevoerd
	Sondering met bolconus nog niet uitgevoerd
	Sondering met bolconus uitgevoerd
	Waterspanningsmeter nog niet uitgevoerd
	Waterspanningsmeter uitgevoerd
	Sondering uitgevoerd door derden
	Sondering met plaatselijke kleefmeting uitgevoerd door derden
	Hellingmeterbuis nog niet uitgevoerd
	Hellingmeterbuis uitgevoerd

Type sonderingen

D	Diepsondering
HS	Handsondering
S	Slagsondering

Toegevoegde metingen

KM	Meting van de plaatselijke kleef
P	Meting van de waterspanning
M	Meting van de magnetische veldsterkte
G	Meting van de geleidbaarheid
S	Meting van de schuifgolfsnelheid (seismische meting)
T	Meting van de temperatuur

Legenda / Terminologie

Grind

	Grind, siltig
	Grind, zwak zandig
	Grind, matig zandig
	Grind, sterk zandig
	Grind, uiterst zandig

Zand

	Zand, kleilig
	Zand, zwak siltig
	Zand, matig siltig
	Zand, sterk siltig
	Zand, uiterst siltig

Veen

	Veen, mineraalarm
	Veen, zwak kleilig
	Veen, sterk kleilig
	Veen, zwak zandig
	Veen, sterk zandig

Klei

	Klei, zwak siltig
	Klei, matig siltig
	Klei, sterk siltig
	Klei, uiterst siltig
	Klei, zwak zandig
	Klei, matig zandig
	Klei, sterk zandig

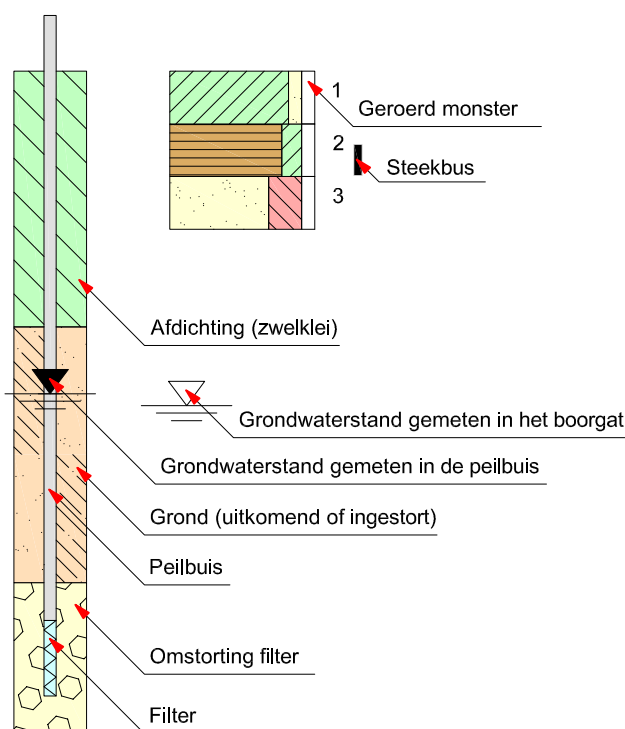
Leem

	Leem, zwak zandig
	Leem, sterk zandig

Overige toevoegingen

	Zwak humeus
	Matig humeus
	Sterk humeus
	Zwak grindig
	Matig grindig
	Sterk grindig
	Puin

Peilbuis



RAPPORTAGE LABORATORIUMONDERZOEK

Project	Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht	Opdrachtnummer	7214-0125-000
Opdrachtgever	Gemeente Maastricht, afd. Grondzaken	Datum rapport	17-09-2014
Contactpersoon	mevrouw ir. M. Terpstra	Ontvangst monsters	14-07-2014
Monstername	Uitgevoerd door derden (i.o.v. FGS B.V. Geo Advies Zuid-Oost Nederland); vanaf d.d 15-05-2014		
Dit rapport bevat de resultaten van het in-situ- en/of laboratoriumonderzoek dat ten behoeve van bovengenoemd project is uitgevoerd. Het onderzoek is uitgevoerd door Fugro GeoServices B.V. Laboratorium voor Infra- en Geotechniek te Arnhem. Eventueel uitbesteed onderzoek is duidelijk als zodanig gekenmerkt.			

INHOUDSOPGAVE	Pagina
Voorblad onderzoeksrapport	1
Boorstaat	2 t/m 7
Laboratoriumstaat	8 t/m 20
Korrelverdelingsdiagram	21 t/m 23
Triaxiaalproef	24 t/m 29
Fotoboring	30 t/m 35
Verklaring parameters uit korrelverdeling	36
Monsterverzicht	37

OPMERKINGEN:

Tenzij anders aangegeven hebben verwijzingen naar RAW proefnummers betrekking op de Standaard RAW Bepalingen 2010.

De met "Q" gemerkte verrichtingen zijn geaccrediteerd door RvA.

De reproduceerbaarheid van de metingen en / of proeven voldoet aan de gestelde waarde in de desbetreffende norm of in het proefvoorschrift. Gegevens over de meetonzekerheid zijn op aanvraag verkrijgbaar.

7214-0125-000.B01

Wanneer u naar aanleiding van de resultaten van dit rapport nog vragen heeft verzoeken wij u contact op te nemen met de heer P.A. van de Velde.

Wij vertrouwen erop u hiermee van dienst te zijn geweest en uw opdracht naar wens te hebben uitgevoerd.

Fugro GeoServices B.V.
Laboratorium voor Infra- en Geotechniek

S. O'Hagan 
Lab Service Manager Africa-Caspian-Europe

Laboratorium Arnhem: Vlamoven 41, Postbus 5009, 6802 EA Arnhem, tel: 026-3643643
Fugro GeoServices B.V., Handelsreg. Den Haag 27114147 / BTW Nr. NL005621409B08
Onderdeel van de Fugro Groep met vestigingen over de hele wereld.

Boring: B1

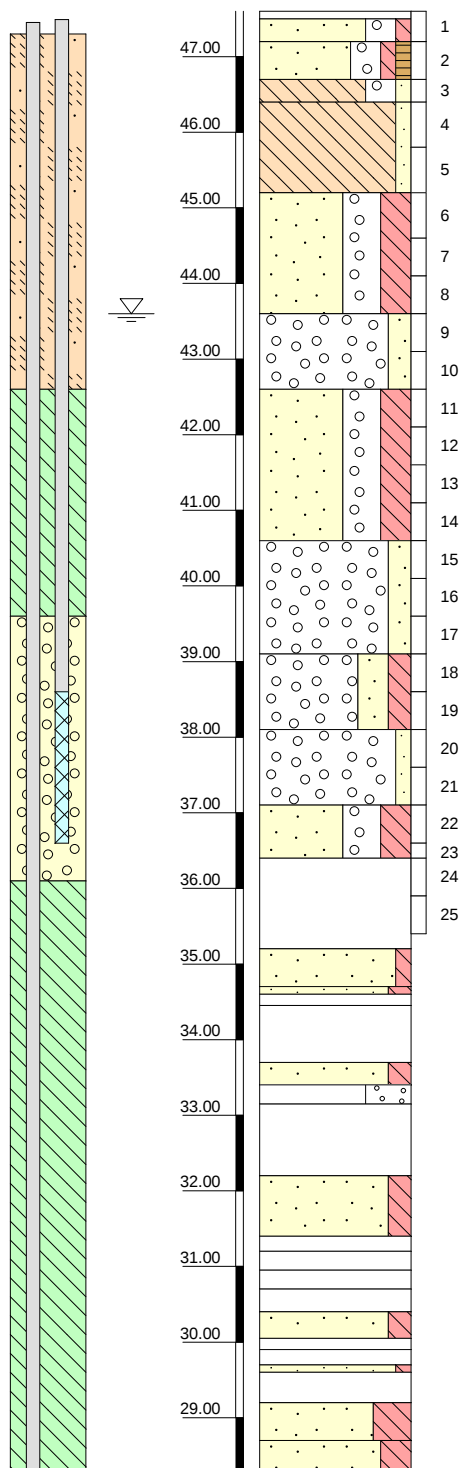
Laboratorium classificatie

Pagina 1 van 2

Peilbuis 1 2
Referentie (m tov NAP)

Monsternr.

Bodembeschrijving volgens NEN 5104



1	47.60 tot 47.50	, klinker
2	47.50 tot 47.20	Zand, uiterst fijn, zwak siltig, sterk grindig grijs
3	47.20 tot 46.70	Zand, matig grof, zwak siltig, zwak humeus, sterk grindig, stenen bruin
4	46.70 tot 46.40	Leem, zwak zandig, sterk grindig grijs
5	46.40 tot 45.20	Leem, zwak zandig, donker grijs
6	45.20 tot 43.60	Zand, uiterst fijn, sterk siltig, uiterst grindig grijs
7		
8		
9	43.60 tot 42.60	Grind, zeer grof, matig zandig grijs
10		
11	42.60 tot 40.60	Zand, zeer fijn, sterk siltig, uiterst grindig, resten leem, stenen grijs
12		
13		
14		
15	40.60 tot 39.10	Grind, matig grof, matig zandig, laagjes leem, stenen grijs
16		
17		
18	39.10 tot 38.10	Grind, matig grof, matig siltig, sterk zandig grijs
19		
20	38.10 tot 37.10	Grind, matig grof, zwak zandig, stenen grijs
21		
22	37.10 tot 36.40	Zand, uiterst fijn, sterk siltig, uiterst grindig grijs
23		
24	36.40 tot 35.20	, kalksteen, resten schalie geel-grijs
25		
L1	35.20 tot 34.70	Zand, zeer grof, zwak siltig, donker grijs
	34.70 tot 34.60	Zand, matig fijn, matig siltig, licht grijs
	34.60 tot 34.45	, kalksteen, laagjes zand, licht grijs, zacht
	34.45 tot 33.70	Geen monster
	33.70 tot 33.40	Zand, uiterst fijn, matig siltig, stenen, licht grijs
L2	33.40 tot 33.15	, kalksteen, laagjes stenen, laagjes zand, licht grijs, zeer zacht
	33.15 tot 32.20	Geen monster
	32.20 tot 31.40	Zand, zeer fijn, matig siltig, licht grijs
L3	31.40 tot 31.20	, kalksteen, licht grijs, hard (hardgrounds)
	31.20 tot 30.95	, kalksteen, licht grijs, matig zacht, met silex
	30.95 tot 30.70	Geen monster
	30.70 tot 30.40	, matig stevig, kalksteen, licht grijs
L4	30.40 tot 30.05	Zand, matig fijn, matig siltig, licht grijs
	30.05 tot 29.90	, kalksteen, licht grijs, zacht
	29.90 tot 29.70	, hard, kalksteen, licht grijs, hardgrounds
	29.70 tot 29.60	Zand, zeer grof, zwak siltig, donker grijs
	29.60 tot 29.20	Geen monster
L5	29.20 tot 28.70	Zand, zeer fijn, uiterst siltig, licht grijs
	28.70 tot 28.30	Zand, zeer fijn, sterk siltig, licht grijs

Algemene opmerking:

X: 177388.0

GWS (m tov NAP): 43.60

MV (m tov NAP): 47.60

bk PB1 (m tov NAP): 47.45

Boorvloeistof:

WS PB1 (m tov NAP):

Datum boring:

Boormeester:

Y: 317768.0

GHG (m tov NAP):

bk PB2 (m tov NAP): 47.49

WS PB2 (m tov NAP):

Datum laboratorium classificatie: 06-08-2014

Coördinatenstelsel: RD

GLG (m tov NAP):

bk PB3 (m tov NAP):

WS PB3 (m tov NAP):

Geclassificeerd door: nvv_(ovv_dam)

BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1

Fugro GeoServices B.V.

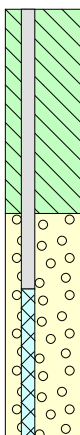
Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

7214-0125-000

Boring: B1

Laboratorium classificatie

Pagina 2 van 2

Peilbuis	Referentie (m tov NAP)	Monsternr.	Bodembeschrijving volgens NEN 5104
1 2			
	28.00		
		L5	28.30 tot 27.70 Geen monster
			27.70 tot 27.10 Zand, zeer fijn, sterk siltig, roest, licht grijs
	27.00	L6	27.10 tot 26.85 , matig stevig, kalksteen grijs
			26.85 tot 26.65 Zand, matig grof, zwak siltig, resten kalksteen, donker grijs
			26.65 tot 26.20 Geen monster
	26.00		26.20 tot 25.70 Zand, matig fijn, uiterst siltig grijs
		L7	25.70 tot 25.30 , zeer hard, kalksteen grijs, hardgrounds
	25.00		25.30 tot 25.05 Zand, matig fijn, uiterst siltig grijs
			25.05 tot 24.60 , kalksteen, roest grijs, zeer zacht
	24.00	L8	24.60 tot 23.55 , zeer stevig, kalksteen grijs, hardgrounds, met laagjes zacht kalksteen
			23.55 tot 23.20 Geen monster
	23.00	L9	23.20 tot 22.60 , zeer stevig, kalksteen grijs, hardgrounds, met laagjes zacht kalksteen

Algemene opmerking:

X: 177388.0

GWS (m tov NAP): 43.60

MV (m tov NAP): 47.60

Boorvloeistof:

Datum boring:

Y: 317768.0

GHG (m tov NAP):

bK PB1 (m tov NAP): 47.45

WS PB1 (m tov NAP):

Boormeester:

Coördinatenstelsel: RD

GLG (m tov NAP):

bK PB2 (m tov NAP): 47.49

WS PB2 (m tov NAP):

Datum laboratorium classificatie: 06-08-2014

bK PB3 (m tov NAP):

WS PB3 (m tov NAP):

Geclassificeerd door: nvv_(ovv_dam)

BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1

Fugro GeoServices B.V.

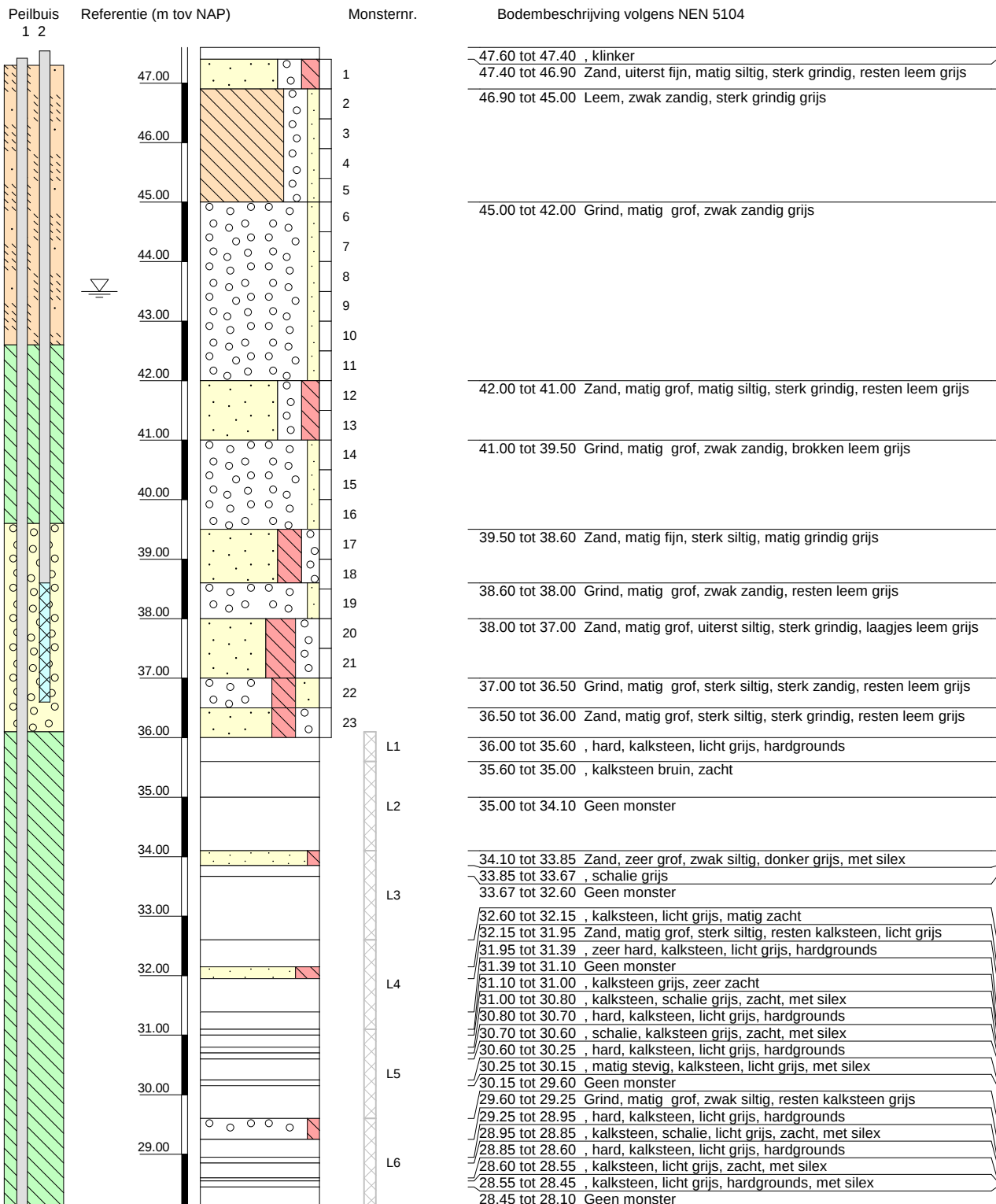
Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

7214-0125-000

Boring: B2

Laboratorium classificatie

Pagina 1 van 2



Algemene opmerking:

X: 177346.8

GWS (m tov NAP): 43.50

MV (m tov NAP): 47.60

bk PB1 (m tov NAP): 47.42

Boorvloeistof:

WS PB1 (m tov NAP):

Datum boring:

Boormeester:

Y: 317810.1

GHG (m tov NAP):

bk PB2 (m tov NAP): 47.54

WS PB2 (m tov NAP):

Datum laboratorium classificatie: 06-08-2014

Coördinatenstelsel: RD

GLG (m tov NAP):

bk PB3 (m tov NAP):

WS PB3 (m tov NAP):

Geclassificeerd door: nvv_(ovv_dam)

BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1

Fugro GeoServices B.V.

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

7214-0125-000

Boring: B2

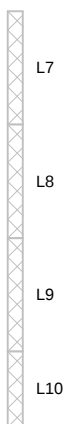
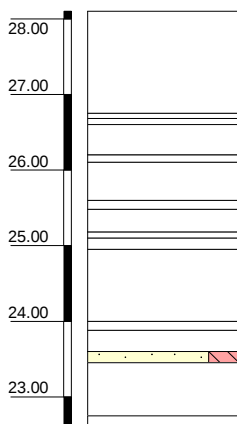
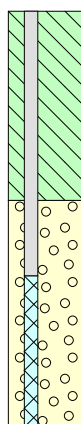
Laboratorium classificatie

Pagina 2 van 2

Peilbuis 1 2 Referentie (m tov NAP)

Monsternr.

Bodembeschrijving volgens NEN 5104



28.10 tot 26.75	, hard, kalksteen grijs, hardgrounds
L7	
26.75 tot 26.68	, matig stevig, kalksteen grijs
26.68 tot 26.60	Geen monster
26.60 tot 26.20	, matig stevig, kalksteen, roest, licht grijs
26.20 tot 26.10	, schalie grijs
L8	
26.10 tot 25.60	, zeer hard, kalksteen grijs, hardgrounds
25.60 tot 25.48	, kalksteen grijs, zacht
25.48 tot 25.18	, hard, kalksteen grijs, hardgrounds
25.18 tot 25.10	Geen monster
L9	
25.10 tot 24.95	, kalksteen grijs, matig zacht
24.95 tot 24.00	, hard, kalksteen grijs, hardgrounds
24.00 tot 23.88	, kalksteen grijs, matig zacht
23.88 tot 23.60	Geen monster
L10	
23.60 tot 23.45	Zand, matig grof, sterk siltig, roest grijs
23.45 tot 22.75	, kalksteen , matig zacht
22.75 tot 22.60	, hard, kalksteen grijs, hardgrounds

Algemene opmerking:

X: 177346.8

GWS (m tov NAP): 43.50

MV (m tov NAP): 47.60

bk PB1 (m tov NAP): 47.42

Boorvloeistof:

WS PB1 (m tov NAP):

Datum boring:

Boormeester:

Y: 317810.1

GHG (m tov NAP):

bk PB2 (m tov NAP): 47.54

WS PB2 (m tov NAP):

Datum laboratorium classificatie: 06-08-2014

Coördinatenstelsel: RD

GLG (m tov NAP):

bk PB3 (m tov NAP):

WS PB3 (m tov NAP):

Geclassificeerd door: nvv_(ovv_dam)

BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1

Fugro GeoServices B.V.

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

7214-0125-000

Boring: B3

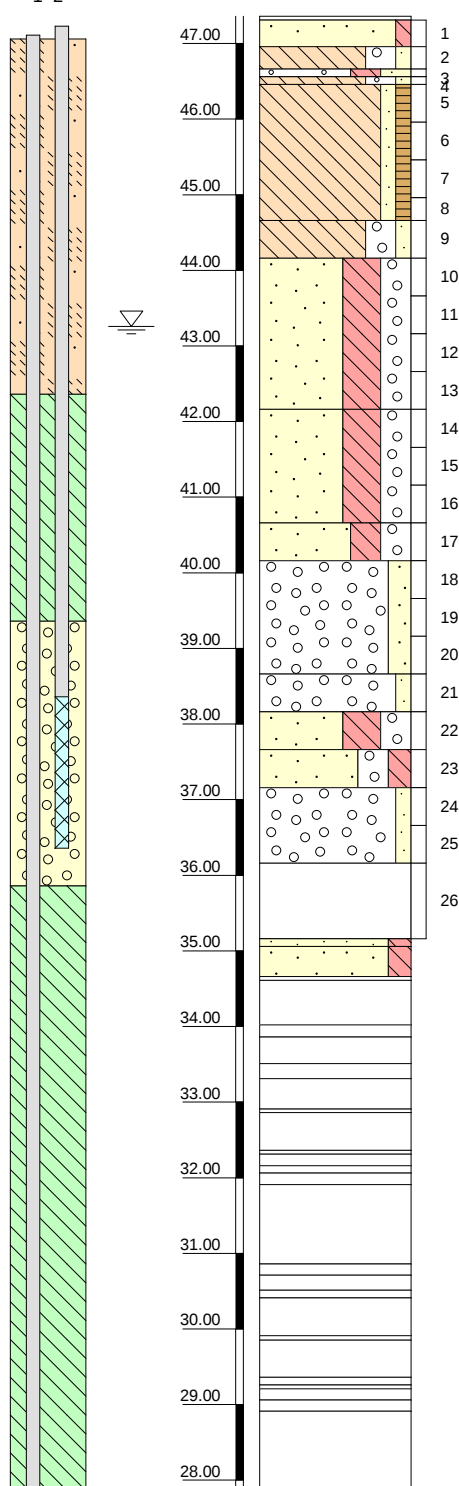
Laboratorium classificatie

Pagina 1 van 2

Peilbuis 1 2
Referentie (m tov NAP)

Monsternr.

Bodembeschrijving volgens NEN 5104



47.36 tot 47.31	, teelaarde
47.31 tot 46.96	Zand, matig fijn, zwak siltig, licht grijs
46.96 tot 46.66	Leem, zwak zandig, sterk grindig, stenen, donker grijs
46.66 tot 46.56	Grind, matig grof, sterk siltig, sterk zandig zwart-grijs
46.56 tot 46.46	Leem, zwak zandig, sterk grindig grijs
46.46 tot 44.66	Leem, zwak zandig, zwak humeus bruin-grijs
44.66 tot 44.16	Leem, zwak zandig, sterk grindig, stenen grijs
44.16 tot 42.16	Zand, matig grof, uiterst siltig, sterk grindig, stenen, laagjes leem grijs
42.16 tot 40.66	Zand, matig fijn, uiterst siltig, sterk grindig, stenen, laagjes leem grijs
40.66 tot 40.16	Zand, matig grof, sterk siltig, sterk grindig, stenen grijs
40.16 tot 38.66	Grind, matig grof, matig zandig, resten leem, stenen grijs
38.66 tot 38.16	Grind, matig grof, zwak zandig grijs
38.16 tot 37.66	Zand, matig grof, uiterst siltig, sterk grindig, laagjes leem grijs
37.66 tot 37.16	Zand, matig grof, matig siltig, sterk grindig, stenen grijs
37.16 tot 36.16	Grind, matig grof, zwak zandig, stenen grijs
36.16 tot 35.16	, matig slap, kalksteen, resten schalie wit-grijs
35.16 tot 35.06	Zand, zeer fijn, matig siltig grijs
35.06 tot 34.66	Zand, matig fijn, matig siltig grijs
34.66 tot 34.61	, kalksteen grijs, zacht met silex
34.61 tot 34.02	, matig stevig, kalksteen, licht grijs
34.02 tot 33.86	Geen monster
33.86 tot 33.51	Geen monster
33.51 tot 33.31	, hard, kalksteen, licht grijs
33.31 tot 32.91	, hard, kalksteen, licht grijs, met silex
32.91 tot 32.86	, matig slap, kalksteen, licht grijs, met silex
32.86 tot 32.36	Geen monster
32.36 tot 32.31	, matig slap, kalksteen, licht grijs, met silex
32.31 tot 32.16	, matig stevig, kalksteen, licht grijs
32.16 tot 32.06	, hard, kalksteen, licht grijs, hardgrounds
32.06 tot 31.91	, matig stevig, kalksteen, licht grijs
31.91 tot 30.86	Geen monster
30.86 tot 30.71	, matig stevig, kalksteen, licht grijs, met silex
30.71 tot 30.51	, hard, kalksteen, licht grijs, hardgrounds
30.51 tot 30.41	, matig stevig, kalksteen, licht grijs
30.41 tot 29.91	, hard, kalksteen, licht grijs, hardgrounds
29.91 tot 29.85	, matig stevig, kalksteen, licht grijs
29.85 tot 29.36	Geen monster
29.36 tot 29.26	, matig slap, kalksteen, roest, licht grijs
29.26 tot 29.21	, hard, kalksteen, licht grijs, hardgrounds
29.21 tot 29.06	, slap, kalksteen, licht grijs, met silex
29.06 tot 28.91	, hard, kalksteen, licht grijs, hardgrounds, met silex
28.91 tot 27.86	Geen monster

Algemene opmerking:

X: 177369.7

GWS (m tov NAP): 43.26

MV (m tov NAP): 47.36

bk PB1 (m tov NAP): 47.11

Boorvloeistof:

WS PB1 (m tov NAP):

Datum boring:

Boormeester:

Y: 317884.8

GHG (m tov NAP):

bk PB2 (m tov NAP): 47.23

WS PB2 (m tov NAP):

Datum laboratorium classificatie: 06-08-2014

Coördinatenstelsel: RD

GLG (m tov NAP):

bk PB3 (m tov NAP):

WS PB3 (m tov NAP):

Geclassificeerd door: nvv_(ovv_dam)

BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1

Fugro GeoServices B.V.

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

7214-0125-000

Boring: B3

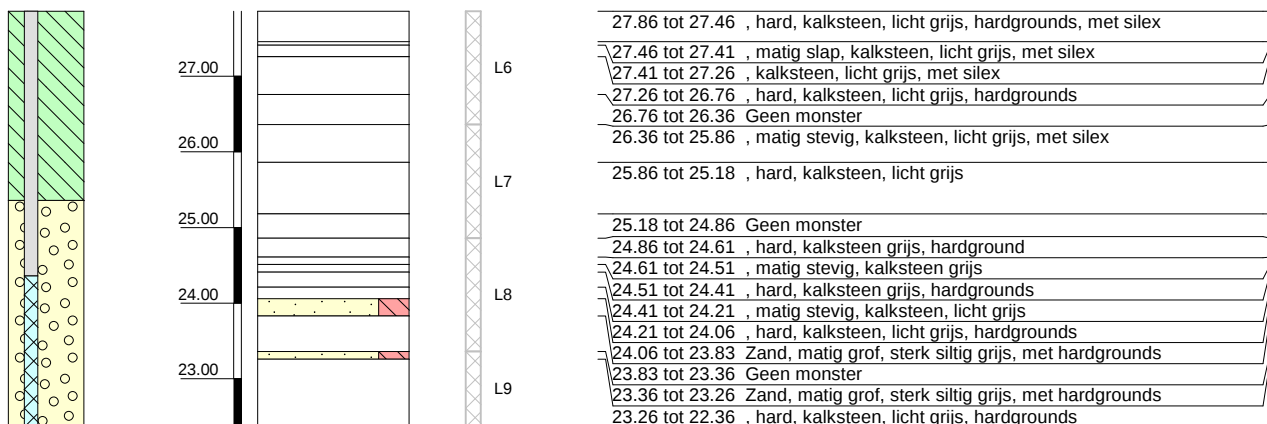
Laboratorium classificatie

Pagina 2 van 2

Peilbuis 1 2 Referentie (m tov NAP)

Monsternr.

Bodembeschrijving volgens NEN 5104



Algemene opmerking:

X: 177369.7

GWS (m tov NAP): 43.26

MV (m tov NAP): 47.36

bk PB1 (m tov NAP): 47.11

Boorvloeistof:

WS PB1 (m tov NAP):

Datum boring:

Boormeester:

Y: 317884.8

GHG (m tov NAP):

bk PB2 (m tov NAP): 47.23

WS PB2 (m tov NAP):

Datum laboratorium classificatie: 06-08-2014

Coördinatenstelsel: RD

GLG (m tov NAP):

bk PB3 (m tov NAP):

WS PB3 (m tov NAP):

Geclassificeerd door: nvv_(ovv_dam)

BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1

Fugro GeoServices B.V.

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

7214-0125-000

Borehole	Core Run (CR)	Depth to NAP [m]	Test Type	Water Content [%]	Orien tation	Distance [mm]	Width [mm]	Failure Load [kN]	Uncorrected Point Load Strength I_s [MPa]	Point Load Strength Index $I_{s(50)}$ [MPa]
B1	L7	25.65	Axial	As Sampled	//	101.6	95.4	0.9	0.08	0.11
B1	L7	25.65	Axial	As Sampled	//	70.7	99.0	1.3	0.15	0.20
B1	L7	25.65	Diametral	As Sampled	⊥	85.9		0.9	0.13	0.16
B1	L7	25.65	Axial	As Sampled	//	44.8	96.7	1.1	0.20	0.24
B1	L7	25.65	Lump	As Sampled	⊥	46.7	98.2	0.5	0.08	0.10
B1	L7	25.65	Axial	As Sampled	⊥	58.8	92.2	0.6	0.08	0.10
B1	L7	25.65	Lump	As Sampled	⊥	50.1	55.4	0.6	0.17	0.18
B1	L7	25.65	Lump	As Sampled	⊥	40.2	77.8	1.2	0.30	0.33
B1	L7	25.65	Diametral	As Sampled	⊥	95.5		0.5	0.05	0.07
B1	L7	25.65	Lump	As Sampled	⊥	46.5	56.6	0.5	0.15	0.16

POINT LOAD STRENGTH INDEX

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

dd: 4-Sep-2014

Made by: mpk

POINTLOAD 02.03.WIN/08:25:11/pointloadB1L7.pld

Borehole	Core Run (CR)	Depth to NAP [m]	Test Type	Water Content [%]	Orien tation	Distance [mm]	Width [mm]	Failure Load [kN]	Uncorrected Point Load Strength I_s [MPa]	Point Load Strength Index $I_{s(50)}$ [MPa]
B1	L8	23.65	Diametral	As Sampled	///	88.1		0.9	0.11	0.14
B1	L8	23.65	Axial	As Sampled	///	46.8	96.1	1.0	0.17	0.21
B1	L8	23.65	Axial	As Sampled	⊥	35.3	96.1	0.6	0.15	0.16
B1	L8	23.65	Lump	As Sampled	///	44.7	55.8	0.8	0.24	0.26
B1	L8	23.65	Lump	As Sampled	⊥	44.4	51.4	0.5	0.19	0.19
B1	L8	23.65	Lump	As Sampled	⊥	43.2	45.1	0.5	0.20	0.20
B1	L8	23.65	Lump	As Sampled	⊥	46.3	54.6	0.7	0.20	0.22
B1	L8	23.65	Lump	As Sampled	⊥	42.0	31.5	0.3	0.15	0.14
B1	L8	23.65	Lump	As Sampled	⊥	16.4	46.2	0.5	0.51	0.41
B1	L8	23.65	Lump	As Sampled	⊥	31.7	41.4	0.4	0.22	0.20

POINT LOAD STRENGTH INDEX

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

Borehole	Core Run (CR)	Depth to NAP [m]	Test Type	Water Content [%]	Orien tation	Distance [mm]	Width [mm]	Failure Load [kN]	Uncorrected Point Load Strength I_s [MPa]	Point Load Strength Index $I_{s(50)}$ [MPa]
B2	L7	26.90	Diametral	As Sampled	⊥	90.7		0.6	0.07	0.09
B2	L7	26.90	Axial	As Sampled	//	49.1	94.8	1.1	0.19	0.23
B2	L7	26.90	Axial	As Sampled	//	45.6	94.8	0.9	0.16	0.19
B2	L7	26.90	Lump	As Sampled	⊥	44.8	61.5	0.5	0.15	0.16
B2	L7	26.90	Lump	As Sampled	⊥	48.7	58.4	0.6	0.17	0.18
B2	L7	26.90	Lump	As Sampled	⊥	49.1	58.5	0.5	0.13	0.14
B2	L7	26.90	Lump	As Sampled	⊥	40.2	52.4	0.5	0.20	0.20
B2	L7	26.90	Lump	As Sampled	⊥	49.4	31.1	0.5	0.25	0.24
B2	L7	26.90	Lump	As Sampled	⊥	43.3	35.0	0.5	0.25	0.23
B2	L7	26.90	Lump	As Sampled	⊥	42.0	37.5	0.5	0.27	0.26

POINT LOAD STRENGTH INDEX

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

ddt: 4-Sep-2014

Made by:mpk

POINTLOAD 02.03.WIN/08:21:26(pointloadB2L7.pld

Borehole	Core Run (CR)	Depth to NAP [m]	Test Type	Water Content [%]	Orien tation	Distance [mm]	Width [mm]	Failure Load [kN]	Uncorrected Point Load Strength I_s [MPa]	Point Load Strength Index $I_{s(50)}$ [MPa]
B2	L8	26.00	Axial	As Sampled	///	33.6	99.0	0.6	0.13	0.15
B2	L8	26.00	Axial	As Sampled	///	35.3	99.0	0.5	0.11	0.13
B2	L8	26.00	Axial	As Sampled	///	42.2	100.5	0.7	0.12	0.15
B2	L8	26.00	Lump	As Sampled	⊥	57.6	53.9	0.5	0.12	0.13
B2	L8	26.00	Diametral	As Sampled	⊥	92.1		1.1	0.13	0.18
B2	L8	26.00	Axial	As Sampled	///	48.0	100.2	0.9	0.14	0.18
B2	L8	26.00	Axial	As Sampled	///	57.6	99.4	0.5	0.07	0.09
B2	L8	26.00	Lump	As Sampled	⊥	51.7	53.9	0.5	0.14	0.16
B2	L8	26.00	Lump	As Sampled	⊥	49.6	62.3	0.7	0.17	0.19
B2	L8	26.00	Lump	As Sampled	⊥	40.9	54.7	0.6	0.22	0.23

POINT LOAD STRENGTH INDEX

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

ddt: 4-Sep-2014

Made by: mpk

POINTLOAD 02.03.WIN/08:18:15/pointloadB2L8.pld

Borehole	Core Run (CR)	Depth to NAP [m]	Test Type	Water Content [%]	Orien tation	Distance [mm]	Width [mm]	Failure Load [kN]	Uncorrected Point Load Strength I_s [MPa]	Point Load Strength Index $I_{s(50)}$ [MPa]
B2	L9	24.15	Diametral	As Sampled	⊥	87.9		0.9	0.12	0.15
B2	L9	24.15	Diametral	As Sampled	⊥	87.2		0.9	0.12	0.15
B2	L9	24.15	Axial	As Sampled	//	46.3	95.2	1.0	0.18	0.21
B2	L9	24.15	Axial	As Sampled	//	51.6	95.2	0.7	0.12	0.15
B2	L9	24.15	Lump	As Sampled	⊥	45.3	58.5	0.7	0.20	0.21
B2	L9	24.15	Lump	As Sampled	⊥	39.8	72.8	0.6	0.15	0.17
B2	L9	24.15	Lump	As Sampled	⊥	54.3	90.7	0.8	0.12	0.15
B2	L9	24.15	Lump	As Sampled	⊥	50.6	58.8	0.8	0.22	0.24
B2	L9	24.15	Lump	As Sampled	⊥	36.4	63.5	0.4	0.13	0.13
B2	L9	24.15	Lump	As Sampled	⊥	33.4	36.0	0.5	0.32	0.29

POINT LOAD STRENGTH INDEX

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

dd: 4-Sep-2014

Made by: mpk

POINTLOAD 02.03.WIN/08:15:19/pointloadB2L9.pld

Borehole	Core Run (CR)	Depth to NAP [m]	Test Type	Water Content [%]	Orien tation	Distance [mm]	Width [mm]	Failure Load [kN]	Uncorrected Point Load Strength I_s [MPa]	Point Load Strength Index $I_{s(50)}$ [MPa]
B2	L10	22.73	Diametral	As Sampled	⊥	87.5		1.2	0.15	0.20
B2	L10	22.73	Diametral	As Sampled	⊥	89.5		1.2	0.15	0.19
B2	L10	22.73	Axial	As Sampled	//	63.4	99.0	1.1	0.13	0.17
B2	L10	22.73	Axial	As Sampled	//	44.2	94.0	0.9	0.16	0.19
B2	L10	22.73	Lump	As Sampled	⊥	43.7	69.3	0.9	0.23	0.25
B2	L10	22.73	Lump	As Sampled	⊥	45.3	73.4	1.0	0.24	0.27
B2	L10	22.73	Lump	As Sampled	⊥	37.2	52.2	0.9	0.35	0.35
B2	L10	22.73	Lump	As Sampled	⊥	36.5	48.3	0.4	0.18	0.17
B2	L10	22.73	Lump	As Sampled	⊥	37.8	39.5	0.5	0.27	0.25
B2	L10	22.73	Lump	As Sampled	⊥	33.9	46.1	0.5	0.25	0.23

POINT LOAD STRENGTH INDEX

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

dd: 4-Sep-2014

Made by:mpk

POINTLOAD 02.03.WIN/08:11:16(pointloadB2L10.pld

ONDERZOEKSRAPPORT

Project	Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht		
Opdrachtgever	Gemeente Maastricht, afd. Grondzaken	Opdrachtnummer	7214-0125-000
Contactpersoon	mevrouw M. Terpstra	Datum rapport	17-09-2014
Monstername	Uitgevoerd door opdrachtgever	Datum ontvangst	14-07-2014

VOLUME GEWICHT - WATERGEHALTE EN ONGEDRAINEERDE SCHUIFSTERKTE (Uitgevoerd conform eigen methode)

Boring nummer	Monster nummer	Diepte t.o.v. NAP (m)	Volume gewicht nat (γ) (kN/m ³) [Q]	Volume gewicht droog (γ) (kN/m ³) [Q]	Water- gehalte w (%) [Q]	Poriën volume n (%)	Verzadi- gingsgraad S (%)	Ongedr. Schuifsterkte f_{undr} (kPa) T.V. [Q] P.P.
B1	L1	35.10						- n.m.1
	L1	34.85						- n.m.1
	L1	34.60						- n.m.1
	L1	34.35						- n.m.2
	L1	34.10						- n.m.2
	L2	33.60						- n.m.1
	L2	33.35						- n.m.1
	L2	33.10						- n.m.2
	L2	32.85						- n.m.2
	L2	32.60						- n.m.2
	L2	32.35						- n.m.2
	L3	32.10						- n.m.1
	L3	31.85						- n.m.1
	L3	31.60						- n.m.1
	L3	31.40						- >225.0
	L3	31.10						- 120.0
	L4	30.60						- n.m.1
	L4	30.35						- n.m.1
	L4	30.10						- n.m.1
	L4	29.85						- 220.0
	L4	29.60						- n.m.1
	L4	29.35						- n.m.2
	L5	29.10						- n.m.1
	L5	28.85						- 37.5
B1	L5	28.60						- n.m.1

OPMERKINGEN

De met "Q" gemerkte verrichtingen zijn erkend door RvA.

Voor de berekening van het poriënvolume is een waarde voor de volumieke massa van vaste gronddelen aangehouden van 2650 kg/m³

T.V.: Bepaald d.m.v pocket torvane

P.P.: Bepaald d.m.v pocket penetrometer

n.m.1.: niet mogelijk geroerd monster

n.m.2.: niet mogelijk zand

Opgesteld door: AWG	Gecontroleerd: pvy	Opdracht nr.: 7214-0125-000
---------------------	--------------------	-----------------------------

ONDERZOEKSRAPPORT

Project	Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht		
Opdrachtgever	Gemeente Maastricht, afd. Grondzaken	Opdrachtnummer	7214-0125-000
Contactpersoon	mevrouw M. Terpstra	Datum rapport	17-09-2014
Monstername	Uitgevoerd door opdrachtgever	Datum ontvangst	14-07-2014

VOLUME GEWICHT - WATERGEHALTE EN ONGEDRAINEERDE SCHUIFSTERKTE (Uitgevoerd conform eigen methode) Q

Boring nummer	Monster nummer	Diepte t.o.v. NAP (m)	Volume gewicht nat (γ) (kN/m^3) [Q]	Volume gewicht droog (γ) (kN/m^3) [Q]	Water-gehalte w (%) [Q]	Poriën volume n (%)	Verzadigingsgraad S (%)	Ongedr. Schuif- f_{undr} (kPa) T.V. [Q] P.P.
B1	L5	28.35						- n.m.2
	L5	28.10						- n.m.2
	L5	27.85						- n.m.2
	L6	27.60						- n.m.1
	L6	27.35						- n.m.1
	L6	27.10						- n.m.1
	L6	27.00						- 87.5
	L6	26.90						- >225.0
	L6	26.70						- n.m.1
	L6	26.60						- n.m.2
	L6	26.35						- n.m.2
	L7	26.10						- n.m.1
	L7	25.85						- n.m.1
	L7	25.60						- >225.0
	L7	25.35						- >225.0
	L7	25.10						- n.m.1
	L7	24.85						- n.m.1
	L8	24.60						- n.m.1
	L8	24.35						- >225.0
	L8	24.10						- 150.0
	L8	23.85						- >225.0
	L8	23.60						- >225.0
	L8	23.35						- n.m.1
	L9	23.10						- >225.0
B1	L9	22.85						- >225.0

OPMERKINGEN

De met "Q" gemerkte verrichtingen zijn erkend door RvA.

Voor de berekening van het poriënvolume is een waarde voor de volumieke massa van vaste gronddelen aangehouden van 2650 kg/m^3

T.V.: Bepaald d.m.v pocket torvane

P.P.: Bepaald d.m.v pocket penetrometer

n.m.1.: niet mogelijk geroerd monster

n.m.2.: niet mogelijk zand

Opgesteld door: AWG	Gecontroleerd: pvy	Opdracht nr.: 7214-0125-000
---------------------	--------------------	-----------------------------

ONDERZOEKSRAPPORT

Project	Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht		
Opdrachtgever	Gemeente Maastricht, afd. Grondzaken	Opdrachtnummer	7214-0125-000
Contactpersoon	mevrouw M. Terpstra	Datum rapport	17-09-2014
Monstername	Uitgevoerd door opdrachtgever	Datum ontvangst	14-07-2014

VOLUME GEWICHT - WATERGEHALTE EN ONGEDRAINEERDE SCHUIFSTERKTE (Uitgevoerd conform eigen methode)

Boring nummer	Monster nummer	Diepte t.o.v. NAP (m)	Volume gewicht nat (γ) (kN/m ³) [Q]	Volume gewicht droog (γ) (kN/m ³) [Q]	Water- gehalte w (%) [Q]	Poriën volume n (%)	Verzadi- gingsgraad S (%)	Ongedr. Schuifsterkte f_{undr} (kPa) T.V. [Q] P.P.
B2	L2	35.35						- 15.7
	L2	35.10						- 30.2
	L2	34.85						- n.m.1
	L2	34.60						- n.m.1
	L2	34.35						- n.m.1
	L3	33.85						- n.m.2
	L3	33.60						- >225.0
	L3	33.35						- n.m.1
	L3	33.10						- n.m.1
	L3	32.85						- n.m.1
	L4	32.35						- 25.2
	L4	32.10						- n.m.2
	L4	31.85						- >225.0
	L4	31.60						- >225.0
	L4	31.35						- n.m.1
	L5	30.85						- n.m.1
	L5	30.60						- 90.0
	L5	30.35						- >225.0
	L5	30.10						- n.m.1
	L5	29.85						- n.m.1
	L6	29.35						- 187.5
	L6	29.10						- >225.0
	L6	28.85						- >225.0
	L6	28.60						- >225.0
B2	L6	28.35						- n.m.1

OPMERKINGEN

De met "Q" gemerkte verrichtingen zijn erkend door RvA.

Voor de berekening van het poriënvolume is een waarde voor de volumieke massa van vaste gronddelen aangehouden van 2650 kg/m³

T.V.: Bepaald d.m.v pocket torvane

P.P.: Bepaald d.m.v pocket penetrometer

n.m.1.: niet mogelijk geroerd monster

n.m.2.: niet mogelijk zand

Opgesteld door: AWG	Gecontroleerd: pvv	Opdracht nr.: 7214-0125-000
---------------------	--------------------	-----------------------------

ONDERZOEKSRAPPORT			
Project	Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht		
Opdrachtgever	Gemeente Maastricht, afd. Grondzaken	Opdrachtnummer	7214-0125-000
Contactpersoon	mevrouw M. Terpstra	Datum rapport	17-09-2014
Monstername	Uitgevoerd door opdrachtgever	Datum ontvangst	14-07-2014

VOLUME GEWICHT - WATERGEHALTE EN ONGEDRAINEERDE SCHUIFSTERKTE (Uitgevoerd conform eigen methode)									Q
Boring nummer	Monster nummer	Diepte t.o.v. NAP (m)	Volume gewicht nat (γ) (kN/m^3) [Q]	Volume gewicht droog (γ) (kN/m^3) [Q]	Water-gehalte w (%) [Q]	Poriën volume n (%)	Verzadigingsgraad S (%)	Ongedr. Schuif- f_{undr} (kPa) T.V. [Q] P.P.	
B2	L7	27.85						-	>225.0
	L7	27.60						-	>225.0
	L7	27.35						-	>225.0
	L7	27.10						-	>225.0
	L7	26.85						-	>225.0
	L8	26.35						-	90.0
	L8	26.10						-	>225.0
	L8	25.85						-	>225.0
	L8	25.60						-	>225.0
	L8	25.35						-	>225.0
	L9	24.85						-	>225.0
	L9	24.60						-	>225.0
	L9	24.35						-	>225.0
	L9	24.10						-	>225.0
	L9	23.85						-	n.m.1
	L10	23.35						-	>225.0
	L10	23.10						-	>225.0
	L10	22.85						-	75.0
B2	L10	22.60						-	>225.0
								-	
								-	
								-	
								-	
								-	

OPMERKINGEN
De met "Q" gemerkte verrichtingen zijn erkend door RvA.
Voor de berekening van het poriënvolume is een waarde voor de volumieke massa van vaste gronddelen aangehouden van 2650 kg/m^3
T.V.: Bepaald d.m.v pocket torvane
P.P.: Bepaald d.m.v pocket penetrometer
n.m.1.: niet mogelijk geroerd monster
n.m.2.: niet mogelijk zand

Opgesteld door: AWG	Gecontroleerd: pvv	Opdracht nr.: 7214-0125-000
---------------------	--------------------	-----------------------------

ONDERZOEKSRAPPORT			
Project	Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht		
Opdrachtgever	Gemeente Maastricht, afd. Grondzaken	Opdrachtnummer	7214-0125-000
Contactpersoon	mevrouw M. Terpstra	Datum rapport	17-09-2014
Monstername	Uitgevoerd door opdrachtgever	Datum ontvangst	14-07-2014

VOLUME GEWICHT - WATERGEHALTE EN ONGEDRAINEERDE SCHUIFSTERKTE (Uitgevoerd conform eigen methode)								
Boring nummer	Monster nummer	Diepte t.o.v. NAP (m)	Volume gewicht nat (γ) (kN/m ³) [Q]	Volume gewicht droog (γ) (kN/m ³) [Q]	Water- gehalte w (%) [Q]	Poriën volume n (%)	Verzadi- gingsgraad S (%)	Ongedr. Schuifsterkte f_{undr} (kPa) T.V. [Q] P.P.
B3	L1	35.11						- n.m.2
	L1	34.86						- n.m.2
	L1	34.61						- >225.0
	L1	34.36						- 125.0
	L1	34.11						- 85.0
	L2	33.61						- n.m.1
	L2	33.36						- 140.0
	L2	33.11						- 75.0
	L2	32.86						- n.m.2
	L2	32.61						- n.m.1
	L3	32.21						- 75.0
	L3	31.96						- 90.0
	L3	31.61						- n.m.1
	L3	31.36						- n.m.1
	L3	31.11						- n.m.1
	L4	30.61						- >225.0
	L4	30.36						- >225.0
	L4	30.11						- >225.0
	L4	29.86						- 65.0
	L4	29.61						- n.m.1
	L4	29.26						- n.m.2
	L5	29.01						- 65.0
	L5	28.61						- n.m.1
	L5	28.36						- n.m.1
B3	L5	28.11						- n.m.1

OPMERKINGEN
De met "Q" gemerkte verrichtingen zijn erkend door RvA.
Voor de berekening van het poriënvolume is een waarde voor de volumieke massa van vaste gronddelen aangehouden van 2650 kg/m ³
T.V.: Bepaald d.m.v pocket torvane
P.P.: Bepaald d.m.v pocket penetrometer
n.m.1.: niet mogelijk geroerd monster
n.m.2.: niet mogelijk zand

Opgesteld door: AWG	Gecontroleerd: pvv	Opdracht nr.: 7214-0125-000
---------------------	--------------------	-----------------------------

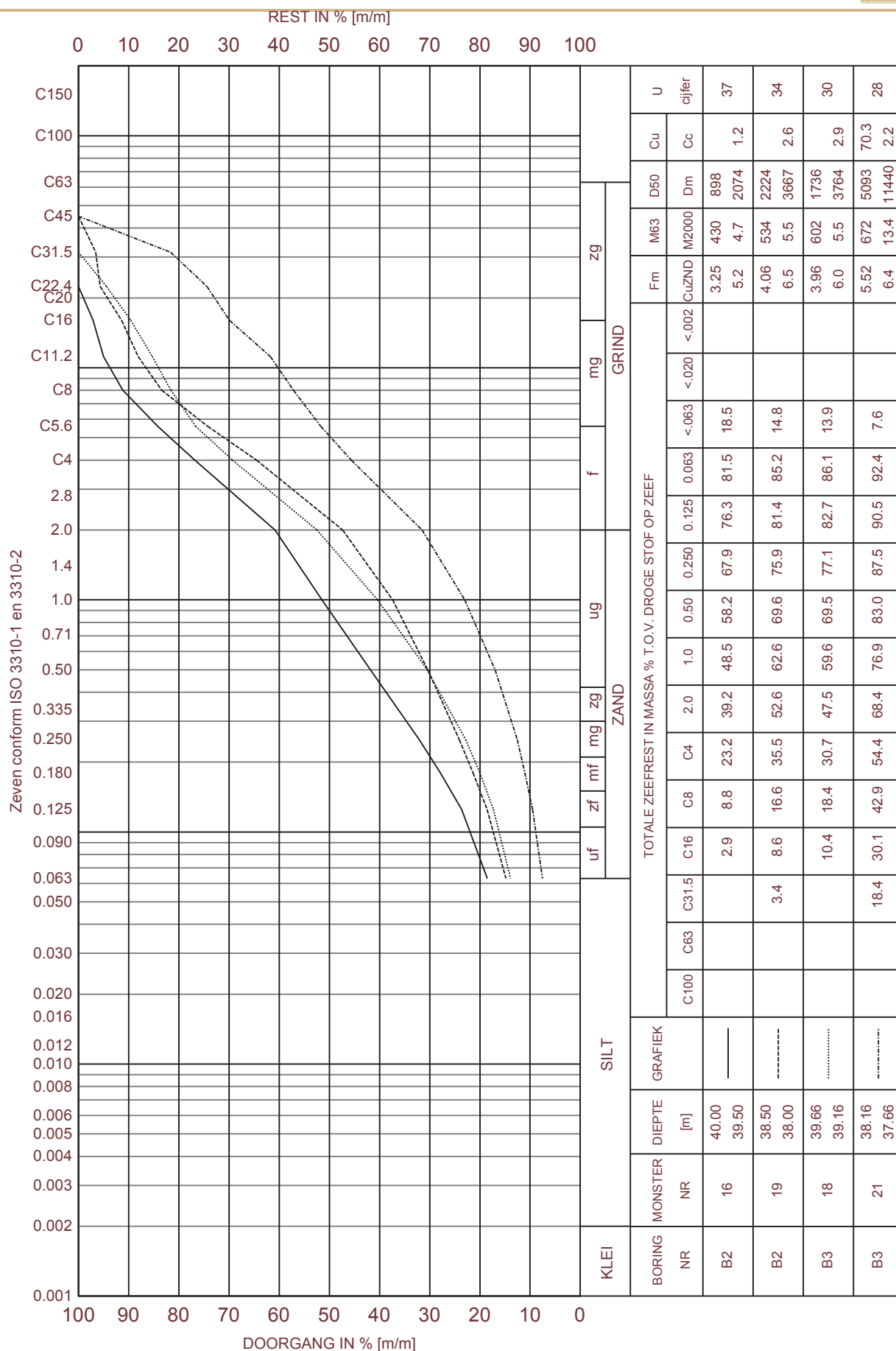
ONDERZOEKSRAPPORT			
Project	Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht		
Opdrachtgever	Gemeente Maastricht, afd. Grondzaken	Opdrachtnummer	7214-0125-000
Contactpersoon	mevrouw M. Terpstra	Datum rapport	17-09-2014
Monstername	Uitgevoerd door opdrachtgever	Datum ontvangst	14-07-2014

VOLUME GEWICHT - WATERGEHALTE EN ONGEDRAINEERDE SCHUIFSTERKTE (Uitgevoerd conform eigen methode)									Q
Boring nummer	Monster nummer	Diepte t.o.v. NAP (m)	Volume gewicht nat (γ) (kN/m ³) [Q]	Volume gewicht droog (γ) (kN/m ³) [Q]	Water-gehalte w (%) [Q]	Poriën volume n (%)	Verzadigingsgraad S (%)	Ongedr. Schuif- f_{undr} (kPa) T.V. [Q] P.P.	
B3	L6	27.61						- n.m.1	
	L6	27.36						- 210.0	
	L6	27.11						- >225.0	
	L6	26.86						- >225.0	
	L6	26.61						- n.m.1	
	L7	26.11						- n.m.1	
	L7	25.86						- >225.0	
	L7	25.61						- >225.0	
	L7	25.36						- >225.0	
	L7	25.11						- n.m.1	
	L8	24.61						- 170.0	
	L8	24.36						- n.m.1	
	L8	24.11						- >225.0	
	L8	23.86						- >225.0	
	L8	23.61						- n.m.1	
	L9	23.11						- >225.0	
	L9	22.86						- >225.0	
	L9	22.61						- >225.0	
B3	L9	22.36						- >225.0	
								-	
								-	
								-	
								-	
								-	

OPMERKINGEN
De met "Q" gemerkte verrichtingen zijn erkend door RvA.
Voor de berekening van het poriënvolume is een waarde voor de volumieke massa van vaste gronddelen aangehouden van 2650 kg/m ³
T.V.: Bepaald d.m.v pocket torvane
P.P.: Bepaald d.m.v pocket penetrometer
n.m.1.: niet mogelijk geroerd monster
n.m.2.: niet mogelijk zand

Opgesteld door: AWG	Gecontroleerd: pvv	Opdracht nr.: 7214-0125-000
---------------------	--------------------	-----------------------------



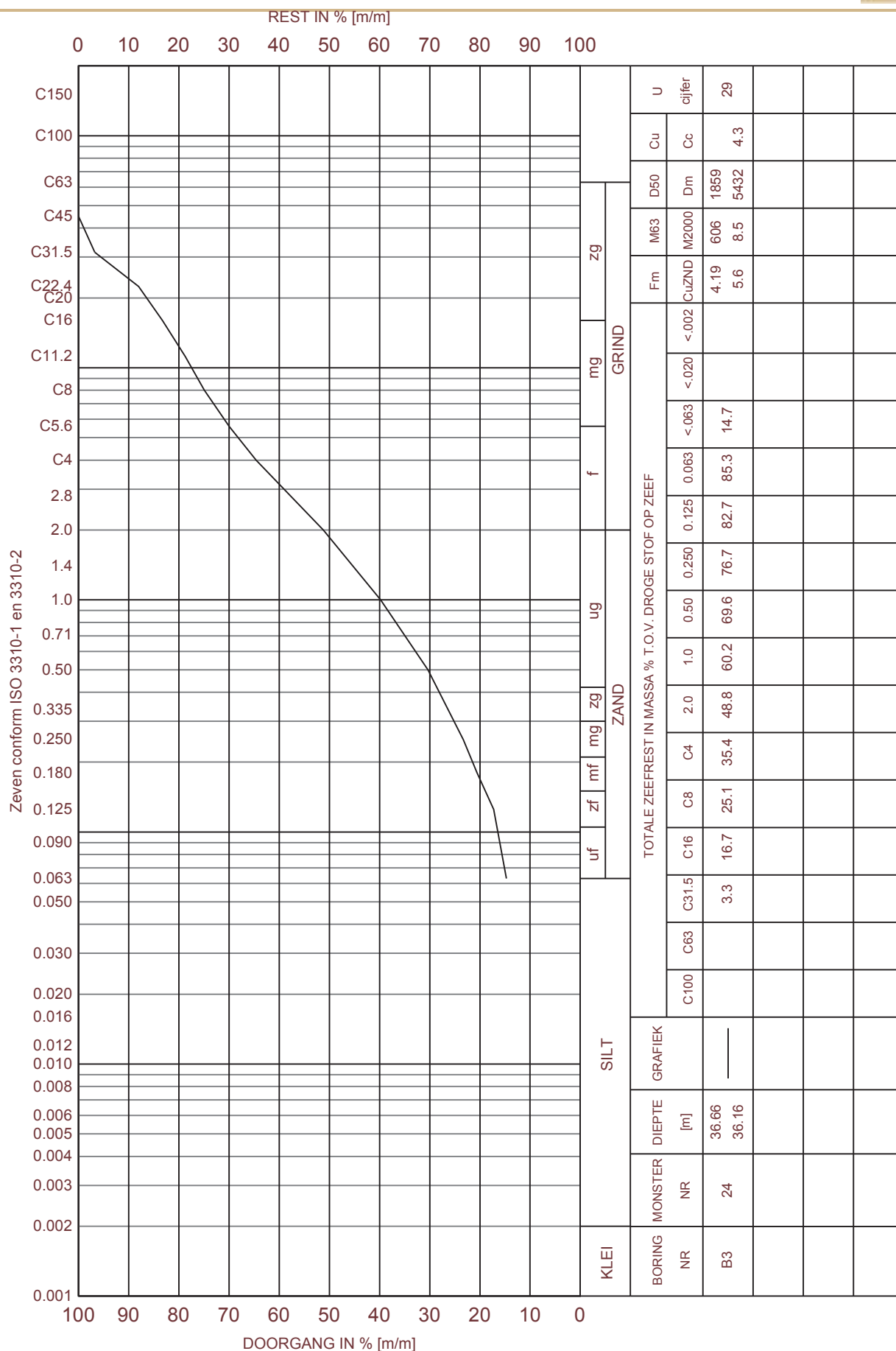


Opm.: Diepte is in meters tov. N.A.P.

KORRELVERDELINGSDIAGRAM

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

Opdr. 7214-0125-000

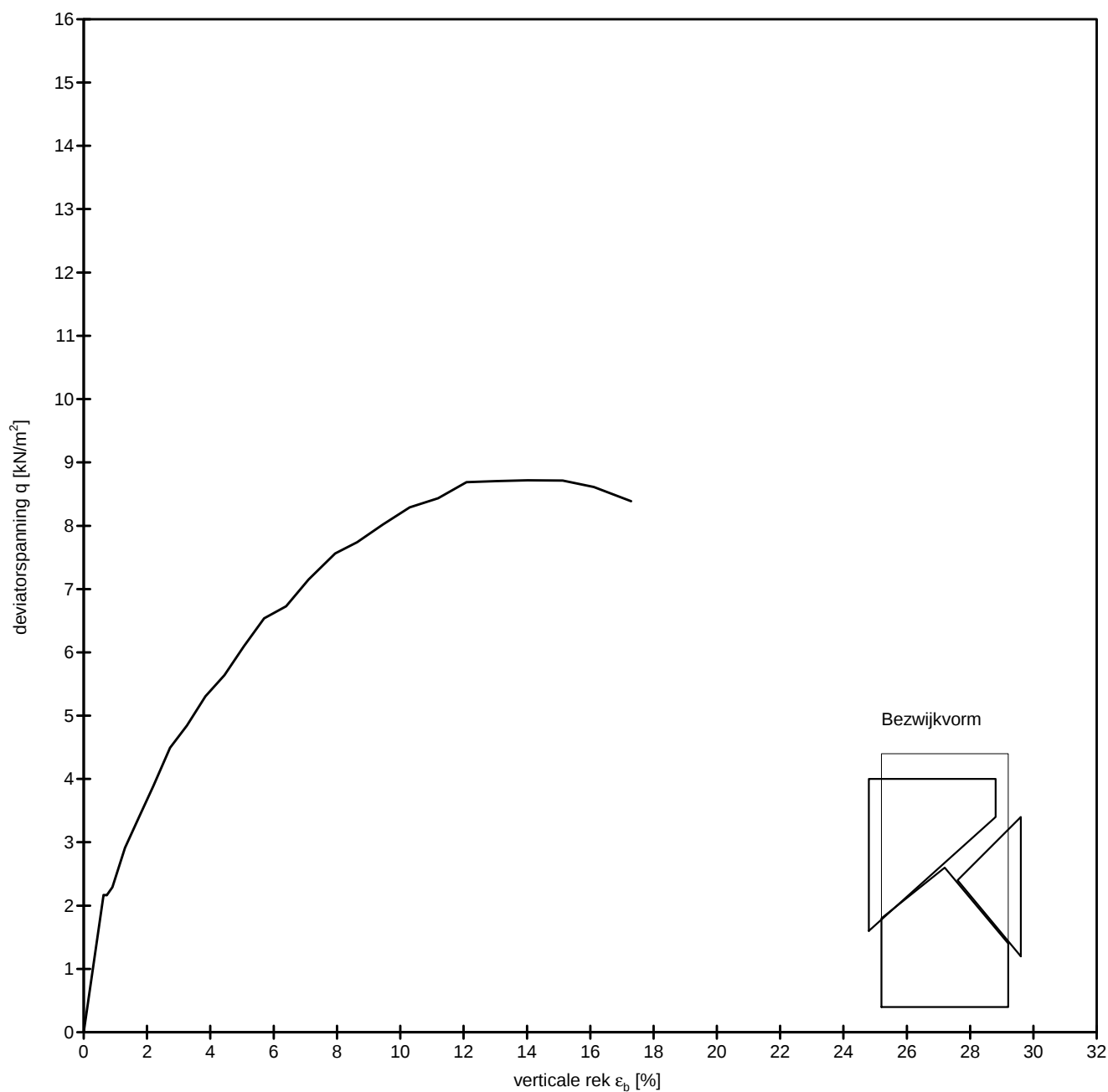


KORRELVERDELINGSDIAGRAM

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

Opdr. 7214-0125-000

Boring	: B1	Monster type	= Ongeroerd
Monster	: L7	Snelheid	= 57.9 %/uur
Diepte	: 25.05 m t.o.v. NAP.	c_u	= 4 kN/m ²
Grondsoort	: KALKSTEEN, zeer zacht	ε_{50}	= 2.6 %
Watergehalte voor de test	= 39.4 %	$E_{undr,50}$	= 0.2 MN/m ²
Droog volume gewicht	= 12.9 kN/m ³	$q_{u;p}$	= 9 kN/m ²



Fugro laboratorium Arnhem TRX 6.01.0002 /08:52:19/P:L7____1 .UU Opg.:JNS ddt8-aug-2014

Uitgevoerd conform NEN 5117: 1991/A1: 1997 nl

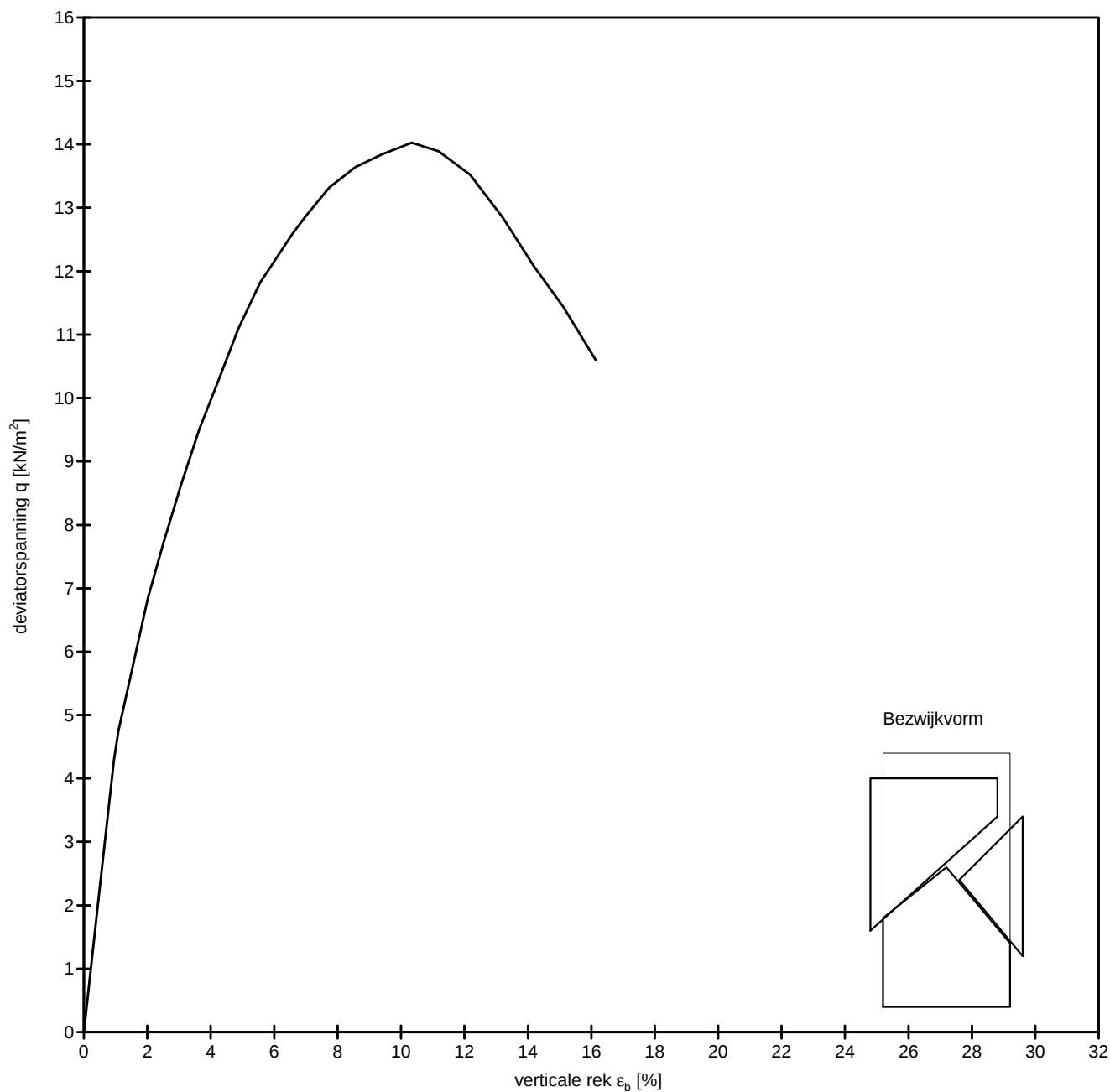
VRIJ PRISMA PROEF

Opdr. 7214-0125-000

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

Boring : B2
 Monster : L2
 Diepte : 35.55 m t.o.v. NAP.
 Grondsoort : KALKSTEEN, zacht
 Watergehalte voor de test = 31.7 %
 Droog volume gewicht = 14.4 kN/m³

Monster type = Ongeroerd
 Snelheid = 58.3 %/uur
 c_u = 7 kN/m²
 ε_{50} = 2.1 %
 $E_{undr,50}$ = 0.3 MN/m²
 $q_{u;p}$ = 14 kN/m²



Fugro laboratorium Arnhem TRX 6.01.0002 /08/54:16/P/L2____1 .UU Opg.:JNS ddt8-aug-2014

Uitgevoerd conform NEN 5117: 1991/A1: 1997 nl

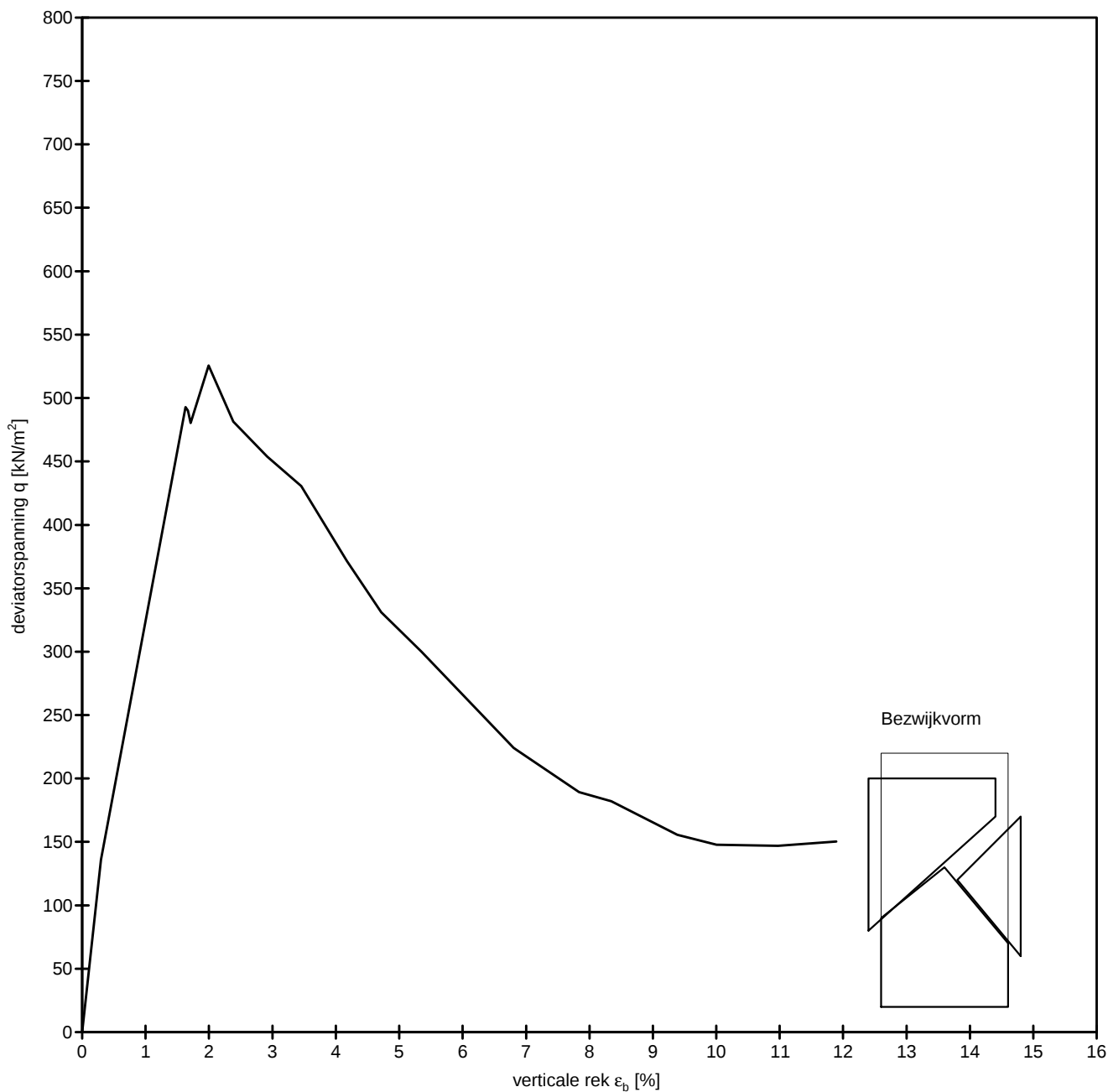
VRIJ PRISMA PROEF

Opdr. 7214-0125-000

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

Boring : B2
 Monster : L7
 Diepte : 27.35 m t.o.v. NAP.
 Grondsoort : KALKSTEEN
 Watergehalte voor de test = 29.0 %
 Droog volume gewicht = 14.7 kN/m³

Monster type = Ongeroerd
 Snelheid = 60.0 %/uur
 c_u = 263 kN/m²
 ε_{50} = 0.8 %
 $E_{undr,50}$ = 34.1 MN/m²
 $q_{u;p}$ = 524 kN/m²



Fugro laboratorium Arnhem TRX 6.01.0002 /08:55:39/P-L7_1_UU Opg.:JNS ddt8-aug-2014

Uitgevoerd conform NEN 5117: 1991/A1: 1997 nl

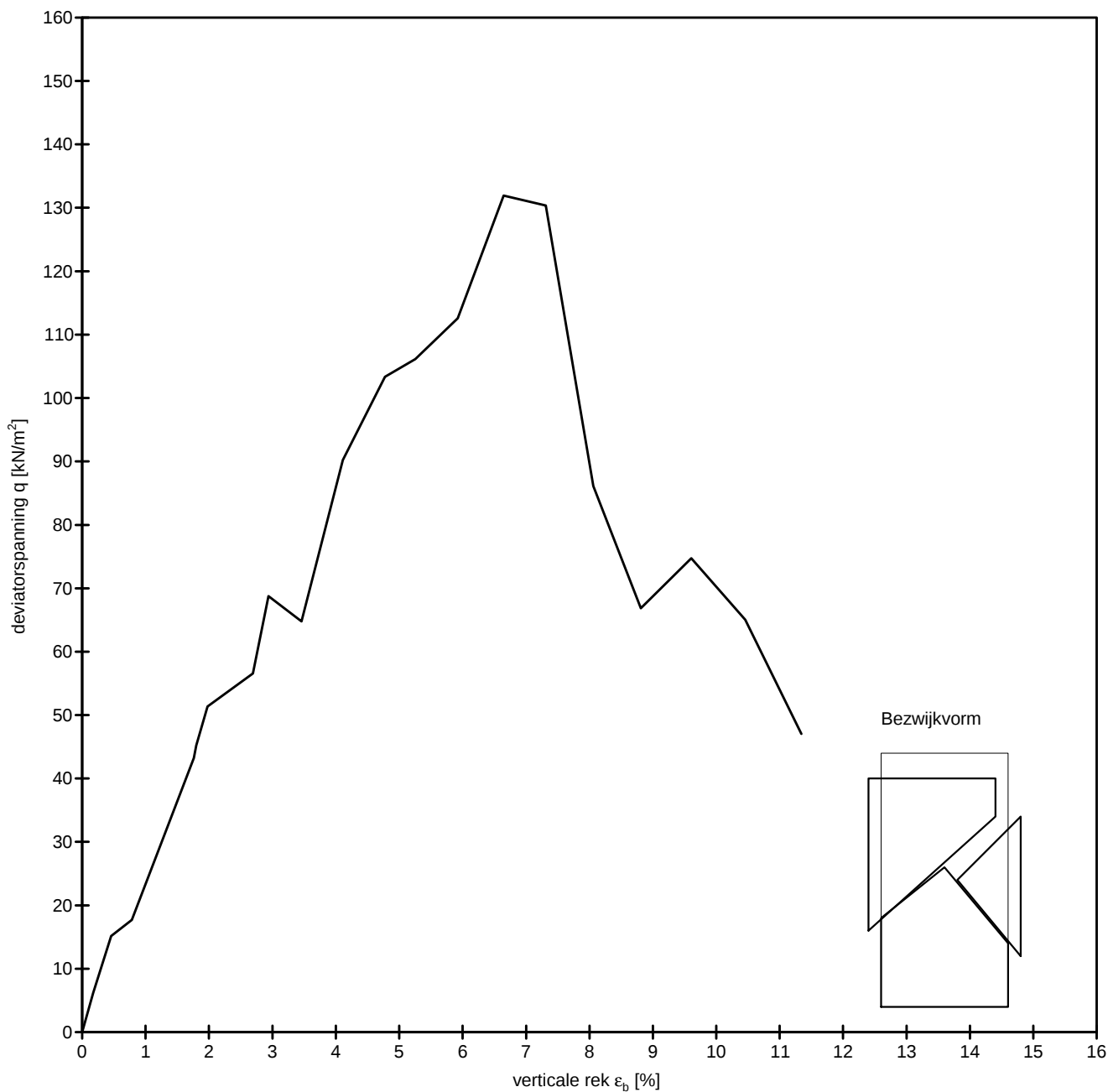
VRIJE PRISMA PROEF

Opdr. 7214-0125-000

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

Boring : B3
 Monster : L4
 Diepte : 30.16 m t.o.v. NAP.
 Grondsoort : KALKSTEEN
 Watergehalte voor de test = 34.4 %
 Droog volume gewicht = 12.8 kN/m³

Monster type = Ongeroerd
 Snelheid = 56.6 %/uur
 c_u = 66 kN/m²
 ε_{50} = 2.9 %
 $E_{undr,50}$ = 2.3 MN/m²
 $q_{u;p}$ = 132 kN/m²



Fugro laboratorium Arnhem TRX 6.01.0002 /08:57:32/P:L4____1_UU Opg.:JNS ddt8-aug-2014

Uitgevoerd conform NEN 5117: 1991/A1: 1997 nl

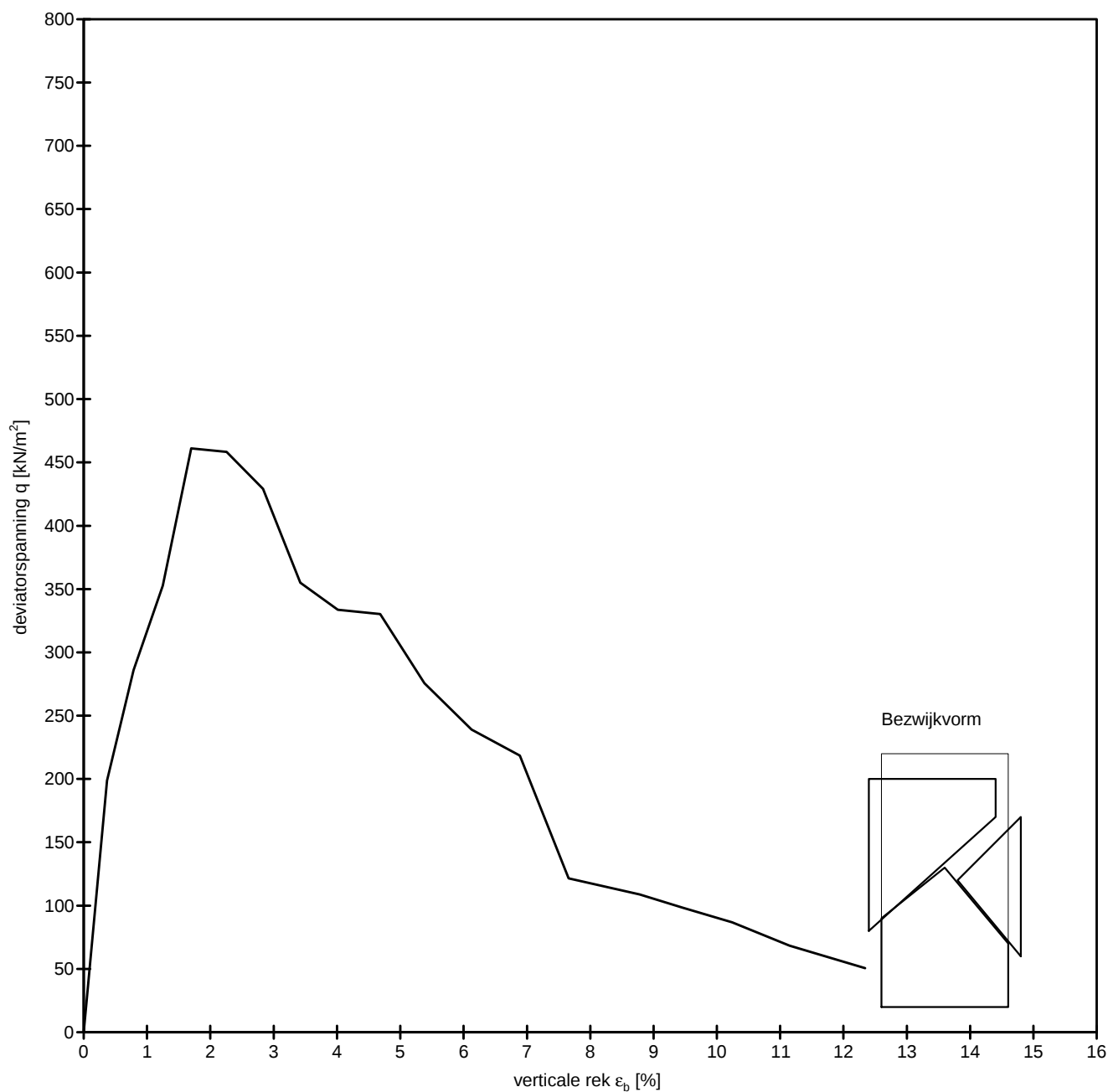
VRIJE PRISMA PROEF

Opdr. 7214-0125-000

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

Boring : B3
 Monster : L6
 Diepte : 27.06 m t.o.v. NAP.
 Grondsoort : KALKSTEEN
 Watergehalte voor de test = 32.1 %
 Droog volume gewicht = 13.8 kN/m³

Monster type = Ongeroerd
 Snelheid = 57.7 %/uur
 c_u = 231 kN/m²
 ε_{50} = 0.5 %
 $E_{undr,50}$ = 44.1 MN/m²
 $q_{u;p}$ = 461 kN/m²



Fugro laboratorium Arnhem TRX 6.01.0002 /08:59:26/P-L6____1 .UU Opg.:JNS ddt8-aug-2014

Uitgevoerd conform NEN 5117: 1991/A1: 1997 nl

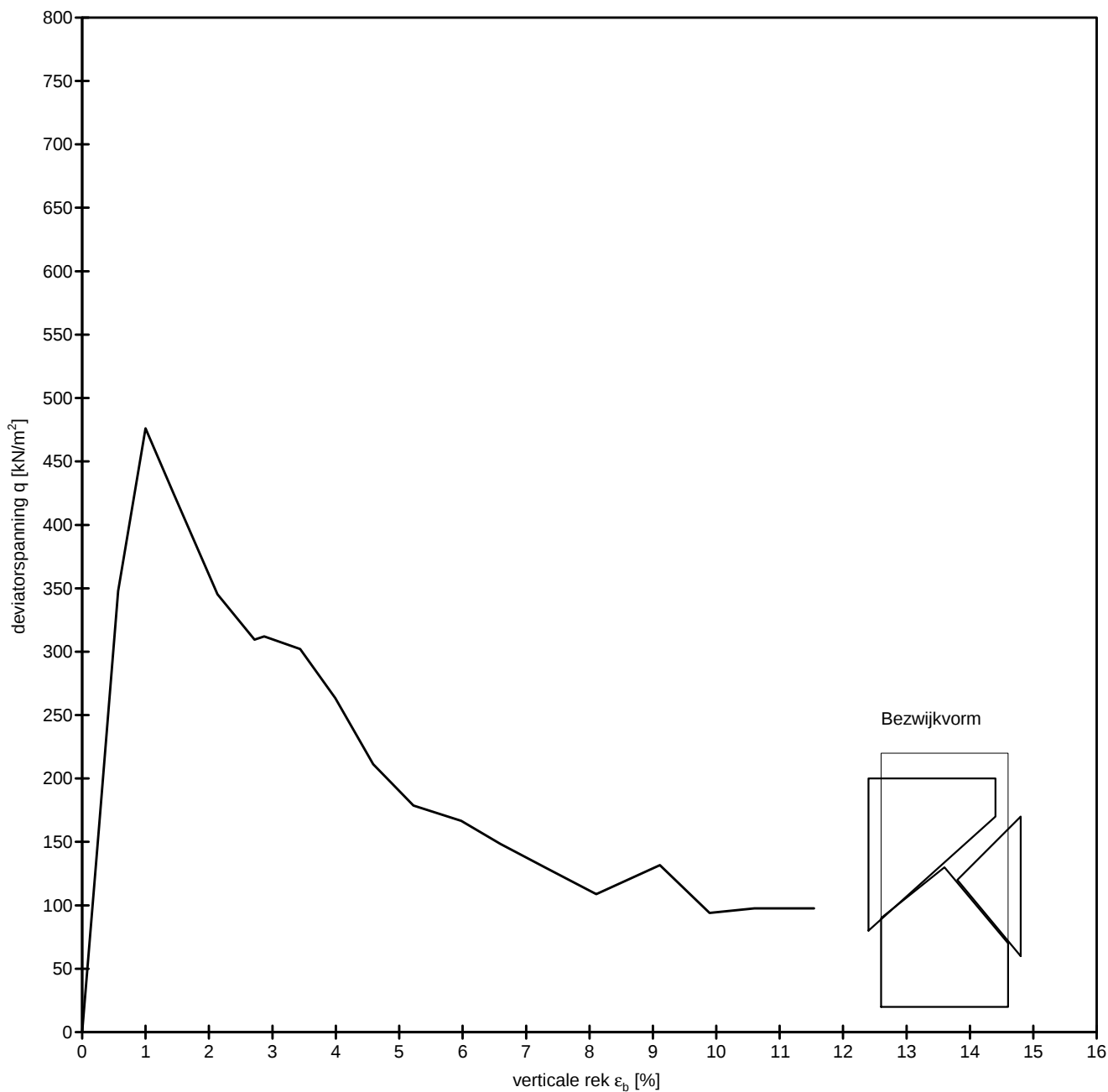
VRIJE PRISMA PROEF

Opdr. 7214-0125-000

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

Boring : B3
 Monster : L9
 Diepte : 22.91 m t.o.v. NAP.
 Grondsoort : KALKSTEEN
 Watergehalte voor de test = 29.9 %
 Droog volume gewicht = 13.9 kN/m³

Monster type = Ongeroerd
 Snelheid = 58.8 %/uur
 c_u = 238 kN/m²
 ε_{50} = 0.4 %
 $E_{undr,50}$ = 61.0 MN/m²
 $q_{u;p}$ = 476 kN/m²



Fugro laboratorium Arnhem TRX 6.01.0002 /09.01.16/P-L9 1 .UU Opg.:JNS ddt8-aug-2014

Uitgevoerd conform NEN 5117: 1991/A1: 1997 nl

VRIJE PRISMA PROEF

Opdr. 7214-0125-000

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

FOTO BIJLAGE



Opdrachtnr.: 7214-0125-000

Maten in m t.o.v. NAP

Boringnr.: B1-1

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

FOTO BIJLAGE



Opdrachtnr.: 7214-0125-000

Maten in m t.o.v. NAP

Boringnr.: B1-2

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht



FOTO BIJLAGE



Opdrachtnr.: 7214-0125-000

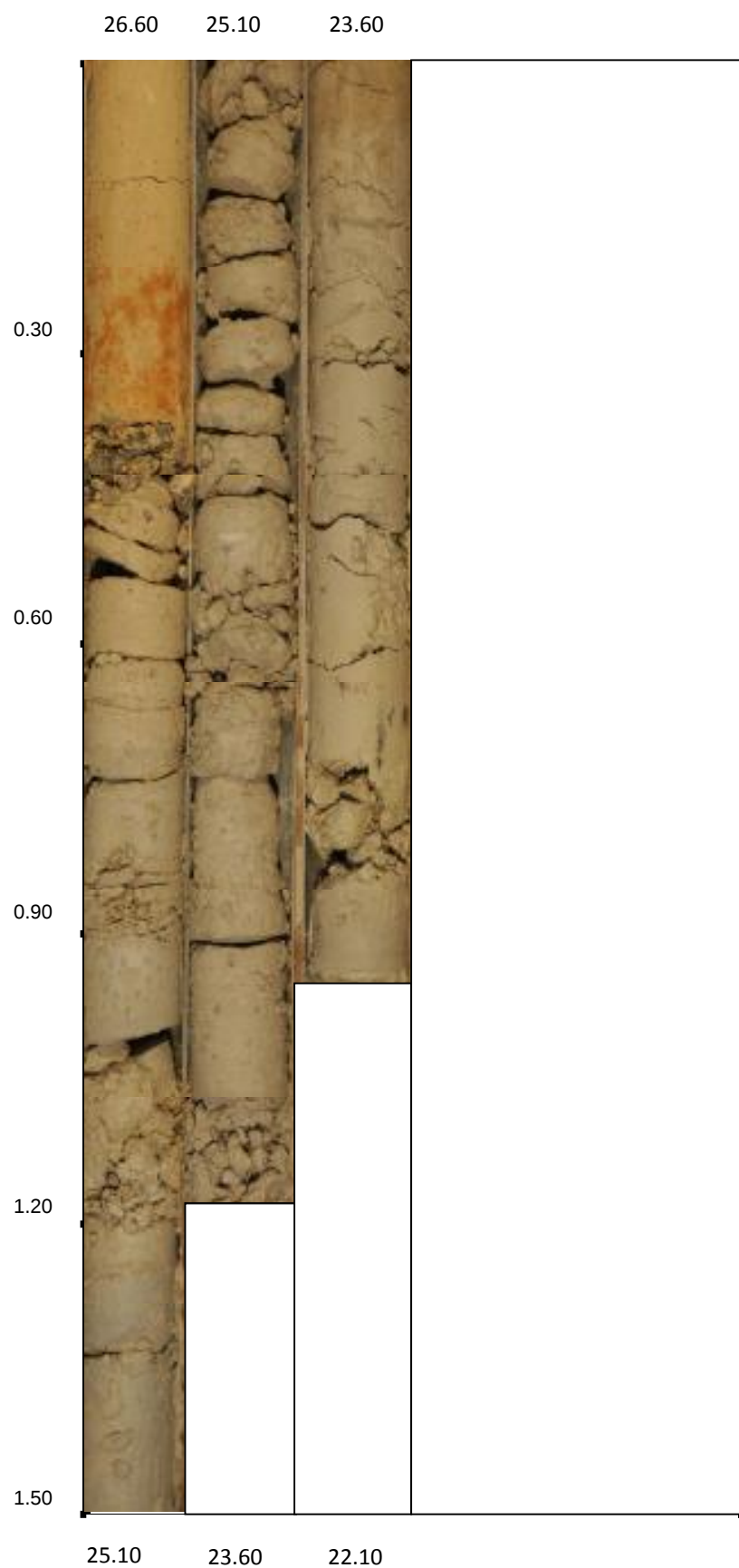
Maten in m t.o.v. NAP

Boringnr.: B2-1

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht



FOTO BIJLAGE



Opdrachtnr.: 7214-0125-000

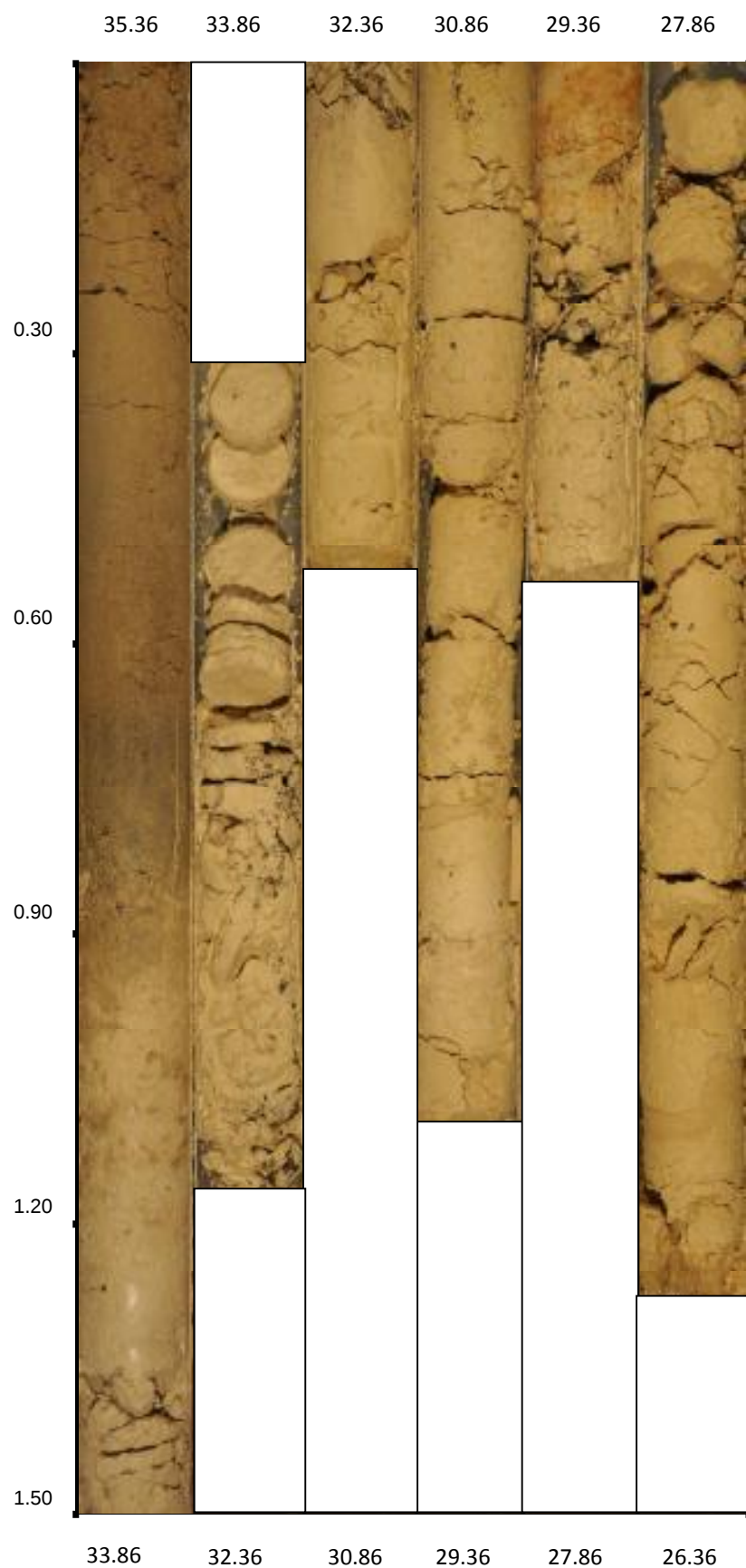
Maten in m t.o.v. NAP

Boringnr.: B2-2

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht



FOTO BIJLAGE



Opdrachtnr.: 7214-0125-000

Boringnr.: B3-1

Maten in m t.o.v. NAP

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht

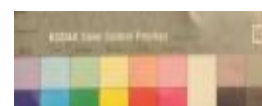
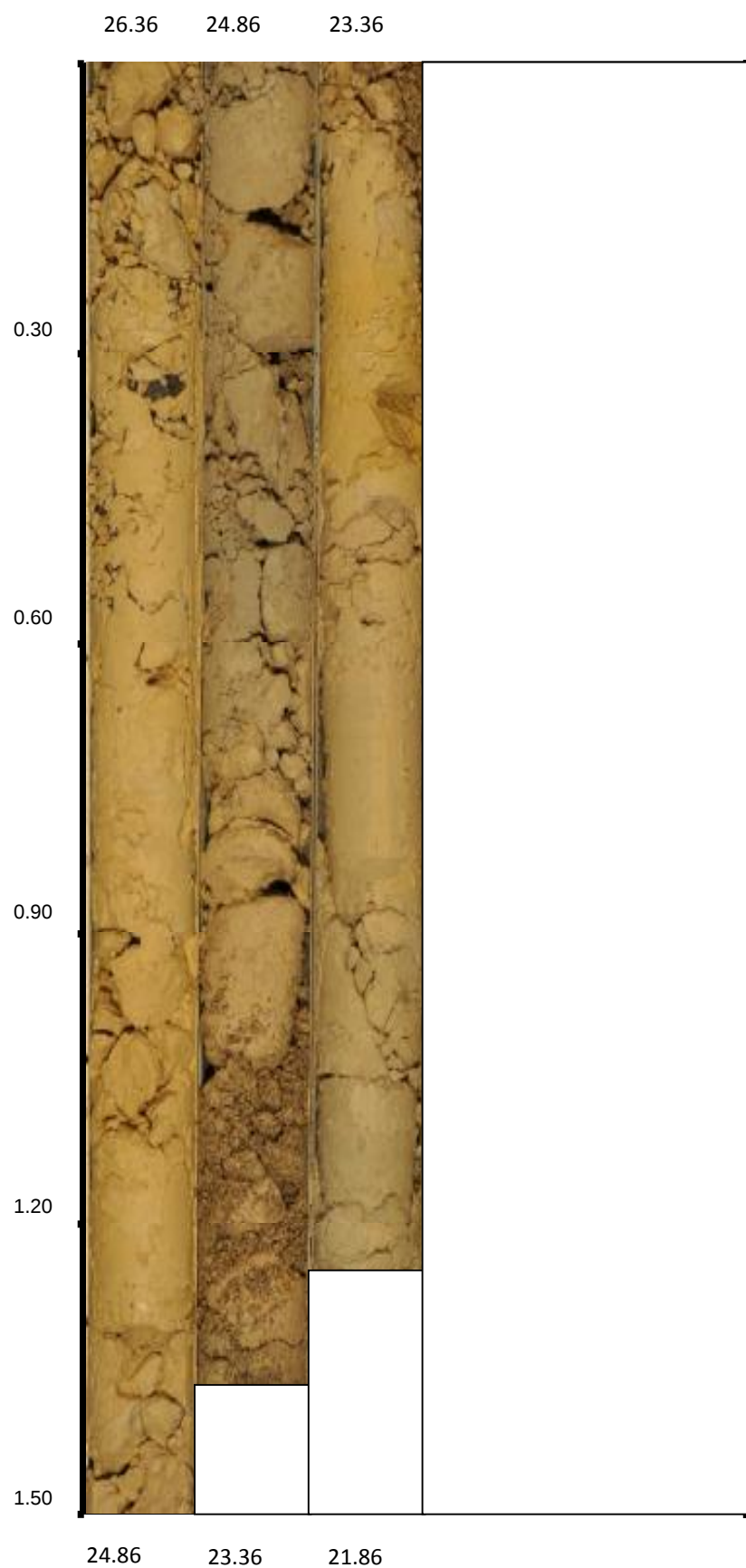


FOTO BIJLAGE



Opdrachtnr.: 7214-0125-000

Maten in m t.o.v. NAP

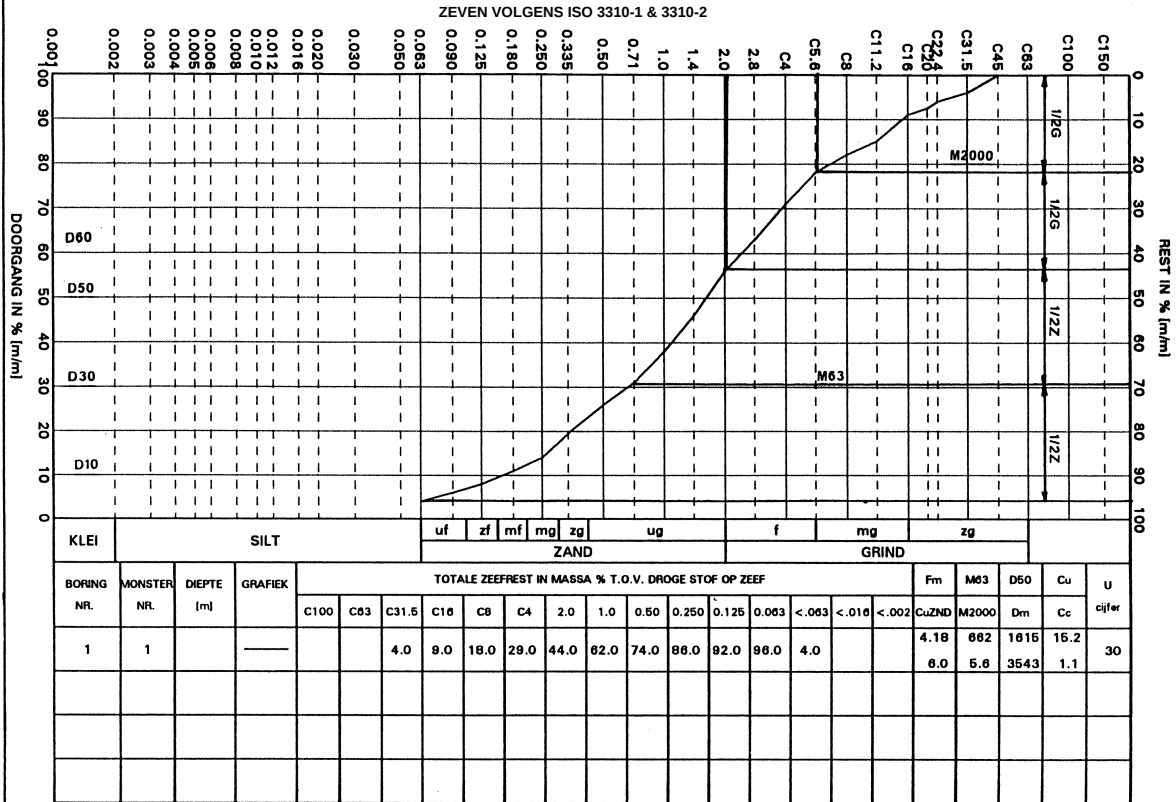
Boringnr.: B3-2

Fietsenstalling voor NS Hoofdstation te Maastricht



VERKLARING PARAMETERS UIT KORRELVERDELING

KORRELVERDELINGSDIAGRAM



- Fm (fijnheidsgetal) : som van de massapercentages op de zeven: C63, C31.5, C16, C8, C4, 2mm, 1mm, 500 µm, 250 µm en 125 µm, gedeeld door 100.
- M63 (zandmediaan) : gemiddelde korrelgrootte van de zandfractie in µm, waarbij 63 µm staat voor de ondergrens en 2 mm voor de bovengrens.
- M2000 (grindmediaan) : gemiddelde korrelgrootte van de grindfractie in mm, waarbij 2mm staat voor de ondergrens en 63 mm voor de bovengrens.
- D50 : de gemiddelde korrelgrootte van al het materiaal in µm.
- Dm : de som van de zeefdoorgang in µm, per massapercentage in stappen van 10 (10 t/m 90%), gedeeld door 9.
- Cu (gelijkmatigheids coëfficiënt) : D60/D10 is het quotiënt van de afmetingen van de denkbeeldige zeefopeningen, waardoor 60% en 10% van al het materiaal doorgaat.
- CuZND (gelijkmatigheids coëfficiënt van materiaal >63 µm / < 2 mm) : D60/D10 is het quotiënt van de afmetingen van de denkbeeldige zeefopeningen, waardoor 60% en 10% van het materiaal tussen 63 µm en 2mm doorgaat.
- Cc (krommingscoëfficiënt) : $[D_{30}^2 / (D_{60} \times D_{10})]$ is het quotiënt van het kwadraat van de denkbeeldige zeefopeningen, waardoor 30% van al het materiaal doorgaat en het product van de denkbeeldige zeefopeningen, waardoor 60% en 10% van al het materiaal doorgaat.
- U-cijfer : specifiek oppervlak zandfractie, berekend als:

$$\frac{\sum (m_i \times u_i) + (m_2 \times u_2) \dots (m_n \times u_n)}{\text{massa zandfractie}}$$
 waarin: m₁, m₂, etc. = massa subfractie
 u₁, u₂, etc. = specifiek oppervlak subfractie

MEMO
"KALKSTEEN EN DOORLATENDHEDEN TER PLAATSE VAN STATIONSGEBOUW"

MEMO: Kalksteen en doorlatendheden ter plaatse van Stationsgebouw.

Vrijdag 12 sept 2014 zijn een tweetal boringen B1 en B3 bestudeerd op geologie en specifieke hydrogeologische kenmerken die zouden kunnen duiden op nabijheid van grotere breuksystemen.

Constateringen :

1. De geologie in de bovenzijde van de kalksteen circa [22m +NAP tot 36m+NAP] is vergelijkbaar met die van het Palaceterrein en de zone tussen ANWB-flat en KPN-gebouw.
2. Het grensvlak van de formatie Maastricht en Formatie van Gulpen licht in B1 op circa 26,8m+NAP en in boring B2 op circa 24,8m +NAP. Het horizont van Lichtenberg als 'officieel' scheidingsvlak Maastricht-Gulpen was niet aanwezig in beide boringen. Dat komt vaker voor. Bij de A2- ANWB-flat net ten zuiden van de Voltabreukzone Boring T109 ligt het grensvlak Maastricht-Gulpen op circa 31m +NAP en bij het Palaceterrein op circa 22 tot 24m +NAP.
3. Een belangrijk verschil met het A2-, Palaceproject en de Colonel is dat de vuursteenbanken hier minder goed ontwikkeld zijn in de kalksteen van Gronsveld en Valkenburg.
4. Onderdelen van Boring B2 zijn tijdens de boring gezien en wijken nauwelijks af van boring 1 en boring 3.
5. In boring B3 grensvlak van Gronsveld -Valkenburg te onderscheiden (ca 29m +NAP)
6. Het niveauverschil van het grensvlak Gulpen-Maastricht in B1 en B3 bedraagt 2m over een lengte van 60m. Dat is circa 6‰ dus meer dan het gemiddelde (=1,5‰) in Maastricht .
7. Onderin boring 3 is op 23,05 m +NAP een kleine karst gevonden met wat ijzerroest.
8. Hier zijn geen duidelijke sporen van mangaan aangetroffen.

Conclusies hydrogeologie:

Over de voorziene bouwput loopt geen geologische breuk in de kalksteen.

Indien de (geologische) waarnemingen in de A2-bouwput door worden getrokken naar het westen zal een belangrijke breuklijn deze zone op zo'n 100m ten noorden van dit project passeren. De grote helling duidt op de nabijheid van een breukzone. Vanuit punten 1 t/m 8 kan verder gesteld worden dat de geohydrologie op die van de A2 lijkt zone ANWB-Frankenstraat.

Op basis van Einschwingversuche (= oscillatietesten) door ELE tussen **de 1 tot 7m/d**. Het gaat dan om de zone 2 tot 18m beneden het grensvlak kalksteen-grind. Filterstelling is gekozen vanuit ontwerpgedachte. Vanuit de ervaring met de bemaling in de lichtgeplooide kalksteen van Gronsveld , Valkenburg en Gulpen tussen Scharnerweg en de Torenflat bedraagt de horizontale doorlatendheid circa 5 tot 6m/dag. De verticale doorlatendheid bedraagt hier circa 1m/dag. Bedenk hierbij dat de A2-ontgraving tot op 16m –mv (32m +NAP) reikt en de damwanden en bentonietsleuf de kalksteen tot zo'n 25m –mv (ca 23m +NAP) afsluit. Dit is op basis gegevens deepwells en grondwatermonitoring. Aan het eind van dit jaar kunnen er gegevens verstrekt worden van de zone nabij de ANWB-flat.

Bjorn Vink



Peilbuisen van het landelijk meetnet van TNO

schaal 1 : 20.000

LOCATIEOVERZICHT EN PEILBUISLOCATIES TNO

AANLEG FIETSENSTALLING A/H STATIONSPLEIN TE MAASTRICHT

Opdr. : 7214-0125-000
Bijlage : A2

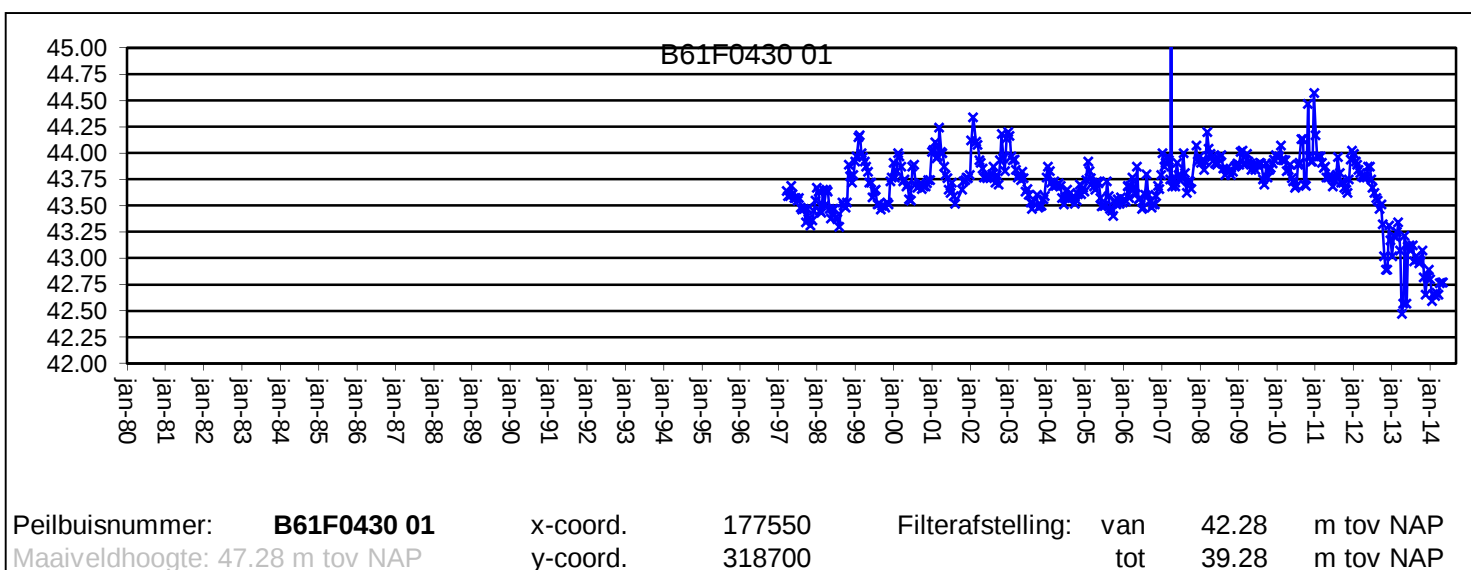
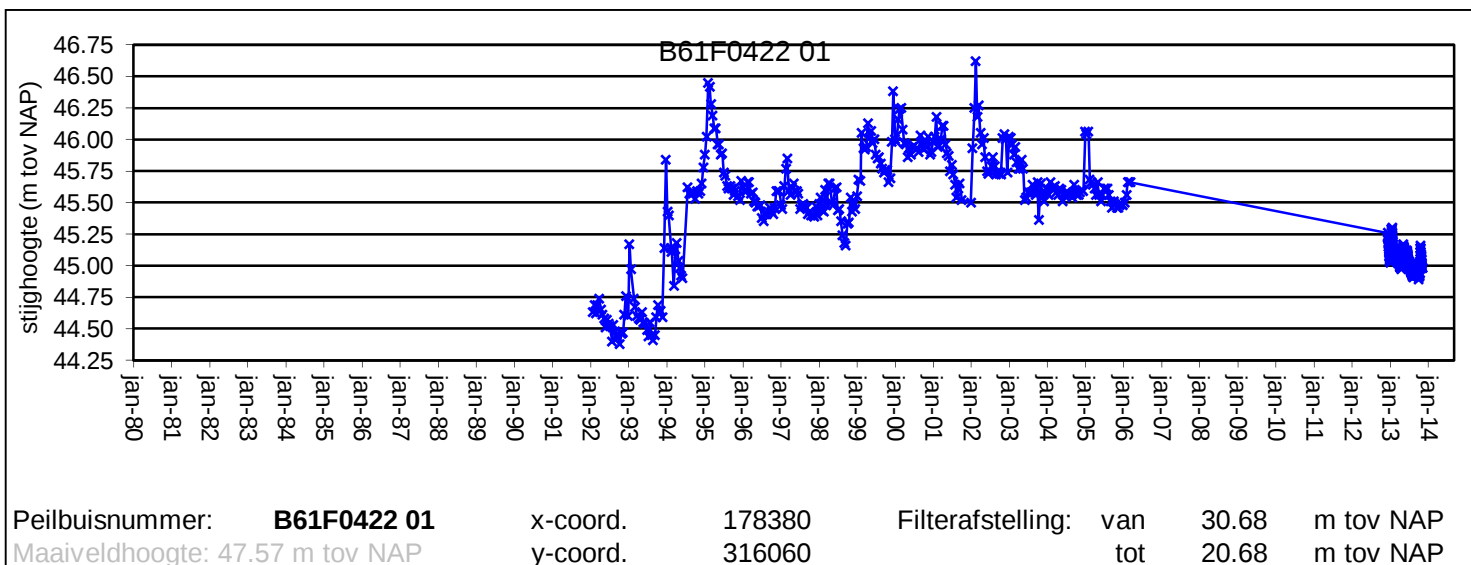


DINO
Grondwater
TNO

Tijd-stijghoogtelijnen

Periode van: 1-1-1980 tot: 1-10-2014

Referentie: NAP



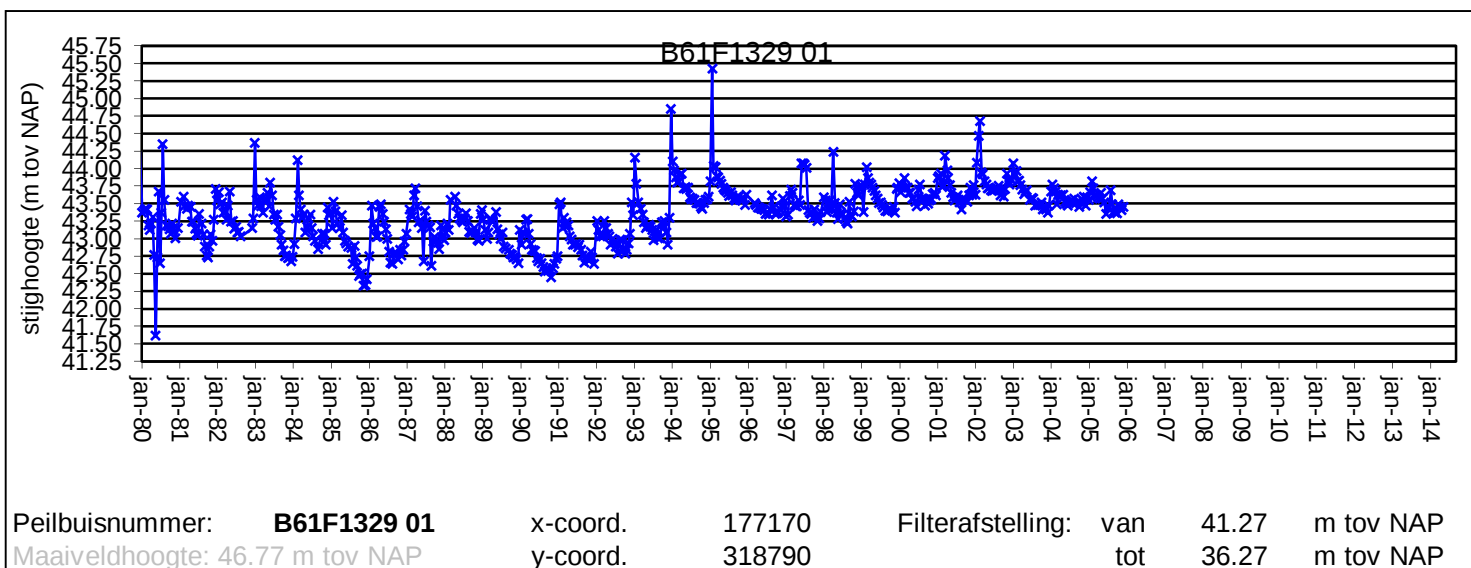
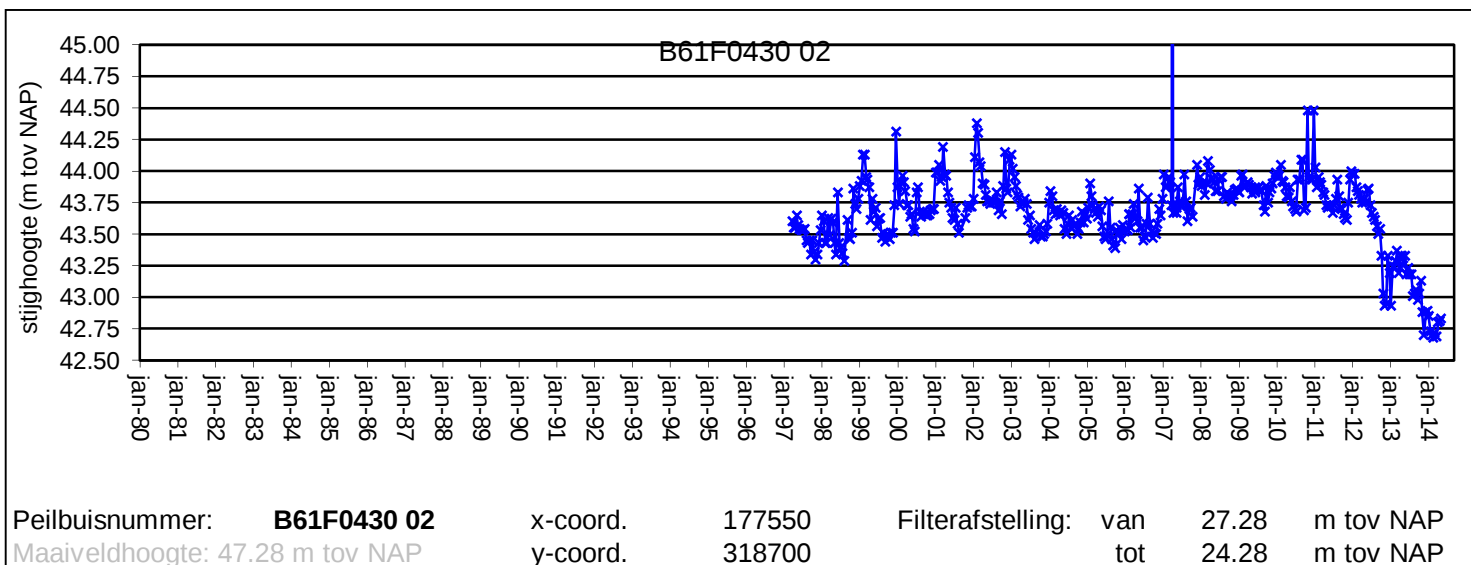


DINO
Grondwater
TNO

Tijd-stijghoogtelijnen

Periode van: 1-1-1980 tot: 1-10-2014

Referentie: NAP



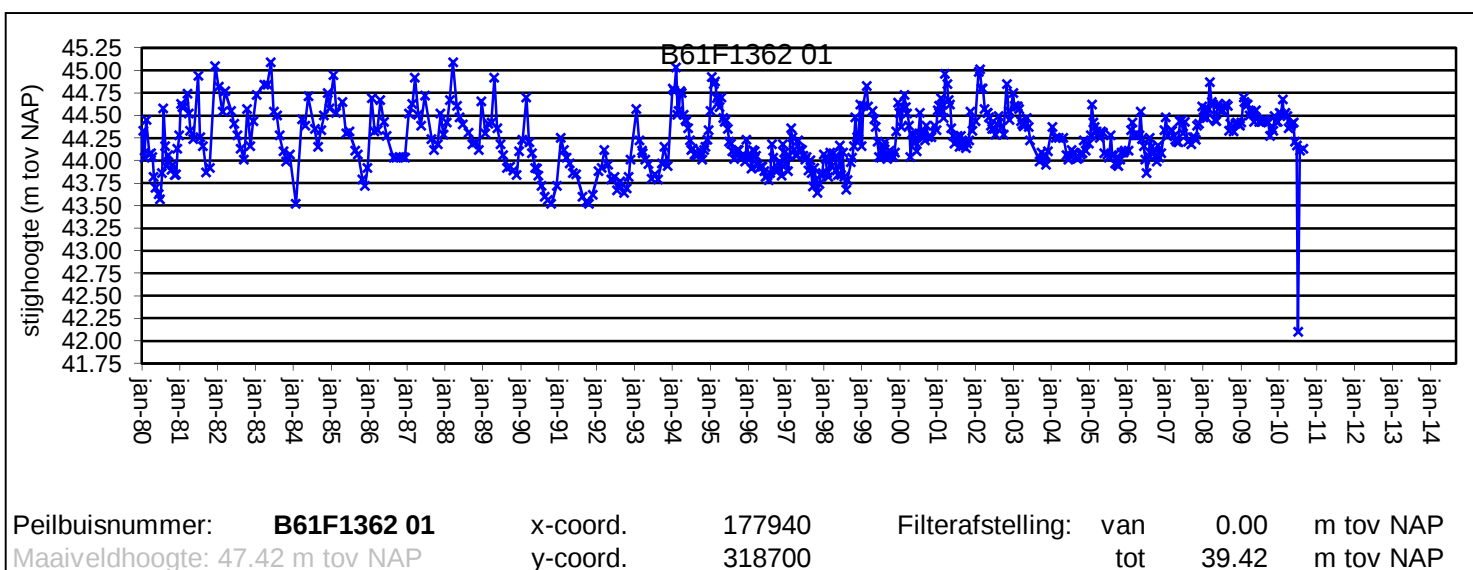
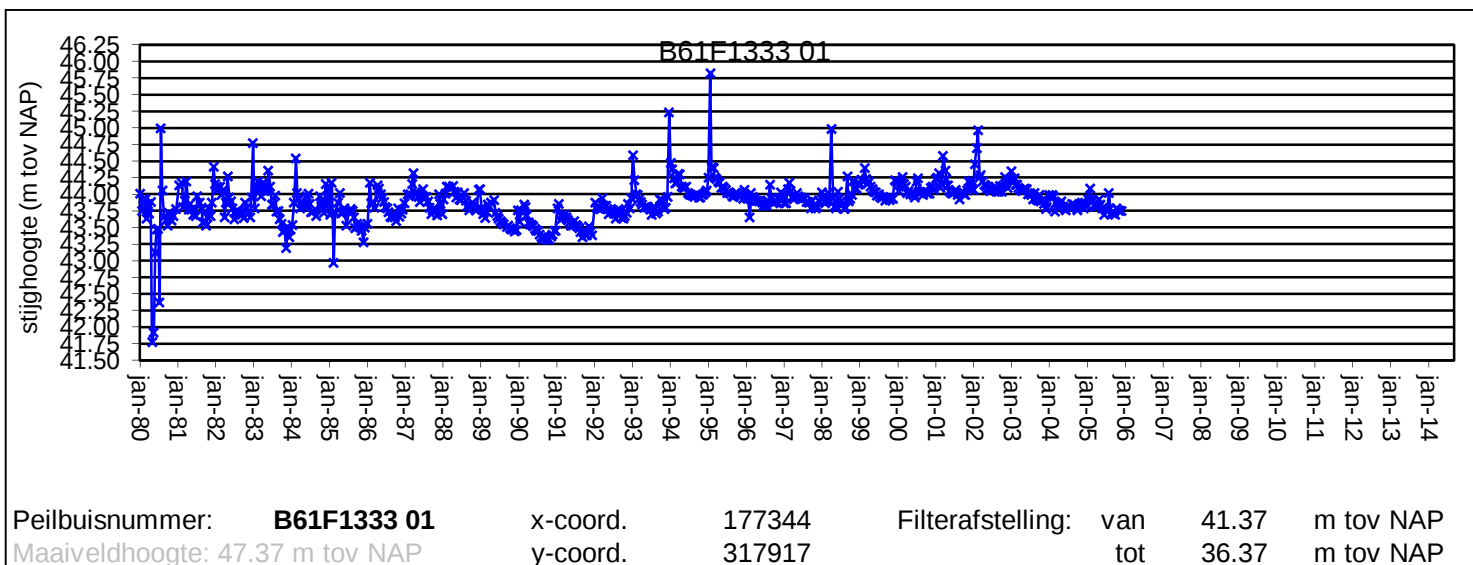


DINO
Grondwater
TNO

Tijd-stijghoogtelijnen

Periode van: 1-1-1980 tot: 1-10-2014

Referentie: NAP



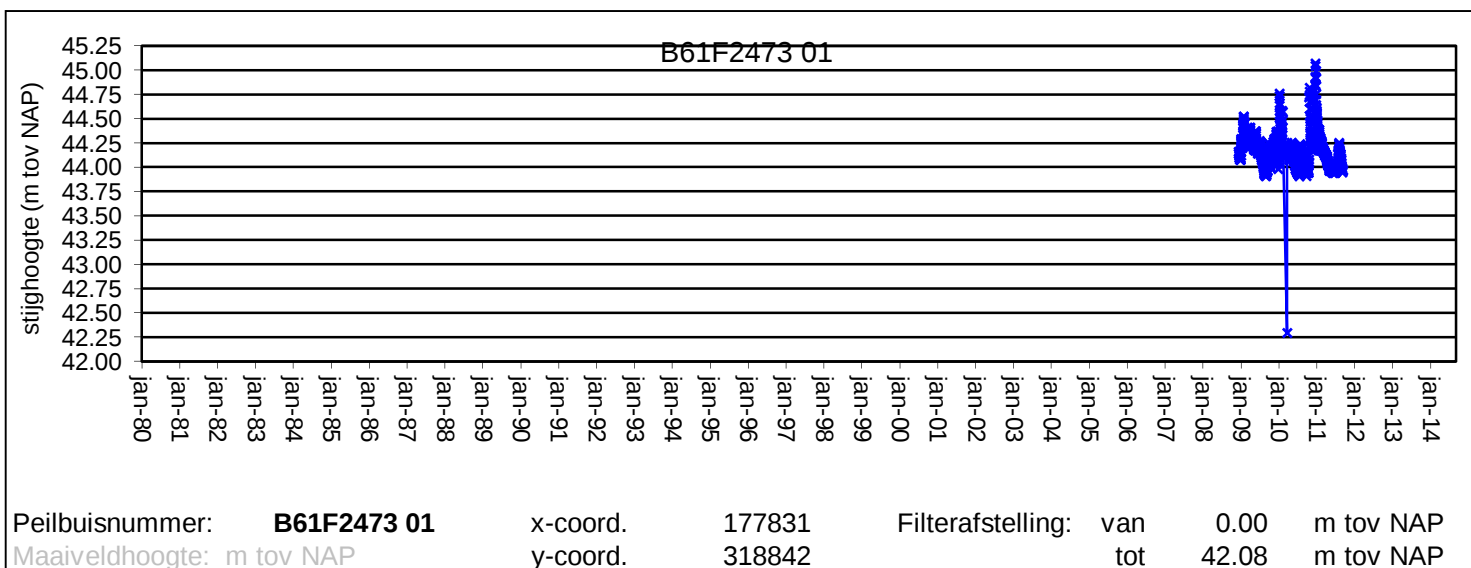
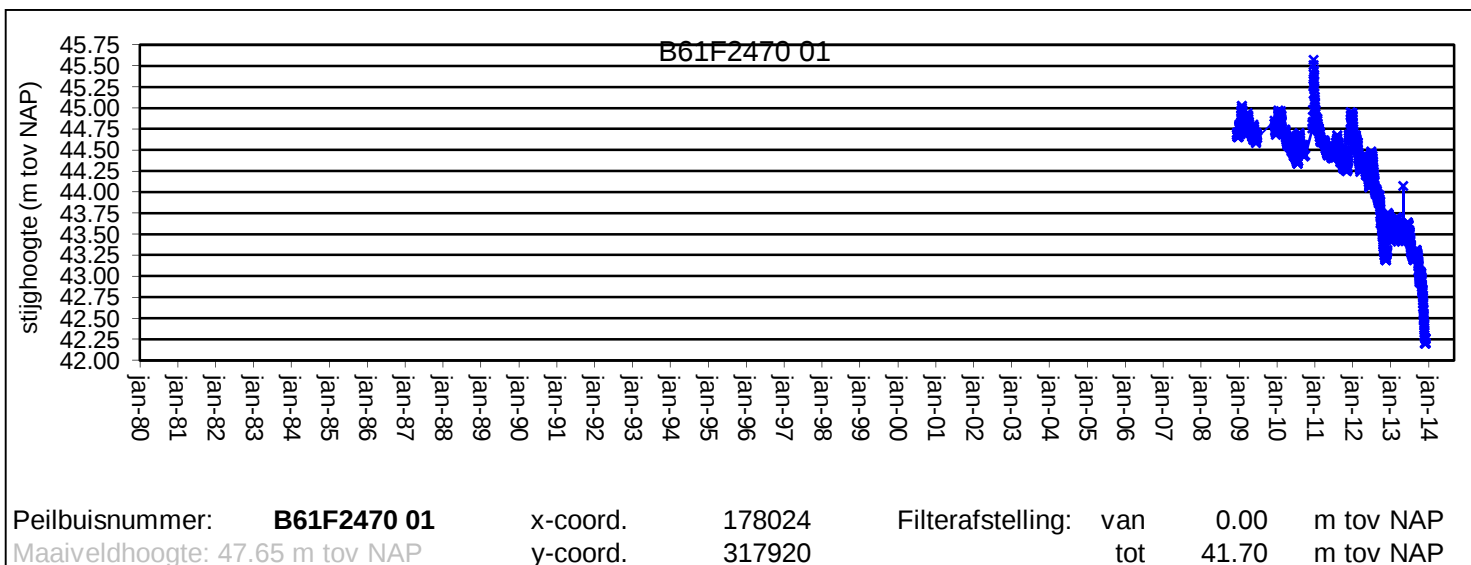


DINO
 Grondwater
 TNO

Tijd-stijghoogtelijnen

Periode van: 1-1-1980 tot: 1-10-2014

Referentie: NAP



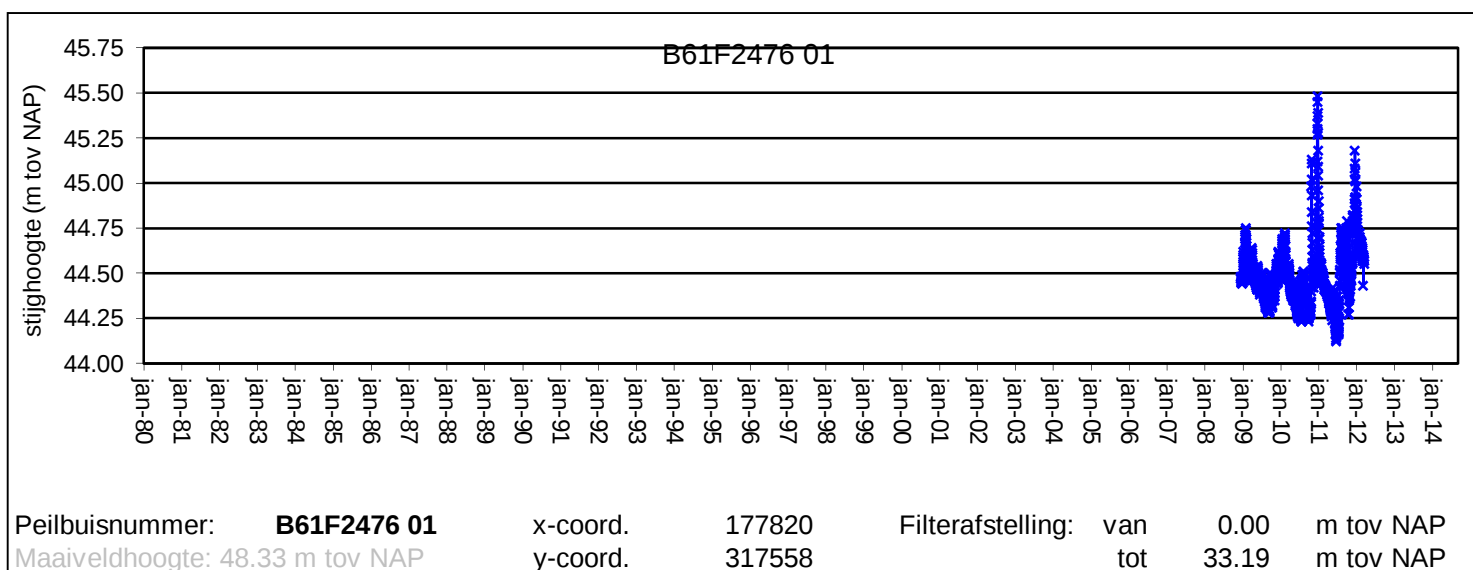
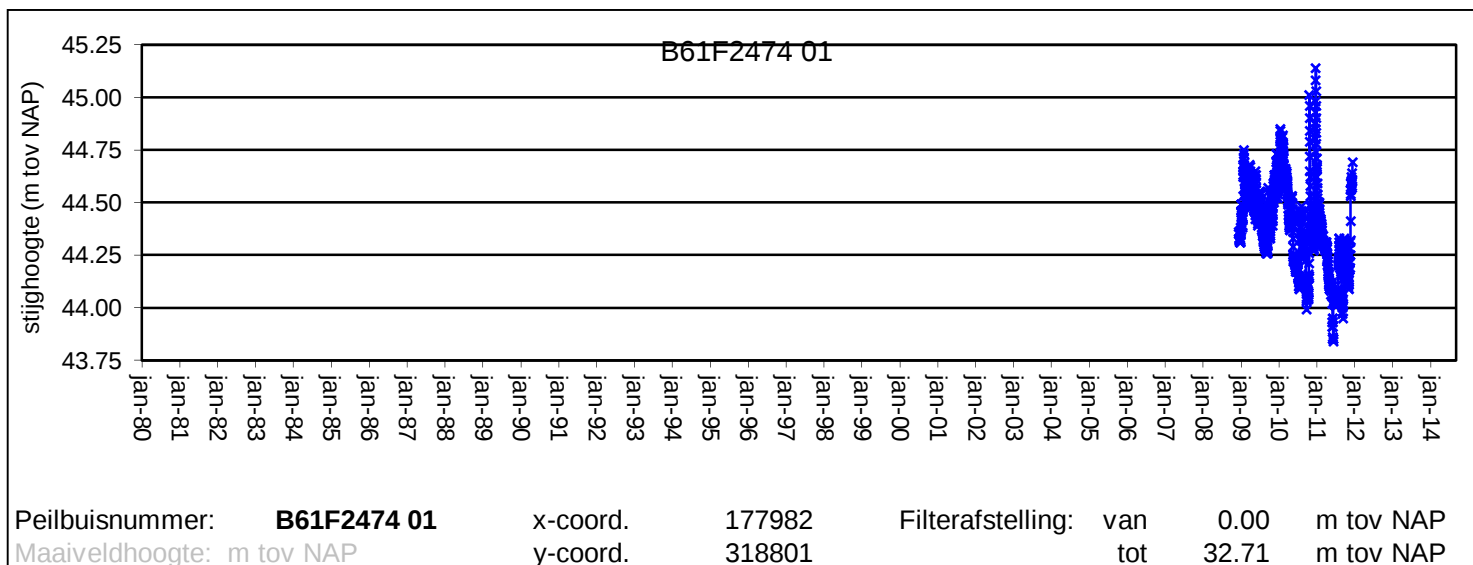


DINO
Grondwater
TNO

Tijd-stijghoogtelijnen

Periode van: 1-1-1980 tot: 1-10-2014

Referentie: NAP



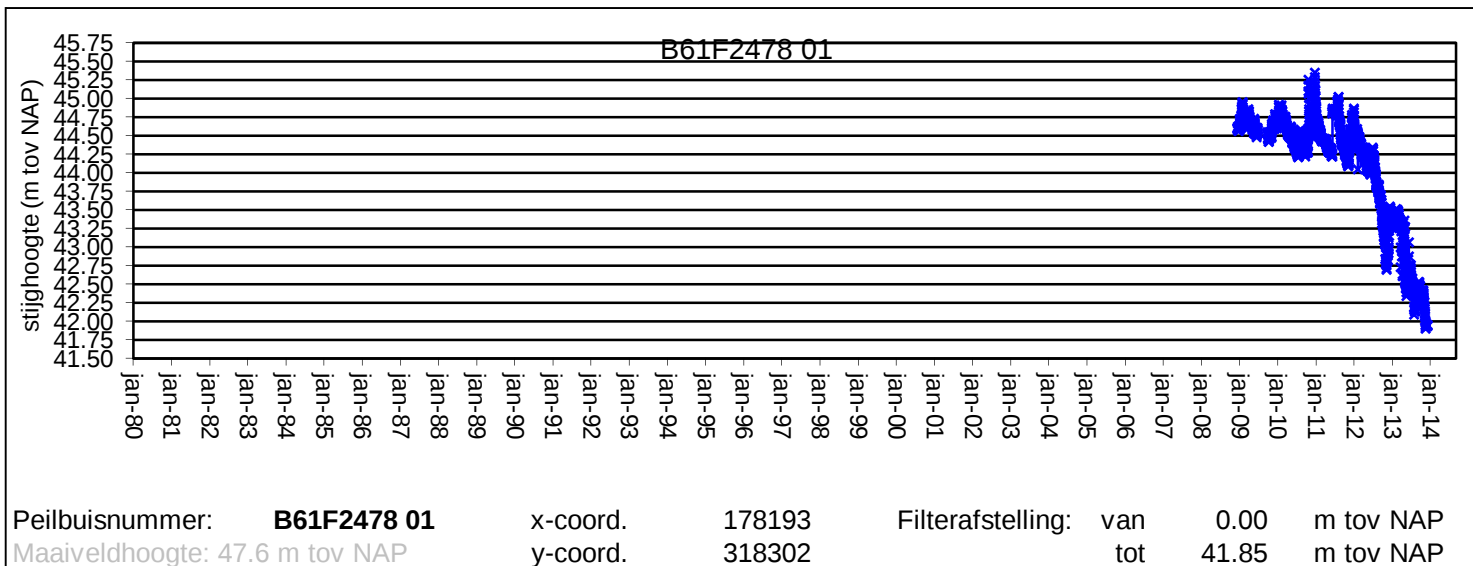
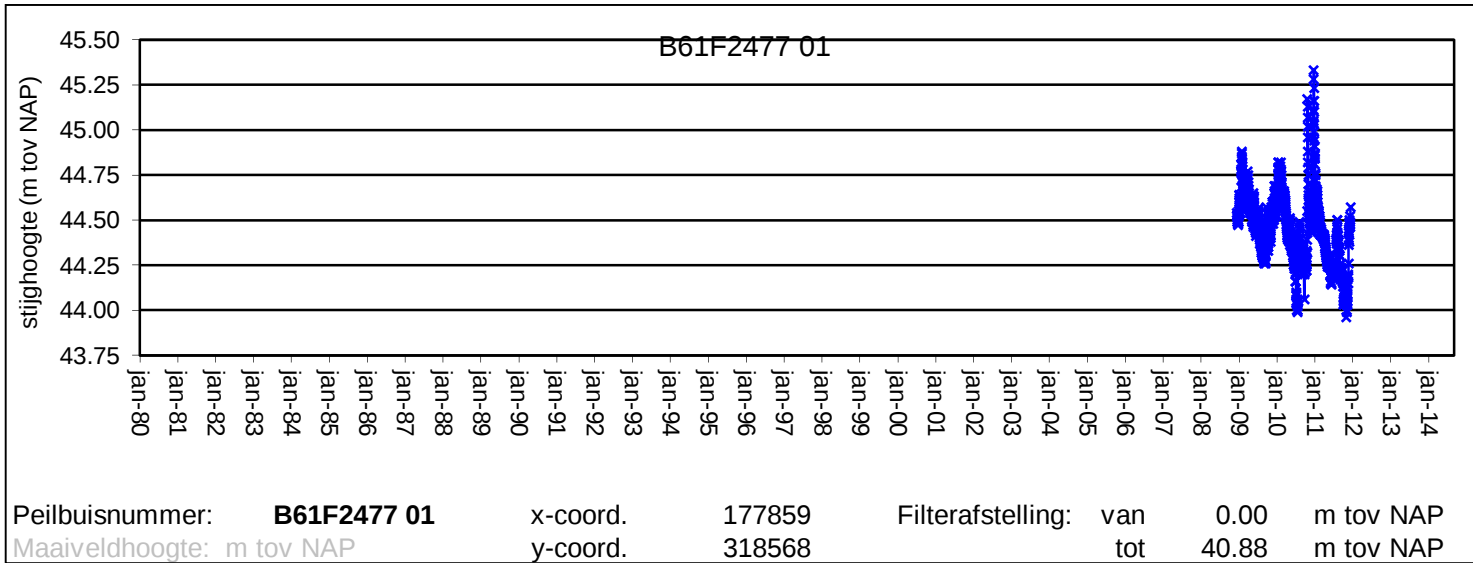


DINO
Grondwater
TNO

Tijd-stijghoogtelijnen

Periode van: 1-1-1980 tot: 1-10-2014

Referentie: NAP



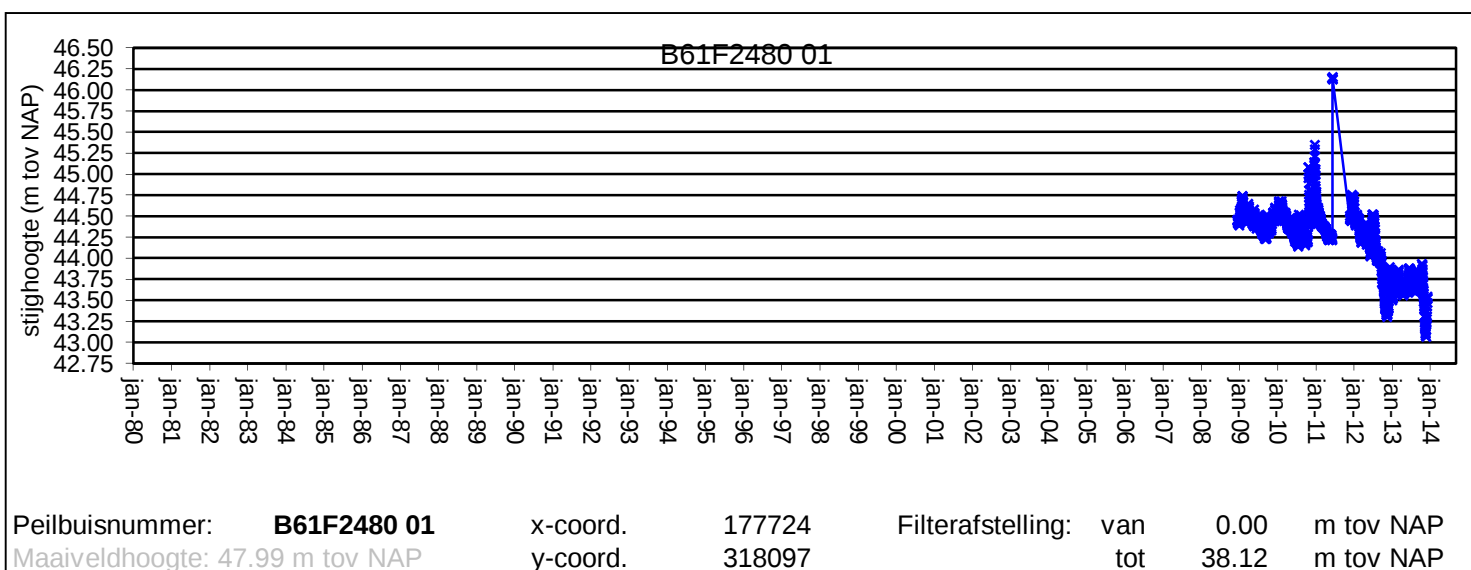
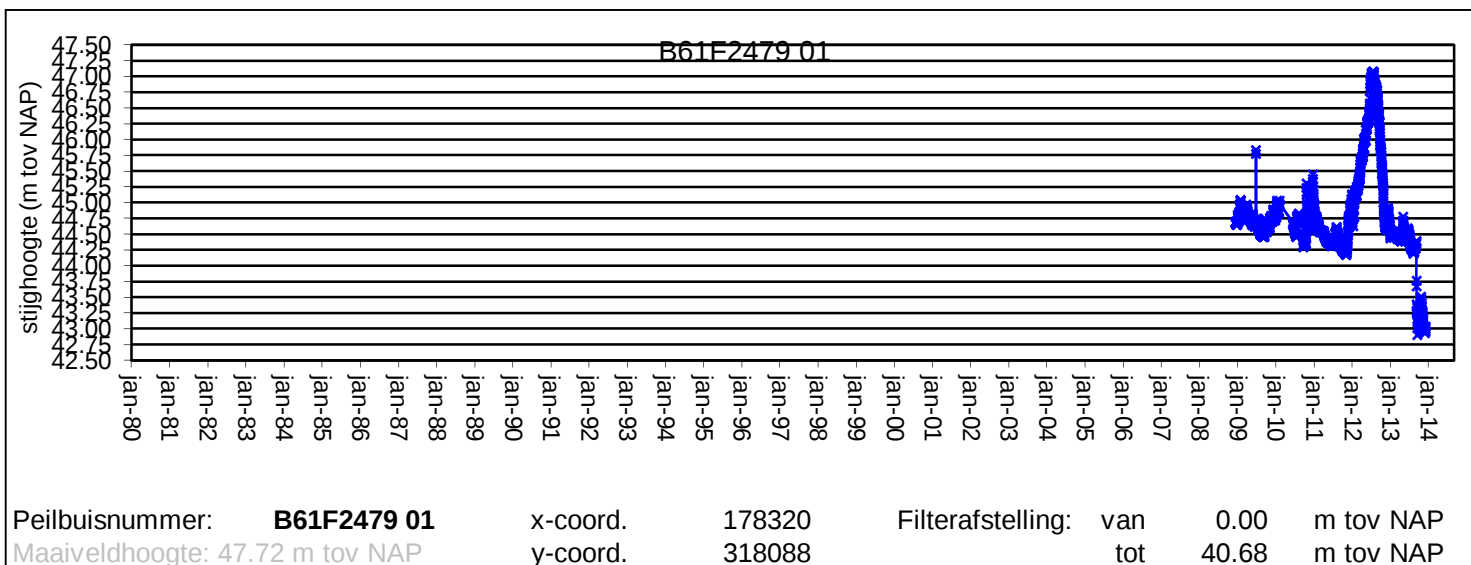


DINO
Grondwater
TNO

Tijd-stijghoogtelijnen

Periode van: 1-1-1980 tot: 1-10-2014

Referentie: NAP



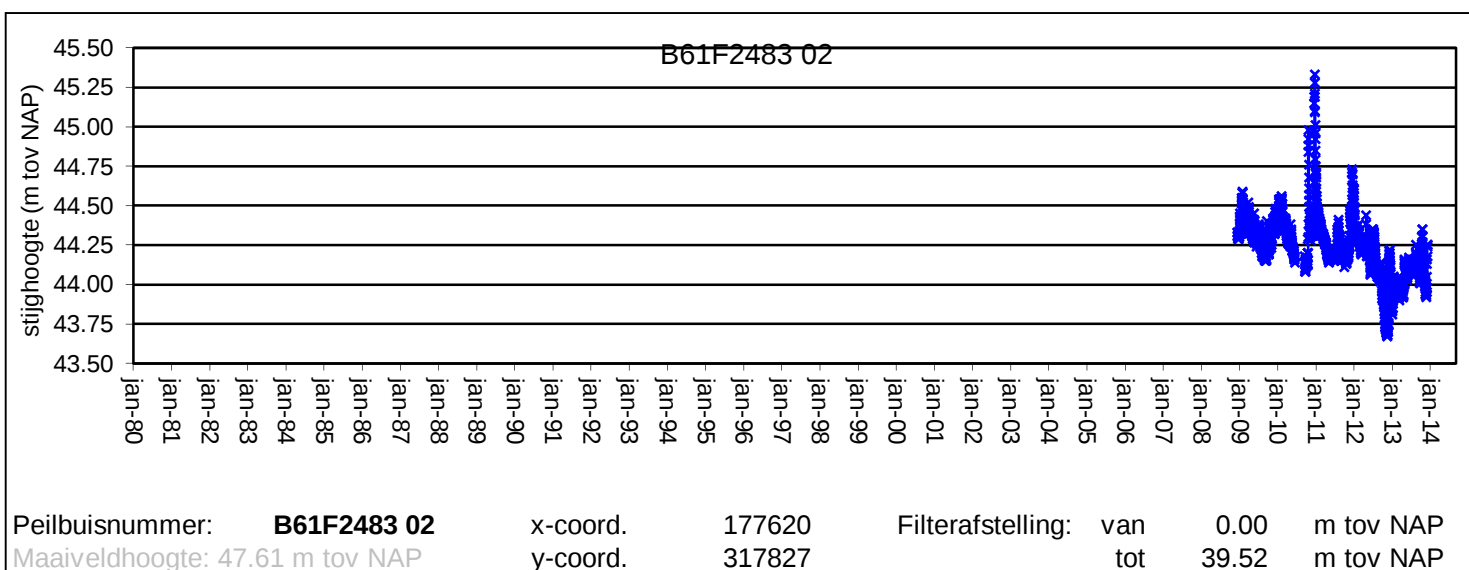
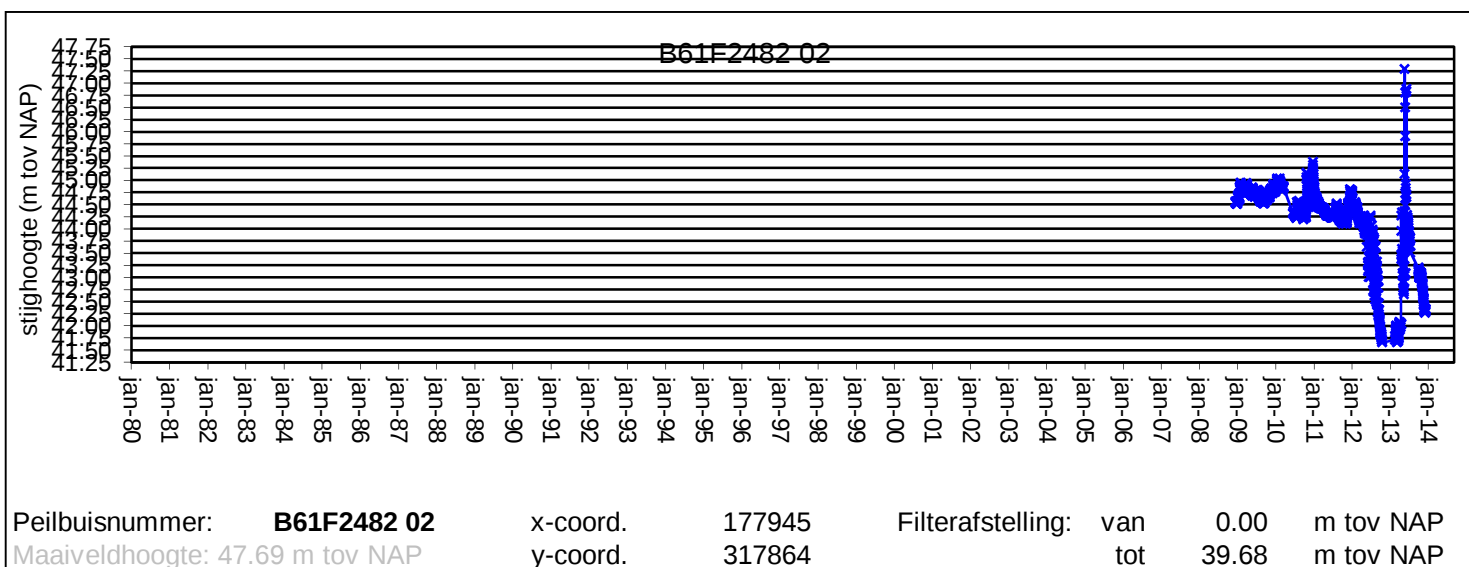


DINO
Grondwater
TNO

Tijd-stijghoogtelijnen

Periode van: 1-1-1980 tot: 1-10-2014

Referentie: NAP



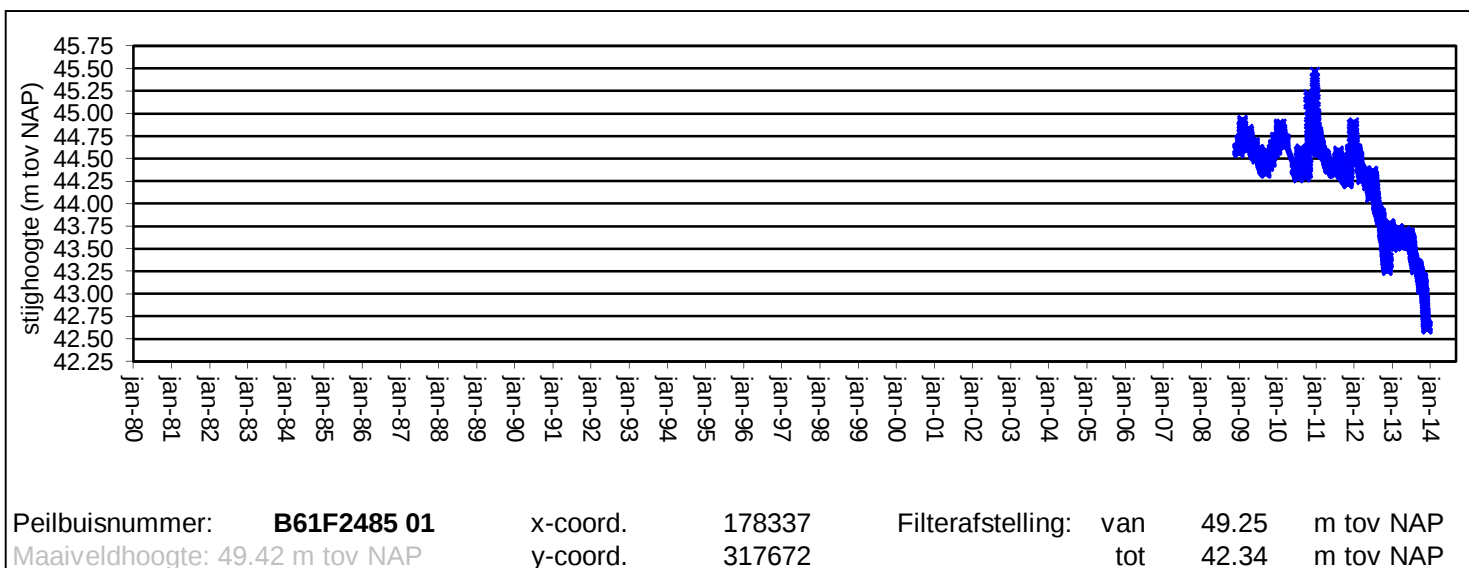
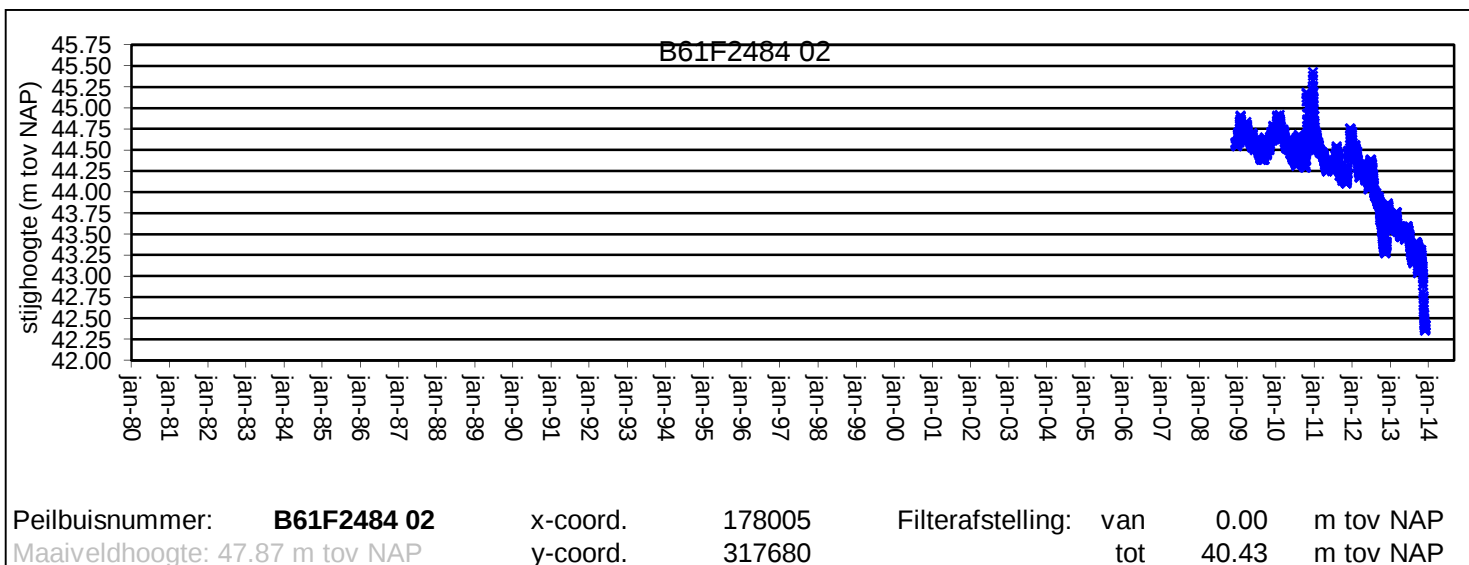


DINO
Grondwater
TNO

Tijd-stijghoogtelijnen

Periode van: 1-1-1980 tot: 1-10-2014

Referentie: NAP



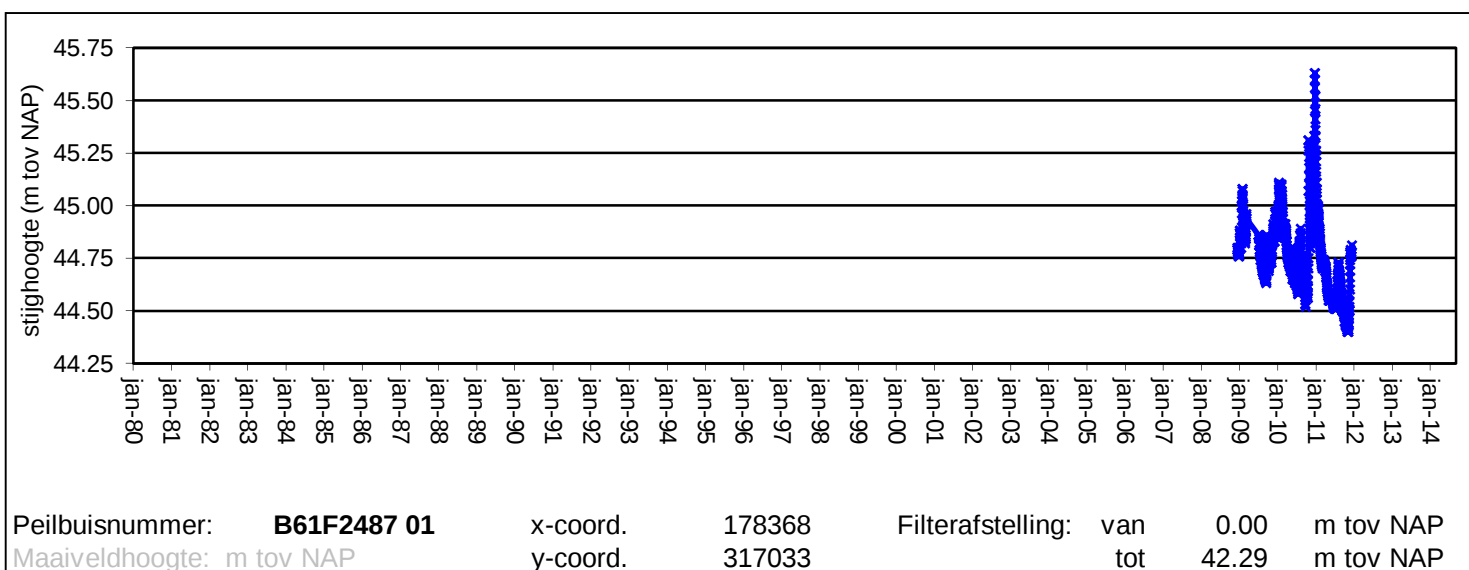
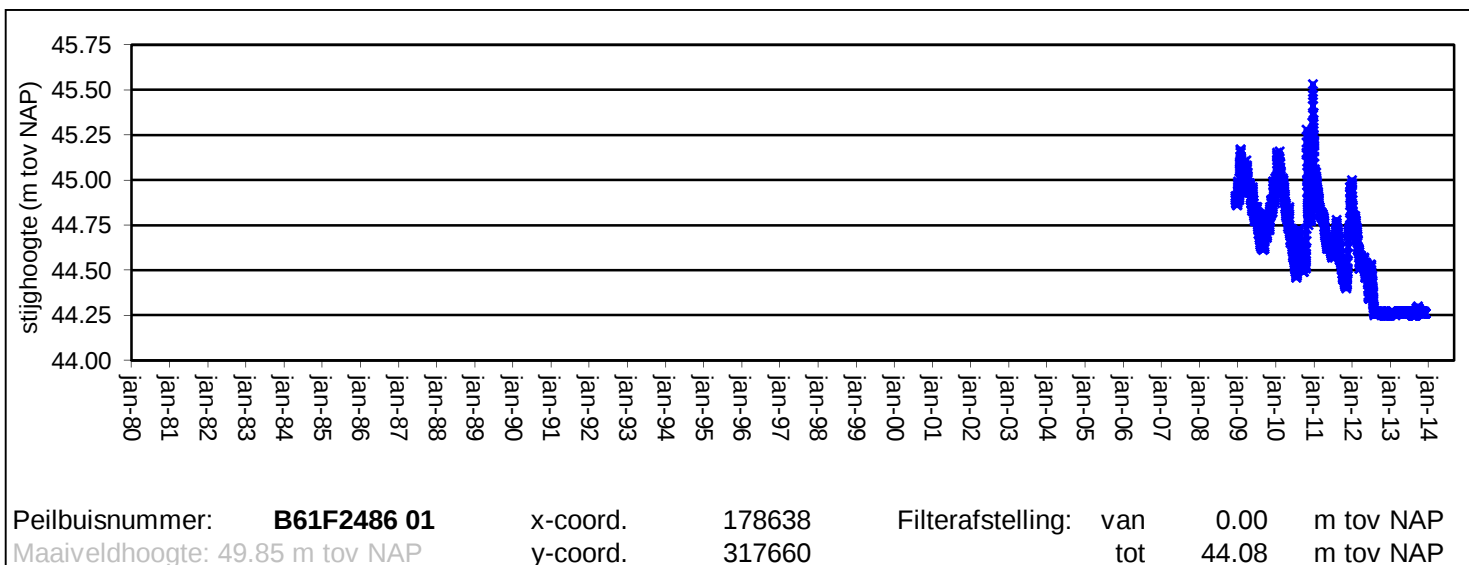


DINO
Grondwater
TNO

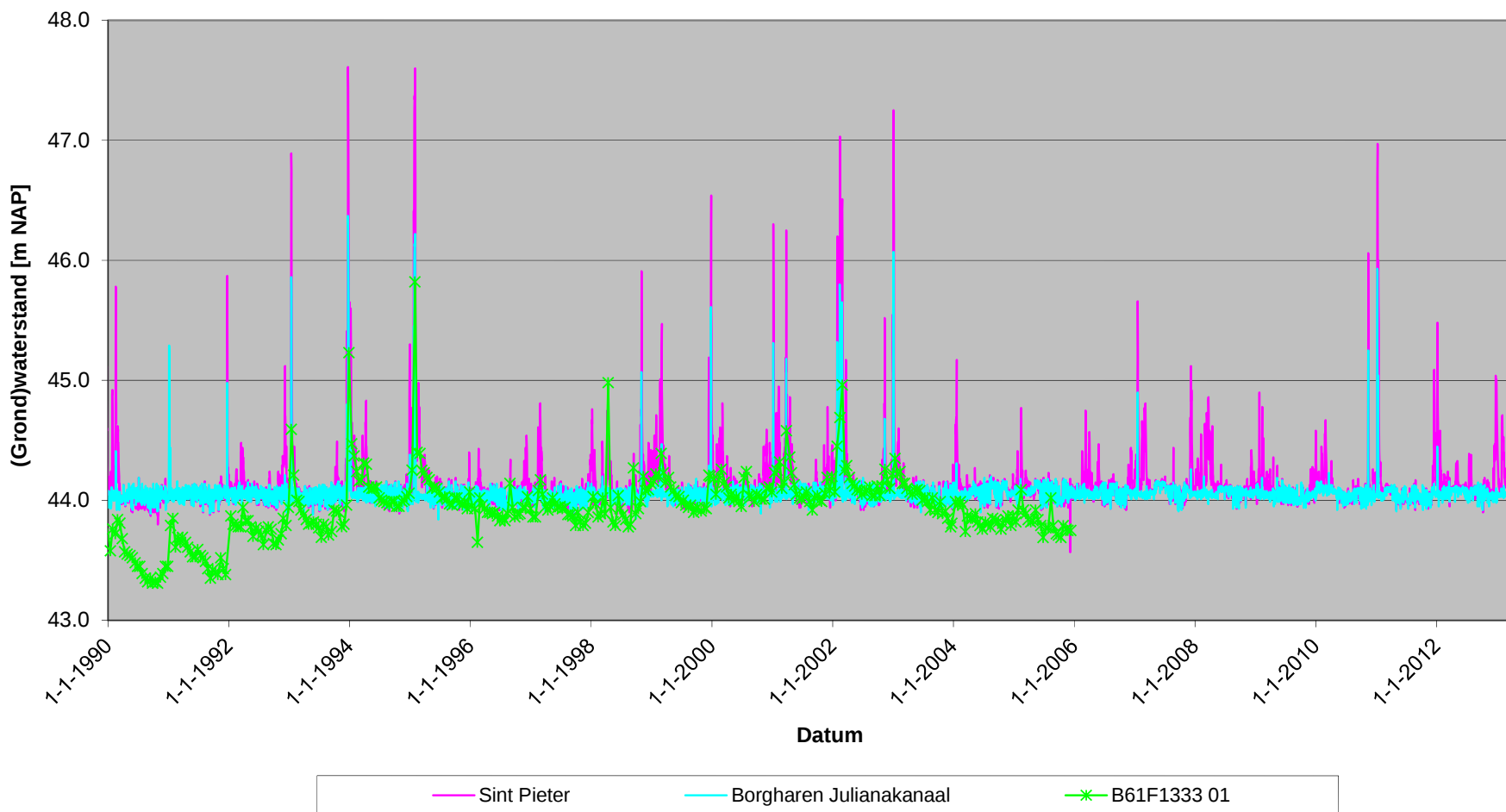
Tijd-stijghoogtelijnen

Periode van: 1-1-1980 tot: 1-10-2014

Referentie: NAP



Maaswaterstanden Borgharen en Sint Pieter en gemeten grondwaterstand TNO PB B61F1333

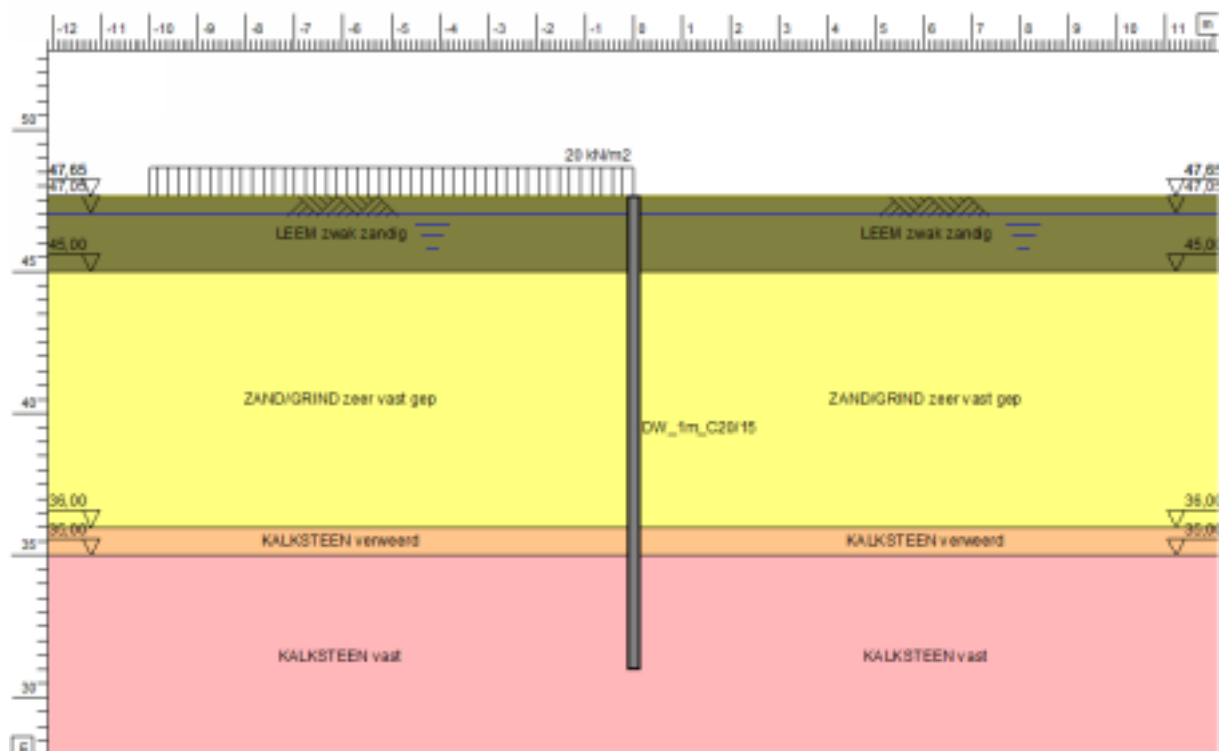


GEMETEN MAAS WATERSTANDEN EN TNO PB B61F1333
Meetstation Sint Pieter en Borgharen Julianakanaal
AANLEG FIETSENSTALLING A/H STATIONSPLEIN TE MAASTRICHT

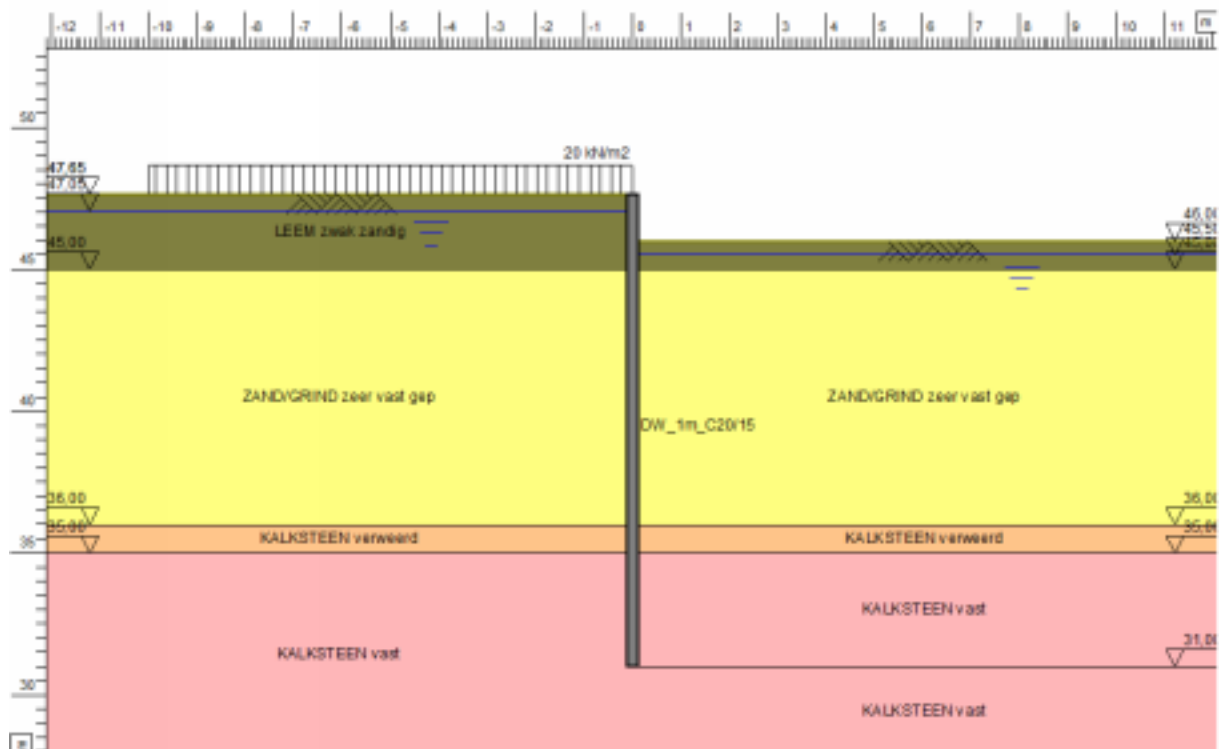
Opdr. : 7214-0125-000
Bijlage : A4



Overzicht - Fase 1: Installeren wand



Overzicht - Fase 2: Ontgraven tbv stempel +46



BLAD 1 van 3

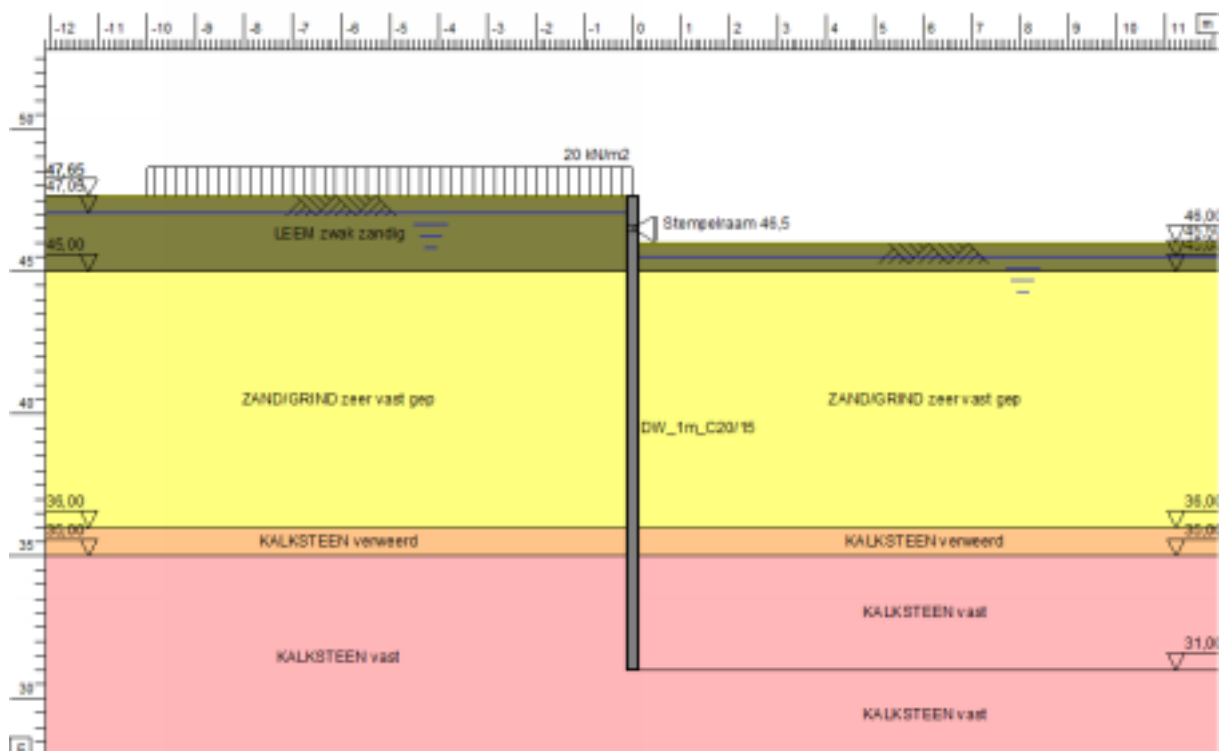
DSHEETPIILING: GEOMETRIE BOUWFASERING DIEPWAND – ZONDER OWB

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

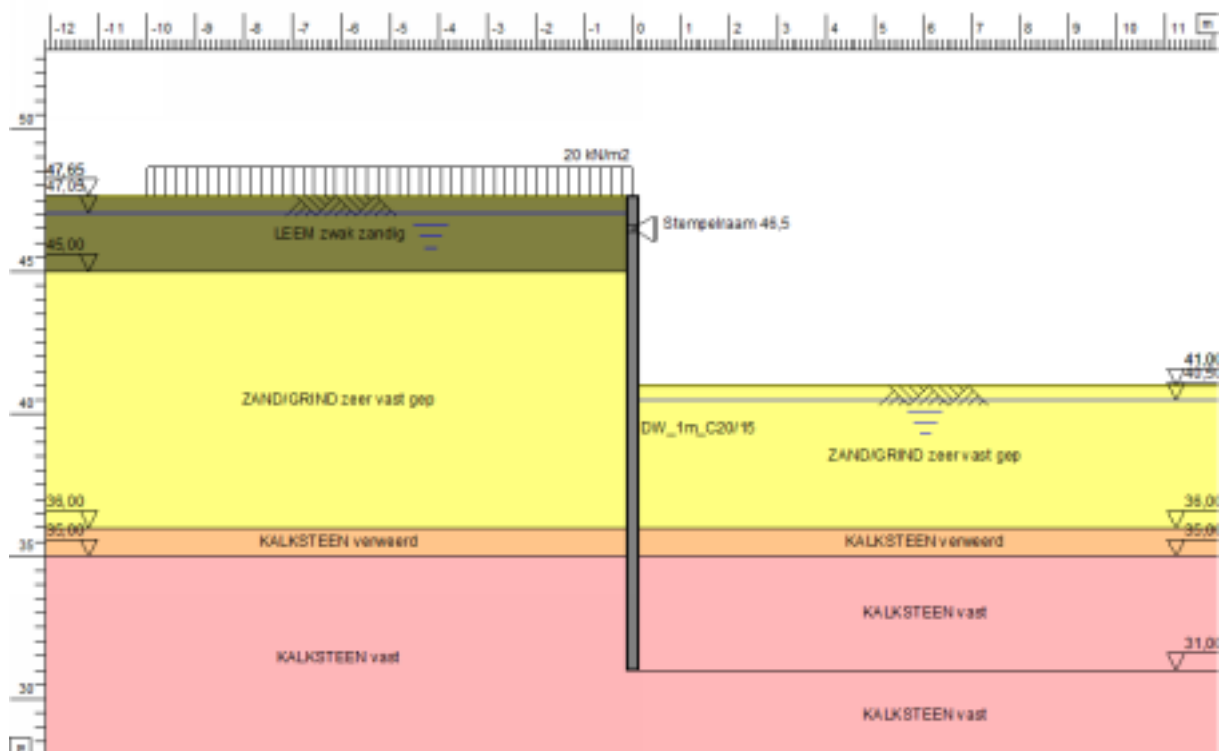
Opdr. : 7214-0125-000

Bijl. : A5.1

Overzicht - Fase 3: Plaatsen stempelraam +46,5



Overzicht - Fase 4: Ontgraven +41



BLAD 2 van 3

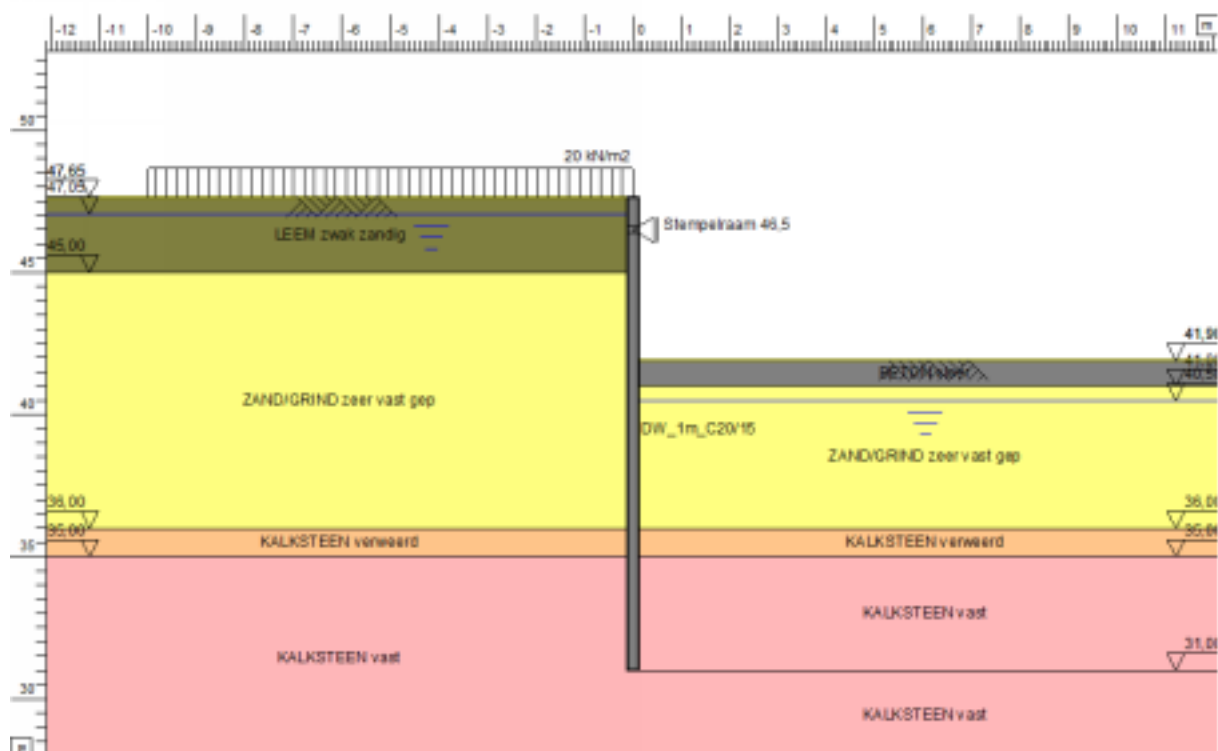
DSHEETPIILING: GEOMETRIE BOUWFASERING DIEPWAND – ZONDER OWB

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

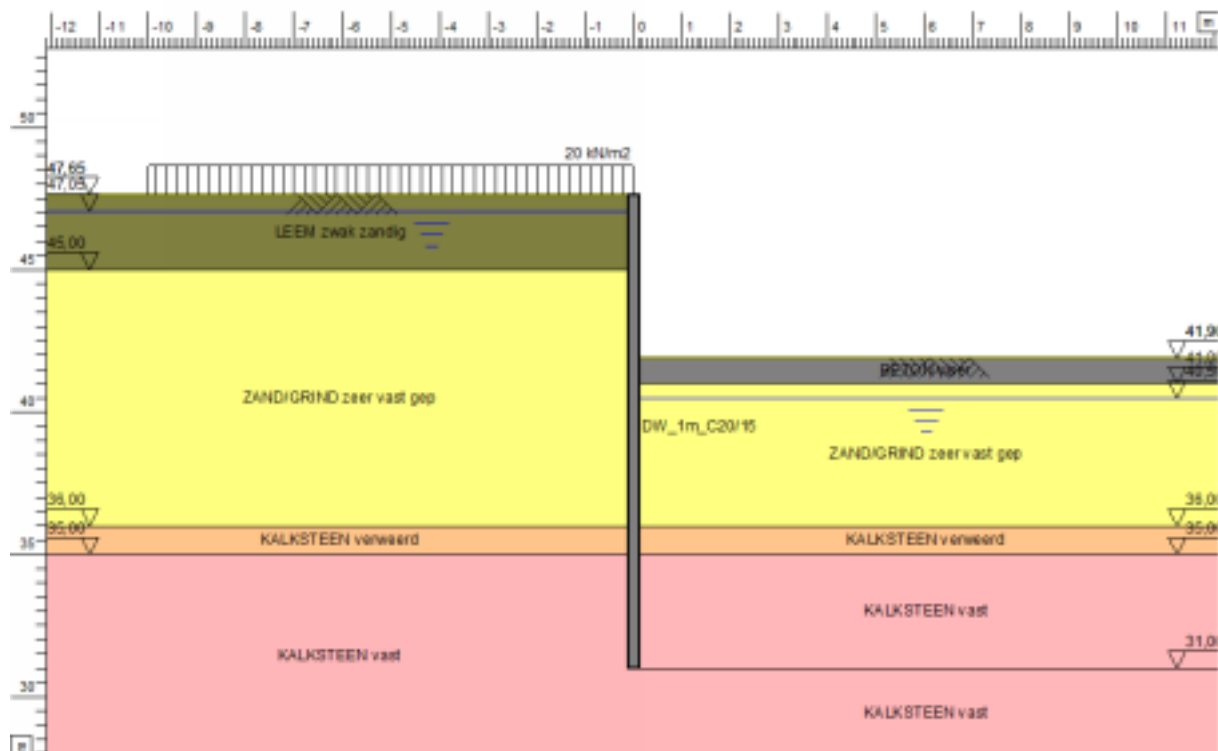
Opdr. : 7214-0125-000

Bijl. : A5.1

Overzicht - Fase 5: Storten vloer



Overzicht - Fase 6: Verwijderen stempel



BLAD 3 van 3

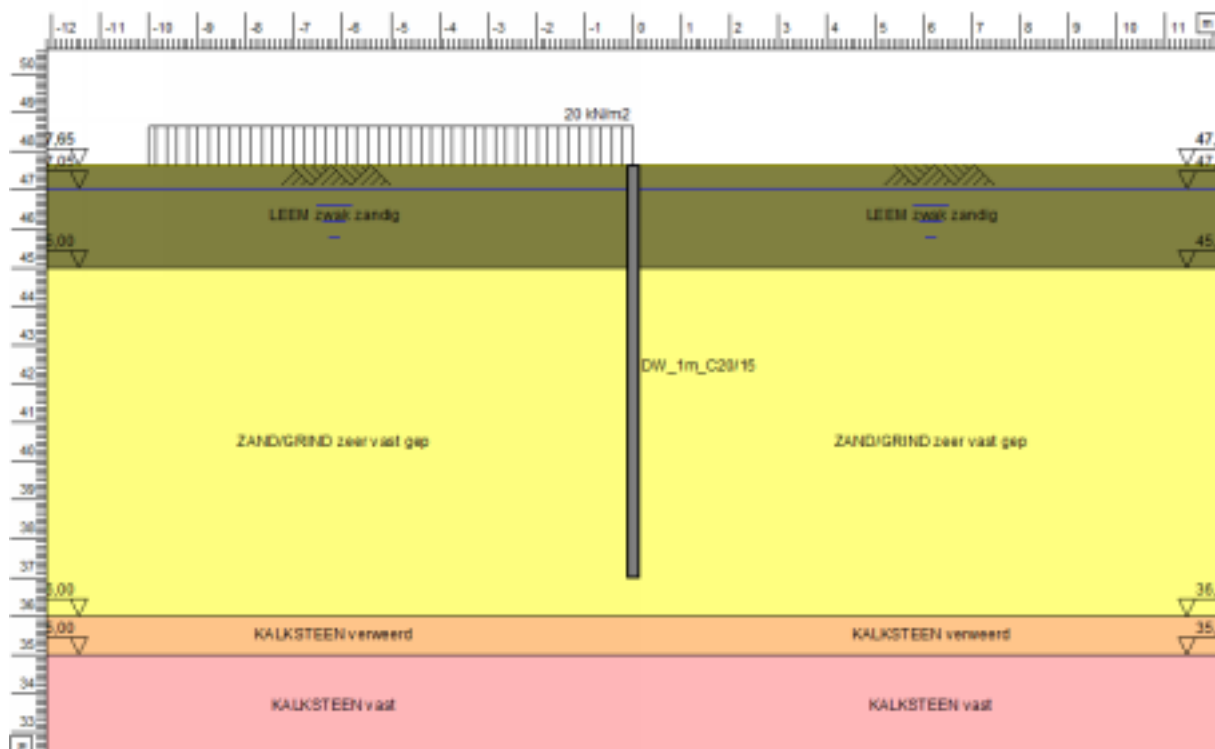
DSHEETPIILING: GEOMETRIE BOUWFASERING DIEPWAND – ZONDER OWB

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

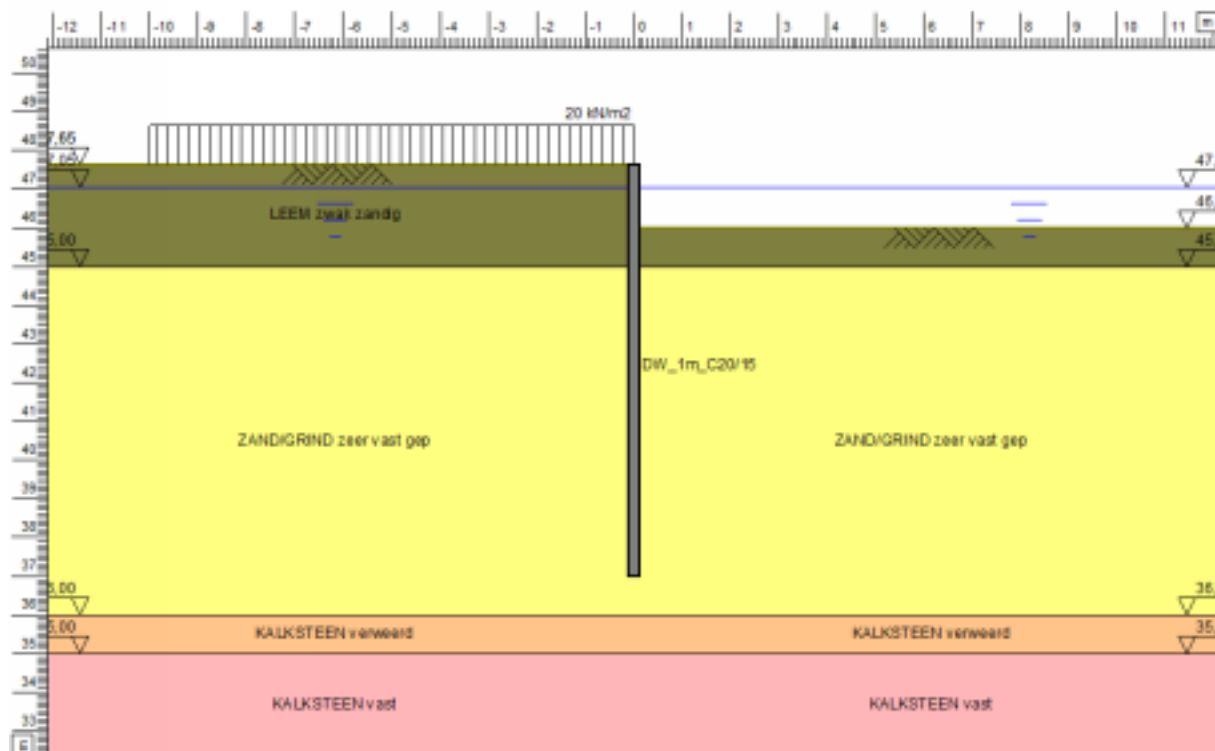
Opdr. : 7214-0125-000

Bijl. : A5.1

Overzicht - Fase 1: Installeren wand



Overzicht - Fase 2: Ontgraven tbv stempel +46



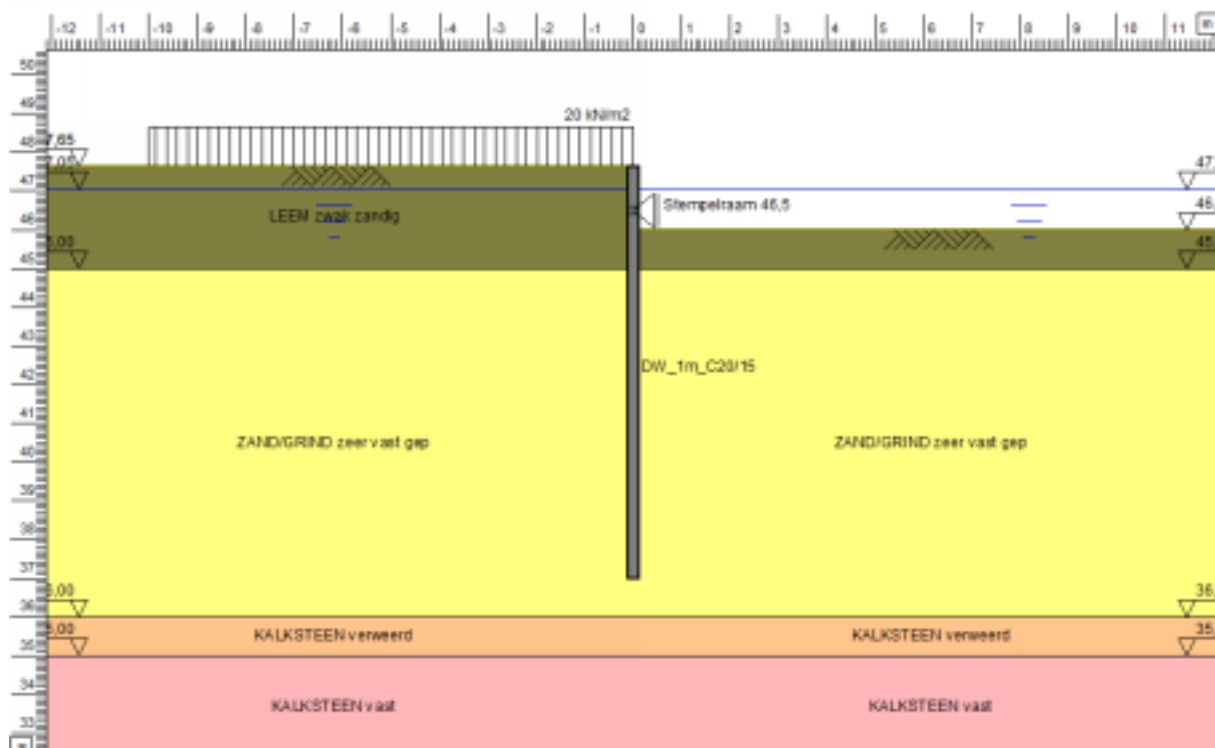
BLAD 1 van 4

DSHEETPIILING: GEOMETRIE BOUWFASERING DIEPWAND – MET OWB

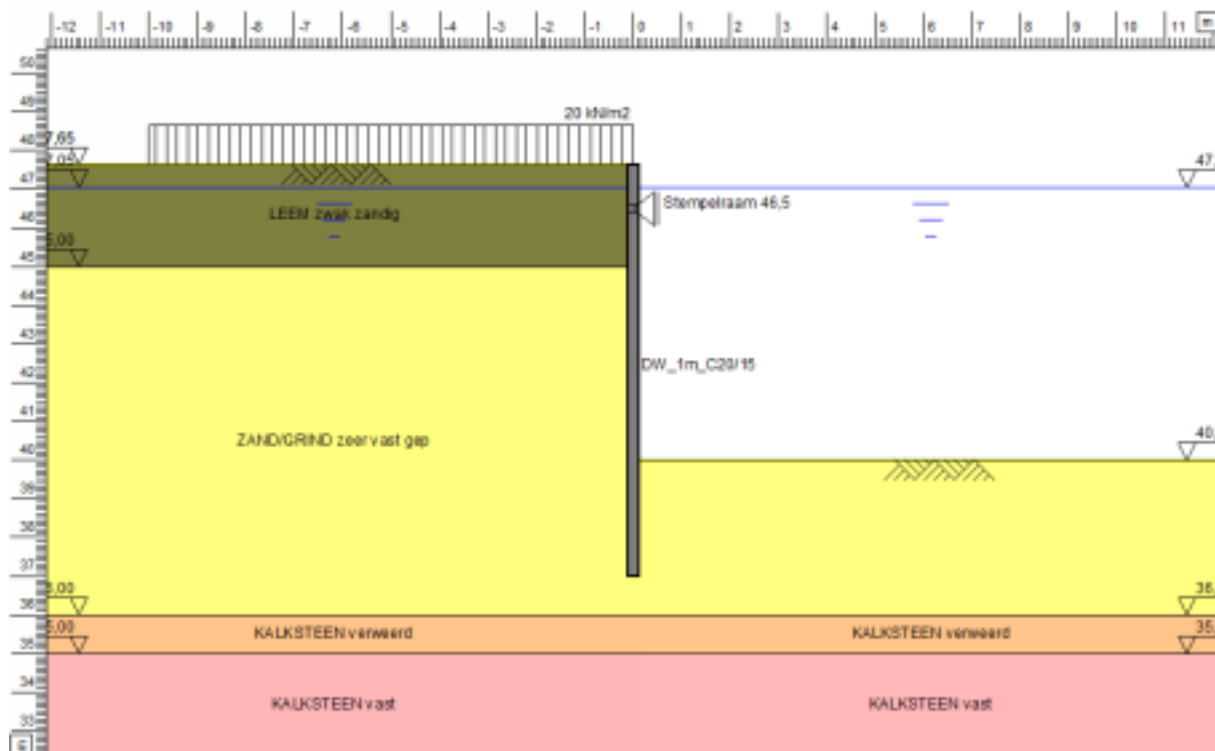
FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. : 7214-0125-000
Bijl. : A5.2

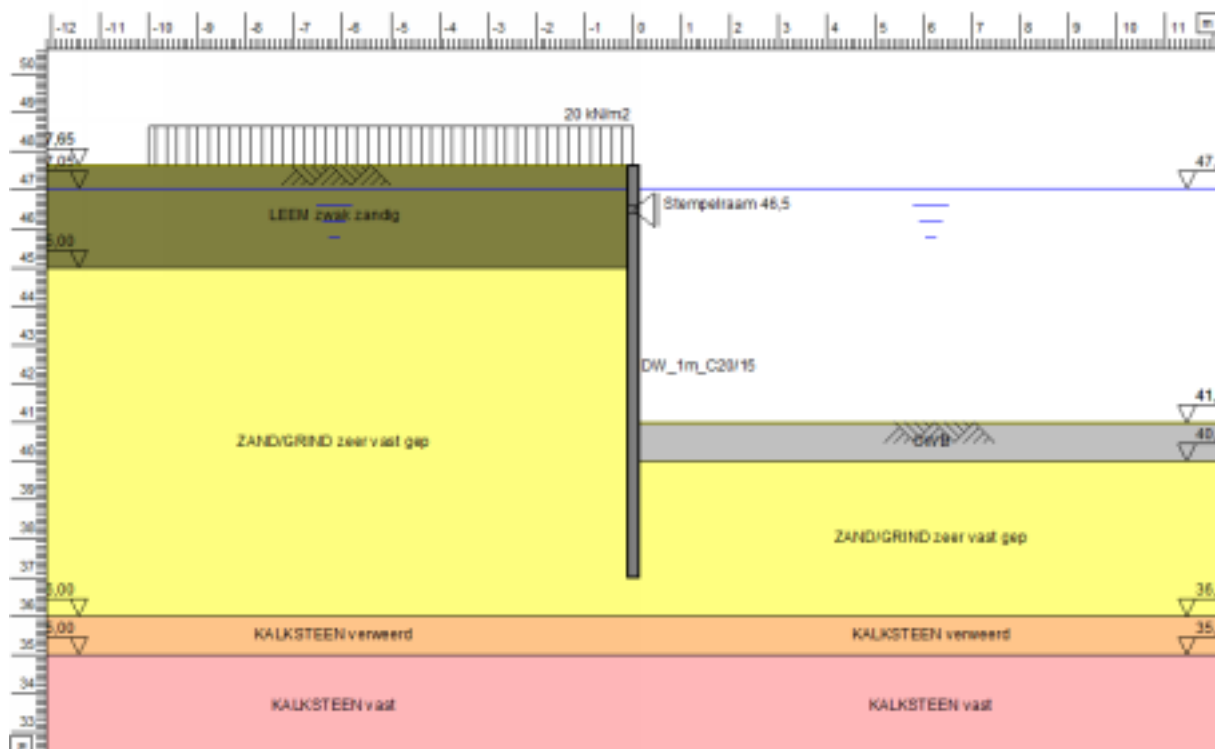
Overzicht - Fase 3: Plaatsen stempelraam +46,5



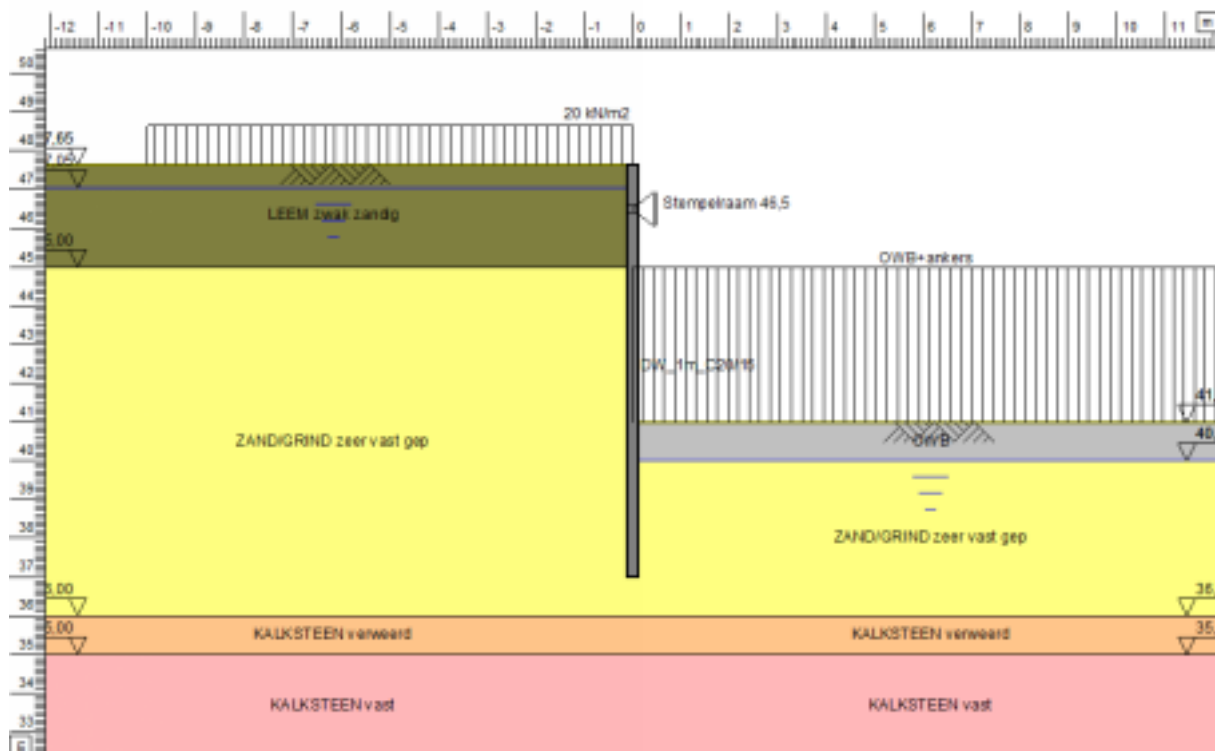
Overzicht - Fase 4: Ontgraven +40,0



Overzicht - Fase 5: Storten OWB



Overzicht - Fase 6: Leegpompen put



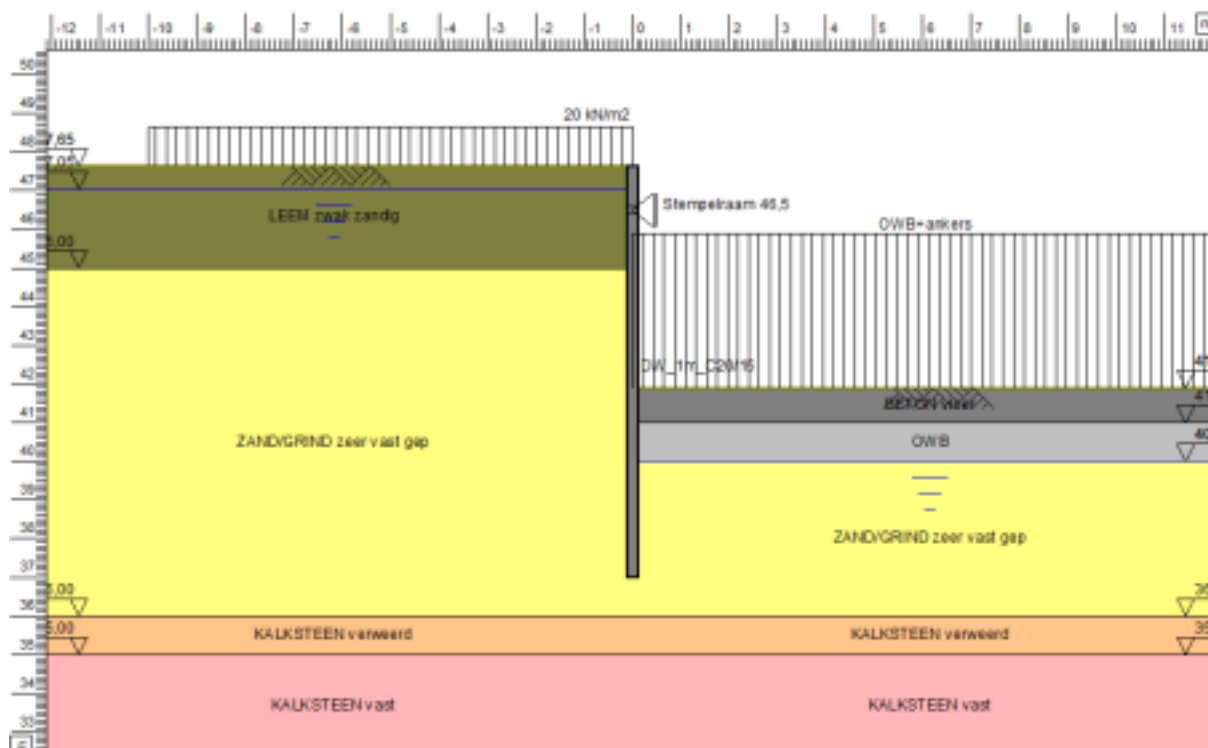
BLAD 3 van 4

DSHEETPILING: GEOMETRIE BOUWFASERING DIEPWAND – MET OWB

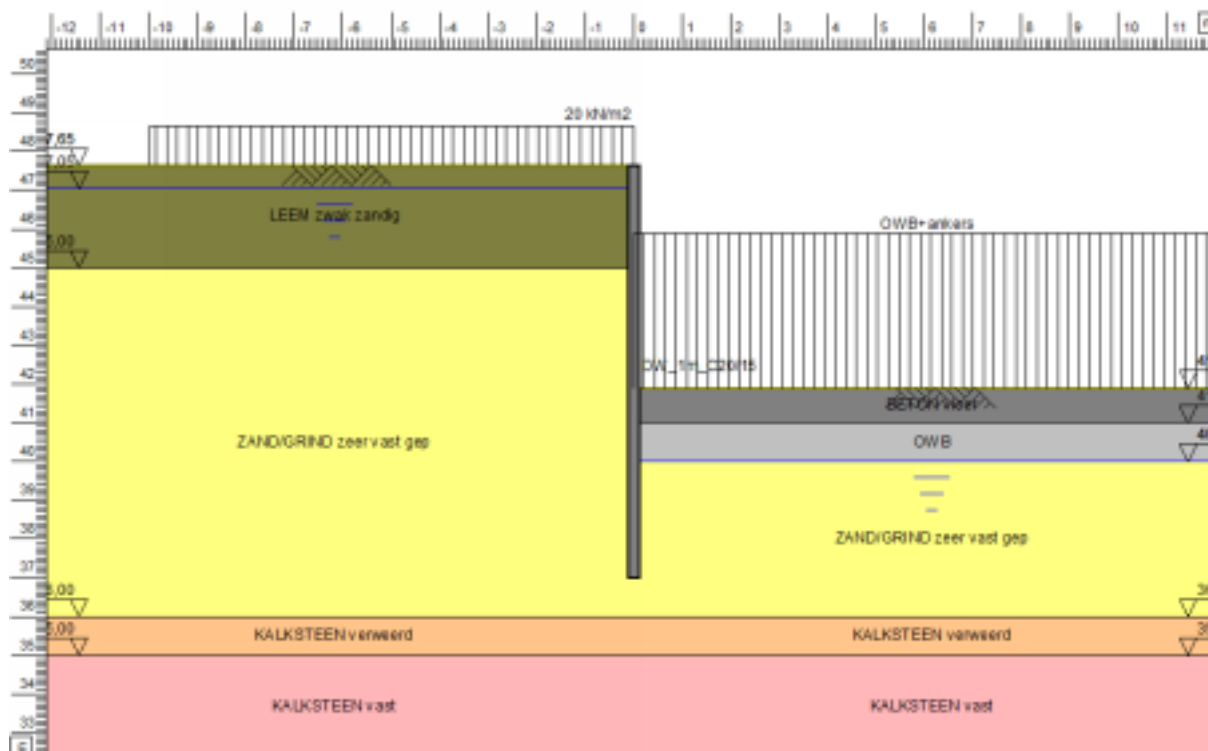
FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. : 7214-0125-000
Bijl. : A5.2

Overzicht - Fase 7: Storten vloer



Overzicht - Fase 8: Verwijderen stempel

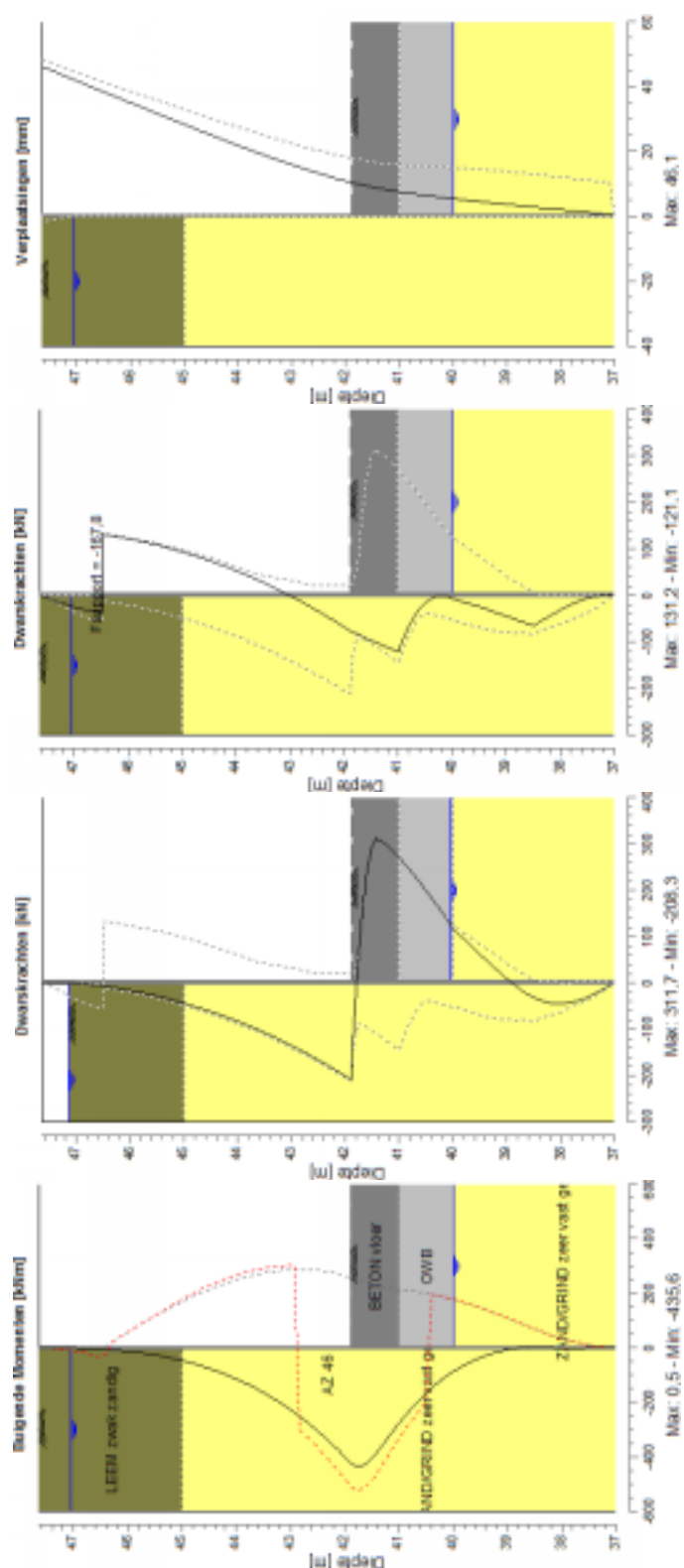


BLAD 4 van 4

DSHEETPIILING: GEOMETRIE BOUWFASERING DIEPWAND – MET OWB

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. : 7214-0125-000
Bijl. : A5.2

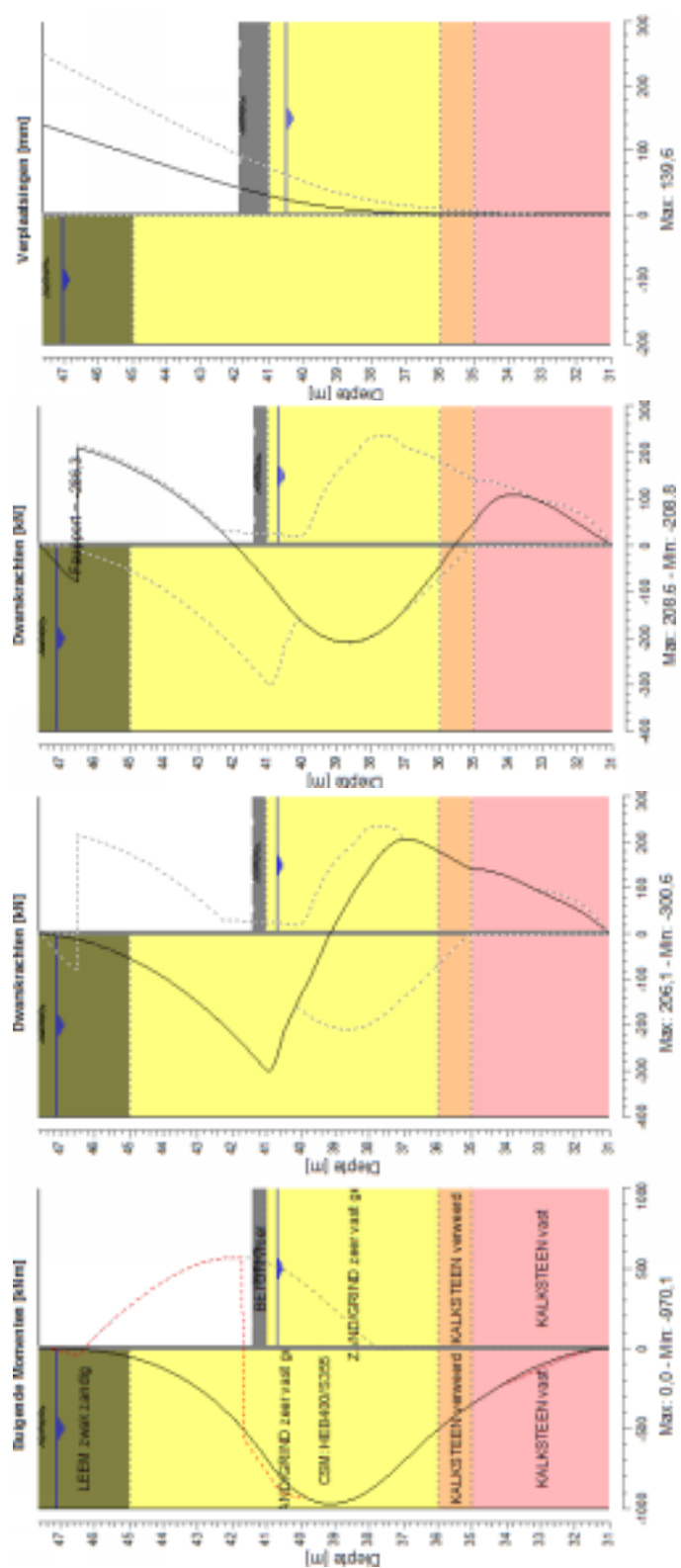


DSHEETPILING: BEREKENINGSRESULTATEN STALEN DAMWAND MET OWB

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. : 7214-0125-000

Bijl. : A6.1

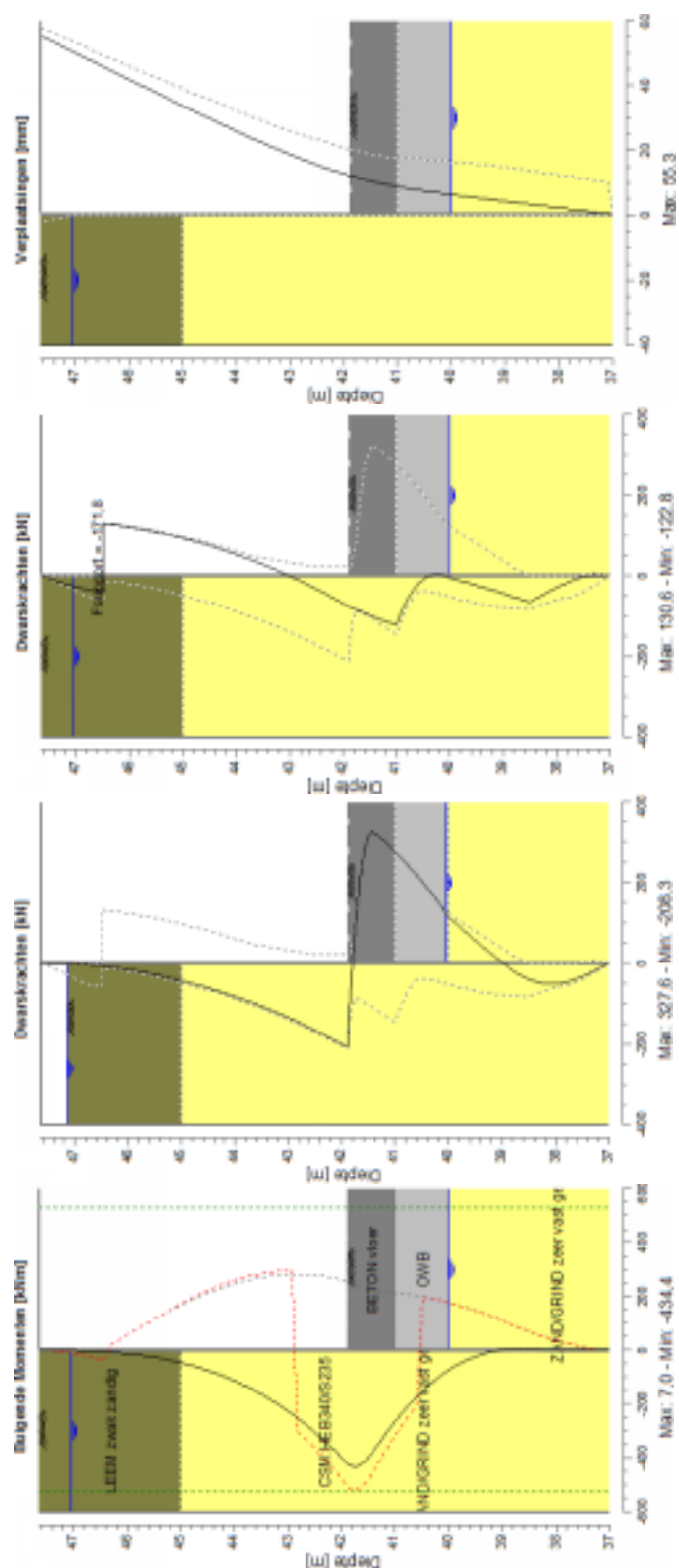


DSHEETPILING: BEREKENINGSRESULTATEN CSM-WAND ZONDER OWB

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. : 7214-0125-000

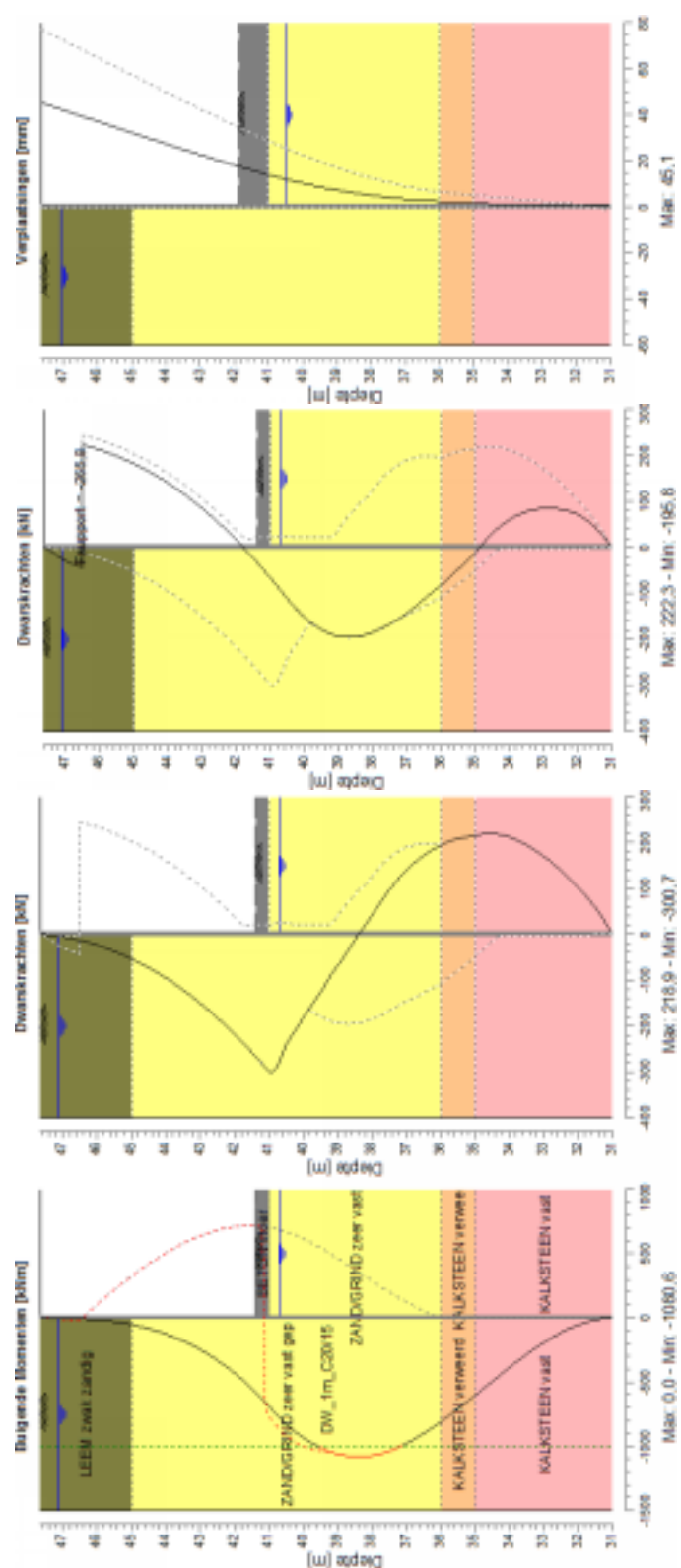
Bijl. : A6.2



DSHEETPILING: BEREKENINGSRESULTATEN CSM-WAND MET OWB

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. : 7214-0125-000
Bijl. : A6.3

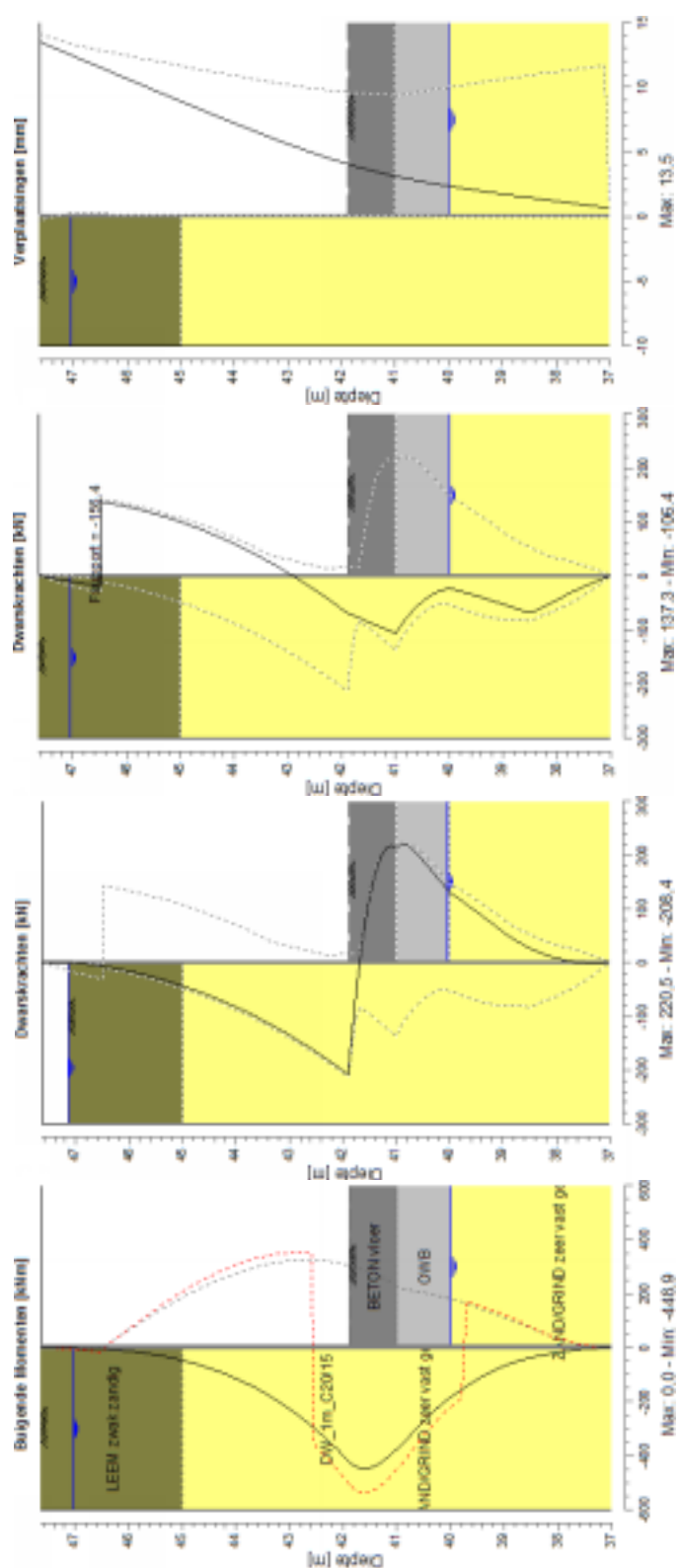


DSHEETPILING: BEREKENINGSRESULTATEN DIEPWAND ZONDER OWB

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. : 7214-0125-000

Bijl. : A6.4



DSHEETPILING: BEREKENINGSMETHODEN DIEPWAND ZONDER OWB

FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT

Opdr. : 7214-0125-000
Bijl. : A6.5

Uitgangspunten

- gehanteerde boring : B3
- grondwaterstand : NAP +45,80 m
- aanlegniveau : NAP +41,00 m
- gronddekking : 0,0 m
- rekenwaarde
wrijvingshoek ϕ'_d : 29,8°

In de berekening is uitgegaan van een gedraineerde situatie (lange termijn gedrag) en gewogen parameters voor de grondslag tussen het funderingsoppervlak en de maatgevende invloedsdiepte. De invloedsdiepte z_e is volgens 6.5.2.2(d) en figuur 6.b van NEN 9997-1 bepaald op 1,5 maal de effectieve funderingsbreedte b' .

De rekenwaarde van de maximale funderingsdruk op het effectieve funderingsoppervlak in de gedraineerde toestand volgens 6.5.2.2(i) van NEN 9997-1 bedraagt:

$$\sigma'_{\max;d} = \sigma'_{v;z;d} \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma'_{\text{gem};d} \cdot b' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma = 327 \text{ kPa}$$

waarin:

in dit geval:

$\sigma'_{v;z;d}$	=	rekenwaarde van de verticale korrelspanning op het aanlegniveau	0,0	kPa
N_q	=	draagkrachtfactor voor de invloed gronddekking	18,4	-
S_q	=	vormfactor voor de invloed van de gronddekking	1,0	-
i_q	=	reductiefactor belastinghelling	1,0	-
$\gamma'_{\text{gem};d}$	=	rekenwaarde van het (gewogen) effectieve volumiek gewicht van de grond onder aanlegniveau	8,6	kN/m ³
b'	=	effectieve breedte funderingsoppervlak	4,0	m
N_γ	=	draagkrachtfactor voor de invloed van het effectieve volumiek gewicht van de grond onder aanlegniveau	8,6	-
S_γ	=	vormfactor voor de invloed van het effectieve gewicht van de grond onder aanlegniveau	1,0	-
i_γ	=	reductiefactor belastinghelling	1,0	-

REKENWAARDE DRAAGKRACHT VOLGENS DE NEN9997-1

	Opdr. :	7214-0125-000
FIETSENSTALLING VOOR NS HOOFDSTATION TE MAASTRICHT	Bijl. :	A7

Aan het zand te stellen eisen

De grondverbetering dient uitgevoerd te worden met geschikt zand, dat goed verdichtbaar is. Het zand moet worden onderzocht op korrelverdeling, korrelvorm, humusgehalte en verdichtbaarheid. Dit geldt zowel voor het van nature aanwezige zand als voor eventueel aan te voeren zand. De vereiste eigenschappen zijn:

- De korrelfractie kleiner dan 0,063 mm dient bij voorkeur niet meer te bedragen dan 5%; indien minder strenge eisen worden gesteld aan de grondverbetering is 10% [m/m] toelaatbaar (6.9(c) van NEN 9997-1).
- De korrelfractie < 0,016 mm dient niet meer te bedragen dan 5% (6.9(c) van NEN 9997-1).
- De gelijkmatigheidscoëfficiënt D_{60}/D_{10} van de zandfractie dient bij voorkeur ten minste 2,0 te bedragen, waarbij:
 D_{10} = korreldiameter met een zeefdoorval van 10 % [m/m]
 D_{60} = korreldiameter met een zeefdoorval van 60 %.
- De korrelvorm dient bij voorkeur hoekig te zijn.
- Het organisch stofgehalte mag maximaal 3% [m/m] bedragen.
- De "Proctor"-curve, waarmee de verdichtbaarheid wordt aangegeven en waarin het watergehalte is uitgezet tegen de droge dichtheid, dient rond de maximum dichtheid een flauw verloop te hebben.

Zand dat minder goede eigenschappen heeft, is vaak nog wel verdichtbaar. De benodigde verdichtingsenergie kan dan echter aanzienlijk toenemen.

Verdichtingswijze

Voor een optimale verdichting van zand met bovengenoemde eigenschappen wordt de volgende werkwijze geadviseerd:

- Het ontgravingsniveau afrillen in minimaal 4 gangen, kruiselings en overlappend alvorens de eerste laag wordt aangebracht.
- De grondverbetering in lagen aanbrengen en verdichten met een trilplaat of trilwals in minimaal 4 gangen, kruiselings en overlappend.
- De laagdikte afstemmen op de aan te wenden verdichtingsapparatuur en de eigenschappen van het zand. In de onderstaande tabel is hiervoor een indicatie gegeven.

Apparaat	Gewicht	Laagdikte
trilplaat	1 à 2 kN	0,2 m
trilplaat	3 à 5 kN	0,3 m
hand-trilwals	6 à 8 kN	0,2 m
tandem trilwals	12 à 15 kN	0,2 m
tandem trilwals	ca 20 kN	0,3 m
zelfrijdende (tril)wals	80 à 120 kN	0,3 à 0,5 m
zelfrijdende (tril)wals	≥ 120 kN	0,5 m

Opgemerkt wordt, dat voor een grote dieptewerking in het algemeen een groot aantal gangen (10 à 15) vereist is doordat de effectiviteit met de diepte snel afneemt. Daarnaast is de staat van onderhoud van de apparatuur ook een belangrijk aspect.

- Het funderingsniveau verdichten met een lichte trilplaat indien de bovenlaag los is geschud door het gebruik van zware trilapparatuur.
- De aanlegbreedte van de grondverbetering zodanig kiezen, dat spreiding van de funderingsdruk mogelijk is onder een hoek van 45° met de verticaal gerekend vanaf de rand van de fundering.

Grondwaterstand en watergehalte

Tijdens de verdichting dient het grondwater dieper dan 0,5 m beneden het werkniveau te staan. Bij te hoge grondwaterstand zal, afhankelijk van de doorlatendheid van het zand en de eigenschappen van de trilapparatuur, drijfzand kunnen ontstaan, waardoor verdichting onmogelijk wordt. Voor uitvoering van grondverbeteringen onder de grondwaterstand dient een bemaling te worden geïnstalleerd om de grondwaterstand tot tenminste 0,5 m beneden het werkniveau te verlagen.

Het watergehalte van het te verdichten zand dient bij voorkeur 8 tot 15 % (m/m) te bedragen. Eén en ander is af te leiden uit de Proctor-proef, waarbij het optimale watergehalte wordt bepaald in relatie tot de hoogst verkregen droge dichtheid.

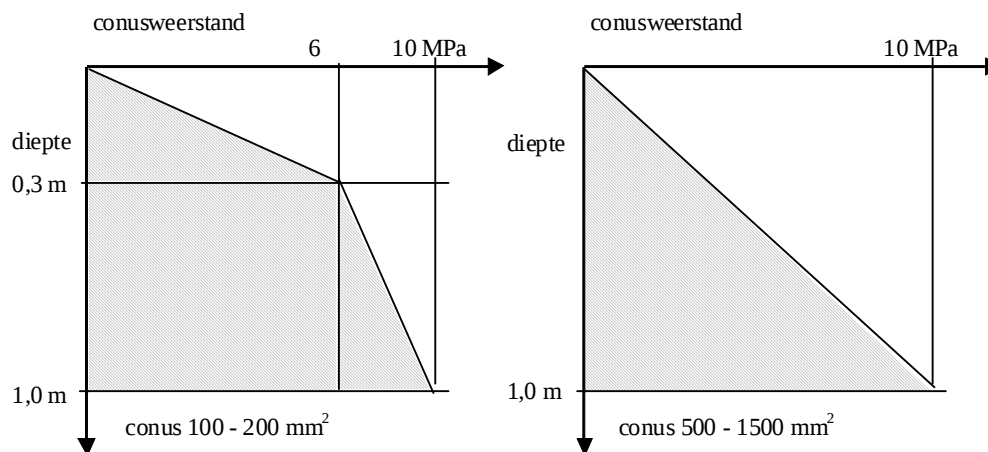
Controle grondverbetering

De kwaliteit van de grondverbetering dient zodanig te zijn, dat minstens de hoek van inwendige wrijving wordt bereikt die in de berekening van de draagkracht is gehanteerd. De controle op de kwaliteit van de uitgevoerde grondverbetering kan geschieden op de navolgende wijze:

- Sonderingen met conus met een conusoppervlak van 100 à 200 mm². Met een minisondeerrups (*Landscout*) zijn nauwkeurige sonderingen met automatische registratie tot een diepte van maximaal 5 m mogelijk. Met handsonderingen zijn de mogelijkheden beperkt, zowel voor wat betreft de nauwkeurigheid als de diepte; een verdichte zandlaag van 0,4 à 0,5 m is hiermee te controleren, eventueel in combinatie met een handboor.
- Sonderingen conform NEN 5140 of NEN-EN-ISO 22476-12 met conus met een conusoppervlak van 500 à 2000 mm². Hierbij kan de grondverbetering over grote laagdikten nauwkeurig worden gecontroleerd.
- Dichtheidsbepalingen met behulp van volumesteeeringen, nucleaire meetapparatuur, de CMC-methode, de kunststoffoliemethode of de zand-vervangingsmethode. De onderzoeksdiepte is beperkt, zodat iedere laag afzonderlijk moet worden gecontroleerd alvorens de volgende laag wordt aangebracht.

In een goed uitgevoerde grondverbetering voor een fundering op staal loopt de conusweerstand gelijmatig op tot:

- sonderingen met A_c 100 à 200 mm² 6 MPa op 0,3 m diepte en 10 MPa op 1,0 m diepte
- sonderingen met A_c 500 à 2000 mm² 10 MPa op 1,0 m diepte



De gemeten conusweerstand moet buiten het gearceerde gebied liggen.

Bovengenoemde waarden komen overeen met een Proctordichtheid van gemiddeld 95% waarbij in zand een ϕ' -waarde aanwezig is van circa 35° hetgeen voor een fundering op staal een gebruikelijke eis is. Als de grondverbetering primair ten doel heeft de zetting te verminderen en minder strenge eisen aan de draagkracht worden gesteld, zijn in specifieke gevallen en in overleg met de geotechnisch adviseur lagere waarden acceptabel.

Voor de wegenbouw zijn verdichtingseisen onder andere gegeven in het door CROW uitgegeven Infoblad Infrastructuur - *Verdichtingscontrole via handsonderingen*.

Algemene richtlijnen

Voor algemene richtlijnen betreffende de installatie van schroefpalen type avegaar en buisschroefpalen wordt verwezen naar NEN-EN 1536 *Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Boorpalen*. Daarnaast wordt verwezen naar de beoordelingsrichtlijn BRL 2356, inclusief Bijlagen A en B d.d. 01-06-1992 van KIWA. Toezicht dient plaats te vinden op basis van CUR Aanbeveling 114 "Toezicht op de realisatie van paalfunderingen". In het bijzonder dient op de volgende aspecten te worden gelet.

Installatievolgorde

De eerste paal dient zo dicht mogelijk bij de sondering met het diepste paalpuntniveau te worden geïnstalleerd. Het waargenomen installatiegedrag zoals boormoment en schraapfactor kan, in combinatie met het sondeerbeeld, een indicatie geven voor de tussen de sonderingen te installeren palen.

Het beïnvloeden van een onvoldoend verharde paalschacht door het boren van een naastliggende paal, kan over het algemeen worden vermeden door een hart-op-hart afstand van minimaal 4 maal de paaldiameter met een minimum van 2,0 m aan te houden. Bij een geringere tussenafstand dient minimaal 4 uur tussentijd in acht te worden genomen. Indien desondanks blijkt dat door het boren van een volgende paal, het specieniveau van de nog niet verharde paal wijzigt (nazakking of oppersing), dan dient een andere werkvolgorde te worden gekozen waardoor een grotere tussenafstand ontstaat of dient een langere verhardingstijd in acht te worden genomen. Aan de paal waar nazakking of oppersing is geconstateerd, dient bij de kwaliteitscontrole bijzondere aandacht te worden besteed.

Bij palen binnen elkaars invloedsgebied dient hetzelfde paalpuntniveau te worden aangehouden. Het dieper installeren kan een vermindering in draagvermogen veroorzaken van eerder ingebrachte palen. Bij een ondieper niveau is het risico aanwezig dat de paalpunt zich in een verstoorde zone bevindt. In beide gevallen zullen naderhand sonderingen moeten worden uitgevoerd om het draagvermogen vast te stellen.

Installatie

De draaisnelheid van de avegaar dient te worden afgestemd op de penetratiesnelheid. Er mag niet meer grond omhoog worden geschroefd dan strikt noodzakelijk (verdringingsvolume van de avegaar), zodat ontspanning van de grond tot een minimum wordt beperkt. De capaciteit van de boormotor dient derhalve te zijn afgestemd op de bodemopbouw en de paaldiameter.

Een te laag boormoment kan leiden tot een aanzienlijke ontspanning in de ondergrond, hetgeen nadelig is voor het draagvermogen van de palen. Ook kunnen belendende funderingen op staal of op palen daardoor grote zettingen ondergaan.

Bij iedere sondering dient over de volle hoogte de schraapfactor te worden bepaald; voor de tussenliggende palen kan worden volstaan met de bepaling over de laatste 1,5 m. De schraapfactor is het aantal omwentelingen van de avegaar nodig om de avegaar over de lengte van 1 x de spoed te doen zakken. Sterke afwijkingen hierin dienen te worden gecontroleerd door middel van een controlesondering op 0,75 m afstand van de paal.

Zodra de avegaar op diepte is, dient de boormotor gestopt te worden. Alvorens de avegaar wordt getrokken moeten de slangen en de holle buis van de avegaar gevuld zijn met mortel en moet het systeem onder voldoende druk zijn gezet. De avegaar mag maximaal 0,1 m worden gelicht om het deksel te lossen. Bij mislukking mag dit maximaal nog twee maal geprobeerd worden. Hierna dient de avegaar linksomdraaiend te worden getrokken. Een nieuwe paal op dezelfde plaats dient 0,25 m dieper te worden geboord.

Tijdens het trekken van de avegaar dient erop te worden toegezien, dat de morteldruk gehandhaafd blijft, zodat een regelmatige opbouw van de paalschacht wordt verkregen. In de draagkrachtige laag dient een overdruk te worden aangehouden van 0,5 MPa. In de bovenlagen dient de overdruk te worden gereduceerd om een doorbraak van verse mortel langs de avegaar naar het maaiveld te voorkomen. De snelheid van trekken van de avegaar en het opvullen van het boorgat dient in overeenstemming te zijn met de capaciteit van de betonpomp. Bij onderbrekingen in het proces van paalfabricage dient eerst 0,25 m teruggeboord te worden. De palen dienen te worden afgestort tot aan het werkniveau.

Wapening

De wapening van de paal, voorzien van afstandhouders, dient verticaal en gecentreerd te worden geïnstalleerd direct na het trekken van de avegaar. Hierbij kan eventueel gebruik worden gemaakt van een trilapparaat. De betondekking op de buitenste staven dient, gezien de onnauwkeurigheid van het inbrengen, tenminste 60 mm te bedragen.

Ontgravingen

Bij eventuele ontgravingen na het installeren van de palen dient zorgvuldig te worden gewerkt om beschadiging te voorkomen. Meestal zijn de palen slechts over een beperkte hoogte gewapend waardoor de opneembare horizontale belasting gering is. Ook de weerstand tegen ongelijkmatige gronddrukken, bijvoorbeeld door plaatselijke ontgravingen en/of materieeltransport, is beperkt.

Controle

Een controle op de aard van de bodemlagen wordt verkregen door de grond in de avegaar te inspecteren. De paalpunt dient in de draagkrachtige zandlaag te staan en het bodemprofiel dient in overeenstemming met het sondeerbeeld te zijn. De hoeveelheid gebruikte mortel c.q. beton dient te worden geregistreerd, en geverifieerd aan de hand van de afmetingen van de paal. De morteldruk tijdens het maken van de paal dient, bijvoorbeeld met een continue schrijver, te worden geregistreerd.

De kwaliteit van de palen dient te worden gecontroleerd met behulp van akoestische metingen, zo nodig in combinatie met het ontgraven van het bovenste deel van de paalschacht. Eventuele discontinuïteiten in de betondoorsnede kunnen hiermee worden vastgesteld. Het aantal door te meten palen wordt mede bepaald door eventuele onregelmatigheden tijdens de uitvoering. Bij twijfel omtrent de kwaliteit, c.q. het draagvermogen, dient contact te worden opgenomen met de constructeur en de grondmechanisch adviseur. In onderling overleg kan dan tot een of meer van de volgende maatregelen worden besloten:

- het uitvoeren van controlesonderingen om te onderzoeken of sprake is van een afwijkende bodemopbouw;
- het uitvoeren van een dynamische en/of statische proefbelasting om het werkelijke draagvermogen van de paal vast te stellen.

In geval er 3 pogingen zijn gedaan om het deksel te lossen zal eveneens een controlesondering moeten worden uitgevoerd ter controle van de invloed.

Uitgebreide informatie over de uitvoering van paalfunderingen, het dynamisch proefbelasten en het akoestisch doormeten van palen is gegeven in onze brochures, die op aanvraag beschikbaar zijn.

Gezien de vele factoren die het installatieproces kunnen beïnvloeden, is deskundig toezicht een vereiste. Voor iedere paal dienen alle van belang zijnde gegevens te worden geregistreerd. Dit betreft niet alleen het uiteindelijke paalpunniveau, doch ook zaken als het toegepaste boormoment, de betonaanvoer, eventuele onregelmatigheden tijdens het boorproces, de installatievolgorde, het tijdstip, de paallengte, het maaiveld- respectievelijk werkniveau, een eventuele bemaling en andere relevante gegevens.

Aanvullende opmerkingen m.b.t. buisschroefpalen

De bovengenoemde aanbevelingen voor uitvoering van avegaarpalen gelden in grote lijnen ook voor buisschroefpalen. Hierbij dienen echter nog de volgende kanttekeningen te worden geplaatst:

- de capaciteit van de boormotor dient in het algemeen groter te zijn dan bij avegaarpalen van dezelfde diameter;
- tijdens paalfabricage dient het specieniveau zich in de holle kern te allen tijde zich boven het maaiveld te bevinden; de betondruk kan namelijk niet worden gemeten;
- indien een buisschroef als gevolg van onregelmatigheden moet worden getrokken, dient deze eerst gevuld te worden met grof materiaal of beton ter voorkoming van extra ontspanning van de zandlaag;
- bij genoemde uitvoeringsproblemen dient een controlesondering te worden gemaakt op een afstand van 0,75 m uit de paal.